

PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE MINÉRIOS DE FERRO
SINTERIZADO VISANDO SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO
DURANTE TRANSPORTE MARÍTIMO

FLAVIANO RODRIGUES DE SOUZA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY
RIBEIRO– UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
NOVEMBRO – 2020

PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE MINÉRIOS DE FERRO
SINTERIZADO VISANDO SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO
DURANTE TRANSPORTE MARÍTIMO

FLAVIANO RODRIGUES DE SOUZA

“Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro,
como parte das exigências para obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil”.

Orientador: Fernando Saboya Albuquerque Jr.

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
NOVEMBRO – 2020

FICHA CATALOGRÁFICA

UENF - Bibliotecas

Elaborada com os dados fornecidos pelo autor.

S729

Souza, Flaviano Rodrigues de.

PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE MINÉRIOS DE FERRO SINTERIZADO VISANDO
SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO DURANTE TRANSPORTE MARÍTIMO / Flaviano Rodrigues de
Souza. - Campos dos Goytacazes, RJ, 2020.

162 f. : il.

Bibliografia: 100 - 110.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense
Darcy Ribeiro, Centro de Ciência e Tecnologia, 2020.
Orientador: Fernando Saboya Albuquerque Junior.

1. Minério de Ferro. 2. Liquefação. 3. Propriedades Geotécnicas. 4. Transporte Marítimo. I.
Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. II. Título.

CDD - 624

PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE MINÉRIOS DE FERRO
SINTERIZADO VISANDO SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO
DURANTE TRANSPORTE MARÍTIMO

FLAVIANO RODRIGUES DE SOUZA

“Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro,
como parte das exigências para obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil”.

Aprovada em 25 de Novembro de 2020.

Comissão Examinadora:



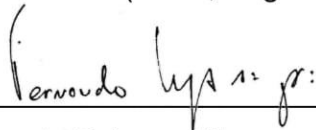
Prof. Fernando Antônio Medeiros Marinho (PhD., Engenharia Civil) – USP
(Membro externo)



Prof. Aldo Durand Farfán (D. Sc, Engenharia Civil) – UENF



Prof. Sérgio Tibana (D. Sc, Engenharia Civil) – UENF



Prof. Fernando Saboya Albuquerque (D. Sc, Engenharia Civil) – UENF
(Orientador)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pela vida e oportunidades, e a todos amigos e familiares que me auxiliaram nessa jornada direta ou indiretamente.

Agradeço em especial aos meus pais, Flávio e Silmara, pelo amor incondicional, exemplo de vida e pelo apoio nos estudos.

Agradeço a minha esposa e companheira de vida, Danyelle, pelo amor e carinho, que melhora meus dias e me faz ama-la a cada dia mais. Agradeço por estar na minha vida e por me permitir fazer parte da sua, te amo sem medida e sem ponto final.

Aos meus irmãos, Flávio e Sávio, agradeço pelo carinho, momentos de diversão e amizade, que nos mantem unidos.

Aos meus amigos, Gabriel, Kaio, Rodolfo e Renan, que se tornaram meus irmãos na jornada da vida e alguns até padrinhos, agradeço pelos momentos de descontração e pelas palavras certas nos momentos difíceis.

Aos meus orientadores, Fernando Saboya e Sérgio Tibana, agradeço pela seriedade em ensinar e pelo entusiasmo nos momentos de dúvidas. Obrigado por despertarem meu respeito e interesse pela área.

Agradeço aos técnicos e professores do Laboratório de Engenharia Civil da UENF, em especial ao Milton pelo carisma, amizade e por me mostrar que não se pode parar de querer aprender e que a Geotecnia nunca vai parar de nos surpreender.

Agradeço ao grupo da centrífuga geotécnica da UENF pelo apoio no desenvolvimento do meu projeto e pelos momentos de descontração.

Agradeço ao apoio e receptividade dos técnicos e do professor Tacio Mauro Pereira de Campos da PUC-Rio.

Agradeço aos meus amigos da turma de 2018 de mestrado em Engenharia Civil da UENF.

Agradeço a CAPES e a FAPERJ, pelo auxílio financeiro.

Por fim agradeço ao Programa de Engenharia Civil e a Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro por ajudar a formar pessoas críticas para a sociedade.

“A tarefa não é tanto ver aquilo que ninguém viu, mas pensar o que ninguém ainda pensou sobre aquilo que todo mundo vê. ”

(Arthur Schopenhauer)

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	xvii
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIações.	xviii
CAPÍTULO 1 -INTRODUÇÃO	1
1.1. Justificativa.....	4
1.2. Objetivos	11
CAPÍTULO 2 - FENÔMENO DA LIQUEFAÇÃO E A EVOLUÇÃO DO SEU ESTUDO	13
2.1. Terminologias e definições.....	15
2.1.1. Fluxo por Liquefação (Flow Liquefaction) e Mobilidade Cíclica (Cyclic Mobility).....	16
2.1.2. Liquefação estática.....	18
2.2. Critérios de susceptibilidade à liquefação	21
2.2.1. Critério de Composição do Material.....	23
2.2.2. Critérios de Estado	26
2.3. Carregamentos cíclicos em solos granulares.....	33
2.4. Superfície de Fluxo por Liquefação (FLS) ou Linha de Instabilidade (IL).....	34
2.5. Avaliação da Susceptibilidade do Solo à Liquefação	36
2.5.1. Avaliação da susceptibilidade à liquefação em ensaios convencionais.....	37
2.5.2. Avaliação da susceptibilidade à liquefação em ensaios cíclicos ..	38
2.6. Comportamento não drenado em carregamentos monotônicos	40
CAPÍTULO 3 - ASPECTOS DA LIQUEFAÇÃO NO TRANSPORTE MARÍTIMO DE MINÉRIO DE FERRO	43
3.1. Movimentação.....	43
3.2. Condição de saturação de uma pilha	45
3.3. Tensão aplicada em uma pilha	45
3.4. Considerações gerais para o minério de ferro	46

CAPÍTULO 4 - CARACTERÍSTICAS DO MINÉRIO DE FERRO EM ESTUDO E ENSAIOS TRIAXIAIS	49
4.1. Ensaios de caracterização	49
4.1.1. Caracterização física	50
4.1.2. Caracterização química	51
4.2. Ensaio de compactação na energia do Proctor normal.....	53
4.3. Ensaio de adensamento unidimensional.....	55
4.4. Moldagens dos corpos-de-prova na condição fofa para triaxial	56
4.4.1. Moldagem na densidade aparente mínima seca	57
4.4.2. Moldagem por sedimentação na água.....	58
4.4.3. Moldagem com vácuo em condição fofa com umidade de transporte.....	59
4.5. Ensaios triaxiais monotônicos	60
4.5.1. Comportamento não drenado saturado	61
4.5.2. Resistência não drenada do minério de ferro em estudo	63
4.5.3. Comportamento drenado saturado	65
4.6. Ensaios triaxiais cíclicos.....	67
CAPÍTULO 5 - MODELAGEM NUMÉRICA.....	71
5.1. Comportamento elastoplástico, lei de endurecimento e a função potencial plástica do modelo UBC3D-PLM	72
5.2. Lei de fluxo do modelo UBC3D-PLM.....	75
5.3. Parâmetros de estado do modelo UBC3D-PLM.....	76
5.4. Calibração do modelo UBC3D-PLM.....	77
5.5. Modelo Cam-Clay modificado	78
5.6. Validação dos modelos UBC3D-PLM e Cam-Clay modificado para o comportamento monotônico do minério de ferro em estudo	81
5.7. Análises através do Plaxis 2D	87
5.7.1. Modelo da pilha	87
5.7.2. Análise estática.....	88
5.7.3. Análise dinâmica.....	91
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÃO.....	98
REFERÊNCIAS.....	100

ANEXO A: Resultados dos ensaios triaxiais consolidados, não drenados monotônicos para cada método de moldagem.....	111
ANEXO B: Resultados dos ensaios triaxiais drenados consolidados monotônicos do método de moldagem de sedimentação na água.....	114
ANEXO C: Parâmetros da calibração do modelo UBC3D-PLM obtidos dos ensaios triaxiais drenados monotônicos.....	115
ANEXO D: Parâmetros da calibração do modelo Cam-Clay modificado obtidos a partir do ensaio de adensamento unidimensional	117
ANEXO E: Resultados dos ensaios triaxiais consolidados não drenados cíclicos.....	118
ANEXO F: Resultados estáticos do Plaxis 2D.....	120
ANEXO G: Resultados após cálculo dinâmico utilizando o UBC3D-PLM	124
ANEXO H: Resultados após cálculo dinâmico utilizando o CAM-CLAY.....	132
ANEXO I: Tabela de carregamentos do ensaio de adensamento unidimensional.....	135

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Importância do Brasil na produção mineral mundial em 2016 (Fonte: USGS 2015; Elaboração IBRAM, 2018).....	2
Figura 1.2 - Produção Mineral Brasileira (PMB) (Fonte: IBRAM, 2018).	2
Figura 1.3 - Imagem do minério de ferro antes (à esquerda) e depois de se liquefazer (à direita) (Fonte: Jonas, 2010).....	4
Figura 1.4 – Esquema ilustrativo da compactação das partículas devido ao movimento imposto e causando a geração de poropressão pelas características do material (Fonte: The London P&I Club, 2017).	4
Figura 1.5 - Ilustrações representando embarcações estáveis (à esquerda e ao meio) e uma embarcação instável (à direita). Onde: B = centro de flutuação do navio; Fb = força de empuxo; G = centro de gravidade do navio; M = Metacentro; MO = momento de tombamento; MR = momento de restauração; W = peso do navio; α = Ângulo de rotação (Fonte: Munro e Mohajerani, 2017).	6
Figura 1.6 – Trans Summer depois do acidente (Foto: HKG Flying Service). ...	7
Figura 1.7 - Teor de umidade de sessenta e cinco lotes diferentes retirados de quatro diferentes remessas de concentrado de cobre da classe “A” (Fonte: Rose, 2014).	8
Figura 1.8 - Exemplo de como a umidade média pode ser relatada, permitindo que uma embarcação seja carregada com múltiplos porões acima do FMP e sob risco de liquefação (Fonte: Rose, 2014).....	9
Figura 1.9 – Rota marítima entre Brasil e China (Correia et al., 2017).....	10
Figura 1.10 – Mapa de tempestades tropicais (Correia et al., 2017).....	10
Figura 2.1 - Gráfico dos resultados dos ensaios triaxiais não drenados (CIU) realizados em areias saturadas (Fonte: Castro e Poulos, 1977).....	14
Figura 2.2 – Esquema do comportamento não drenado de um solo arenoso (Fonte: Olson, 2002).	16
Figura 2.3 - Três casos de mobilidade cíclica mostrados em p' x q . A : ausência de reversão de tensão, tensões cisalhantes estáticas e cíclicas combinadas são menores que a tensão do estado permanente; B : ausência da reversão de tensão e períodos momentâneos em que as tensões cisalhantes estáticas e cíclicas combinadas excedem a resistência do estado permanente; C : com	

reversão de tensão, tensões cisalhantes estáticas e cíclicas combinadas são menores que a resistência no estado permanente (Fonte: Kramer, 1996). 17

Figura 2.4 – A: Esquema com seção transversal de um dique de areia sobreposto a uma fotografia real, igualmente conhecida como “bolhas de areia” ou “erupções de areia” (Fonte: (Sims e Garvin, 1995); **B:** Ocorrência de erupções de areia (*sand boils*) na rodovia 98 durante o terremoto de El Centro, 1979 (Adaptado: Yang e Elgamal, 2001). 18

Figura 2.5 – Comportamento do solo em $p' \times q$ quando atinge a Linha de Instabilidade sob carregamento não drenado (Fonte: Sawicki e Mierczyński, 2006). 20

Figura 2.6 – A: Comportamento de $p' \times q$ devido ao carregamento cíclico não drenado; **B:** geração de poropressão devido ao número de ciclos (N) do carregamento (Fonte: (Sawicki e Mierczyński, 2006). 20

Figura 2.7 – A: Curvas de distribuição granulométrica que definem limites de solos que liquefazem e não liquefazem (Tsuchida, 1970). **B:** Faixa de tamanhos de grãos para barragens de rejeito com baixa resistência à liquefação (Ishihara, 1985) (Fonte: Terzaghi et al., 1996). 24

Figura 2.8 – Índice de plasticidade (IP) em relação a σ_{dl}/σ_0 , com $\sigma'_0 = 50kN/m^2$ e $e = 0,53 \sim 1,6$ (Fonte: Espinoza, 2010). 25

Figura 2.9 – Representação do comportamento de curvas de ensaios triaxiais drenados. **A:** curva tensão x deformação; **B:** deformação volumétrica x deformação principal; **C:** deformação volumétrica x índice de vazios (Fonte: Pinto, 2006). 26

Figura 2.10 – Representação do índice de vazios crítico (*ecrit*) versus deformação principal (ϵ_1) (Fonte: Pinto, 2006). 27

Figura 2.11 – LEC plotada para a diferentes eixos de tensão confinante. **A:** σ'_{3c} x *ec* e **B:** $\log \sigma'_{3c}$ x *ec* (Adaptado: Kramer, 1996). 27

Figura 2.12 – Linha de vazios críticos e a susceptibilidade a liquefação (Adaptado: Casagrande, 1936) 28

Figura 2.13 – Comportamentos obtidos em ensaios triaxiais não drenado. **A:** ϵ_a x q ; **B:** $p' \times q$; **C:** $\epsilon_a \times \Delta u$ (Fonte: Castro, 1969). 29

Figura 2.14 - Linha de estado permanente no espaço tridimensional $e \times \sigma' \times \tau$ (Fonte: Kramer, 1996). 29

Figura 2.15 – Definição do parâmetro de estado ψ (Fonte: Been e Jefferies, 1985).	31
Figura 2.16 – Linha de estado crítico (LEC). A : comportamento de solos fofos e densos em condições drenadas e não drenadas; B : fronteira entre materiais susceptíveis e não susceptíveis à liquefação (Adaptado: Kramer, 1996).	31
Figura 2.17 – Diferentes comportamentos em relação à liquefação em função do estado (Fonte: Carrera et al., 2011).	32
Figura 2.18 – Aplicação da Mecânica dos Estados Críticos na avaliação da susceptibilidade à liquefação estática, a partir de uma Linha dos Estados Críticos (LEC) não linear (Fonte: Bedin et al., 2012).	32
Figura 2.19 - Resumo dos resultados experimentais dos ensaios de cisalhamento cíclico em amostras de areia saturada em condições não drenadas. A : História de tensão cíclica; B : desenvolvimento de tensão cisalhante cíclica; C : geração de poropressão. Desenhado com base nos dados de Finn (1971) (Fonte: Sawicki e Mierczyński, 2006).	34
Figura 2.20 - Relação entre o número de ciclos de carga para causar a liquefação (N_l) e a amplitude da tensão de cisalhamento cíclico normalizado (τ_0/p), onde p é a pressão confinante total (Fonte: Sawicki e Mierczyński, 2006).	34
Figura 2.21 – Resultados de diversos ensaios triaxiais não drenados plotadas no mesmo gráfico $p' \times q$ (Fonte: Kramer, 1996).	35
Figura 2.22 – Superfície de fluxo por liquefação (FLS) no plano $p' \times q$ (Fonte: Kramer, 1996).	36
Figura 2.23 - Amolecimento por deformação a partir das trajetórias de tensões e respectiva localização de $q_{m\acute{a}x}$ para os ensaios em areia limpa dos resíduos de lavagem de Stava (Fonte: Carrera et al., 2011).	36
Figura 2.24 – Gráfico que relaciona o parâmetro de estado ψ e o CSR ou CRR (Fonte: Jefferies e Been, 2006).	39
Figura 2.25 – Comportamentos típicos de areias. A : trajetória de tensão efetivas típicos para areias; B : comportamentos das curvas tensão x deformação para as mesmas trajetória apresentados em A; C : definição de dilatância; D : definição do comportamento da deformação (Fonte: Wang et al., 2018).	40
Figura 2.26 – Comportamento não drenado do minério de ferro com pressão confinante ($p'_0 = \sigma'_0$) de 100kPa. Curvas de ensaios triaxiais: A : trajetória de	

tensões efetivas; B : curva tensão x deformação axial; C : esquema mostrando o comportamento do minério de ferro com crescimento de densidade para trajetória de tensão efetiva; D : curva de tensão x deformação axial (Fonte: Wang et al., 2018).	42
Figura 3.1 – Os seis componentes de movimento de um navio (Fonte: Wang, 2014).	44
Figura 3.2 – Esquema de uma pilha sofrendo deslizamento (à direita) e liquefação (à esquerda) (Fonte: DNV, G., 2015).	44
Figura 3.3 - Condição de saturação da pilha (Fonte: Wang, 2014).	45
Figura 3.4 – Esquema do movimento de rolamento sofrido pela pilha durante o transporte marítimo (Fonte: Wang, 2014).	46
Figura 3.5 - O TML e o FMP. As cargas do Grupo A só podem ser enviadas com teores de umidade abaixo do TML. O FMP representa o teor de umidade acima do qual uma carga pode se liquefazer durante o transporte marítimo (Fonte: Rose, 2014).	46
Figura 3.6 - Evolução da separação dinâmica em uma pilha em transporte marítimo (Fonte: Correia et al., 2017).	47
Figura 4.1 - Tonéis de armazenamento do minério de ferro.	49
Figura 4.2 - Curva de análise granulométrica do minério estudado.	51
Figura 4.3 - Curvas de distribuições granulométricas de materiais susceptíveis a liquefação de Ishihara (1985) (Adaptado: Munro e Mohajerani, 2017).	51
Figura 4.4 – Foto do aparelho EDX do setor de geotecnia - laboratório de engenharia civil – CCT - UENF (LECIV).	52
Figura 4.5 - Curva do ensaio de compactação do minério de ferro em estudo.	53
Figura 4.6 - Esquema ilustrativo dos métodos utilizados para determinação do TML (Fonte: Wang et al., 2018).	54
Figura 4.7 - Curva umidade x densidade aparente seca (ensaio na energia Proctor Normal) x grau de saturação (linhas tracejadas) do minério de ferro em estudo.	55
Figura 4.8 – Moldagem do corpo de prova na condição fofa para os triaxiais convencionais.	56

Figura 4.9 – Moldagem de corpo de prova de densidade aparente mínima seca. A: Esquema da moldagem. B: início da desmoldagem; C: Estágio de retirada do molde cilíndrico tripartido.....	57
Figura 4.10 – Moldagem dos corpos de prova com sedimentação na água. A: esquema da moldagem com aplicação do vácuo na membrana e sucção interna; B: momento após a colocar a pedra porosa superior.....	58
Figura 4.11 – Mecanismos utilizado para aplicação de vácuo interno no corpo de prova. A: corpo de prova antes da retirada da membrana externa e do molde cilíndrico tripartido; B: corpo de prova após a retirada de ambos, pronto para ensaio.....	59
Figura 4.12 – Comportamento não drenado dos corpos de prova de minério de ferro com 90, 189 e 390 de tensão efetiva confinante, CP1, CP2 e CP3, respectivamente. A: curva tensão desviadora x deformação axial; B: poropressão x deformação axial.	63
Figura 4.13 - Trajetória de tensão efetiva não drenada do minério de ferro e a linha do estado QSS e a linha do estado permanente (SS) para corpos de prova com 90, 189 e 390 de tensão efetiva confinante, CP1, CP2 e CP3, respectivamente.	64
Figura 4.14 – Condições do estado permanente do minério de ferro no espaço e x $\log_{10} p'$	64
Figura 4.15 – Comportamento drenado dos corpos de prova de minério de ferro.	65
Figura 4.16 - Curva de deformação volumétrica x deformação axial obtido do ensaio triaxial consolidado drenado do minério de ferro.	66
Figura 4.17 - Trajetória de tensão consolidada drenada do minério de ferro. .	66
Figura 4.18 - Condições do estado crítico do minério de ferro obtidos a partir dos ensaios CID no espaço e x $\log_{10} p'$	66
Figura 4.19 – Sistema triaxial Bishop-Wesley da PUC-Rio.	67
Figura 4.20 – Comportamento senoidal dos ensaios cíclicos.....	68
Figura 4.21 - Gráfico que relaciona o número de ciclos (N_c) e o CSR , para os critérios de liquefação de $R_u = 0,9$ e $DA = 5\%$	69
Figura 4.22 - Corpo de prova pronto para ser ensaiado no aparelho triaxial Bishop-Wesley da PUC-Rio.	70

Figura 5.1 – Critério de ruptura de Coulomb, Drucker–Prager e von Mises (Fonte: Sevim, 2011).	73
Figura 5.2 – Lei de endurecimento original do UBCSAND’s de Beaty e Byrne (1998)(Fonte: Petalas e Galavi, 2013).	74
Figura 5.3 – Representação gráfica da lei de fluxo Rowe modificada, usada no modelo UBC3D-PLM (Fonte: Petalas e Galavi, 2013).	76
Figura 5.4 - Linhas de compressão e recompressão isotrópicas no espaço de e x $\ln p'$	80
Figura 5.5 – Resultados CIUs com $p'_0 = 90$ kPa dos ensaios triaxiais e do Plaxis 2D. A: trajetória de tensão efetiva; B: curva tensão x deformação axial; C: poropressão x deformação.....	83
Figura 5.6 – Resultados não drenados com p'_0 de 90, 189 e 390 kPa dos ensaios triaxiais monotônicos e do modelo UBC3D-PLM do Plaxis 2D. A: trajetória de tensão efetiva; B: curva tensão x deformação axial; C: poropressão x deformação.	85
Figura 5.7 – Resultados não drenados com p'_0 de 90, 189 e 390 kPa dos ensaios triaxiais monotônicos e do modelo Cam-Clay modificado do Plaxis 2D. . A: trajetória de tensão efetiva; B: curva tensão x deformação axial; C: poropressão x deformação.....	87
Figura 5.8 – Esquema com as dimensões da pilha de minério de ferro.	88
Figura 5.9 - Esquema com nível global da pilha de minério de ferro.....	89
Figura 5.10 – Distribuição inicial das tensões médias efetivas p' da pilha de minério de ferro.	90
Figura 5.11 - Distribuição inicial das tensões verticais efetivas inicial σ'_{yy} da pilha de minério de ferro.....	90
Figura 5.12 – Saturação da pilha de minério de ferro inicial, primeiro passo do cálculo dinâmico (<i>step 0</i>).....	91
Figura 5.13 – Multiplicador senoidal da linha de deslocamento prescrito.....	92
Figura 5.14 – Maiores valores do deslocamento em módulo (u_{max}) da pilha de minério de ferro.	92
Figura 5.15 – Saturação da pilha de minério de ferro final, no último passo do cálculo dinâmico (<i>step 96</i>).....	93

Figura 5.16 - Distribuição do maiores valores da razão de excesso de poropressão em termos da tensão média efetiva ($ru, p' max$) na pilha de minério de ferro.....	94
Figura 5.17 - Distribuição dos maiores valores de razão de excesso de poropressão em termos da tensão vertical efetiva ($ru, \sigma'v max$) na pilha de minério de ferro.	94
Figura 5.18 - Distribuição de deslocamento em módulo (u) da pilha de minério de ferro.....	95
Figura 5.19 - Distribuição final das tensões médias efetivas (p') da pilha de minério de ferro.	96
Figura 5.20 - Distribuição final de tensões desviadoras (q) na pilha de minério de ferro.....	96
Figura 5.21 – Saturação da pilha de minério de ferro final, no último passo do cálculo dinâmico (<i>step</i> 96).....	97

Figura A. 1 - Comportamento não drenado do minério de ferro para o método de moldagem de densidade mínima seca com 103, 213 e 414 kPa de tensão efetiva confinante, CP1, CP2 e CP3, respectivamente. **A:** trajetória de tensão efetiva; **B:** comportamento da curva tensão x deformação; **C:** curva de poropressão x deformação..... 111

Figura A. 2 - Comportamento não drenado do minério de ferro para o método de moldagem de sedimentação na água com 90, 189 e 390 kPa de tensão efetiva confinante, CP1, CP2 e CP3, respectivamente. **A:** trajetória de tensão efetiva; **B:** comportamento da curva tensão x deformação; **C:** curva de poropressão x deformação..... 112

Figura A. 3 - Comportamento não drenado do minério de ferro para o método de moldagem de vácuo e na umidade de transporte com 104, 206 e 418 kPa de tensão efetiva confinante, CP1, CP2 e CP3, respectivamente. **A:** trajetória de tensão efetiva; **B:** comportamento da curva tensão x deformação; **C:** curva de poropressão x deformação..... 113

Figura B. 1 - Comportamento drenado do minério de ferro para o método de moldagem de sedimentação na água com 110, 210 e 450 kPa de tensão efetiva confinante, CP1, CP2 e CP3, respectivamente. **A:** trajetória de tensão efetiva; **B:**

comportamento da curva tensão x deformação; **C**: curva de deformação volumétrica x deformação axial. 114

Figura C. 1 - Gráfico utilizado para determinação da razão de ruptura R_f ($R_f = \eta_{ult} / \eta_f$). 115

Figura C. 2 - Determinação dos módulos de elasticidade para cada tensão de confinamento. 115

Figura C. 3 - Determinação da Taxa da Dependência do Módulo de Cisalhamento Elástico do Estado de Tensão (n_e). 116

Figura C. 4 - Determinação da Taxa da Dependência do Módulo de Deformação Volumétrico Elástico do Estado de Tensão (m_e). 116

Figura D. 1 - Resultado do ensaio de adensamento unidimensional do minério de ferro utilizado para determinação de λ (λ), coeficiente angular da reta AB, e κ (κ), coeficiente angular da reta BC, do modelo Cam-Clay modificado. 117

Figura E. 1 - Comportamento não drenado cíclicos do minério de ferro para o método de moldagem de sedimentação na água úmida com 100 kPa de tensão efetiva confinante e com CSR de 0,045, 0,12 e 0,15, para CP1, CP2 e CP3, respectivamente: **A**: trajetória de tensão efetiva; **B**: tensão desviadora x tempo; **C**: curva de poropressão x tempo; **D**: R_u x número de ciclos; e **E**: deslocamento axial x número de ciclos. 119

Figura F. 1 - Malha da pilha de minério de ferro. 120

Figura F. 2 - Distribuição das tensões médias efetivas (p') da pilha de minério de ferro. 120

Figura F. 3 - Distribuição de tensões desviadoras (q) na pilha de minério de ferro. 121

Figura F. 4 - Distribuição de poropressão (p_{water}) na pilha de minério de ferro. 121

Figura F. 5 – Distribuição da saturação da pilha de minério de ferro com N.A. a 3 metros. 122

Figura F. 6 - Distribuição das tensões efetivas na direção x (σ'_{xx}) na pilha de minério de ferro.	122
Figura F. 7 - Distribuição das tensões efetivas na direção y (σ'_{yy}) na pilha de minério de ferro.	123
Figura G. 1 - Deslocamento final na direção x (u_x) da pilha de minério de ferro.	124
Figura G. 2 - Deslocamento final na direção y (u_y) da pilha de minério de ferro.	124
Figura G. 3 - Maiores valores do deslocamento em módulo (u_{max}) da pilha de minério de ferro.	125
Figura G. 4 - Distribuição final das tensões médias efetivas (p') da pilha de minério de ferro.	125
Figura G. 5 - Distribuição final das tensões desviadoras (q) da pilha de minério de ferro.	126
Figura G. 6 - Distribuição das tensões efetivas na direção x final (σ'_{xx}) na pilha de minério de ferro.	126
Figura G. 7 - Distribuição das tensões efetivas na direção y final (σ'_{yy}) na pilha de minério de ferro.	127
Figura G. 8 - Saturação final da pilha de minério de ferro com N.A. a 3 metros.	127
Figura G. 9 - Distribuição dos maiores valores de excesso de poropressão ($p_{excess\ max}$) positiva na pilha de minério de ferro.	128
Figura G. 10 - Distribuição do excesso poropressão final (p_{excess}) na pilha de minério de ferro.	128
Figura G. 11 - Distribuição da razão de excesso de poropressão em termos da tensão média efetiva (ru, p') na pilha de minério de ferro.	129
Figura G. 12 - Distribuição do maiores valores da razão de excesso de poropressão em termos da tensão média efetiva (ru, p'_{max}) na pilha de minério de ferro.	129
Figura G. 13 - Distribuição da razão de excesso de poropressão em termos da tensão vertical efetiva final ($ru, \sigma'v$) na pilha de minério de ferro.	130

Figura G. 14 - Distribuição dos maiores valores de razão de excesso de poropressão em termos da tensão vertical efetiva ($ru, \sigma'v_{max}$) na pilha de minério de ferro.	130
Figura G. 15 - Distribuição do módulo da velocidade de deslocamento (v) na pilha de minério de ferro.....	131
Figura H. 1 - Distribuição de deslocamento em módulo (u) da pilha de minério de ferro.....	132
Figura H. 2 - Distribuição final das tensões médias efetivas (p') da pilha de minério de ferro.	132
Figura H. 3 - Distribuição final de tensões desviadoras (q) na pilha de minério de ferro.....	133
Figura H. 4 - Saturação final da pilha de minério de ferro com N.A. a 3 metros.	133
Figura H. 5 - Distribuição das tensões efetivas na direção x final (σ'_{xx}) na pilha de minério de ferro.	134
Figura H. 6 - Distribuição das tensões efetivas na direção y final (σ'_{yy}) na pilha de minério de ferro.	134

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 - Principais incidentes, juntamente com os detalhes principais do navio e do incidente (Fonte: Munro e Mohajerani, 2016).	5
Tabela 1.2 - Total de mortes e suas causas entre 2010 e 2019 (INTERCARGO, 2019).	5
Tabela 2.1 – Resultados da revisão empírica sobre a susceptibilidade à liquefação (Fonte: Andrews e Martin, 2000).....	22
Tabela 3.1 - Descritivo dos métodos de determinação do limite de umidade transportável (TML) (Fonte: Ferreira et al., 2016).	48
Tabela 4.1 - Composição em óxidos do minério de ferro obtido por meio do EDX.	52
Tabela 4.2 – Parâmetros dos ensaios triaxiais não drenado de cada método.	61
Tabela 4.3 - Parâmetros dos ensaios triaxiais drenado.	65
Tabela 4.4 – Parâmetros cíclicos adotados para período de 30 segundos.	68
Tabela 4.5 – Parâmetros dos ensaios triaxiais cíclicos do minério de ferro com período de 30 segundos.....	68
Tabela 5.1 – Parâmetros para modelo UBC3D-PLM utilizado no Plaxis 2D (Fonte: Plaxis bv, 2019).	71
Tabela 5.2 – Parâmetros do modelo Cam-Clay modificado.....	79
Tabela 5.3 – Parâmetros obtidos dos ensaios CID para a calibração do modelo UBC3D-PLM.....	82
Tabela 5.4 - Parâmetros obtidos dos ensaios de adensamento para a calibração do modelo Cam-Clay modificado.	86
Tabela I. 1 - Leitura para cada estágio de carga do ensaio de adensamento unidimensional.	135

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATÓES.

ABREVIATURAS:

CL: Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade, argilas pedregulhosas, argilas arenosas, argilas siltosas, argilas magras.

CID: Ensaio triaxial consolidado drenado.

CIU: Ensaio triaxial consolidado não drenado.

CKD: Ensaio triaxial consolidado anisotropicamente drenado.

CKU: Ensaio triaxial consolidado anisotropicamente não drenado.

Código IMSBC: Código Marítimo Internacional de Cargas Solidas a Granel.

CPT: Ensaio de penetração de cone (*Cone Penetration Teste*).

CSR: Razão de tensões cíclicas (*Cyclic Stress Ratio*).

CRR: Razão de Resistência Cíclica (*Cyclic Resistance Ratio*).

D_{50} : Diâmetro efetivo, dimensão correspondente a 50% de material passado numa curva granulométrica.

EDX: espectrômetro de fluorescência de raios-X.

EAD: Ensaio de extensão anisotrópico.

FMP: Ponto de Fluxo da Carga (*Flow Moisture Point*), teor de umidade necessário para ocorrer à liquefação em determinada carga.

IMO: *International Maritime Organization*.

IP: Índice de Plasticidade.

LEC: Linhas do Estado Crítico.

LL: Limite de Liquidez (*Limit Liquid*).

ML: Siltes inorgânicos e areias muito finas, alteração de rocha, areias finas, siltosas ou argilosas com pequena plasticidade.

MCC: Cam-Clay modificado.

PMB: Produção Mineral Brasileira.

QSS: Estado quase permanente (*Quasi Steady State*).

SOLAS: Convenção Internacional de Segurança da Vida no Mar.

SPT: Ensaio de penetração padrão (*Standard Penetration Test*).

SSL: Linha de Estado Permanente (*Steady State Line*).

TEC: Teoria dos Estados Críticos.

TML: teor de umidade limite transportável.

TRS: tempestade tropical (*Tropical Revolving Storm*).

LISTA DE SÍMBOLOS:

$a_{m\acute{a}x}$: aceleração horizontal de pico na superfície do terreno gerado pelo sismo, expresso em g .

e : índice de vazios.

e_0 : índice de vazios inicial para uma tensão confinante efetiva (*in situ*, estado de repouso, quando no triaxial é no fim da saturação).

e_{crit} : índice de vazios crítico.

$e_{m\acute{a}x}$: índice de vazios máximo.

e_{min} : índice de vazios mínimo.

e_{ss} : índice de vazios no estado permanente (*steady state*).

g : aceleração da gravidade.

G_s : densidade real dos grãos.

$(N_1)_{60}$: valor de $(N)_{60}$ para uma tensão efetiva vertical de 1 atmosfera.

$(N)_{60}$: resultado do ensaio SPT para uma energia de 60%.

N : número de pancadas para cravar 30 cm o amostrador na 2ª fase do ensaio SPT.

M : tangente da linha do estado crítico.

p' : tensão efetiva média.

q : tensão desviadora.

$q_{máx}$: valor máximo de q , alcançado ao tocar a linha de instabilidade (IL).

r_d : coeficiente de redução de tensões que leva em consideração a flexibilidade da coluna do solo.

S : grau de saturação.

w_{ot} : umidade ótima.

LETRAS GREGAS E ROMANAS:

u : poropressão.

Δu : incremento de poropressão.

ε_1 : deformação principal.

ε_a : deformação axial.

$\gamma_{d,máx}$: densidade aparente seca máxima.

σ : tensão total.

σ' : tensão efetiva.

σ_{dl} : tensão desviadora.

σ_0 : tensão total inicial.

σ'_0 : tensão efetiva inicial.

σ'_{3c} : tensão confinante efetiva.

σ_{vo} : tensão vertical total na profundidade z.

σ'_{vo} : tensão vertical efetiva na profundidade z.

τ : tensão cisalhante.

ψ : parâmetro de estado.

κ : coeficiente linear da reta de recompressão (kappa).

λ : coeficiente linear da reta vigem (lâmbda).

ϕ_{cv} : ângulo de atrito a volume constante.

ϕ_{pico} : ângulo de atrito de pico.

ν_{ur} : coeficiente de Poisson.

RESUMO

Desde a década de 90 têm-se relatos de acidentes fatais envolvendo navios que transportam minérios, devido ao fenômeno da liquefação. A liquefação é a mudança de estado de um material granular, de sólido para fluido viscoso, devido ao acúmulo de excesso de poropressão que é induzido pela movimentação marítima. A transformação de estado do material, segundo relatos, acontece bruscamente, impossibilitando a aplicação de medidas corretivas durante o transporte. Esse fenômeno tem atingido minérios transportados em porões de navios graneleiros como, minério de ferro, bauxita, níquel e outros. Todos esses minérios quando depositados como pilhas nos porões dos navios, possuem características pós-carregamento que possibilitam a ocorrência do fenômeno da liquefação. A complexidade do fenômeno e o entendimento do problema à luz da mecânica dos solos fazem com que os métodos atuais utilizados nas certificações para carregamento dos navios sejam pouco eficientes. Atualmente, esse cenário é foco de estudos por todo o mundo. O presente trabalho visa estudar o comportamento geotécnico do minério de ferro, tendo como base os trabalhos realizados na área, para mitigar o fenômeno da liquefação no transporte marítimo desse material. Para isso, serão realizados ensaios de caracterização física e química, ensaios triaxiais convencionais e cíclicos, visando obter os parâmetros de estado e compreender o comportamento do minério de ferro sob carregamentos cíclicos. A modelagem numérica foi realizada no programa Plaxis 2D, com uso da extensão Dynamics e considerando o modelo constitutivo generalizado UBC3D-PLM. Essas duas ferramentas possibilitam modelar a movimentação da embarcação e captar início da liquefação do minério de ferro. Os resultados mostram que apesar de ser um material beneficiado artificialmente, o minério de ferro apresenta comportamento similar aos de materiais granulares, como é observado nos resultados dos triaxiais não drenados. Com o modelo UBC3D-PLM conseguiu-se simular uma pilha capaz de se liquefazer segundo as condições e simplificações impostas, mesmo apresentando um comportamento de material com liquefação limitada.

Palavras-chave: Minério de Ferro, Liquefação, Propriedades Geotécnicas, Transporte Marítimo

ABSTRACT

Since the 1990s, there have been reports of fatal accidents involving ships transporting minerals, due to the phenomenon of liquefaction. Liquefaction is the change of state of a granular material, from solid to viscous fluid, due to the accumulation of excess pore pressure that is induced by sea movement. The transformation of the material's state, according to reports, happens abruptly, making it impossible to apply corrective measures during transport. This has an impact on ores transported in the holds of bulk carriers such as iron ore, bauxite, nickel and others. All of these ores, when deposited as batteries in the holds of ships, have post-loading characteristics that allow the occurrence of liquefaction. The complexity of the phenomenon and the understanding of the problem in the light of the mechanics of soils make the current methods used in the certification of ship composition less efficient. This scenario is focus of studies around the world. The present work aims to study the geotechnical behavior of iron ore, based on the work carried out in the area, to mitigate the phenomenon of liquefaction in the maritime transport of this material. For this purpose, physical and chemical characterization tests will be carried out, as well as conventional and cyclic triaxial tests, in order to achieve the state parameters and to understanding the behavior of iron ore under cyclical loads. The numerical modeling was performed in the Plaxis 2D program, using the Dynamics extension and considering the generalized constitutive model UBC3D-PLM. These two tools make it possible to model the movement of the vessel and capture the beginning of the iron ore liquefaction. The results shown that despite being an artificially processed material, iron ore presents a behavior similar to the one of granular materials, as observed in the results of undrained triaxials. With the UBC3D-PLM model it was possible to simulate a battery capable of liquefying according to imposed conditions and simplifications, even causing a material behavior with limited liquefaction.

Keywords: iron ore, liquefaction, geotechnical features, maritime transport.

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

O atual cenário da produção de minério de ferro no mundo traz números crescentes a cada ano, reflexo de sua necessidade como matéria prima principalmente na siderurgia. Segundo Brown et al. (2018), em 2016, só o Brasil produziu um montante de 424,2 milhões de toneladas de minério de ferro dos 3,3 trilhões de toneladas produzidos em todo mundo. Atualmente o Brasil é o terceiro maior exportador de minério de ferro do mundo (Figura 1.1) e segundo Carvalho et al. (2014) o país conta, também, com uma das maiores reservas minerais de ferro e, ainda, “produz diferentes tipos de minérios que apresentam teores elevados de ferro e quantidades pequenas de elementos indesejados nos processos siderúrgicos” estando entre os maiores e mais competitivos países.

Segundo analisado por IBRAM (2012) “a partir de 2000, o aumento da demanda por minerais, principalmente pelo elevado índice de crescimento mundial, impulsionou o valor da Produção Mineral Brasileira (PMB), em uma década apresentou crescimento significativo”, como mostrado na Figura 1.2.

Os preços do minério de ferro praticados nos últimos anos sofreram aumento devido à sua importância econômica e em virtude do crescimento da comercialização, principalmente via rotas oceânicas. O aumento é expressivo mesmo a partir de dezembro de 2000, que de um valor nominal de US\$ 12,45/t alcançou o valor de US\$ 128,87/t em dezembro de 2012 (Silva, 2014). Apesar do atual cenário da produção mineral do Brasil ter caído consideravelmente a partir 2015, como é mostrado na Figura 1.2 esta situação não retirou o país dos atuais *rankings* de destaque em produção e exportação de minério.

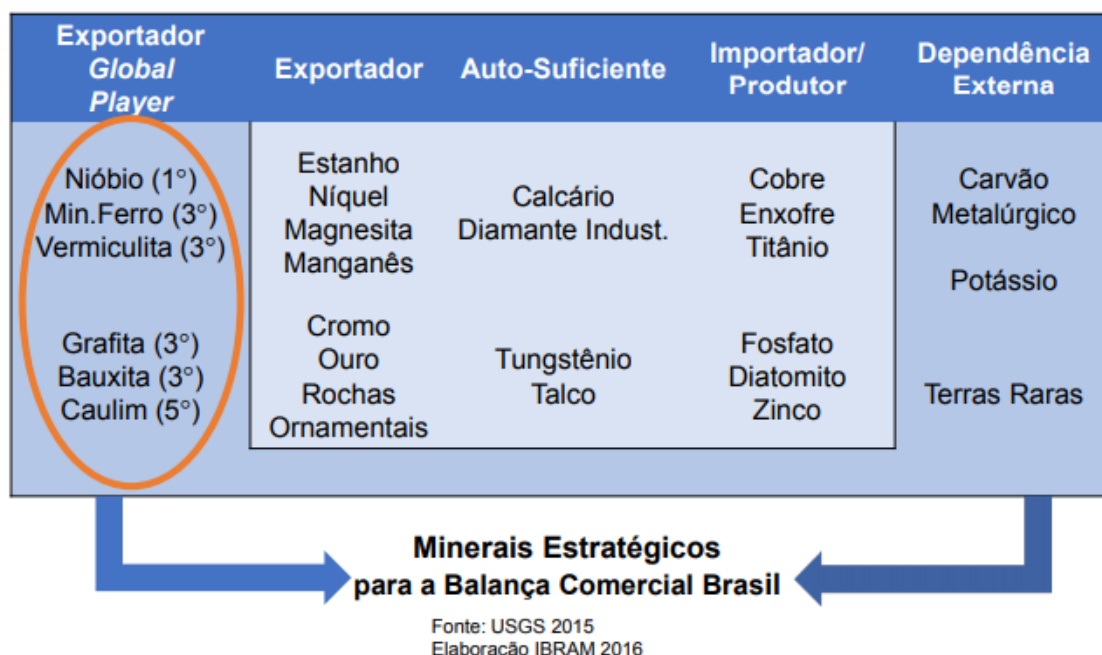
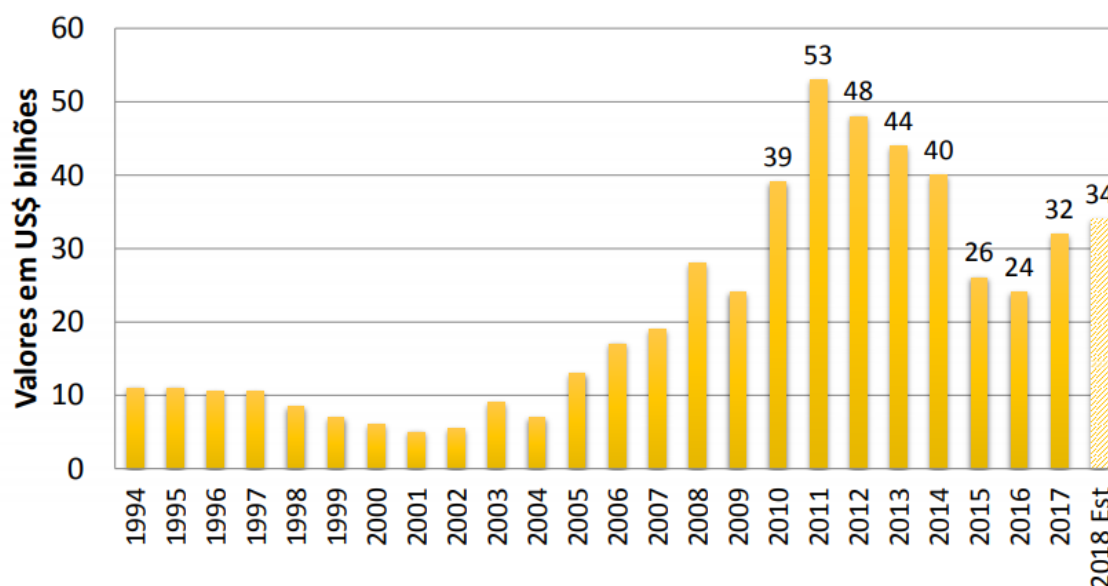


Figura 1.1 – Importância do Brasil na produção mineral mundial em 2016 (Fonte: USGS 2015; Elaboração IBRAM, 2018).



Valores Exclusivos da Indústria Extrativa Mineral, não inclui Petróleo e Gás.
A PMB é a soma de todos os bens minerais produzidos no país calculados em bilhões de dólares, metodologia IBRAM.

Figura 1.2 - Produção Mineral Brasileira (PMB) (Fonte: IBRAM, 2018).

Todo o capital que envolve o setor mineral desenvolve, também, as exportações, atingindo a maioria dos portos e meios de escoamento dessas commodities em geral. Tais investimentos elevam a produção mineral a um patamar de grande importância para países em desenvolvimento como Brasil, Austrália, Índia e China. Esses países que possuem riquezas minerais como um bem estratégico, tornam-nas uma tentativa de alavancar a economia.

Com a expansão e o desenvolvimento dos portos marítimos brasileiros, a capacidade de transporte dos navios graneleiros aumentou significativamente. Em 2016, a empresa brasileira de mineração Vale contava com 34 navios tipo Valemax, com capacidade de 364.767 dwt (toneladas de porte bruto), superior ao Berge Stahl, antes considerado maior navio mineraleiro do mundo, construído em 1986.

Mesmo com o aumento do potencial dos navios graneleiros, portos pelo mundo inteiro ainda sofrem com desastres envolvendo liquefação. Atualmente existem códigos internacionais que devem ser cumpridos para que sejam evitados erros capazes de gerar gatilhos para a liquefação.

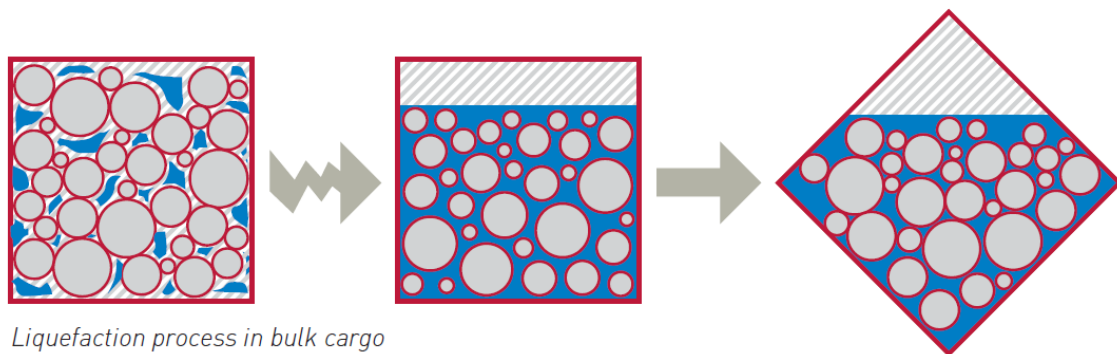
As normas e recomendações, que regem todos os países que fazem parte das relações comerciais por vias oceânicas internacionais, são regulamentadas pelo IMO (*International Maritime Organization*). O IMO, quando criada em 1959, adotou uma nova versão da Convenção Internacional de Segurança da Vida no Mar (SOLAS), e juntamente com o Código Marítimo Internacional de Cargas Solidas a Granel (código IMSBC), participam do processo de elaboração das instruções, precauções e as condições obrigatórias para os carregamentos em granéis sólidos. Estas regras determinam as condições para controlar os fenômenos, para que não gerem desastres, como a liquefação.

O fenômeno da liquefação é a transição de fase, onde o material passa de uma fase sólida para uma fase fluida viscosa (Figura 1.3). Essa transformação é favorecida principalmente por certas características de carregamento e do material, como a presença de materiais com granulometria fina, materiais com elevados níveis de saturação e em estado fofo. Esse fenômeno acontece por causa do acúmulo de poropressão, pressão que a água exerce contra a fase sólida do solo, sendo capaz de anular a sua resistência. O aumento gradativo da poropressão ocorre porque o solo fino não permite a sua dissipação em curto espaço de tempo. Quando em alto mar o movimento de rolamento (carga cíclica), causado pelas ondas, gera mecanismos de compactação na carga. As partículas tentam se acomodar havendo uma tendência de diminuição do volume entre elas, conseguindo liberar o ar intersticial, e não a água intersticial (Figura 1.4). A água, incompressível, permanece confinada gerando tensão de reação à compactação, denominada poropressão. O movimento de rolamento causado pelo movimento do mar é o responsável de boa parte da redução do índice de

vazios da carga, aumentando o grau de saturação (relação entre o volume de água e o volume de vazios).



Figura 1.3 - Imagem do minério de ferro antes (à esquerda) e depois de se liquefazer (à direita) (Fonte: Jonas, 2010).



Liquefaction process in bulk cargo

Figura 1.4 – Esquema ilustrativo da compactação das partículas devido ao movimento imposto e causando a geração de poropressão pelas características do material (Fonte: The London P&I Club, 2017).

1.1. Justificativa

O fenômeno da liquefação vem sendo um problema para os transportes marítimos envolvendo granéis sólidos. Desde os anos 90 têm-se relatos de suspeitas de liquefação envolvendo navios graneleiros (Tabela 1.1). De 1988 a 2015 já se somam diversas suspeitas de incidentes com 164 vítimas e 18 navios perdidos (Munro e Mohajerani, 2016).

Tabela 1.1 - Principais incidentes, juntamente com os detalhes principais do navio e do incidente (Fonte: Munro e Mohajerani, 2016).

Caso	Nome do Navio	Número IMO	Data do Incidente	Baixa de Tripulação	Embarcação Perdida	Desembarque	Carga	Carga (ton)
1	Padang Hawk	9109354	26 Julho 1999	0/20	Não	Kouaoua, Nova Caledônia	M. de Níquel	N/A
2	Hui Long	9037032	20 Maio 2005	0/23	Sim	Sungai Pakning, Indonésia	Fluorita	5,185
3	Jian Fu Star	8106379	27 Out. 2010	13/25	Sim	Ilhas Obi, Indonésia	M. de Níquel	43,000
4	Nasco Diamond	9467861	09 Nov. 2010	22/25	Sim	Kolonodale, Indonésia	M. de Níquel	55,150
5	Hong Wei	9230139	03 Dez. 2010	10/24	Sim	Kolonodale, Indonésia	M. de Níquel	40,000
6	Trans Summer	9615468	14 Agosto 2013	0/21	Sim	Subaim, Indonésia	M. de Níquel	54,067
7	Bulk Jupiter	9339947	02 Jan. 2015	18/19	Sim	Kuantam, Malásia	Bauxita	46,400

Em um estudo publicado pela INTERCARGO é possível se sensibilizar com o potencial destrutivo da liquefação, uma vez que 61,3% do total de tripulantes mortos entre 2010 e 2019 foram por causa da liquefação, um total de 106 vidas perdidas, como mostrado na Tabela 1.2.

Tabela 1.2 - Total de mortes e suas causas entre 2010 e 2019 (INTERCARGO, 2019).

Caso Reportado	Vidas perdidas	Navios Perdidos	Provável causa	Navios Perdidos
Mudança de Estado/Liquefação	106	8	Ruptura da Carga	8
			Falha do maquinário	1
Colisão	0	3	Desconhecido	1
			Falha Humana	1
Fogo/Explosão	0	1	Desconhecido	1
Inundação	22	5	Desconhecido	4
			Falha do maquinário	1
Aterramento	10	17	Falha do maquinário	1
			Navegação	3
			Desconhecido	1
			Clima	1
Estrutural	0	1	Falha humana	11
			Desconhecido	1
Desconhecido	35	4	Desconhecido	4
			Falha do maquinário	1
Total	173	39		39

Os navios graneleiros são projetados para carregar milhares de toneladas em graneis sólidos em pilhas supostamente estáveis. Quando o material granular se torna viscoso, o movimento por ele causado faz com que o

metacentro (M) fique abaixo do centro de gravidade do navio (G), diminuindo então sua estabilidade (Figura 1.5). A chance de um navio resistir a uma carga liquefeita é mínima e torna complexo o estudo do mecanismo gerador da liquefação nos navios, pois frequentemente há perda total do navio e da tripulação.

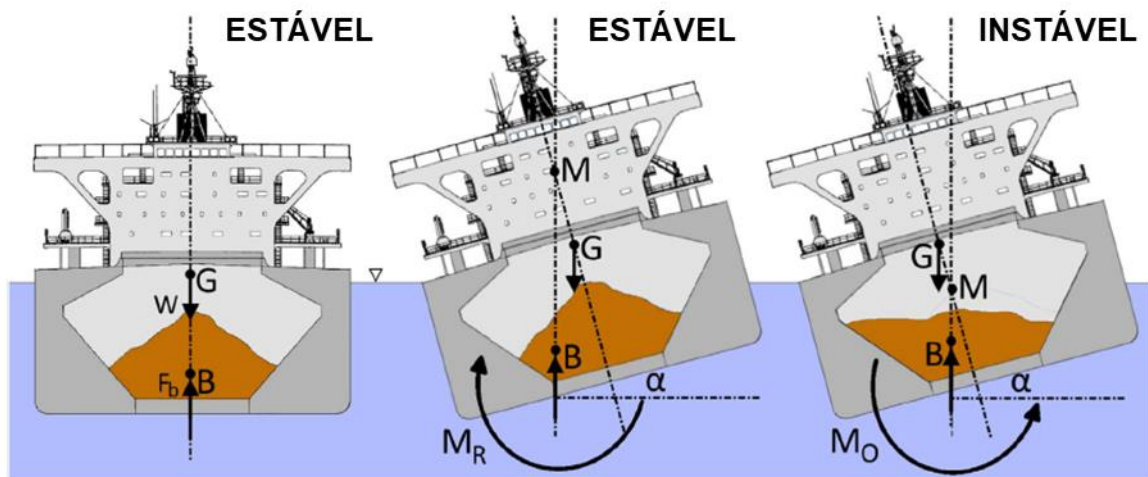


Figura 1.5 - Ilustrações representando embarcações estáveis (à esquerda e ao meio) e uma embarcação instável (à direita). Onde: B = centro de flutuação do navio; F_b = força de empuxo; G = centro de gravidade do navio; M = Metacentro; M_O = momento de tombamento; M_R = momento de restauração; W = peso do navio; α = Ângulo de rotação (Fonte: Munro e Mohajerani, 2017).

O fenômeno da liquefação normalmente é catastrófico para navios graneleiros, devido à velocidade na mudança de estado do material granular. Há poucos minutos entre o início da liquefação até o momento que o material se torna fluido, impossibilitando uma medida corretiva. Após liquefeita a pilha se torna instável e se movimentava livremente no porão podendo se acumular em um dos lados do porão, desequilibrando o navio, pode adernar (inclinar) ou até emborcar por completo repentinamente (Ferreira et al., 2016) (Figura 1.6).



Figura 1.6 – Trans Summer depois do acidente (Foto: HKG Flying Service).

Jonas (2010) diz que “umas das principais causas de acidentes, ou quase acidentes, envolvendo a liquefação, é devida a não conformidade dos expedidores com os testes requisitados e as certificações”. Estes que são projetados para garantir que os carregamentos sejam efetuados somente se o teor de umidade estiver abaixo do teor necessário para ocorrer à liquefação (*Flow Moisture Point* - FMP) e dentro do limite de umidade transportável (TML). Ainda, segundo o autor, a não conformidade no carregamento foi a causa de alguns acidentes naquela época, principalmente envolvendo o transporte de minérios naturais não processados, como finos de minério de ferro da Índia e minério de níquel da Indonésia, Filipinas e Nova Caledônia.

O TML das cargas pode variar significativamente entre embarques e também dentro de uma remessa. Rose (2014) mostrou como o teor de umidade pode variar entre carregamentos. Ele analisou a variação do TML e mostrou, de que maneira, o teor de umidade variou em sessenta e cinco lotes de uma amostra obtida durante quatro carregamentos separados da mesma carga concentrada de cobre, o resultado é apresentado na Figura 1.7. Para resolver isso, o Código IMSBC especifica os seguintes requisitos para o relatório de umidade: o teor de umidade da carga deve ser comunicado para cada porção, a não ser que, os procedimentos de amostragem normalizados indiquem que o teor de umidade é consistentemente uniforme para as remessas, caso em que apenas é necessário um teor médio de umidade. Na prática, assim como relatado também por Jonas (2010), um expedidor geralmente relatará a umidade de uma remessa de carga como um valor médio único da remessa, ou seja, um

mesmo valor para todos os porões. No entanto, este tipo de abordagem do expedidor faz com haja a possibilidade de um embarque com porões tendo valores acima do TML. Essa situação é exemplificada por Rose (2014) através da Figura 1.8. No mesmo trabalho ele afirmou, também, que embora tal situação, onde apenas alguns porões contendo carga liquefeita não comprometa necessariamente a estabilidade, tem havido relatos de incidentes ocorridos por causa de um único porão.

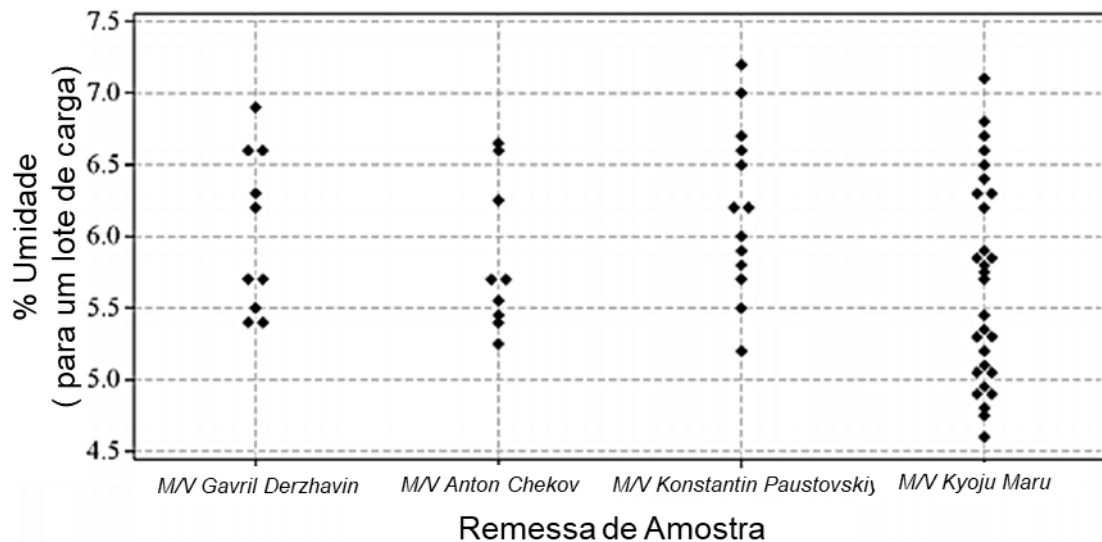


Figura 1.7 - Teor de umidade de sessenta e cinco lotes diferentes retirados de quatro diferentes remessas de concentrado de cobre da classe “A” (Fonte: Rose, 2014).

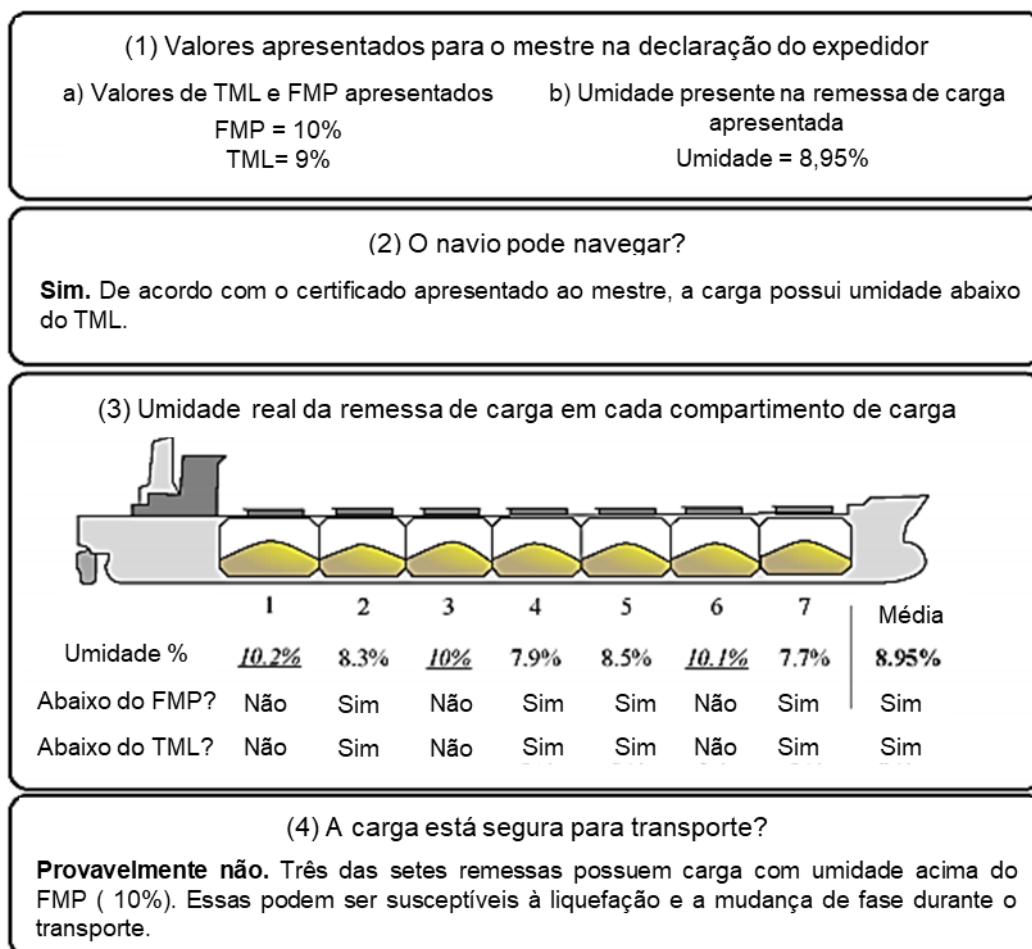


Figura 1.8 - Exemplo de como a umidade média pode ser relatada, permitindo que uma embarcação seja carregada com múltiplos porões acima do FMP e sob risco de liquefação (Fonte: Rose, 2014).

Por tal gravidade os órgãos internacionais estão tornando as leis e normas para transportes marítimos mais conservadoras. Wang (2014) relatou que devido a classificações errôneas do IOF, estes já foram classificados como carga do grupo C. Esse erro resultou em dois incidentes envolvendo minério de ferro que ocorreram em 2009, com *Asian Forest* e *Black Rose*. Esses incidentes instigaram a IMO e as organizações envolvidas a tomarem medidas para estabelecer uma emenda no código IMSBC para multas envolvendo finos de minério de ferro.

No relatório da *Global Bauxite Working Group* de 2017 estão as características das condições marítimas de mais de 300 viagens de acordo com a vida útil do navio. Uma rota muito importante para escoamento da bauxita e outros minérios é a rota Brasil-China. O relatório alerta que a rota Brasil-China em certas estações do ano possui grande ocorrência de tempestades tropicais (TRS, *Tropical Revolving Storm*). As TRSs são marcantes pelas suas elevadas

alturas de ondas, conseqüentemente, maiores valores do ângulo de rolagem do navio, de 25 a 30° na rota Brasil-China. Podendo ser o ângulo crítico de rolagem, ângulo que dará a pilha condição de gerar um gatilho para a liquefação, dependendo das características da carga. A Figura 1.9 mostra a rota Brasil-China e na Figura 1.10 o mapa das tempestades tropicais registradas em todo mundo, possibilitando uma primeira impressão das condições críticas que os navios enfrentam.

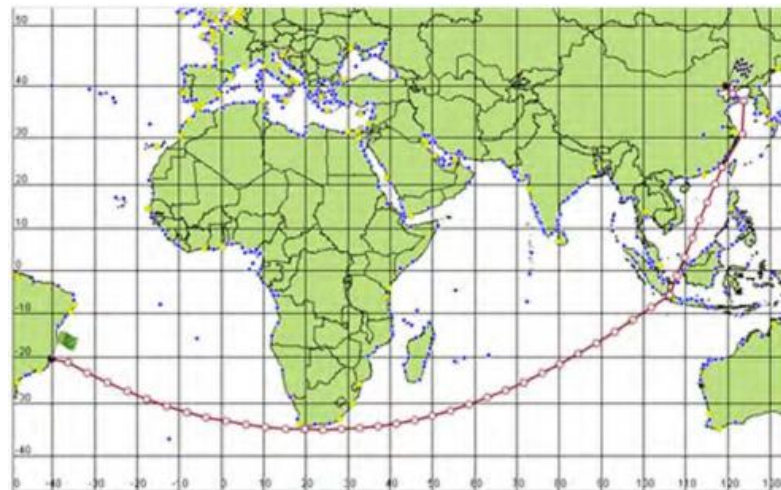


Figura 1.9 – Rota marítima entre Brasil e China (Correia et al., 2017).

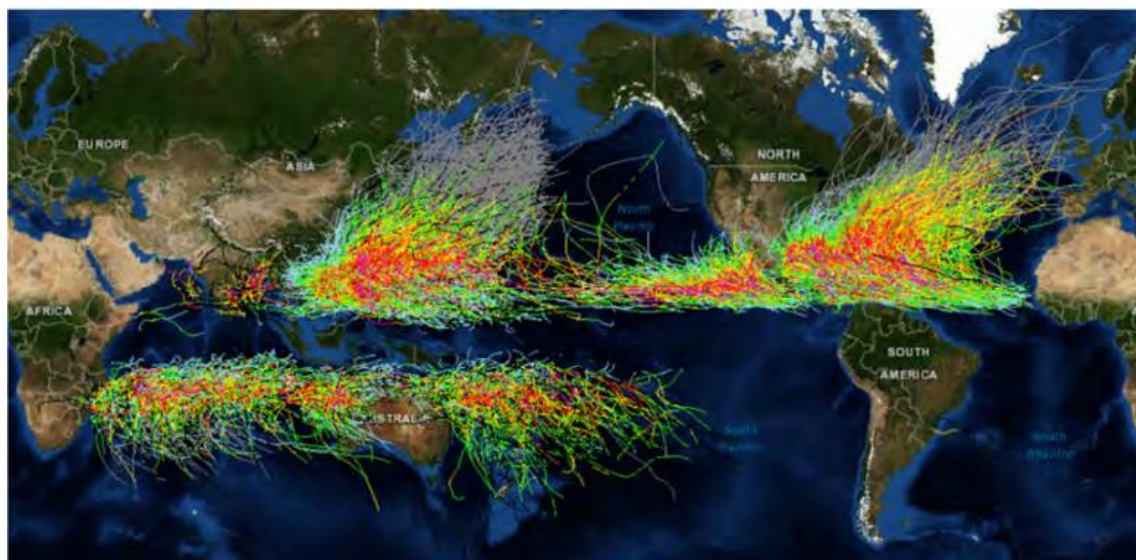


Figura 1.10 – Mapa de tempestades tropicais (Correia et al., 2017).

Com o cenário das frequentes TRS na rota Brasil-China evidenciasse a importância de garantir a segurança do transporte marítimo de um dos principais bens econômicos para o Brasil. Dando importância as pesquisas que auxiliam

os órgãos internacionais de segurança marítima a sanar dúvidas ou até desenvolver metodologias capazes de garantir que não haja perda de navios e vidas.

O projeto estabeleceu, dentro do contexto introduzido, os parâmetros necessários para a compreensão do fenômeno da liquefação. Foram realizados ensaios laboratoriais e modelagens numéricas, para estabelecer as características do minério de ferro que levam a liquefação e compreender o movimento e o comportamento que ocorre nas pilhas dos minérios dentro dos navios graneleiros. Através dos resultados numéricos definiu-se as limitações dos modelos numéricos na aplicação de um problema de carregamento dinâmico em pilhas de minério de ferro.

1.2. Objetivos

Existem diversas questões no transporte marítimo de minério de ferro a serem estudadas. Com objetivo de sanar essas dúvidas e mostrando também que os métodos atuais utilizados pelos órgãos internacionais para conter a liquefação não são suficientes e provando que um estudo mais profundo da parte geotécnica do problema é necessário, o presente trabalho realizou, através de ensaios laboratoriais, como os ensaios triaxiais monotônicos e cíclicos, e uma modelagem numérica bidimensional dinâmica, a definição dos parâmetros e mecanismo de liquefação para o minério de ferro.

Foi realizado um estudo das propriedades geotécnicas dos finos de minério de ferro, realizando-se ensaios de caracterização física e química, com objetivo de entender as características que leva o material ao seu estado liquefeito. Os ensaios para caracterização física são: o de densidade real dos grãos (G_s), de análise granulométrica e de limites de Atterberg. Na caracterização química foi realizado o ensaio de espectrometria de fluorescência de raios-X.

Para identificação da potencialidade de liquefação do minério de ferro foram comparados os resultados obtidos no presente trabalho com os trabalhos atuais envolvendo liquefação. No que se refere as características físicas do material analisou-se a distribuição granulométrica. Em relação aos parâmetros de estado foram analisados o índice de vazios em relação ao índice de vazios no estado crítico. Através dos ensaios triaxiais convencionais foram determinados os parâmetros do estado crítico, como a linha do estado crítico

(LEC). Dos ensaios triaxiais monotônicos foram obtidos parâmetros para calibração do modelo numérico utilizado e dos triaxiais cíclicos o gráfico da razão de tensões cíclicas (CSR) *versus* o número de ciclos (N) para o minério de ferro em estudo. Dos resultados obtidos do modelo numérico foi possível comparar as limitações dos modelos UBC3D-PLM e Cam-Clay modificado, e de seus resultados com os ensaios triaxiais.

CAPÍTULO 2 - FENÔMENO DA LIQUEFAÇÃO E A EVOLUÇÃO DO SEU ESTUDO

Neste capítulo serão abordados o contexto histórico, conceitos importantes da mecânica dos solos e as nomenclaturas presentes nas literaturas, para compreensão do fenômeno da liquefação e do presente trabalho.

Nas últimas décadas houve grande esforço para tentar compreender o fenômeno da liquefação. Estudos de casos, retro análises, ensaios em laboratório e modelagens numéricas do comportamento da liquefação, que mostraram resultados consistentes para a compreensão do que é este fenômeno. Entende-lo é entender o comportamento de solos não coesivos sob elevadas poropressões durante um carregamento rápido (Poulos, 1981). Os fenômenos da liquefação podem ser explicados, quase todos, pelo conceito de índices de vazios críticos desenvolvido por Casagrande (Olson, 2002).

Historicamente é possível analisar o desenvolvimento da engenharia com relação ao fenômeno da liquefação e da mobilidade cíclica. O conceito de liquefação do solo apareceu pela primeira vez antes da Segunda Guerra Mundial em conexão com falhas de diques, barragens de terra e edifícios com fundações em areias fofas saturadas. Em particular, notou-se que as estruturas de terra, feitas pelo método de enchimento hidráulico, eram susceptíveis a este tipo de falha devido à sua estrutura fofa. Até o famoso livro de Terzaghi, intitulado *Erdbaumechanik*, ser publicado em 1925 (Sawicki e Mierczyński, 2006), a mecânica do solo ainda não havia sido reconhecida como uma ciência da engenharia.

Hazen, em 1920, utilizou pela primeira vez o termo liquefação para explicar a ruptura da barragem de Caravelas na Califórnia, que ocorreu em 1918 (Castro e Poulos, 1977). O fenômeno também foi explicado por Marcuson (1978) como sendo a transformação de um material granular de um estado sólido para um estado liquefeito, pelo aumento da poropressão e a redução da tensão efetiva (Youd e Idriss, 2001). Por seguinte Casagrande, em 1969, introduziu o conceito de mobilidade cíclica e explicou que consiste do amolecimento progressivo de

uma amostra de areia saturada, submetida a uma carga cíclica com teor constante de água (Castro e Poulos, 1977).

Posterior a Casagrande, vieram os estudos de Castro e Poulos (1977). Eles concluíram que, nos fenômenos da liquefação e da mobilidade cíclica, para sua ocorrência precisa-se de um aumento substancial na poropressão, podendo gerar grandes deformações como resultado. Concluíram também que a liquefação seria possível apenas em solos que são altamente contrativos (fofos), ou seja, o seu estado de tensão e densidade devem ser tal que, fique a cima da linha de estado permanente (SSL, *steady state line*) no diagrama de estado (Figura 2.1). A mobilidade cíclica só é possível quando um solo dilatante (denso) estiver sujeito a um estado de tensão tal que, fique abaixo da linha de estado permanente.

Nas literaturas mais recentes a Linha de Estado Permanente (SSL) é comumente chamada de Linhas do Estado Crítico (LEC) intimamente ligada a Teoria dos Estados Críticos (TEC). Essa afirmativa está de acordo com os estudos de Been, Jefferies e Hachey (1991) que após analisarem os resultados de um extenso programa de ensaios triaxiais drenados e não drenados em areia, concluíram que as linhas de estado permanente (SSL) e de estado crítico (LEC) são realmente coincidentes e independentes das trajetórias de tensões.

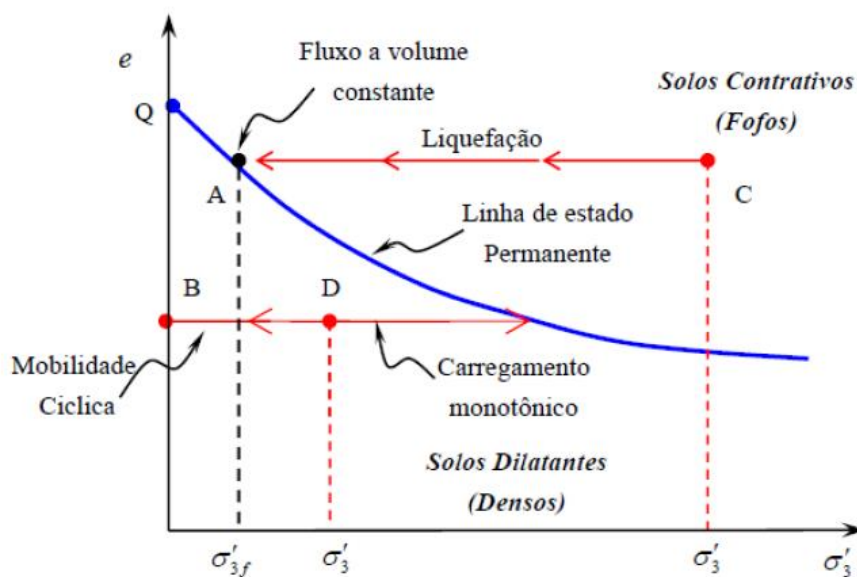


Figura 2.1 - Gráfico dos resultados dos ensaios triaxiais não drenados (CIU) realizados em areias saturadas (Fonte: Castro e Poulos, 1977).

Alguns anos depois, Ishihara (1993) estabeleceu certa preocupação com o que estava ocorrendo em solos não coesivos, que afetava algumas regiões propícias a ocorrência de terremoto. Os solos não coesivos, até então reconhecidos como estáveis e livres de grandes problemas, como rompimento ou deformações intoleráveis, mostrou em carregamentos dinâmicos de curto prazo, como terremotos, e em condição saturada, uma tendência em diminuir a sua resistência à deformação, diminuindo a sua tensão efetiva. Os estudos posteriores perceberam então que o problema da liquefação atinge o mundo inteiro e não apenas as regiões susceptíveis a terremotos.

A ruptura por liquefação gera grandes deformações em tempos relativamente curtos, produzindo efeitos catastróficos como os que ocorreram no terremoto de Niigata no Japão, em 16 de junho de 1964, no terremoto de Loma Prieta na Califórnia, em 1989 e no terremoto da Ilha de Luzon nas Filipinas, em 1990. Estas catástrofes marcaram o desenvolvimento da engenharia geotécnica voltada à liquefação.

Nas últimas décadas o conceito da liquefação tem sido utilizado para explicar um fenômeno que está atingindo pilhas de cargas, como minério de ferro, níquel e bauxita, em transportes marítimos. Trabalhos como de Wang (2014) representam um avanço na mitigação da liquefação em transportes marítimos. Uma grande variedade de programas computacionais, capazes de captar o início da liquefação em diferentes situações, está sendo utilizada e melhorada. Programas de elementos finitos como Plaxis 2D e FLAC possuem modelos matemáticos muito específicos para uma modelagem adequada desse fenômeno. Essa nova abordagem do problema da liquefação é que foi analisada no presente projeto.

2.1. Terminologias e definições

Em parte, a dificuldade de compreensão da liquefação vem da quantidade de terminologias diferentes para descrever o mesmo problema, e pelo uso da mesma terminologia para descrever diferentes fenômenos (Olson, 2002). Determinadas terminologias estão sendo constantemente utilizadas na literatura e que serão explicadas a diante.

2.1.1. Fluxo por Liquefação (*Flow Liquefaction*) e Mobilidade Cíclica (*Cyclic Mobility*)

O fluxo por liquefação é o processo de amolecimento de solos arenosos durante o cisalhamento não drenado. Esse comportamento ocorre apenas em solos fofos (ou contrativos) sob carregamentos estáticos ou cíclicos não drenados, como mostrado na Figura 2.2. O fluxo por liquefação só acontece em campo quando a tensão cisalhante estática for maior do que a resistência ao cisalhamento do solo no seu estado liquefeito ($S_u(LIQ)$) (Poulos et al., 1985).

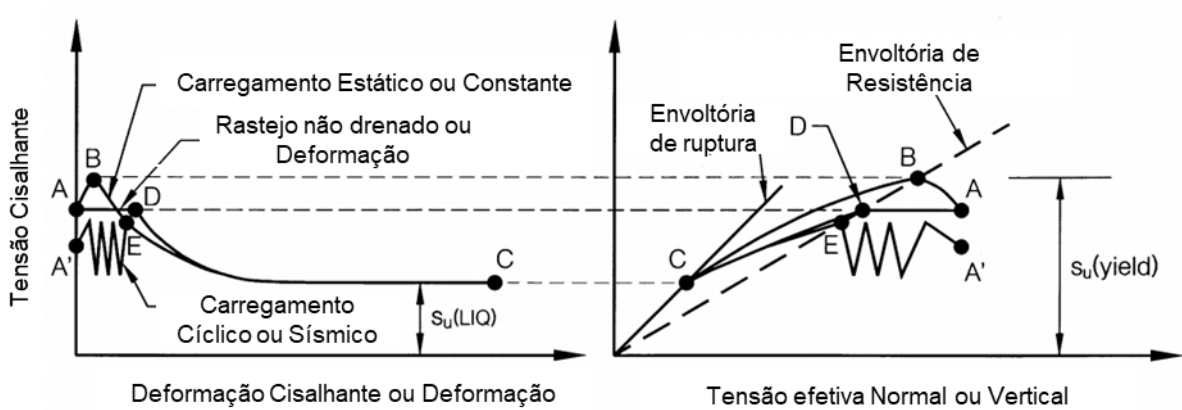


Figura 2.2 – Esquema do comportamento não drenado de um solo arenoso (Fonte: Olson, 2002).

A mobilidade cíclica é o resultado do acúmulo de poropressão e da diminuição da resistência ao cisalhamento devido a cargas sísmicas ou cíclicas, como mostrado na Figura 2.3. Em comparação com o fluxo por liquefação, a tensão cisalhante estática (τ_{static}) em casos de mobilidade cíclica é menor do que a resistência ao cisalhamento quando liquefeito ($S_u(LIQ)$) (ou rompido). A mobilidade cíclica ocorre em solos de baixa a média densidade, podendo ocorrer em solos densos se o carregamento e a duração forem suficientes (Olson, 2002).

Durante sismos ou carregamentos cíclicos sob condições não drenadas, solos não coesivos tendem a acumular poropressão. Com o excesso de poropressão (u), temos uma diminuição das tensões efetivas do solo ($\sigma' = \sigma - u$). Por consequência, após o período de sismo ou carregamento cíclico temos deformações significantes e permanentes para o solo. Às vezes, quando o carregamento cessa as deformações param (Olson, 2002).

Outro fenômeno é a liquefação ao nível do solo (*Level Ground Liquefaction*) que pode ser considerada um subconjunto da mobilidade cíclica pela semelhança de comportamento. Os dois fenômenos se diferem pela ocorrência de tensão de cisalhamento estática igual à zero na liquefação ao nível do solo, como apresentado na Figura 2.3 (c). Neste caso, a reversão da tensão ocorre durante a carga sísmica ou cíclica, resultando em um acúmulo mais rápido do excesso de poropressão do que quando a reversão da tensão não ocorre (Mohamad e Dobry, 1986). O fenômeno da reversão observado na Figura 2.3 (c) só acontece porque os eixos são representados pela diferença (eixo das ordenadas) ou a soma (eixo das abcissas) das tensões verticais e horizontais, logo, estas tensões não são as tensões principais no plano. Essa forma de liquefação ocorre normalmente em solos fofos a médios, entretanto pode ocorrer em solos densos se o carregamento e a duração forem suficientes, e as condições de campo forem favoráveis (Olson, 2002).

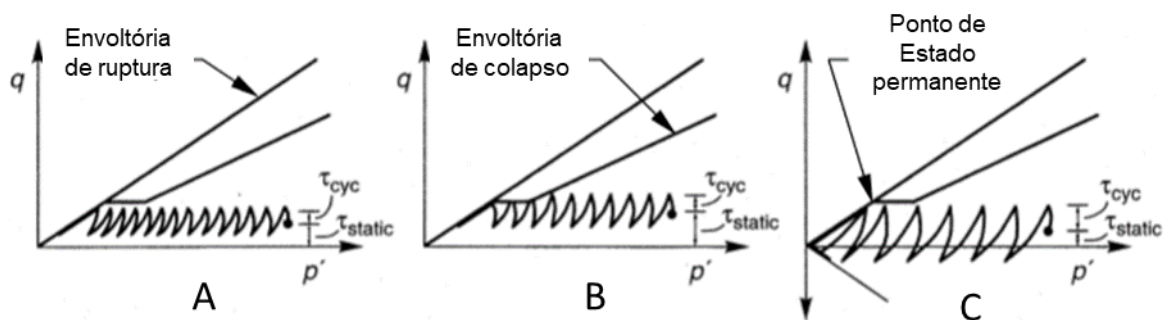


Figura 2.3 - Três casos de mobilidade cíclica mostrados em $p' \times q$. **A:** ausência de reversão de tensão, tensões cisalhantes estáticas e cíclicas combinadas são menores que a tensão do estado permanente; **B:** ausência da reversão de tensão e períodos momentâneos em que as tensões cisalhantes estáticas e cíclicas combinadas excedem a resistência do estado permanente; **C:** com reversão de tensão, tensões cisalhantes estáticas e cíclicas combinadas são menores que a resistência no estado permanente (Fonte: Kramer, 1996).

À medida que a poropressão aumenta durante a carga sísmica ou cíclica, a resistência ao cisalhamento diminui. Se o carregamento e a duração forem suficientes, o solo pode experimentar períodos de tensão efetiva nula. Como não há tensão efetiva, as deformações laterais ao nível do solo são relativamente

pequenas, no entanto, ocorrem grandes deformações verticais durante a dissipação da poropressão que foi induzida pelo sismo. A geração de grandes deformações verticais, quando associada a fundações profundas, pode gerar o fenômeno de *downdrag*. Esse fenômeno pode vir a romper a fundação profunda se a pressão por ele imposta for suficiente, ou seja, superior à resistência da fundação.

Quando a liquefação ocorre em uma camada de solo subjacente, um solo com menor permeabilidade, a camada superficial pode ser fraturada hidráulicamente, que é o resultado da poropressão gerada na camada inferior. Quando o solo da camada inferior, já liquefeito, encontrar um caminho de menor energia, ele gera bolhas de areia (*sand boils*) na superfície (vide Figura 2.4) (Obermeier, 1996). O solo superficial pode separar-se de uma camada subjacente liquefeita. Essa separação permite grandes oscilações do solo, podendo gerar grandes deslocamentos verticais (Youd, 1995).

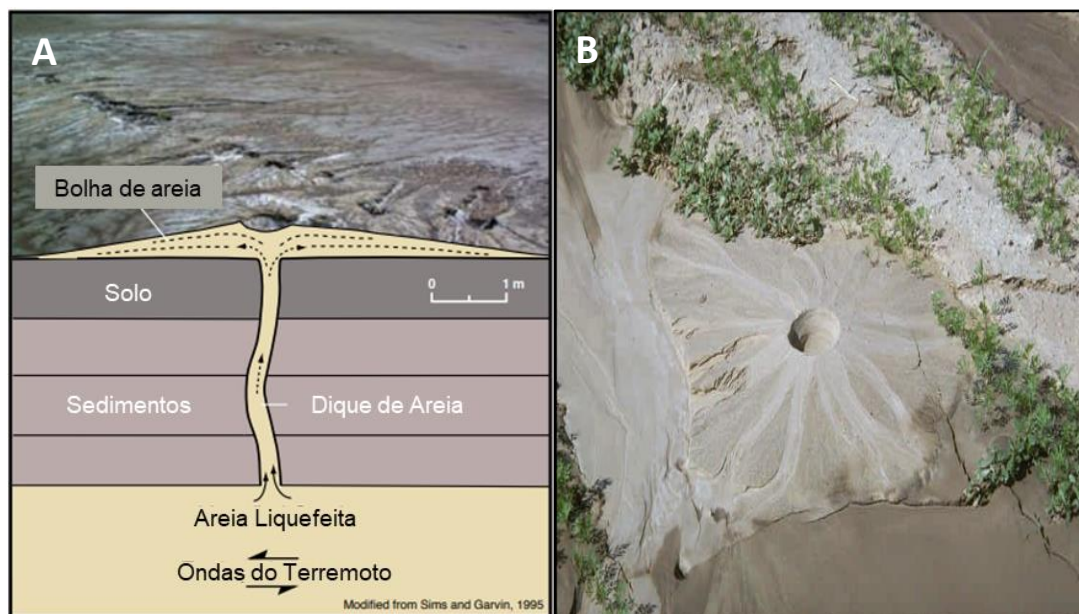


Figura 2.4 – A: Esquema com seção transversal de um dique de areia sobreposto a uma fotografia real, igualmente conhecida como “bolhas de areia” ou “erupções de areia” (Fonte: (Sims e Garvin, 1995); **B:** Ocorrência de erupções de areia (*sand boils*) na rodovia 98 durante o terremoto de El Centro, 1979 (Adaptado: Yang e Elgamal, 2001).

2.1.2. Liquefação estática

Para alguns autores a liquefação estática é o mesmo fenômeno que fluxo por liquefação, mas como o tópico 2.1 foi utilizado para tratar das diversas

terminologias do fenômeno, no presente projeto foram descritos o contexto e o modo como o fenômeno é analisado pelos autores que o estudaram.

Quando descoberto que a liquefação poderia ocorrer em areias saturadas, sob cargas estáticas e em condição não drenada, o termo “liquefação estática” passou a ser usado para descrever o comportamento da liquefação em areias saturadas sujeitas a cargas monotônicas crescentes em condições não drenadas. Na prática, a liquefação estática está ligada ao desenvolvimento de instabilidade em grandes massas de solos saturados, comumente referidos como *flow slides*. Esse fenômeno é observado em depósitos naturais, barragens de terra e de rejeito, fundos marinhos em áreas costeiras, entre outros. Essas rupturas podem ser iniciadas com pequenos distúrbios e em taludes com declividade suaves de 3 a 15° (Sawicki e Mierczyński, 2006).

O mecanismo da liquefação estática está associado ao problema de resistência não drenada em solos saturados, onde a designada linha de instabilidade, ou envoltória de colapso, desempenha um papel importante. Essa é a linha que separa os solos estáveis dos instáveis, como mostrado na Figura 2.5.

A linha de instabilidade está sempre localizada dentro da região limitada pela linha estado crítico (LEC, identificada também como a linha de vazios críticos). Os solos com comportamento semelhante ao mostrado na Figura 2.5, sob carregamento monotônico não drenado, apresentam sempre um pico em sua trajetória de tensão efetiva, denominado $q_{m\acute{a}x}$. Esse valor é alcançado pela amostra quando sua trajetória toca a Linha de Instabilidade (IL - *instability line*), instante em que amostra começa a se liquefazer. Segundo Castro (1975), a liquefação estática se desenvolve apenas em areias fofas submetidas principalmente a cargas monotônicas em condições não drenadas (Sawicki e Mierczyński, 2006).

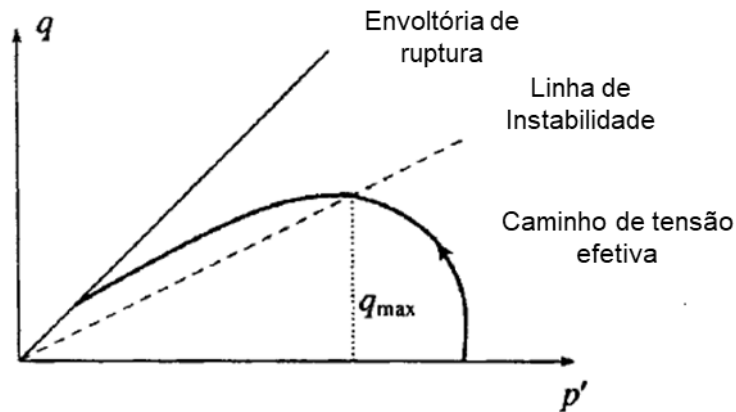


Figura 2.5 – Comportamento do solo em $p' \times q$ quando atinge a Linha de Instabilidade sob carregamento não drenado (Fonte: Sawicki e Mierczyński, 2006).

A Figura 2.6 mostra o resultado de um ensaio triaxial cíclico não drenado, a uma tensão cisalhante cíclica constante. Existe uma ligação estreita entre a liquefação por carregamento não drenado cíclico e estático. Um solo sob carregamentos cíclicos pode se liquefazer estaticamente se seu estado de tensão atingir a linha de instabilidade, essa situação depende do estado de tensão inicial. O cisalhamento cíclico no triaxial, a uma amplitude constante, se inicia com estado de tensão em A, gerando um aumento na poropressão em cada ciclo (N) desenvolvido no ensaio, como mostrado na Figura 2.6 B. Com esse aumento da poropressão temos a redução na tensão efetiva média (p') do solo (Figura 2.6 A). Esse comportamento permanece até que a trajetória atinja a Linha de Instabilidade (IL), ponto B, instante em que o solo experimenta o fenômeno da liquefação estática (Sawicki e Mierczyński, 2006).

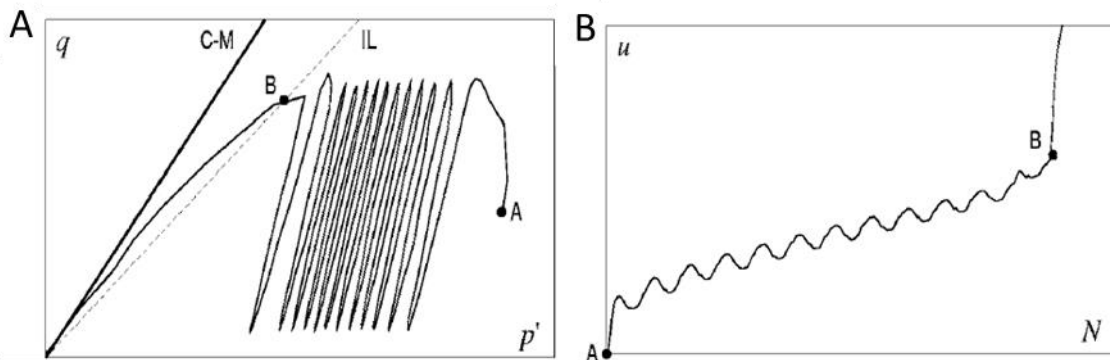


Figura 2.6 – A: Comportamento de $p' \times q$ devido ao carregamento cíclico não drenado; B: geração de poropressão devido ao número de ciclos (N) do carregamento (Fonte: (Sawicki e Mierczyński, 2006).

2.2. Critérios de susceptibilidade à liquefação

Com o avanço dos estudos desenvolveram-se vários critérios, usados nos estudos do fenômeno da liquefação, como exemplo o Critério Chinês muito utilizado desde os anos 80. Os critérios chineses são utilizados como meio de avaliar a susceptibilidade à liquefação de siltes e argilas. Eles são baseados na observação dos solos finos durante os terremotos em diversos locais na China, como mencionado por Wang (1979).

Seed e Idriss (1982) resumiram as descobertas dos trabalhos realizados por Wang (1979) e apresentaram os seguintes resultados: solos argilosos com menos de 15% de sua massa menor do que 5 μm , limite de liquidez $LL \leq 35\%$ e teor de água maior do que 0,9 LL são solos finos que podem ser considerados susceptíveis à liquefação. Posteriormente, Koester (1992) mostrou que os valores de LL fornecidos por Casagrande eram cerca de 4 pontos menor do que os valores de LL determinados usando o ensaio de cone de queda livre, comumente chamado de cone sueco, nos ensaios chineses, e sugeriu mudanças nesses critérios para sua utilização nos Estados Unidos (Boulanger e Idriss, 2006).

Alguns anos depois, Andrews e Martin (2000) em seus estudos sobre susceptibilidade a liquefação fizeram uma revisão empírica utilizando observações de alguns casos históricos e obtiveram as seguintes conclusões (Tabela 2.1): os solos são mais susceptíveis a liquefação quando apresentam menos do que 10% em massa menor do que 2 μm e $LL < 32$, solos não são susceptíveis a liquefação se apresentarem mais do que 10% em massa menor do que 2 μm e $LL \geq 32$, e estudos adicionais são necessários para os solos que atendem apenas um desses critérios.

Tabela 2.1 – Resultados da revisão empírica sobre a susceptibilidade à liquefação
(Fonte: Andrews e Martin, 2000)

	Limite de Liquidez < 32 (1)	Limite de Liquidez ≥ 32
Conteúdo de Argila < 10% (2)	Susceptível	Mais estudos necessários <i>(Considerando grãos de tamanho diferente de argila plásticos – como Mica)</i>
Conteúdo de Argila ≥ 10% (2)	Mais estudos necessários <i>(Considerando grãos não plásticos de tamanho argila – como rejeitos de minas e pedreiras)</i>	Não susceptível

Anotações: (1) LL determinado pelo aparelho de Casagrande e (2) argila com grãos menores do que 0,002 mm.

Existem dois problemas envolvendo a prática dos critérios de avaliação atuais e são citados por Boulanger e Idriss (2006). O primeiro problema é que às vezes solos com granulometria fina são classificados como susceptível a liquefação por qualquer um dos critérios atuais de liquefação, comumente avaliados usando correlações do ensaio de penetração comum (SPT) e penetração de cone (CPT). Isto é um erro porque estes métodos tendem a subestimar a resistência cíclica em solos CL (argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade) e ML (siltes inorgânicos e areias muito finas) com índice de plasticidade entre 8 e 12, como apresentado por Boulanger e Idriss (2004). O segundo problema é que às vezes se assume que um solo de grão fino classificado como não susceptível à liquefação não é susceptível à perda de resistência ou a grandes deformações durante um terremoto. Isso pode ser não conservador, para solos finos fofos e sensitivos, portanto, uma avaliação mais clara do comportamento cíclico de solos argilosos ajuda a garantir que esse problema não seja negligenciado. Para qualquer um dos problemas, os ensaios cíclicos de laboratório em amostras de campo podem fornecer informações e vantagens consideráveis em certas situações (Boulanger e Idriss, 2006).

2.2.1. Critério de Composição do Material

Pelo constante desenvolvimento da engenharia geotécnica, atualmente pode-se analisar a susceptibilidade a liquefação do solo pela sua composição através da: distribuição granulométrica, forma das partículas e índice de plasticidade. Terzaghi et al. (1996) afirma que os depósitos de solos não coesivos são susceptíveis à liquefação, se forem suficientemente sensíveis para serem contrativos e com uma permeabilidade tal que não apresente drenagem significativa durante o período de agitação do solo. Essas características são determinadas pela distribuição granulométrica, forma das partículas e o índice de plasticidade.

2.2.1.1. Distribuição Granulométrica

A influência da distribuição granulométrica na susceptibilidade à liquefação é descrita por Terzaghi et al. (1996). Ele afirma que solos bem graduados tem uma menor susceptibilidade, pois, o preenchimento dos vazios por partículas menores, resulta em uma menor variação volumétrica, sob condição drenada, e em menores valores para poropressão em condição não drenada.

De acordo com a Figura 2.7 **A** os depósitos naturais de solo com D_{50} menor do que 0,02 mm ou maior do que 2,0 mm não se liquefazem. Por outro lado, os rejeitos de mineração e outros resíduos são altamente susceptíveis à liquefação embora contenham quantidades significativas de partículas com tamanho de silte e argila, isso porque estes finos são compostos de sólidos não plásticos (Terzaghi et al., 1996).

O potencial de liquefação em areia com teores de finos maiores do que 5% dependem da plasticidade destes finos. Os finos não plásticos que tendem a conter movimento de separação dos grãos quando sob carregamentos externos. Areais contendo siltes plásticos apresentaram resistência à liquefação pela presença da coesão dos finos (Ishihara, 1993). Então os solos que possuem maior porcentagem de finos plásticos na sua constituição apresentaram valores menores de condutividade hidráulica.

O resultado de diversas distribuições granulométricas de lagoas de descarte de rejeitos com granulometria fina analisando a susceptibilidade à liquefação é mostrado na Figura 2.7 **B**.

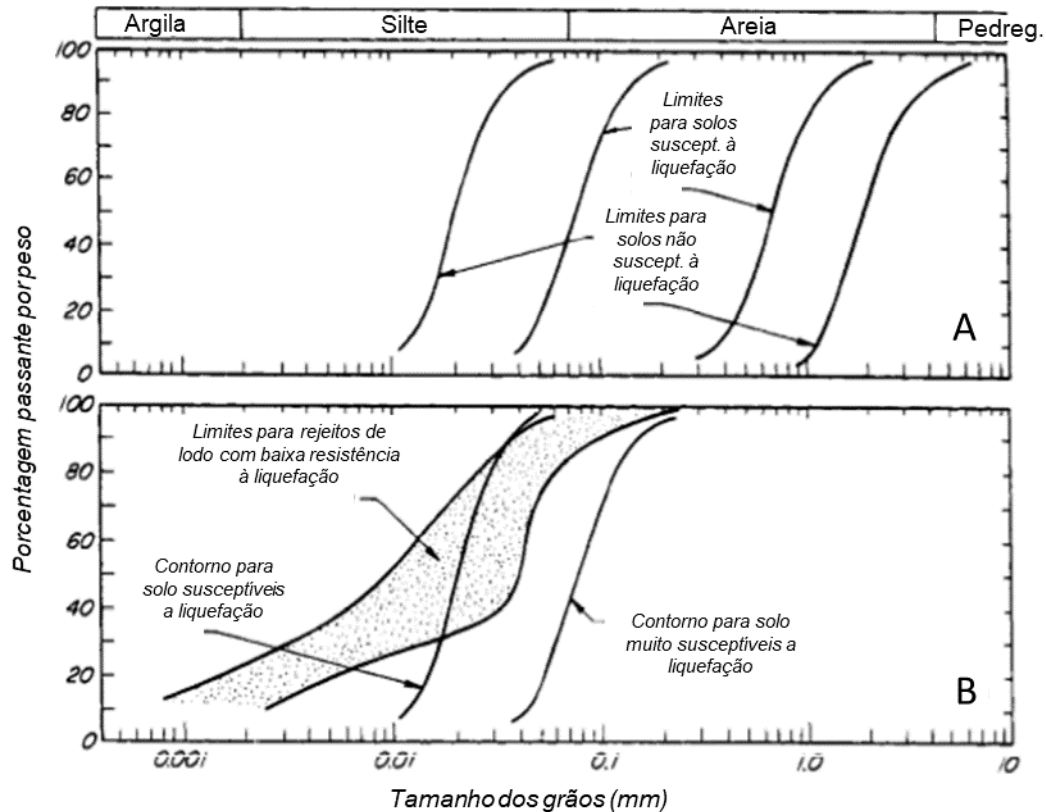


Figura 2.7 – A: Curvas de distribuição granulométrica que definem limites de solos que liquefazem e não liquefazem (Tsuchida, 1970). **B:** Faixa de tamanhos de grãos para barragens de rejeito com baixa resistência à liquefação (Ishihara, 1985) (Fonte: Terzaghi et al., 1996).

2.2.1.2. Índice de Plasticidade

Outro estudo importante é o da influência do índice de plasticidade no aumento da resistência à liquefação do solo. Ishihara e Koseki (1989) notaram que, com o aumento do índice de plasticidade tinha-se um aumento na resistência à liquefação, um indicativo de que as características de plasticidade são mais influentes do que a distribuição granulométrica, para solos finos (Figura 2.8).

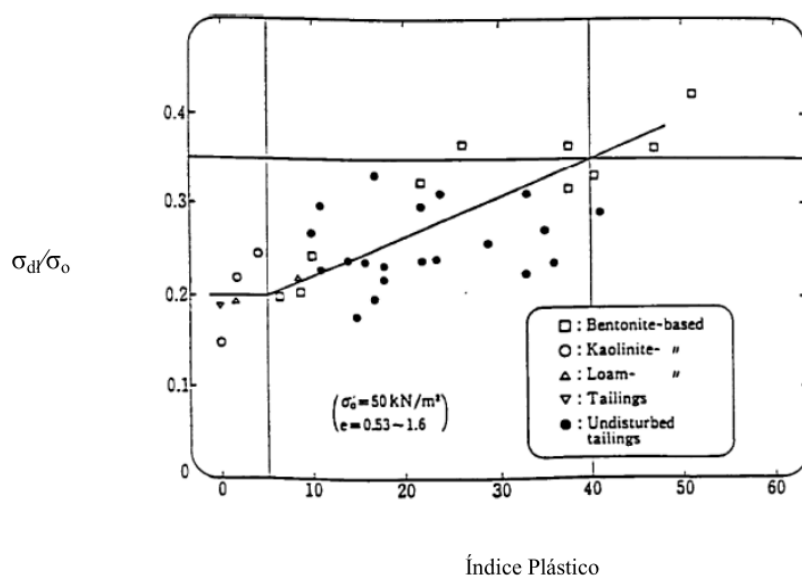


Figura 2.8 – Índice de plasticidade (IP) em relação a σ_{dl}/σ_0 , com $\sigma'_0 = 50 \text{ kN/m}^2$ e $e = 0,53 \sim 1,6$ (Fonte: Espinoza, 2010).

Polito (1999), em seus estudos sobre a influência de finos plásticos e não plásticos na resistência à liquefação de solos, analisou alguns estudos anteriormente realizados com ensaios de campo (Mogami e Kubo (1953) e Holzer et al., (1989), e com ensaios de laboratório (Lee e Seed (1967), Chang et al., (1982), Koester (1994), Ishihara e Koseki (1989), Okusa et al., (1980), e Garga e McKay (1984)). Sua conclusão foi de que o aumento da plasticidade era diretamente proporcional a resistência à liquefação dos solos (Espinoza, 2010).

2.2.1.3. Forma das Partículas

Um dos primeiros estudos que analisou a influência da forma das partículas na susceptibilidade à liquefação foi realizado por Terzaghi et al. (1996) e posteriormente por Reddy (2008). Tal estudo afirma que, depósitos com grãos arredondados ou subarredondados são mais susceptíveis do que aqueles com grãos angulosos. A contração em areias com grãos arredondados resulta em uma diminuição de volume dada pelo rearranjo das partículas, facilitada pela forma dos grãos. Quando comparado com areias com grãos angulares o rearranjo só é obtido, parcialmente, pelo esmagamento dos grãos. Sendo assim, os grãos angulares geram atrito entre partículas que auxiliam na resistência ao cisalhamento, diminuindo o potencial de liquefação do solo (Espinoza, 2010).

2.2.2. Critérios de Estado

Outro ponto importante no estudo da susceptibilidade à liquefação é o estado em que a amostra ou massa de solo se encontra e a esses critérios dá-se o nome de Critérios de Estado. Esse tipo de critério está ligado diretamente da densidade relativa e o nível de tensão inicial da amostra.

2.2.2.1. Índice de Vazios Crítico

Executando ensaios triaxiais drenados, com deformação controlada, Casagrande constatou que em amostra de areia, seja em condições fofas ou densas, sob uma mesma tensão efetiva, tem-se que a densidade relativa do solo se aproxima de um valor constante. Esse valor é alcançado no estado pós-ruptura, onde não há mais variação de volume, contração ou dilatação. O índice de vazios desse estado é denominado como índice de vazios crítico (e_{crit}) (Figura 2.9 e Figura 2.10). Mesmo sem poder medir a poropressão naquela época, Casagrande chegou à conclusão de que a linha do índice de vazios crítico poderia vir a ser uma fronteira entre as condições para a geração de poropressão positiva, presente em solos fofos com contração do volume, e de poropressão negativa, presente em solos compactos (densos) com expansão do volume.

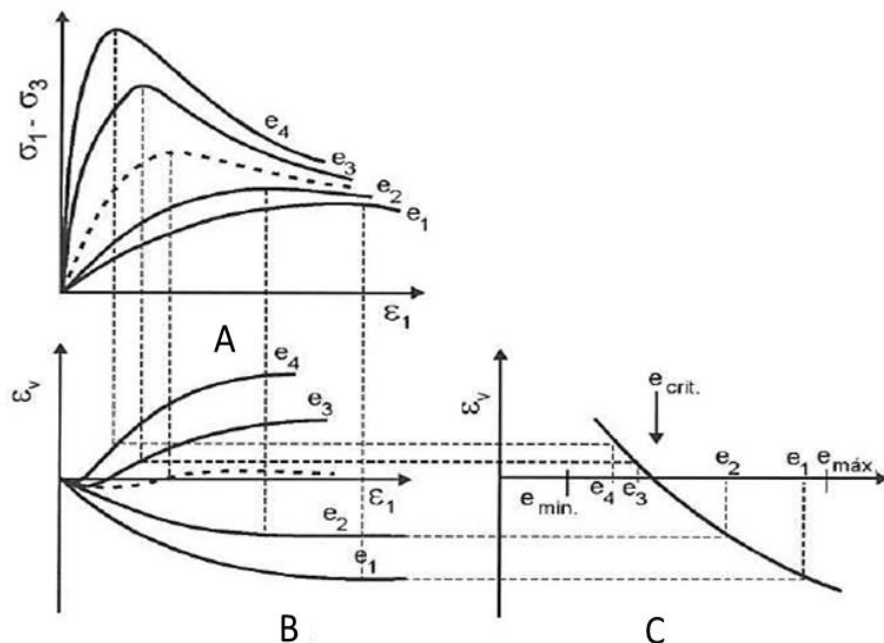


Figura 2.9 – Representação do comportamento de curvas de ensaios triaxiais drenados. **A:** curva tensão x deformação; **B:** deformação volumétrica x deformação principal; **C:** deformação volumétrica x índice de vazios (Fonte: Pinto, 2006).

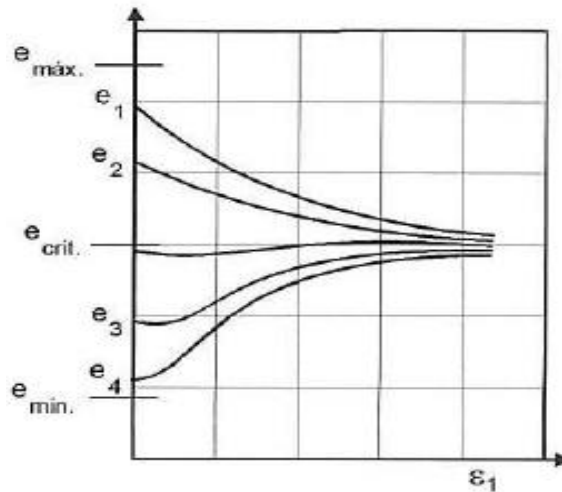


Figura 2.10 – Representação do índice de vazios crítico (e_{crit}) versus deformação principal (ϵ_1) (Fonte: Pinto, 2006).

Plotando os gráficos produziu-se uma curva que é referida como a linha de estado crítico (LEC). Essa linha constitui o limite entre o comportamento dilatante e o contrativo em ensaios triaxiais convencionais drenados. O solo que apresenta um estado à cima da linha de estado crítico (LEC) exibe comportamento contrativo e vice-versa, Figura 2.11.

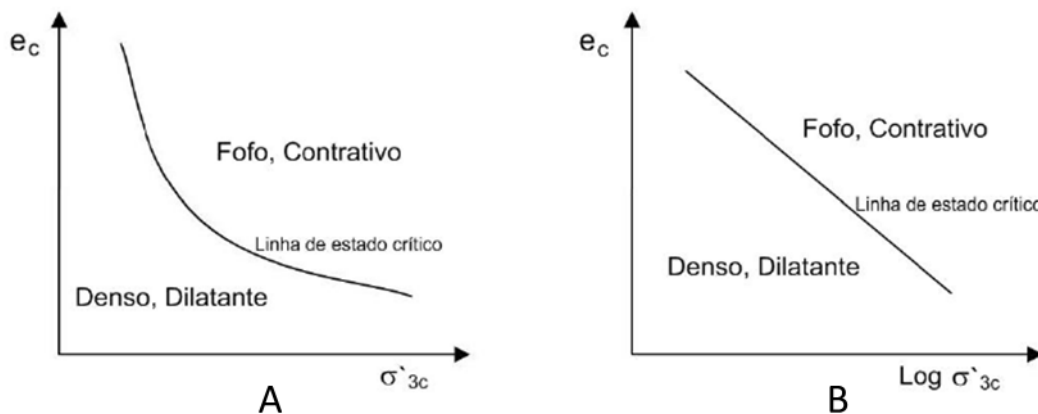


Figura 2.11 – LEC plotada para a diferentes eixos de tensão confinante. **A:** $\sigma'_{3c} \times e_c$ e **B:** $\log \sigma'_{3c} \times e_c$ (Adaptado: Kramer, 1996).

O índice de vazios tornou-se um parâmetro importante no estudo da susceptibilidade à liquefação, uma vez que um aumento na quantidade de vazios preenchidos com água, em condição de carregamento não drenado, amplia a geração de poropressão, e pode tornar o solo propício a liquefação. A curva da Figura 2.12 mostra a separação dessas condições a luz da linha de índice de

vazios críticos, plotados em índice de vazios (e) versus a tensão confinante em escala logarítmica ($\log \sigma'_{3c}$).

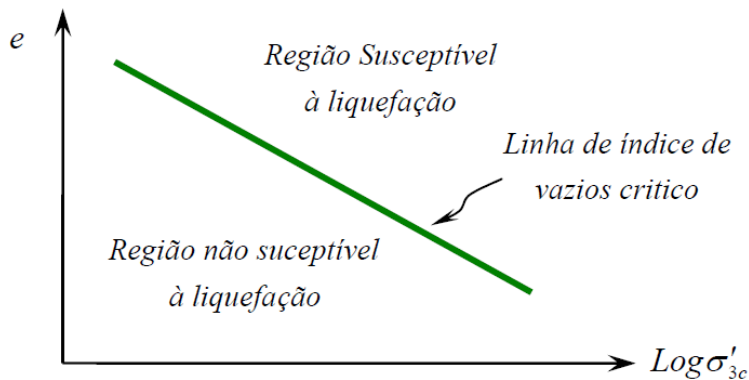


Figura 2.12 – Linha de vazios críticos e a susceptibilidade a liquefação (Adaptado: Casagrande, 1936)

2.2.2.2. Estado do Solo e o Parâmetro de Estado (ψ)

Gonzalo Castro, estudante de Casagrande, por volta de 1960, realizou importantes ensaios triaxiais não drenados, estáticos e cíclicos, com tensão controlada em amostras de areia consolidadas anisotropicamente. Castro observou que o solo apresentava três diferentes comportamentos (vide Figura 2.13), diferentes curvas tensão deformação, e que dependiam do seu estado. As amostras densas (amostra B) inicialmente contraíam, mas depois se dilatavam com o aumento da pressão confinante e da tensão cisalhante. Amostras fofas (amostra A) apresentavam pico de resistência para pequenas deformações, mas rompiam com baixos níveis de tensões cisalhantes e rapidamente alcançavam altos níveis de deformação, Castro (1969) chamou este comportamento de liquefação, comumente chamado de fluxo por liquefação. Para amostras com densidade relativa intermediária (amostra C) o pico de resistência inicial é seguido por uma região de amolecimento intermediária, que cessa quando o solo começa a expandir, Ishihara (1975) definiu esse ponto como ponto de transformação de fase. Mesmo sofrendo grandes tensões de confinamento a amostra C continuou apresentando dilatação de volume e esse comportamento é chamado de liquefação limitada ou parcial.

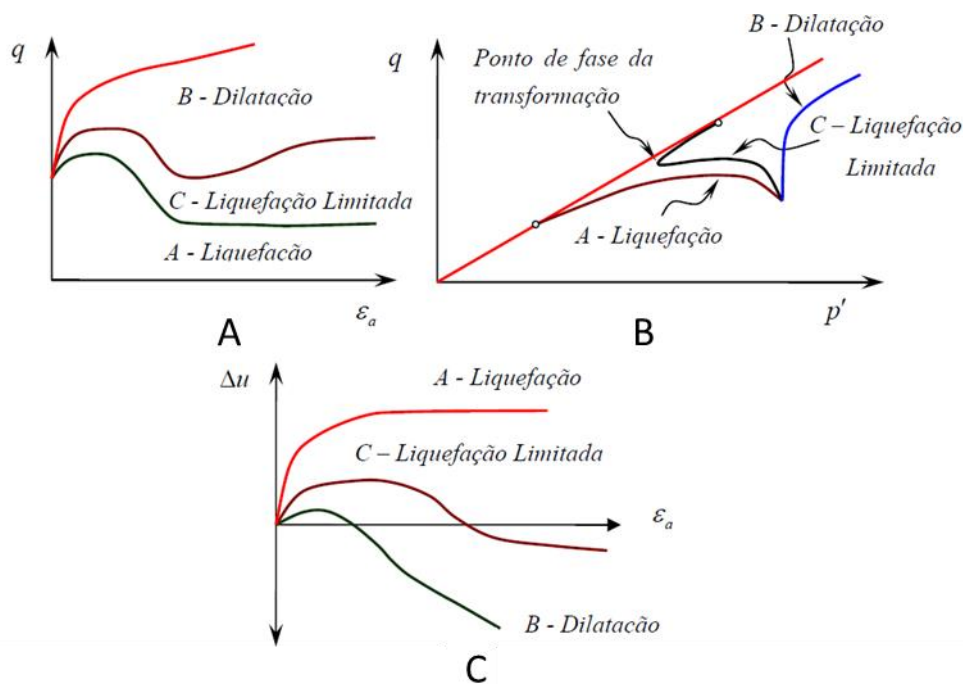


Figura 2.13 – Comportamentos obtidos em ensaios triaxiais não drenado. **A:** $\varepsilon_a \times q$; **B:** $p' \times q$; **C:** $\varepsilon_a \times \Delta u$ (Fonte: Castro, 1969).

Estudos mais recentes mostraram que a linha de estado crítico não é unicamente descrita pela relação dos índices de vazios e da tensão confinante, como afirmado por Castro (1969), mas como uma curva no espaço tridimensional $e \times \sigma' \times \tau$ (Figura 2.14). A relação apresenta diferença para trajetórias de tensão de compressão e de extensão se o material tiver características anisotrópicas (Vaid et. al, 1990; Reimer e Seed, 1992; Vaid e Thomas, 1995).

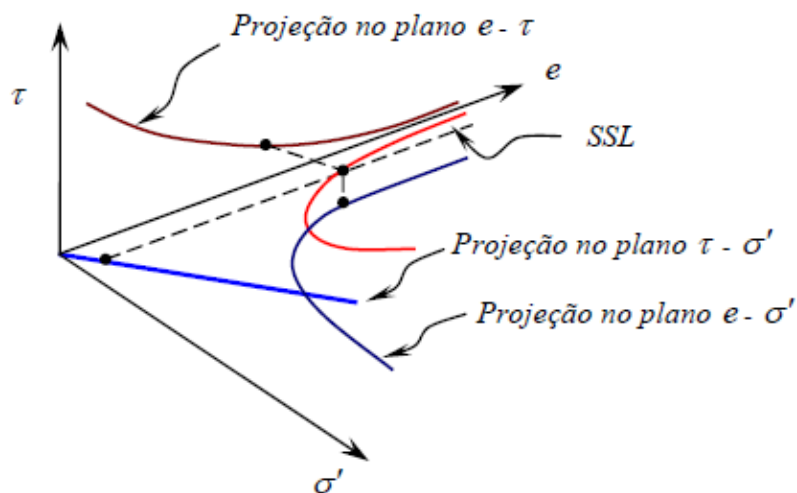


Figura 2.14 - Linha de estado permanente no espaço tridimensional $e \times \sigma' \times \tau$ (Fonte: Kramer, 1996).

O estado inicial do solo a luz da curva SSL (*Steady State Line*) possibilita identificar se o solo é ou não susceptível à liquefação. Sua projeção, em $e \times \log(\sigma'_{3c})$, dá uma estimativa das condições dos solos que são susceptíveis, estado de solos abaixo da SSL, e as que não são, estados de solos acima da SSL (Figura 2.12). Os solos susceptíveis atingem o estado liquefeito quando experimentam uma tensão cisalhante superior à sua resistência ao cisalhamento residual, denominado estado permanente. Em estado permanente de deformação o solo se deforma a volume constante, com velocidade constante, tensão efetiva normal constante e a tensão cisalhante constante. Isso faz com que a resistência não drenada do solo seja um parâmetro de uma possível estimativa para liquefação (Guillèn, 2004).

O comportamento não drenado de um solo saturado não plástico é função do índice de vazios e da pressão confinante no início do cisalhamento (Schofield e Wroth, 1968). A tendência do solo em dilatar ou contrair é função do seu estado, ou seja, depende do seu índice de vazios (e) e da sua tensão confinante (σ'_{3c}), como mostrado na Figura 2.16 (Olson, 2002). Compreende-se que o parâmetro chave para entender esses fenômenos se baseia na compressibilidade dos materiais geotécnicos, fator que determina o desenvolvimento da instabilidade (Fonseca, 2013).

Para descrever a condição do solo em relação ao seu estado, Been e Jefferies (1985) recomendam o uso do parâmetro ψ . O parâmetro de estado ψ é definido como:

$$\psi = e_0 - e_{ss} \quad (2.1)$$

onde e_0 é o índice de vazios inicial para uma tensão confinante efetiva e o e_{ss} é o índice de vazios no estado permanente (*stead state*) para a mesma tensão confinante efetiva (Figura 2.15). Solos que apresentam ψ positivo, que estão acima da SSL e são contrativos, são solos susceptíveis a liquefação, e os solos que apresentam ψ negativo, que estão abaixo da SSL e são dilatantes, são solos que não se liquefazem sob carregamentos monotônicos, mas podem se liquefazer sob carregamentos cíclicos (Kramer, 1996). Os solos com ψ positivos e próximos a SSL são denominados como levemente contrativos e aqueles com ψ negativos e próximos a SSL são denominados como levemente dilatantes (Olson, 2002).

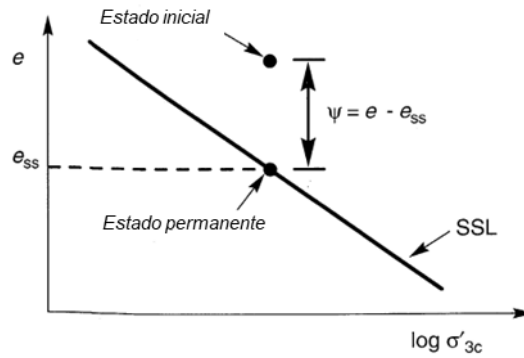


Figura 2.15 – Definição do parâmetro de estado ψ (Fonte: Been e Jefferies, 1985).

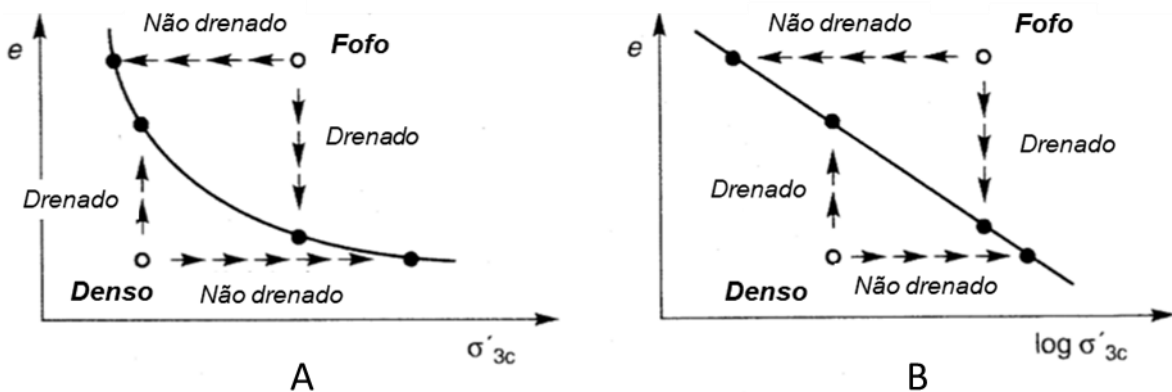


Figura 2.16 – Linha de estado crítico (LEC). **A:** comportamento de solos fofos e densos em condições drenadas e não drenadas; **B:** fronteira entre materiais susceptíveis e não susceptíveis à liquefação (Adaptado: Kramer, 1996).

Segundo Carrera et al. (2011), as LECs das areais são geralmente interpretadas como lineares no espaço $e:\ln p'$ para tensões confinantes mais elevadas, sendo que para tensões ditas como moderadas, tendendo para uma assíntota horizontal com a diminuição de p' . O mesmo autor alerta que existem algumas questões em relação ao uso do parâmetro de estado com o fato acima citado, se seria necessária uma análise diferente do parâmetro de estado (ψ) para tensões moderadas e baixas.

Nas Figura 2.17 e Figura 2.18 é apresentada essa não linearidade da LEC para todas as tensões analisadas nas investigações. A Figura 2.17 é o resultado de uma investigação detalhada da liquefação estática em resíduos de minas, granulometrias predominantes de areia fina e silte, na barragem de Stava (Carrera et al., 2011). A Figura 2.18 apresenta um resultado similar de um estudo do risco à liquefação de resíduos do processamento do ouro, da hidrometalúrgica

do Complexo Industrial Mina-Usina Fazenda Brasileiro, na cidade de Teofilândia, Bahia, no Brasil (Fonseca, 2013).

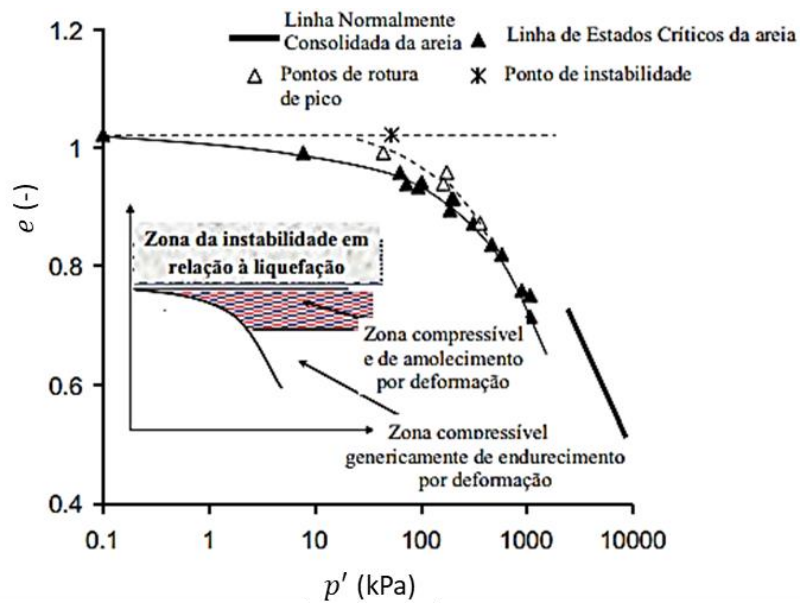


Figura 2.17 – Diferentes comportamentos em relação à liquefação em função do estado (Fonte: Carrera et al., 2011).

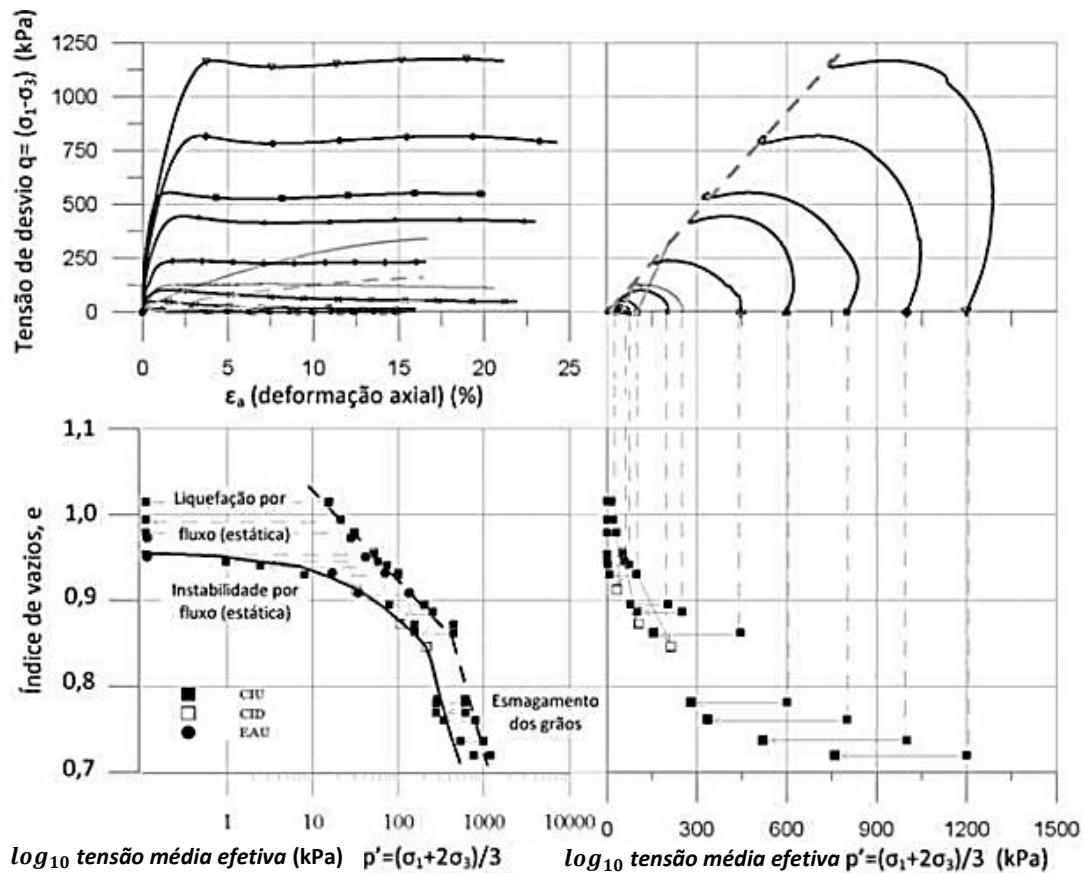


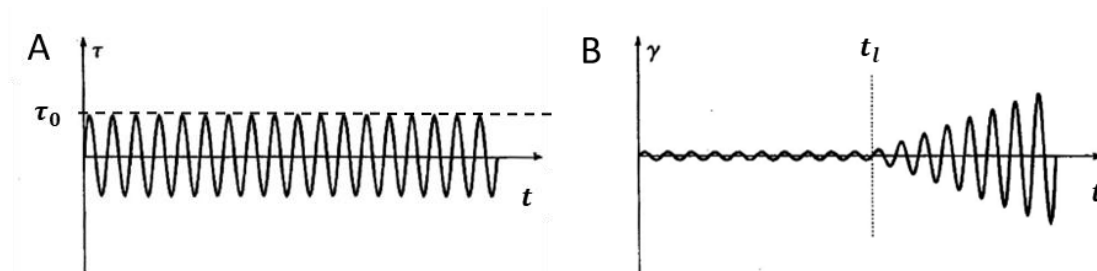
Figura 2.18 – Aplicação da Mecânica dos Estados Críticos na avaliação da susceptibilidade à liquefação estática, a partir de uma Linha dos Estados Críticos (LEC) não linear (Fonte: Bedin et al., 2012).

A avaliação da liquefação estática é realizada da seguinte forma: as amostras que possuem estado inicial acima da assíntota horizontal apresentam um comportamento instável e uma consequente liquefação sob condições não drenadas, independente da tensão confinante inicial. As amostras com índices de vazios abaixo da assíntota horizontal apresentam uma trajetória não drenada onde o solo sofre uma grande redução de p' e apresenta uma resistência de pico, manifestando uma deformação por amolecimento (Fonseca, 2013).

2.3. Carregamentos cíclicos em solos granulares

Os primeiros experimentos de carregamento cíclico em areia saturada em condições não drenadas foram realizados por See e Lee (1966) no aparelho triaxial. Nos experimentos eles mediram as mudanças na poropressão e as deformações das amostras com diferentes densidades relativas. Os resultados experimentais levaram à seguinte conclusão: “quanto maior a tensão cíclica, mais fofa a amostra e menor a pressão confinante, menor o número de ciclos necessários para causar a liquefação para uma dada tensão” (Figura 2.20) (Sawicki e Mierczyński, 2006).

As Figuras 2.19 e 2.20 apresentam os resultados de ensaios de cisalhamento cíclico em amostras de areia saturada sob condição não drenada. A amostra sofre cisalhamento cíclico a uma tensão com amplitude constante $\tau = \tau_0$ (vide Figura 2.19 **A**), resultando em um aumento gradual da poropressão (u) e da deformação cisalhante cíclica (γ). Observou-se que no início da liquefação, no instante $t = t_l$, têm-se amplitudes grandes da tensão cisalhante cíclica e a poropressão já não aumenta, como mostrado na Figura 2.19 **B** e **C**. Esse comportamento não depende das características das ondas do carregamento cisalhante (Sawicki e Mierczyński, 2006).



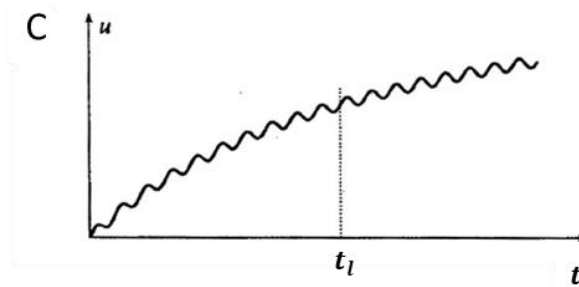


Figura 2.19 - Resumo dos resultados experimentais dos ensaios de cisalhamento cíclico em amostras de areia saturada em condições não drenadas. **A:** História de tensão cíclica; **B:** desenvolvimento de deformação cisalhante cíclica; **C:** geração de poropressão. Desenhado com base nos dados de Finn (1971) (Fonte: Sawicki e Mierczyński, 2006).

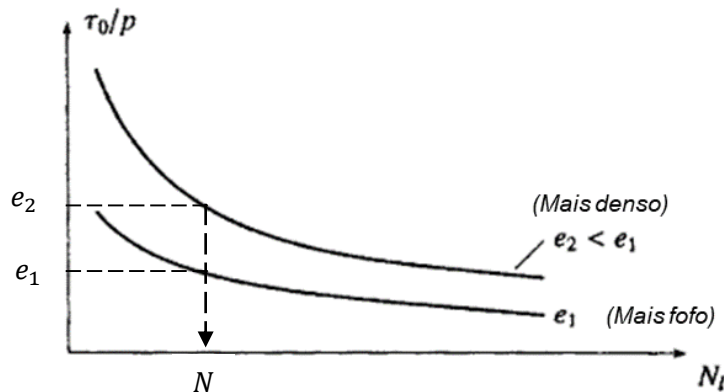


Figura 2.20 - Relação entre o número de ciclos de carga para causar a liquefação (N_l) e a amplitude da tensão de cisalhamento cíclico normalizado (τ_0/p), onde p é a pressão confinante total (Fonte: Sawicki e Mierczyński, 2006).

2.4. Superfície de Fluxo por Liquefação (FLS) ou Linha de Instabilidade (IL)

A superfície de fluxo por liquefação (FLS, *flow liquefaction surface*), comumente chamada de linha de instabilidade (LI) em algumas literaturas, é a linha formada pelos pontos ditos $q_{m\acute{a}x}$, mostrados também na Figura 2.5. Esses pontos são os pontos que marcam o estado das tensões $p' \times q$, a partir do quais o solo é dito liquefeito.

O resultado de diversos ensaios triaxiais não drenados, com carregamento estático, em amostras consolidadas isotropicamente até o mesmo índice de vazios é apresentado na Figura 2.21. Essas trajetórias têm em comum o ponto de estado permanente, o estado em que todas essas amostras irão atingir com decorrer do ensaio. Pode-se observar que as amostras

representadas pelos pontos C, D e E, situadas acima dos pontos de estado permanente na reta p' , representam solos com comportamento contrativo quando cisalhados, e as amostras dos pontos A e B, situadas abaixo do ponto de estado permanente, possuem comportamento dilatante. As amostras C, D e E atingem o pico de resistência não drenada, $q_{m\acute{a}x}$, e em seguida deformam-se rapidamente até atingir a SSL, formando a FLS. Como a liquefação não ocorre quando o estado de tensão do solo está abaixo da linha de estado permanente a FLS é portanto, interrompida por uma horizontal traçada a partir do ponto de estado permanente (Figura 2.22). Sendo assim, o ponto de estado permanente é dependente do nível de tensão da amostra.

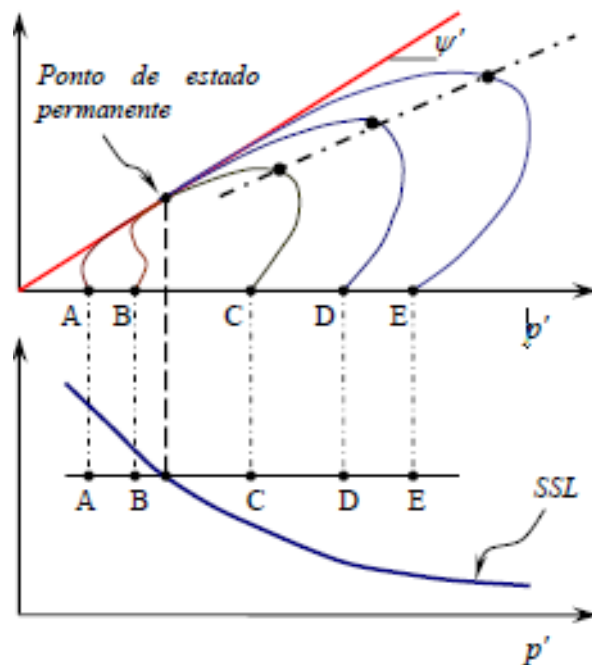


Figura 2.21 – Resultados de diversos ensaios triaxiais não drenados plotadas no mesmo gráfico p' x q (Fonte: Kramer, 1996). COMO q e o Índice de Vazios nos eixos

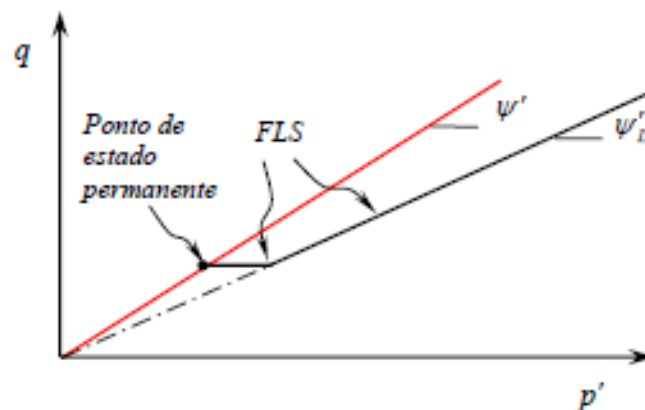
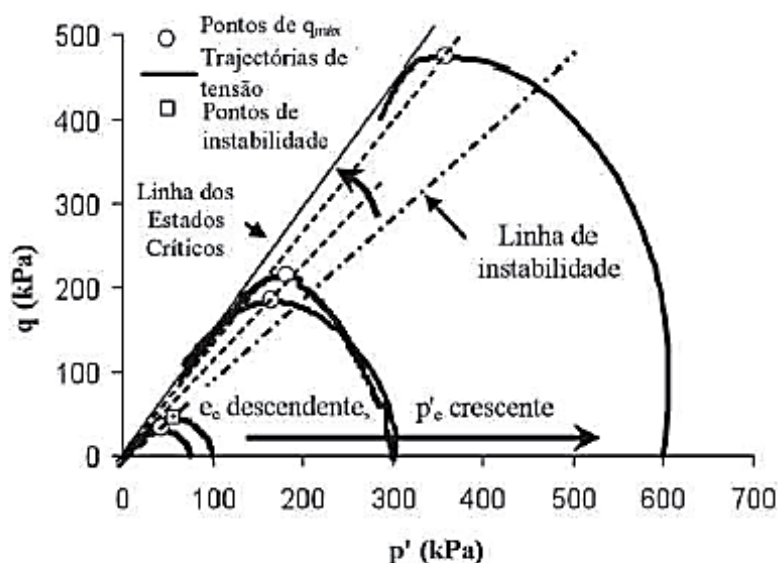


Figura 2.22 – Superfície de fluxo por liquefação (FLS) no plano $p' \times q$ (Fonte: Kramer, 1996).

Em estudos Carrera et al. (2011) sobre os possíveis comportamentos das linhas de instabilidade na liquefação estática, apresentados na Figura 2.23, notou-se que a “aproximação das tensões de pico à LEC no espaço $e:lnp'$ significa, que no plano $q:p'$, à medida que as tensões aumentam, ocorre uma diminuição da deformação por amolecimento” e pela mesma razão os estados que correspondem aos picos de resistência são atingidos apenas para razões de tensões mais elevadas, mais próximas da LEC.



NOTA: e_c e p'_e são os índices de vazios e tensão efetiva de confinamento (da cedência de pico).

Figura 2.23 - Amolecimento por deformação a partir das trajetórias de tensões e respectiva localização de q_{max} para os ensaios em areia limpa dos resíduos de lavagem de Stava (Fonte: Carrera et al., 2011).

2.5. Avaliação da Susceptibilidade do Solo à Liquefação

Existem dois ensaios mais utilizados para avaliação quantitativa em uma análise de susceptibilidade a liquefação, sendo com o uso dos resultados de ensaios triaxiais ou com uso de relações empíricas baseadas em correlações de comportamentos de campo de ensaios in-situ. Terzaghi et al. (1996), Gumiere (1995) e Guillèn (2004) são exemplos de estudos do potencial de liquefação baseados em triaxiais convencionais.

Para os métodos que utilizam as relações empíricas existem vários gráficos, tabelas e ábacos na literatura que relacionam as propriedades in-situ do solo e o potencial de liquefação. Seed et al. (1983), Seed et al. (2004), Idriss e Boulanger (2004) são exemplos de trabalhos que utilizaram de correlações com SPT e Seed et al. (1983), Robertson e Campanella (1985), Seed et al. (1988), Boulanger et al (1997), Robertson e Wride (1998), Carraro et al. (2003), Idriss e Boulanger (2004) e Marchetti (1997) utilizaram correlações com CPT (Neto, 2006).

2.5.1. Avaliação da susceptibilidade à liquefação em ensaios convencionais

A avaliação do potencial de liquefação por meio de ensaios triaxiais convencionais se dão através da linha de estado permanente. Essa linha pode ser definida pelos ensaios triaxiais CID ou CIU. A análise do potencial pode ser realizada plotando-se a linha de estados críticos (LEC) do solo e analisando a localização do ponto formado pelo índice de vazios e pela tensão confinante (e, σ'_{3c}). Assim como dito no tópico 2.2.2 e apresentado na Figura 2.12, se o estado do solo estiver à cima da linha de estado crítico esse é susceptível a liquefação e vice-versa. “Quanto mais afastado da LEC estiver o ponto, tanto maior será o potencial de liquefação, caso esteja acima da linha, ou tanto maior será a resistência à liquefação, se esse ponto estiver abaixo da linha” (Neto, 2006).

A análise também pode ser feita pela observação da variação de volume ou da poropressão que é gerada na amostra durante a ruptura no triaxial. Como dito na tópico 2.2.2 geração de poropressão positiva, presente em solos fofos com contração do volume, e a poropressão negativa, presente em solos compactos (densos) com expansão do volume. Quando o solo apresentar geração de poropressão positiva, o solo é considerado liquefável, pois estará acima da LEC. Caso apresentar geração de poropressão negativa, o solo é não liquefável, pois seu estado estará abaixo da LEC. Terzaghi et al. (1996) introduz em sua metodologia formulações para determinação da resistência do solo à liquefação residual utilizando, dentre outros parâmetros, o ângulo de atrito.

2.5.2. Avaliação da susceptibilidade à liquefação em ensaios cíclicos

A avaliação do potencial ou susceptibilidade a liquefação de solos arenosos e siltosos por meio de ensaios triaxiais cíclicos já vêm sendo realizados por diversos autores, como Seed et al. (1988), Seed e Harder (1990), Robertson e Wride (1998), Thevanayagam e Martin (2002), Tsukamoto et al. (2002), Andrus et al. (2004) e Carraro et al. (2005).

Para obter os parâmetros de resistência do solo quando está submetido a um carregamento cíclico utiliza-se o ensaio triaxial cíclico. Como mostrado no tópico 2.3, o comportamento do solo é diferente do que se obtêm em ensaios triaxiais convencionais. Quando a estrutura do solo não permite a dissipação da poropressão o movimento cíclico faz com haja incrementos de poropressão a cada ciclo, reduzindo a resistência do mesmo. A magnitude da tensão necessária para que haja a liquefação está relacionado com o número de ciclos, a amplitude e a duração do carregamento. Os ensaios triaxiais cíclicos possuem amplitude constante, ou seja, é uma aproximação de um sismo real.

A amplitude a ser utilizada nos ensaios triaxiais cíclicos é dada pelo valor da razão de tensões cíclicas (*Cyclic Stress Ratio* – CSR). O valor do CSR utilizado *in situ* é obtido pela Equação 2.2 apresentado por Seed e Idriss (1971). Esse valor também é utilizado na regulamentação europeia, na Eurocode 8 - *Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures* (2002).

$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0,65 \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad (2.2)$$

onde $a_{m\acute{a}x}$ é a aceleração horizontal de pico na superfície do terreno gerado pelo sismo e é expresso em g , g é aceleração da gravidade, τ_{av} tensão média de cisalhamento cíclico uniforme equivalente causada pelo terremoto e é assumido como sendo 0,65, σ_{vo} é a tensão vertical total na profundidade z , σ'_{vo} é a tensão vertical efetiva na profundidade z e r_d é o coeficiente de redução de tensões que leva em consideração a flexibilidade da coluna do solo (isto é $r_d = 1$ corresponde ao comportamento de um corpo rígido). O coeficiente de redução r_d pode variar de acordo com a profundidade (z). Para a aplicação da Equação 2.2 no ensaio triaxial cíclico é necessário transformar o CSR em CSR_{tx} (razão de tensões cíclicas para ensaios triaxiais cíclicos). Essa transformação é feita pela seguinte equação:

$$CSR_{tx} = \tau_d / \sigma'_m = \sigma_d / 2\sigma'_m \quad (2.3)$$

onde τ_d é a tensão máxima de tensões cíclicas para ensaios triaxiais cíclicos, σ'_m é a tensão efetiva média de confinamento, designada por p' , σ_d é a tensão de desvio cíclica, que no ensaio convencional é igual o gama da tensão vertical cíclica.

Jefferies e Been (2006) estudaram a possibilidade de uma relação entre o parâmetro de estado (ψ) e o CSR ou CRR. Demonstraram que a relação era direta e que não necessitava de qualquer fator de ajuste. A fronteira obtida possibilitava a classificação dos solos quanto à susceptibilidade à liquefação. A Figura 2.24 apresenta várias análises de casos históricos de terremotos com escalas de 7,5 de magnitude, correspondente a 15 ciclos de carga. A equação da curva que modela essa fronteira é a Equação 2.16. Solos que estão à direita da curva (Figura 2.24) são solos susceptíveis à liquefação e os que estão à esquerda são os não susceptíveis.

$$CRR_{7,5} = 0,03 \times 10^{(-11\psi)} \quad (2.4)$$

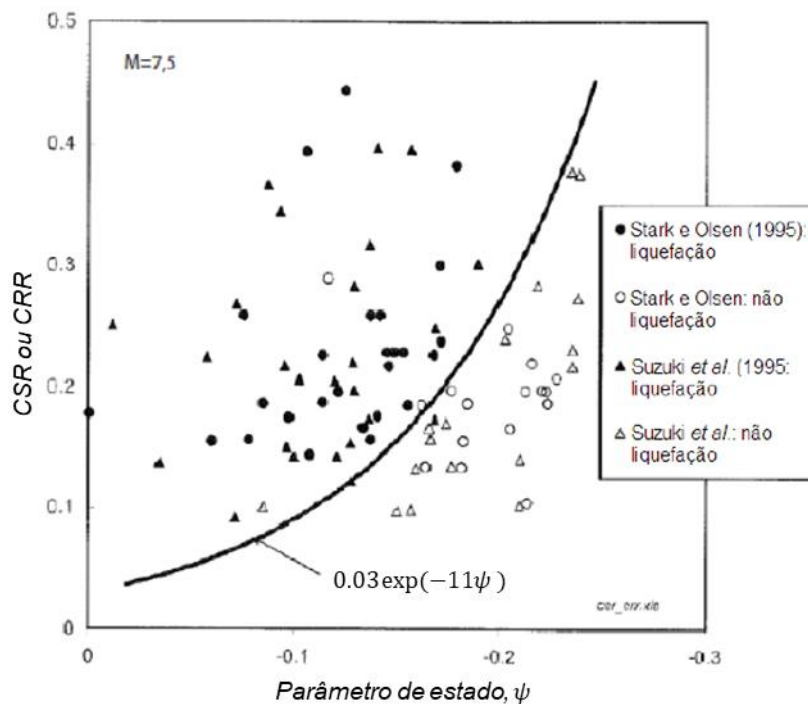


Figura 2.24 – Gráfico que relaciona o parâmetro de estado ψ e o CSR ou CRR (Fonte: Jefferies e Been, 2006).

2.6. Comportamento não drenado em carregamentos monotônicos

O estudo do comportamento não drenado de materiais granulares vem sendo realizado a décadas por diversos autores, como alguns já citados no presente trabalho (Castro e Poulos, 1977; Poulos, 1981; Been e Jefferies, 1985; Ishihara, 1993; Yoshimine, 1999; Yang, 2002; Wang, 2014; Wang et al., 2018 entre outros). Embora o teor de finos, excesso de consolidação e método de montagem serem fatores importantes em análises de comportamento não drenado, acredita-se que este comportamento é principalmente afetado pela densidade e pressão confinante (Wang et al., 2018). Dependendo da densidade e da pressão de confinamento é possível observar comportamentos variados das curvas tensão deformação. Na Figura 2.25 são apresentados 4 comportamentos típicos para areias em estado muito fofo (A), de fofo a médio (B), de médio a denso (C) e denso (D).

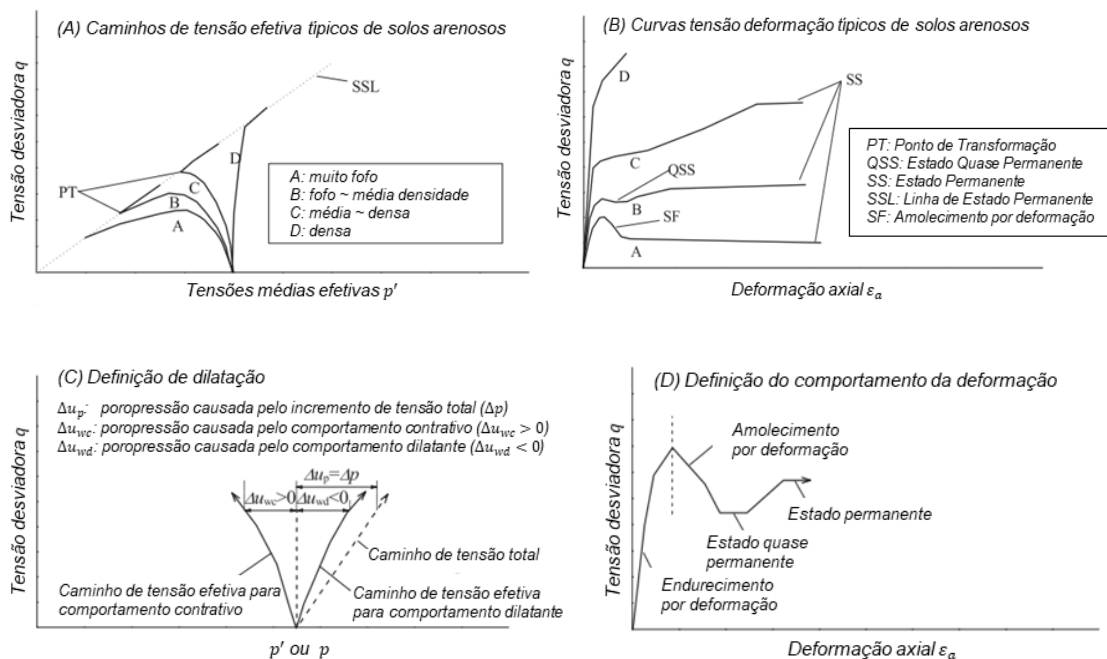


Figura 2.25 – Comportamentos típicos de areias. **A**: trajetória de tensão efetivas típicos para areias; **B**: comportamentos das curvas tensão x deformação para as mesmas trajetória apresentados em A; **C**: definição de dilatação; **D**: definição do comportamento da deformação (Fonte: Wang et al., 2018).

Na Figura 2.25 **A** é observado uma areia de comportamento contrativo do início do carregamento até que a tensão desviadora atinja o valor de tensão de pico (q_{pico}), após o pico a areia dilata até a tensão residual final. A amostra B

apresenta um comportamento contrativo no início do carregamento até atingir o ponto de mudança de fase, parando de contrair e começando a dilatar o volume. O ponto de *Quasi steady state* (QSS) coincide com o ponto de transformação (PT) de fase do material, no caso da amostra B, com uma queda temporária da tensão cisalhante logo após atingir PT (Ishihara, 1993). O que difere a amostra C da B, e que em C a mudança do comportamento acontece sem sofrer amolecimento por deformação (*Strain softening*), fenômeno seguido por uma diminuição no valor da tensão cisalhante (Yoshimine, 1999). A amostra D, a mais densa, passa do comportamento contrativo para dilatante sem sofrer amolecimento, apenas endurecimento por deformação (*Strain hardening*).

Se tratando de um material de granulometria predominantemente areia, em que já existem diversos estudos sobre o seu comportamento não drenado, a amostra A possivelmente resultará em uma falha de fluxo por liquefação, desenvolvendo grandes deformações em curto espaço de tempo. Outro ponto importe para materiais que apresentam comportamento dilatante é que estes podem mudar dependendo da pressão de confinamento inicial, isto é, normalmente uma pressão de confinamento baixa estimula e uma pressão de confinamento elevada impede o comportamento dilatante (Ishihara, 1993 e Yang et al., 2008).

Como um material novo para estudos da engenharia geotécnica, mesmo com um comportamento parecido com outros materiais granulares já conhecidos e estudados, o minério de ferro se tornou um desafio pelas suas características atípicas. Wang et al. (2018) em seus estudos observou alguns comportamentos para o minério de ferro, demonstrado na Figura 2.26. Em relação aos comportamentos apresentados, este diferencia-se da areia: (i) pela presença de um comportamento dilatante do início do carregamento (q_0) até atingir tensão desviadora de pico (q_{pk}), o que em areias nesse mesmo estágio comumente é seguido por um comportamento contrativo, exceto para a amostra D da Figura 2.25 B, areia densa; (ii) a tensão desviadora para o minério de ferro é reduzida, ou seja, desenvolve amolecimento por deformação, de q_{pk} até q_s sem observação clara do fenômeno de transformação de fase (PT) ou do estado QSS, enquanto esse tipo de comportamento só é apresentado em areias muito fofas, como na amostra A da Figura 2.25 B; (iii) o comportamento dilatante do

minério de ferro se transforma em contrativo após q_{pk} , ao passo que em solos arenosos comuns, quando experimentam um comportamento dilatante geralmente continuam até atingir o SS (*Steady State*).

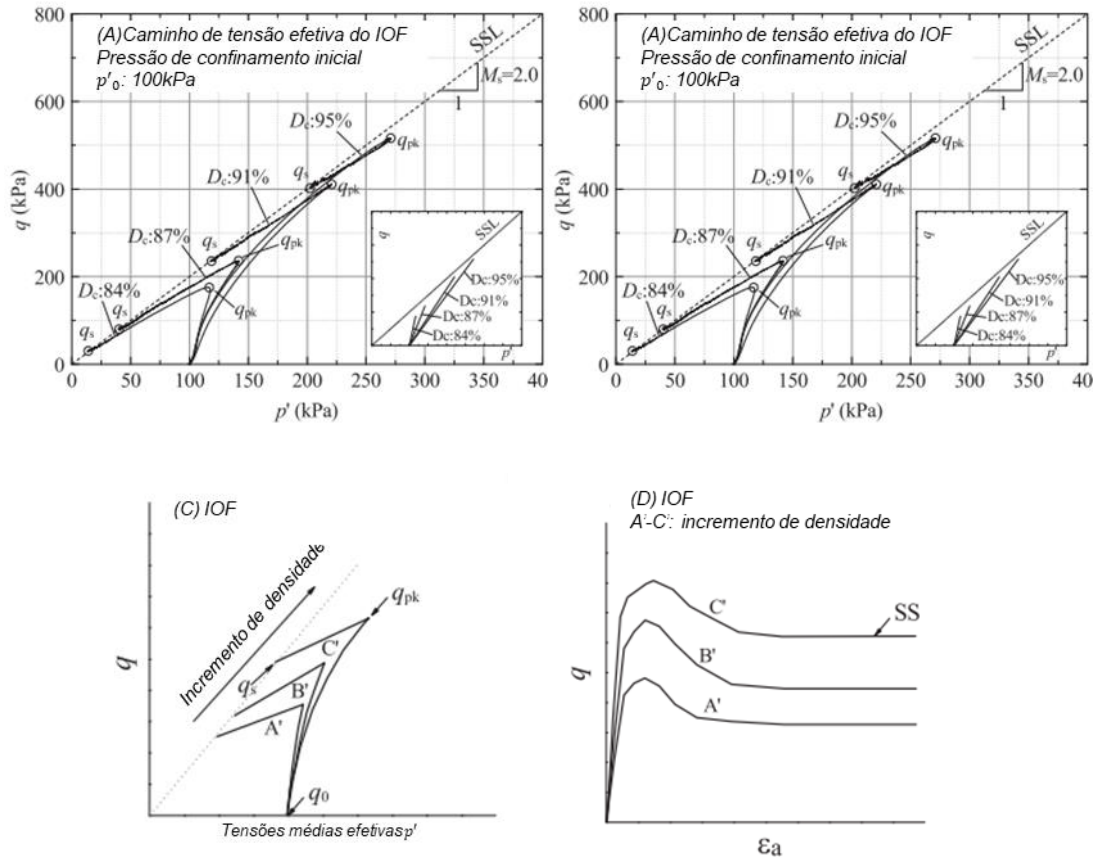


Figura 2.26 – Comportamento não drenado do minério de ferro com pressão confinante ($p'_0 = \sigma'_0$) de 100kPa. Curvas de ensaios triaxiais: **A**: trajetória de tensões efetivas; **B**: curva tensão x deformação axial; **C**: esquema mostrando o comportamento do minério de ferro com acrescimento de densidade para trajetória de tensão efetiva; **D**: curva de tensão x deformação axial (Fonte: Wang et al., 2018).

CAPÍTULO 3 - ASPECTOS DA LIQUEFAÇÃO NO TRANSPORTE MARÍTIMO DE MINÉRIO DE FERRO

Os estudos de Wang (2014) reúnem informações muito importantes com respeito ao movimento das pilhas de finos de minério de ferro, das tensões por ela sofridas, da condição de saturação, além de estabelecer premissas baseadas em relatórios do IMO e em informações de profissionais da área. Algumas dessas considerações também são adotadas, principalmente para a análise numérica que será realizada. As considerações a serem adotadas transformarão um problema inicialmente complexo em um problema mais simplificado, mas não menos acurado, da resposta das pilhas de finos de minério de ferro ao movimento por elas sofrido.

3.1. Movimentação

A movimentação do navio depende muito do percurso estabelecido, das condições climáticas, das condições meteorológicas extremas ou normais, do período, altura e modo das ondas do mar, do tamanho e disposição do navio, entre outras condições. Neste trabalho, serão utilizadas informações dos relatórios do IMO e de consultas a trabalhos importantes na área para estabelecer os parâmetros mais importantes para analisar a movimentação do navio. Seguindo essa linha de raciocínio são adotadas algumas sugestões da literatura: (i) apenas o movimento de rolamento será considerado, uma vez que ele é predominante sob os outros seis componentes do movimento do navio (Figura 3.1); (ii) será considerada apenas a tensão cisalhante induzida pelo rolamento, desconsiderando o efeito da aceleração; (iii) o período do movimento de rolamento adotado será de 10 segundos (0,1 Hz); (iv) será limitada a quantidade de ciclos de rolamento sofridos pelo navio/pilha em uma viagem; (v) será analisada a resposta de apenas uma pilha em um navio, podendo ser de 2 a 9 porões, dependendo do tamanho do navio (Wang, 2014).

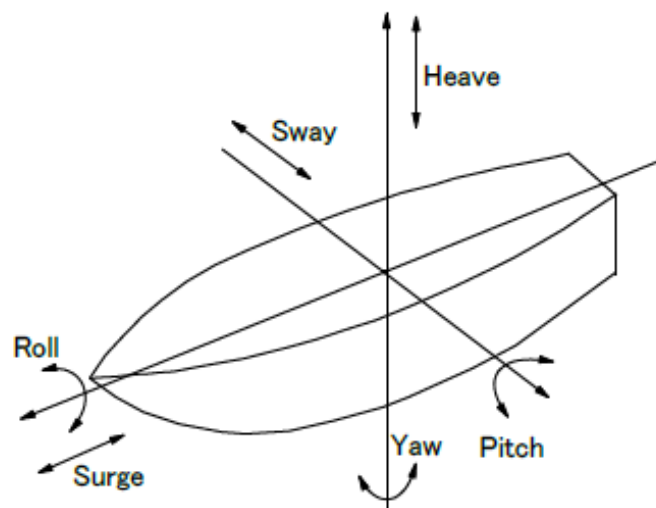


Figura 3.1 – Os seis componentes de movimento de um navio (Fonte: Wang, 2014).

O deslizamento que a pilha pode sofrer deve ser diferenciado do fenômeno da liquefação. O deslizamento pode ocorrer nos porões quando a pilha não é nivelada e o material tem uma coesão baixa. A diferença de comportamento nos porões dos navios pode ser analisada na Figura 3.2, onde são observados a direita o deslizamento e a esquerda o movimento de uma carga liquefeita. O comportamento das cargas a granel pode ser comparado ao da areia, onde a coesão depende do nível de umidade. Sendo assim, cargas muito secas e muito úmidas podem estar sujeitas a deslizamentos. Devido a migração de umidade, a superfície da pilha pode secar e uma base úmida, na parte inferior, pode ser formada, deixando a parte superior e inferior com baixas coesões (DNV, G., 2015)

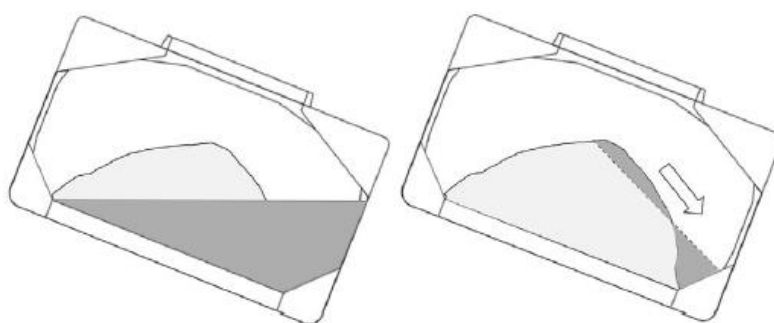


Figura 3.2 – Esquema de uma pilha sofrendo deslizamento (à direita) e liquefação (à esquerda) (Fonte: DNV, G., 2015).

3.2. Condição de saturação de uma pilha

O minério é depositado em pilhas de modo natural e ficam dispostas em ambiente aberto, sem proteção contra o intemperismo. É esperado que, no momento após o carregamento, as pilhas de minério tenham um teor de umidade uniforme. Acredita-se que o movimento que o navio sofrerá durante a viagem, faça com que o teor de umidade se torne não uniforme. O movimento sofrido pelas pilhas gera uma migração da água para parte inferior da pilha, resultado da diminuição do seu índice de vazios (devido à compactação) e causando um aumento no grau de saturação da zona. Considera-se então a parte superior da pilha como não saturada e a inferior como saturada, como mostrado na Figura 3.3 (Wang, 2014).

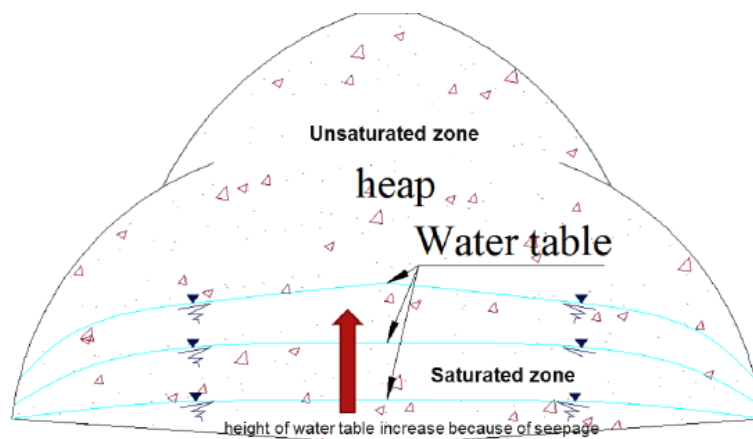


Figura 3.3 - Condição de saturação da pilha (Fonte: Wang, 2014).

3.3. Tensão aplicada em uma pilha

Após as considerações apresentadas para movimentação, supõe-se que a movimentação que a pilha irá sofrer é a de rolamento, como mostrado esquematicamente na Figura 3.4. Por causa deste movimento, uma tensão de cisalhamento cíclica é aplicada na pilha, induzido pela rotação do centro de gravidade. Sob essa tensão de cisalhamento toda a pilha pode se liquefazer (Wang, 2014).

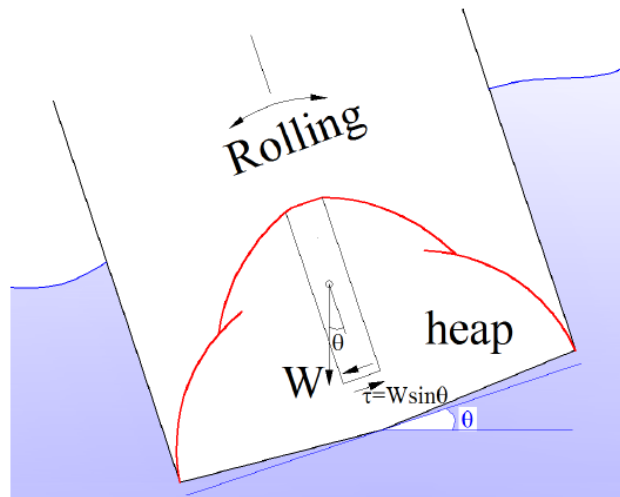


Figura 3.4 – Esquema do movimento de rolamento sofrido pela pilha durante o transporte marítimo (Fonte: Wang, 2014).

3.4. Considerações gerais para o minério de ferro

No código IMSBC, está toda a regulamentação e classificação das cargas transportáveis em graneis sólidos. As cargas são classificadas em três grupos A, B e C, em que A: corresponde as cargas que podem se liquefazer e quando transportadas devem estar dentro do teor de umidade limite transportável (TML) (Figura 3.5); B: corresponde as cargas que apresentam risco químico, podendo dar origem a uma reação capaz de gerar risco ao navio e a tripulação; e o C: corresponde as cargas que não são susceptíveis tanto à liquefação quanto a reações químicas (IMSBC, 2011). O teor de umidade limite transportável (TML) é de 90% do teor de umidade para que a carga seja susceptível a liquefação (FMP), seu cálculo é feito da seguinte forma:

$$TML[\%mistura] = 90\% \times FMP[\%mistura] \quad (3.1)$$

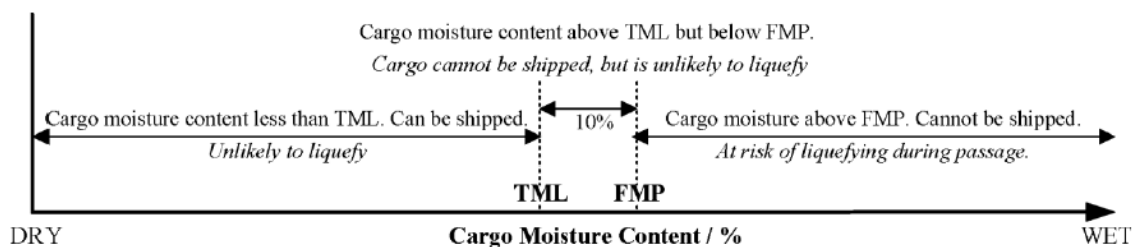


Figura 3.5 - O TML e o FMP. As cargas do Grupo A só podem ser enviadas com teores de umidade abaixo do TML. O FMP representa o teor de umidade acima do qual uma carga pode se liquefazer durante o transporte marítimo (Fonte: Rose, 2014).

Seu valor pode ser obtido em três métodos originais propostos no IMSBC Code: *flow table test*, *penetration test* e *Proctor/Fagerberg test*. É necessário a adequação dos ensaios para cada tipo de material da carga. Algumas características dos ensaios são resumidas na Tabela 3.1.

Para que haja liquefação em materiais granulares, são necessários dois fatores: (1) é um teor de finos considerável, e (2) um teor de umidade mínimo para liquefação. Logo, só é possível ocorrer liquefação se houver a presença de ambos fatores na carga. Cargas susceptíveis a liquefação são uma mistura de partículas finas, água, ar, e grãos maiores, como mostrado no esquema da Figura 1.4.

A carga que está sendo transportada sofre compactação devido ao movimento que as ondas impõem ao navio. Na compactação há uma diminuição do índice de vazios, sendo a carga de baixa permeabilidade e com os vazios preenchidos com água, há geração de poropressão. É possível observar, no percurso da carga nos porões dos navios, o instante em que está sendo compactada. A compactação devido a movimentação das ondas faz com que haja uma separação dinâmica, fenômeno caracterizado pelo aparecimento de água nos cantos da pilha (Figura 3.6). Essa situação pode ser interpretada como o início da liquefação, caso a carga se enquadre nas condições citadas anteriormente. A separação dinâmica também pode causar instabilidade nos navios por conta movimentação livre da água (Correia et al., 2017).

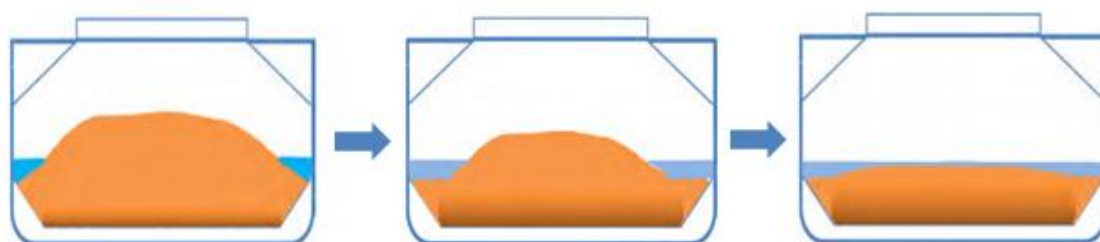


Figura 3.6 - Evolução da separação dinâmica em uma pilha em transporte marítimo
(Fonte: Correia et al., 2017).

Tabela 3.1 - Descritivo dos métodos de determinação do limite de umidade transportável (TML) (Fonte: Ferreira et al., 2016).

Teste	Proctor/Fagerberg	Proctor/Fagerberg Modificado	Flow Table	Penetration
Origem	Desenvolvido na Suécia em 1963 [6, 7]. Adotado pela IMO para o antigo BC Code em 1992.	Desenvolvido pela Grupo Técnico de Trabalho formado pela IMO em 2013 [15-18]. Será incluído no IMSBC Code em 2017.	Originalmente desenvolvido para indústria cimenteira [10, 11]. Adaptado no Canadá para determinação de TML e inclusão na primeira versão do antigo BC Code em 1965.	Desenvolvido no Japão para determinar TML de carvão [12]. Adotado pela IMO para o antigo BC Code em 1992.
Aplicabilidade	Minérios e concentrados não porosos com limite de tamanho em 5 mm.	Finos de minério de ferro com percentual de goethita < 30% e OMC > 90%.	Minérios e concentrados com limite de tamanho em 7 mm.	Minérios e concentrados com limite de tamanho em 25 mm.
Aparato	<ul style="list-style-type: none"> - Cilindro de compactação com 1000 cm³; - Soquete com 350 g, 5 cm de diâmetro e 20 cm de altura de queda. 	<ul style="list-style-type: none"> - Cilindro de compactação com 1000 cm³; - Soquete com 150 g, 5 cm de diâmetro e 15 cm de altura de queda. 	<ul style="list-style-type: none"> - Mesa com 25,4 cm diam. e 1,25 cm de altura de queda; - Molde tronco-cônico com 296,6 cm³; - Soquete de mola com 3 cm de diâmetro. 	<ul style="list-style-type: none"> - Mesa vibratória de 2 g rms; - Moldes cilíndricos com 1700 cm³ ou 4700 cm³; - Bits de penetração; - Soquete de mola com 3 cm de diâmetro.
Resumo do Procedimento	A partir de testes de compactação, identifica-se a relação entre índice de vazios e umidade. São realizados 5 a 10 testes de compactação com diferentes umidades, sendo o cilindro preenchido com 5 camadas de amostra, cada camada recebe 25 quedas do soquete.	A partir de testes de compactação, identifica-se a relação entre índice de vazios e umidade. São realizados 5 a 10 testes de compactação com diferentes umidades, sendo o cilindro preenchido com 5 camadas de amostra, cada camada recebe 25 quedas do soquete.	São realizados testes com diferentes umidades até que seja detectada visualmente uma deformação plástica no corpo de prova. O molde é preenchido com 3 camadas de amostra, sendo que a primeira camada recebe 35 compressões, a segunda 25 e a terceira 20. A pressão aplicada é calculada.	São realizados testes com diferentes umidades até que pelo menos um dos bits penetre 5 cm ou mais na amostra. O molde é preenchido com 3 camadas de amostra, sendo efetuada compactação até se obter uma superfície plana no corpo de prova.
Definição do TML	Umidade correspondente a 70% de saturação.	Umidade correspondente a 80% de saturação.	Umidade correspondente a 90% do flow moisture point.	Umidade correspondente a 90% do flow moisture point.
Definição do Flow Moisture Point (FMP)	Não se aplica.	Não se aplica.	Umidade na qual se observa deformação plástica na amostra após as quedas.	Umidade na qual se observa penetração de 5 cm ou mais no bit.
Tempo para Determinação do TML	1 a 2 dias	1 a 2 dias	1 a 2 dias	2 dias
Pontos Positivos	<ul style="list-style-type: none"> - Baseado em teste amplamente utilizado em geotecnia; - Aparato simples e de baixo custo; - Obtenção de parâmetros geotécnicos; - Não subjetivo; - Boa repetibilidade e reprodutibilidade. 	<ul style="list-style-type: none"> - Baseado em teste amplamente utilizado em geotecnia; - Aparato simples e de baixo custo; - Obtenção de parâmetros geotécnicos; - Não subjetivo; - Boa repetibilidade e reprodutibilidade; - Desenvolvido com base na mais ampla pesquisa realizada sobre o assunto até o momento. 	<ul style="list-style-type: none"> - Exige menor quantidade de amostra; - Possibilita visualização de deformações. 	<ul style="list-style-type: none"> - Ampla faixa de aplicação; - Possibilita a visualização de deformações e eventual liquefação; - Não subjetivo.
Pontos Negativos	<ul style="list-style-type: none"> - Não é possível observar deformações; - Aplicabilidade limitada, para testar minérios com partículas acima de 5 mm estudos devem ser realizados. 	<ul style="list-style-type: none"> - Não é possível observar deformações. 	<ul style="list-style-type: none"> - Extremamente subjetivo, pois a identificação do FMP depende do executante; - Exige operador experiente; - Aplicabilidade limitada; - Não há obtenção de parâmetros geotécnicos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Equipamento complexo, caro e de difícil obtenção e calibração; - Exaustivo ergonomicamente; - Não há obtenção de parâmetros geotécnicos.

CAPÍTULO 4 - CARACTERÍSTICAS DO MINÉRIO DE FERRO EM ESTUDO E ENSAIOS TRIAXIAIS

O minério de ferro utilizado neste trabalho foi recebido do Porto do Açú, localizado em São João da Barra – RJ, em tonéis vedados a fim de evitar a perda de umidade (Figura 4.1). Foram retiradas devidamente amostras de todos os tonéis logo após a chegada do material para determinação da umidade de transporte, valor obtido de 6 %.



Figura 4.1 - Tonéis de armazenamento do minério de ferro.

4.1. Ensaio de caracterização

Para caracterização do minério de ferro utilizado nesse trabalho foram realizados ensaios de determinação de peso específico dos sólidos, ensaios para determinação dos índices de vazios máximos e mínimos e a distribuição granulométrica. Não foi possível a realização de ensaios de Limites de Atterberg, uma vez que, o minério de ferro não apresenta plasticidade. Todos os ensaios foram baseados nas suas devidas normas vigentes. Tentou-se determinar o valor de índices de vazios máximos e mínimos para o minério de ferro utilizando-se de métodos praticados para materiais finos, uma vez que não há norma vigente, mas pela grande quantidade de grãos de silte e pelo elevado valor de densidade os resultados foram variados e optou-se por não os utilizar.

4.1.1. Caracterização física

A caracterização física do material se deu pelos ensaios de densidade real dos grãos (G_s) e a análise granulométrica. Previamente as amostras foram secadas de acordo com a norma NBR 6457:2016 (Amostra de solo – Preparação para ensaio de compactação e ensaios de caracterização) e seguindo as indicações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

A densidade real dos grãos é determinada seguindo a norma NBR 6458:2017 (Determinação da massa específica dos grãos). Determinou-se um valor de $G_s = 4,61 \text{ g/cm}^3$ para o minério de ferro em estudo. Wang (2014) determinou um valor muito próximo para G_s , valor de $4,44 \text{ g/cm}^3$.

Na análise granulométrica seguiu-se a norma NBR NM-ISO 3310-1:2010 (Peneiras de ensaio – Requisitos técnicos e verificação), ABNT NBR 7181:2016 Versão Corrigida 2:2018 (Solo - Análise granulométrica) que estabelece o método para essa análise em solos, que pode ser realizada por peneiramento ou por combinação de sedimentação e peneiramento. Para este estudo foi realizado peneiramento e a sedimentação.

A curva obtida do ensaio de peneiramento e sedimentação do minério de ferro em estudo, linha em azul na Figura 4.2 e Figura 4.3, está dentro dos limites para materiais susceptíveis à liquefação como mostrado na Figura 4.3. A região cinza claro é o limite para materiais possivelmente susceptíveis à liquefação e em cinza escuro de materiais susceptíveis, limites definidos por Ishihara (1985). Comparando-a as curvas granulométricas do minério de ferro de Munro e Mohajerani (2017) (MA003) e dos materiais estudados por Wang et al. (2016), areia Inagi, Toyoura e o minério de ferro B, nota-se a presença maior quantidade grãos finos, principalmente de silte, no minério em estudo. A presença implicou em um comportamento diferente nas trajetórias de tensão como mostrado no tópico 4.5.

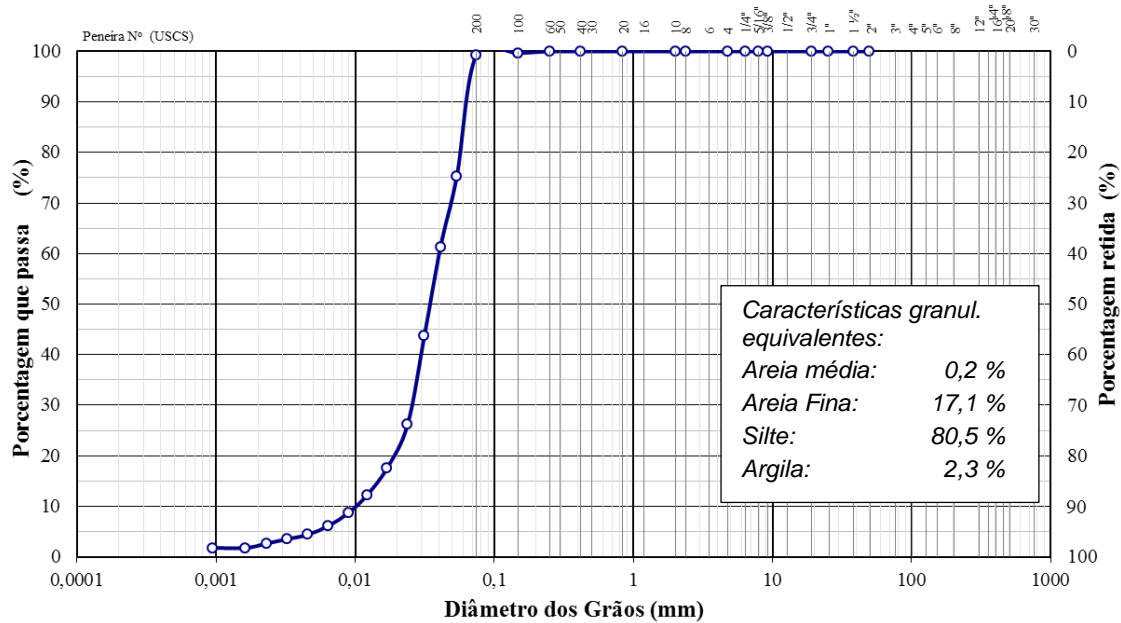


Figura 4.2 - Curva de análise granulométrica do minério estudado.

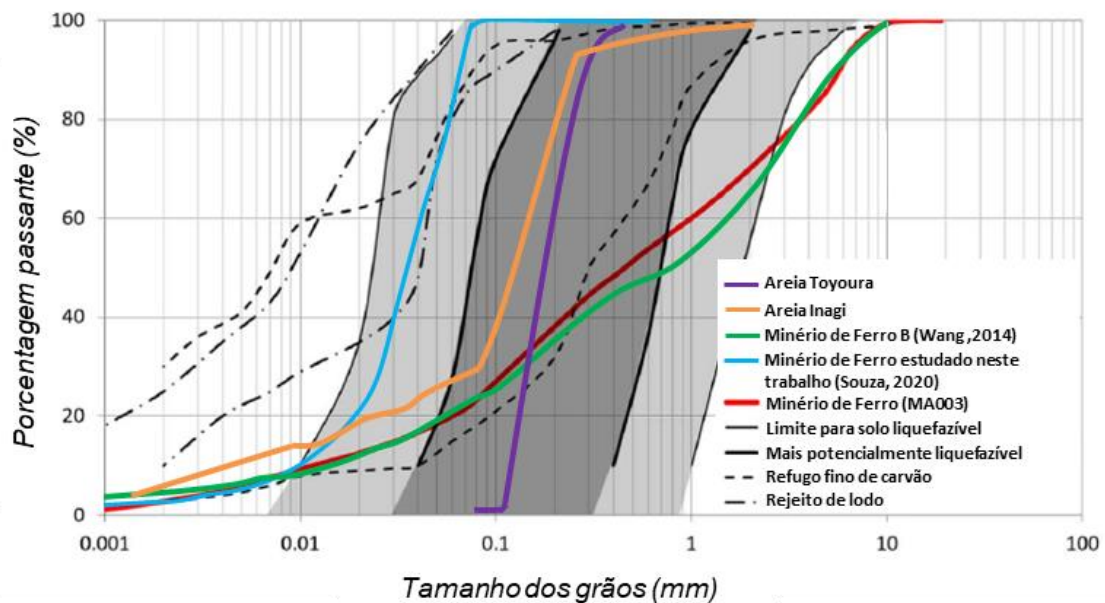


Figura 4.3 - Curvas de distribuições granulométricas de materiais susceptíveis a liquefação de Ishihara (1985) (Adaptado: Munro e Mohajerani, 2017).

4.1.2. Caracterização química

A caracterização química do minério de ferro foi realizada através do espectrômetro de fluorescência de raios X (vide Figura 4.4). Esse aparelho contabiliza os óxidos presentes na amostra por meio da irradiação de feixes de raios X. O princípio da geração de fluorescência de raios X é dada pela irradiação de desses raios que possuem comprimento de onda e energia específicos para

cada elemento. Esses raios possibilitam a análise qualitativa, pois os átomos da amostra geram raios X específicos, e quantitativa, pois é possível medir a quantidade de raios X com o comprimento de onda dos raios específicos dos elementos (Toledo, 2003).



Figura 4.4 – Foto do aparelho EDX do setor de geotecnia - laboratório de engenharia civil – CCT - UENF (LECIV).

Os resultados do EDX mostraram que o material em estudo é formado por quase 90% de Óxido de Ferro (Fe_2O_3), denominado minério hematítico, como mostrado na Tabela 4.1. A hematita e a magnetita (Fe_3O_4) estão entre os minérios de ferro mais comuns e visados economicamente, por seu alto teor de ferro, superiores a 64% para hematita em reservas no Brasil, e 69,9% e 72,4% como valores teóricos, respectivamente (Carvalho et al., 2014).

Tabela 4.1 - Composição em óxidos do minério de ferro obtido por meio do EDX.

Óxido	Quantidade (%)
Fe_2O_3	89,784
SiO_2	8,746
SiO_3	1,174
MnO	0,186
CuO	0,082
RuO_2	0,028

4.2. Ensaio de compactação na energia do Proctor normal

Para o ensaio de compactação na energia do Proctor Normal tem-se NBR para Preparação da amostra para compactação: NBR 6457:2016 (Amostra de solo – Preparação para ensaio de compactação e ensaios de caracterização) e a NBR para o Ensaio na energia do Proctor Normal: ABNT NBR 7182:2016 (Solo - Ensaio de compactação). Deste ensaio é determinada a densidade aparente seca máxima e a sua respectiva umidade ótima. O valor de densidade determinado nesse ensaio é utilizado no cálculo do grau de compactação, que em materiais como minério de ferro, que se comportam como solo, é usado como parâmetro de densidade para os corpos de prova, como a densidade relativa para areias. O cálculo do grau de compactação (D_c) é feito pela relação da densidade seca de montagem do corpo de prova e a densidade aparente seca máxima (Wang, 2014):

$$D_c = \frac{\text{densidade seca de montagem}}{\text{Densidade aparente seca máxima}} \times 100\% \quad (4.1)$$

A partir do ensaio de compactação na energia do Proctor Normal do minério de ferro obteve-se a curva de compactação apresentada na Figura 4.5.

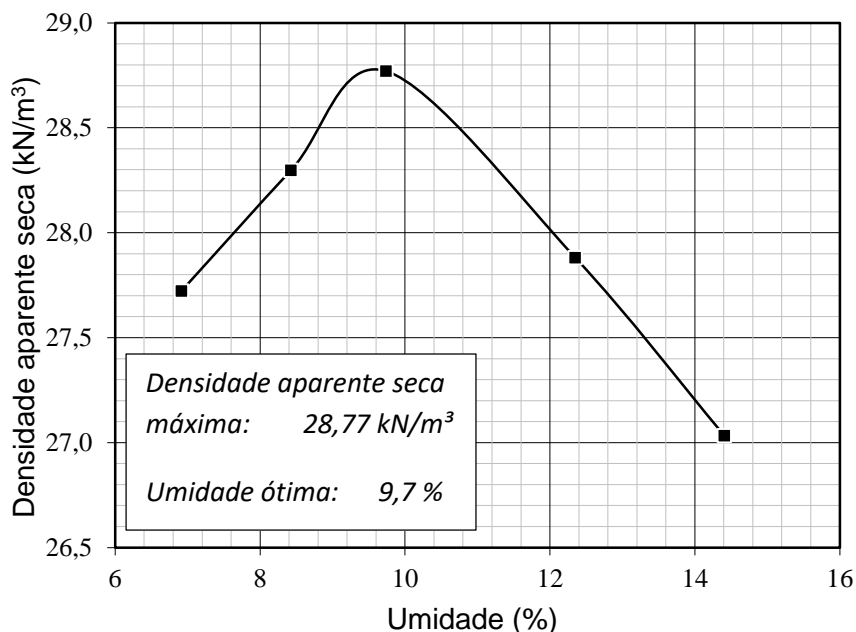


Figura 4.5 - Curva do ensaio de compactação do minério de ferro em estudo.

O ensaio na energia Proctor Normal não é utilizado na determinação do TML do IOF por causa da energia de compactação elevada em comparação com a energia do ensaio Proctor/Fagerberg (86kJ/m^3) e do ensaio Proctor/Fagerberg Modificado (28kJ/m^3). Apesar disso, com ele pode-se determinar as diferentes curvas de densidade aparente seca x saturação x energia de compactação, como mostrado na Figura 4.6 de Wang et al. (2018) . Não se realizou estudos mais profundos com relação a energia de compactação porque não é o foco do presente trabalho.

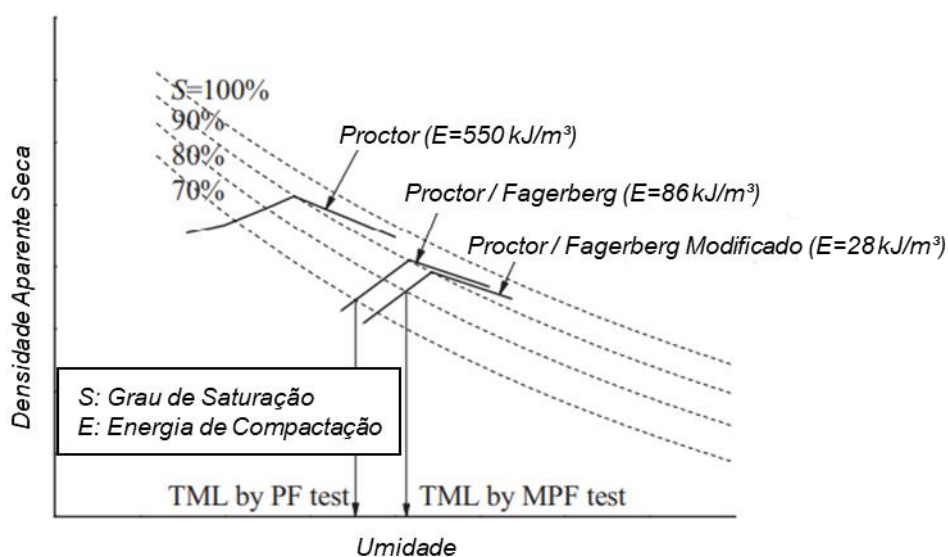


Figura 4.6 - Esquema ilustrativo dos métodos utilizados para determinação do TML
(Fonte: Wang et al., 2018).

Diferente do minério de ferro estudado por Wang (2014) classificado como areia siltosa pouco argilosa com pedregulhos, o do presente trabalho é classificado como silte arenoso (areia fina) pouco argiloso, segundo a escala granulométrica da ABNT. Com 80,5 % dos grãos silte o minério em estudo apresentou densidade aparente máxima a uma saturação de aproximadamente 80%, valor menor do que comparado com o minério de ferro estudado por Wang (2014), que atinge os 90%. Vale ressaltar que apesar das curvas de saturação da Figura 4.7 aparentarem um comportamento linear devido a aproximação gráfica, elas possuem uma tendência logarítmica como mostrado na Figura 4.6.

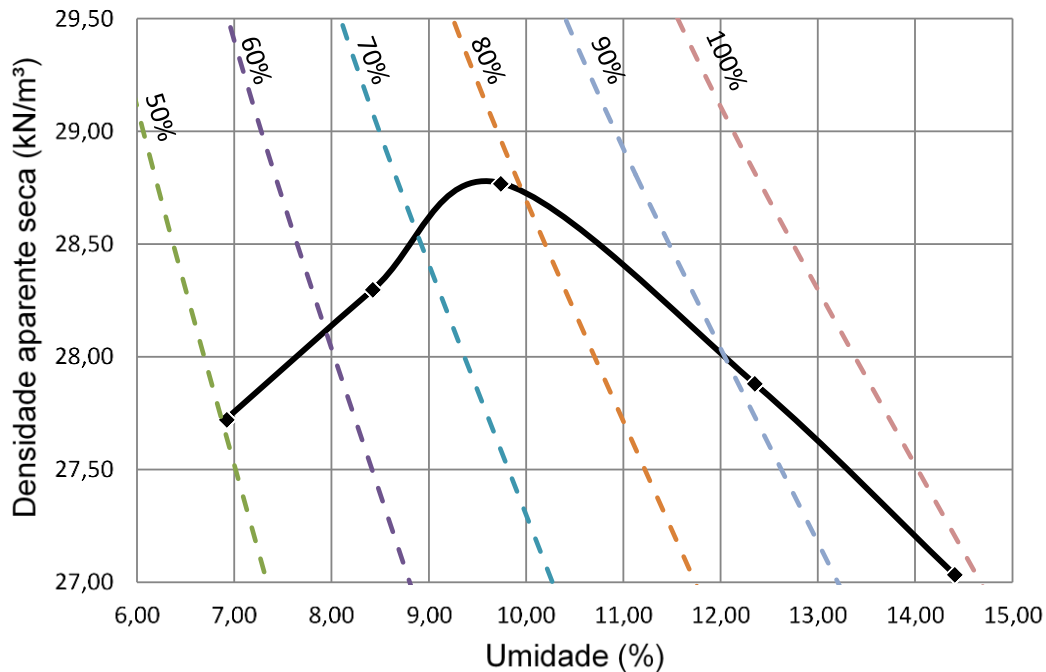


Figura 4.7 - Curva umidade x densidade aparente seca (ensaio na energia Proctor Normal) x grau de saturação (linhas tracejadas) do minério de ferro em estudo.

4.3. Ensaio de adensamento unidimensional

Utilizando-se da prensa de compressão unidimensional do Laboratório de Engenharia Civil (LECIV) da UENF foram realizados ensaios com as mesmas condições estabelecidas nos ensaios triaxiais monotônicos drenados. Realizou-se 11 estágios de carregamento e 5 de descarregamento, como mostrado na Tabela I.1 do Anexo D. A cada estágio a um acréscimo da tensão vertical total que está atuando sobre a amostra. As deformações que ocorrem devido a expulsão da água e/ou o rearranjo dos grãos são lidas em um extensômetro que fica no topo de corpo de prova. Um dos objetivos deste ensaio é obtenção da curva de $e \times \log(\sigma'_v)$.

A partir da curva $e \times \log(\sigma'_v)$ obtida do ensaio de adensamento unidimensional do minério de ferro, presente na Figura D. 1 no Anexo D, é possível determinar o coeficiente de adensamento (C_c) a cada de estágio de carregamento. O C_c é definido na reta virgem, segmento de reta \overline{AB} , e o coeficiente de recompressão (C_R), segmento de reta \overline{BC} , e definido na linha de recompressão. Determinou-se os valores de $C_c = 0,048$ e de $C_R = 0,003$ que são os coeficientes angulares das funções lineares explicadas anteriormente.

4.4. Moldagens dos corpos-de-prova na condição fofa para triaxial

Os corpos de provas foram ensaiados em uma máquina triaxial da GDS Instruments. Manteve-se a densidade moldagem para todos os corpos de prova. Em todos os métodos realizados nos triaxiais da UENF foram utilizados um molde cilíndrico tripartido para facilitar a desmoldagem do corpo de prova de minério de ferro, duas pedras porosas, uma no topo e a outra na base, e uma membrana de 38 mm de diâmetro internamente e uma de 50 mm externamente (vide Figura 4.8). Na saturação dos corpos de prova não foi utilizada a drenagem de topo, posto que as montagens dos corpos de prova exigiam total cuidado e o *top cap* para drenagem de topo cisalhava a amostra na desmoldagem. Ainda que utilizando a saturação por contrapressão os valores do parâmetro B de Skempton ficaram acima do valor de 0,96 (Head, 1986, Baldi et al., 1988), a Norma Britânica (BS1377:1990, Parte 8) estabelece um valor mínimo de B igual a 0,95.



Figura 4.8 – Moldagem do corpo de prova na condição fofa para os triaxiais convencionais.

Alguns tipos de moldagens já são consagrados na literatura como as apresentadas por Tatsuoka (1979), com base nesses métodos o presente

trabalho realizou adaptações com objeto de reproduzir da melhor maneira possível o comportamento das pilhas de minério de ferro, em seu estado fofo e saturado. Essas adaptações foram necessárias com objetivo de vencer a dificuldade de moldagem de um material fino com uma densidade de grãos elevada.

4.4.1. Moldagem na densidade mínima seca

Nos ensaios de densidade mínima com moldagem a seco foi utilizada uma colher para depositar o minério de ferro sem altura de queda para alcançar o estado mais fofo possível, como mostrado na Figura 4.9 **A**. Primeiramente monta-se a base do triaxial colocando a pedra porosa e papel filtro, respectivamente, em seguida coloca-se o molde cilíndrico tripartido já com as membranas de 38 mm por dentro e de 50 mm por fora (Figura 4.9 **B**). Por seguinte, há a aplicação de vácuo (seta em verde do esquema na Figura 4.9 **A**) para manter a membrana livre de espaços entre a membrana interna e o molde cilíndrico tripartido, realiza-se então a deposição do minério dentro do molde, coloca-se o *top cap* e os anéis *o-rings* (ou elásticos), e finaliza-se com a desmoldagem do mesmo (Figura 4.9 **C**).

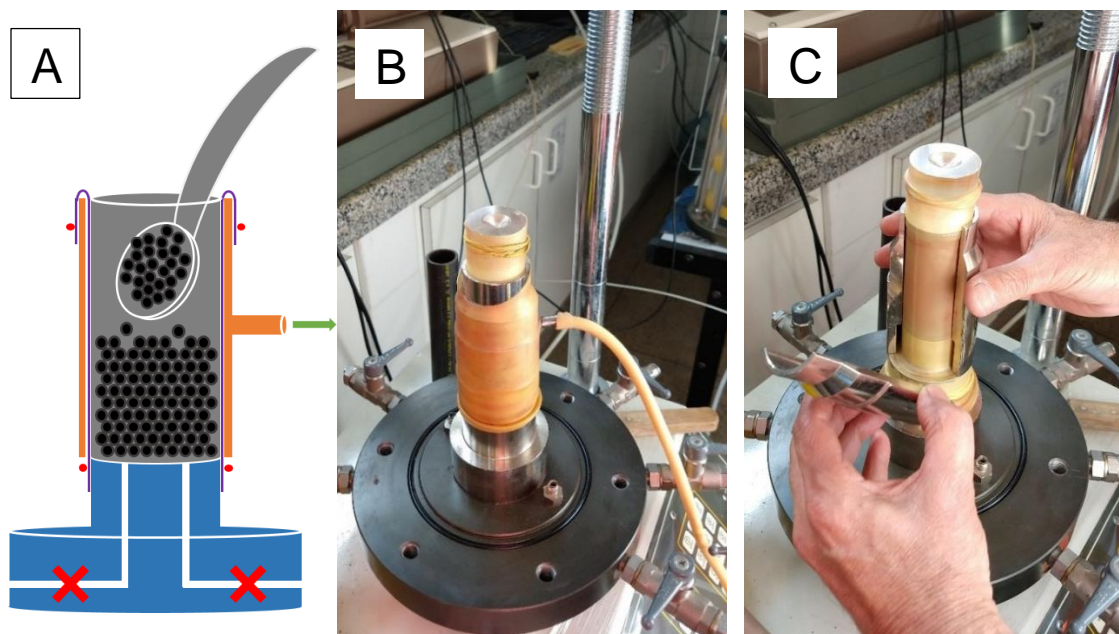


Figura 4.9 – Moldagem de corpo de prova de densidade aparente mínima seca. **A**: Esquema da moldagem. **B**: início da desmoldagem; **C**: Estágio de retirada do molde cilíndrico tripartido.

4.4.2. Moldagem por sedimentação na água

O método de moldagem por sedimentação na água utilizado neste trabalho é diferenciado do método explicado no tópico 4.4.1 pela utilização de água já dentro do molde cilíndrico tripartido e se assemelha ao método de sedimentação de Ishihara (1993). Desta maneira a água faz com que o minério por decantação chegue ao fundo do molde e o torne fofo. As quantidades de minério e água a serem utilizadas nesse método são obtidas por tentativas, uma vez que, as dimensões do corpo de prova não variam de ensaio para ensaio. A Figura 4.10 **A** mostra como fica o corpo de prova antes de ser colocada a *top cap*. Assim como mostrado na Figura 4.10 **B**, após colocado o *top cap* permite-se que a água saia pela base (seta em azul do esquema na Figura 4.10 **A**) do corpo de prova para possibilitar a geração de sucção interna.

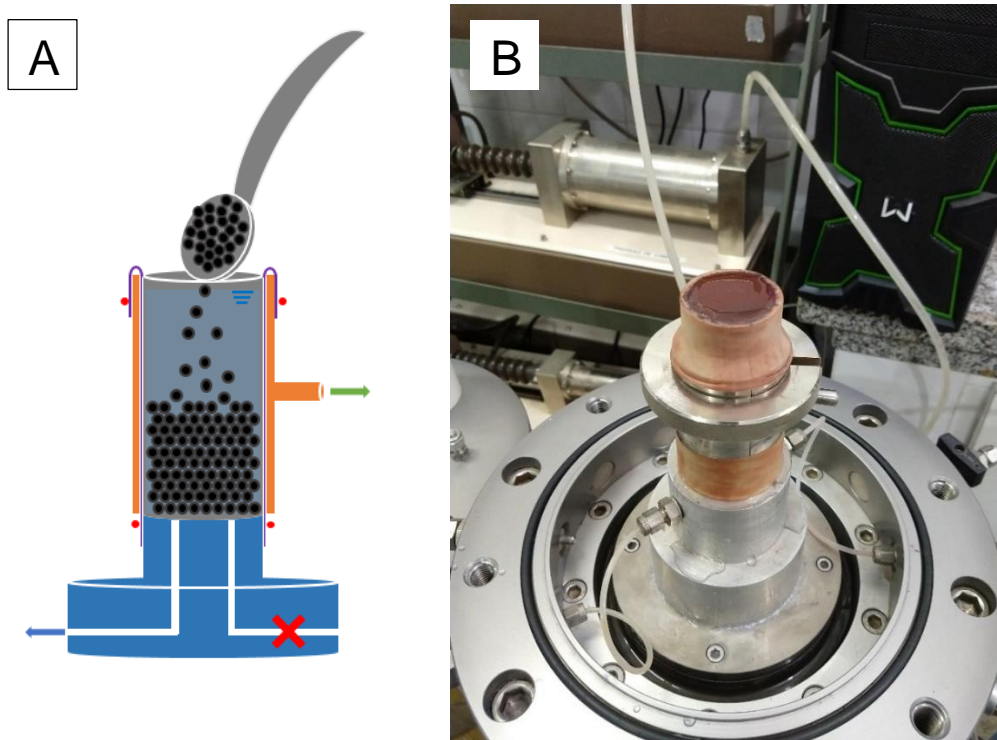


Figura 4.10 – Moldagem dos corpos de prova com sedimentação na água. **A**: esquema da moldagem com aplicação do vácuo na membrana e sucção interna; **B**: momento após a colocar a pedra porosa superior.

Na moldagem para os ensaios triaxiais cíclicos utilizou do método que apresentou resultados mais próximos aos da literatura, ou seja, o método de sedimentação na água. O que difere o método foi a utilização de uma tela na

parte interna do molde tripartido para substituir a utilização da membrana de 50 mm do lado de fora, que facilitou a desmoldagem e sendo tão efetivo quando o anterior.

4.4.3. Moldagem com vácuo em condição fofa com umidade de transporte

A moldagem dos corpos de prova na umidade de transporte é semelhante ao método descrito no tópico 4.4.1, onde é utilizado uma colher para depositar o minério com umidade no fundo do molde cilíndrico tripartido. A umidade utilizada é de 6 %, umidade do minério de ferro de quando chegou a Centrífuga Geotécnica da UENF, supostamente a umidade que estava na pilha para transporte. Diferente dos ensaios a seco na densidade mínima foi aplicado um vácuo interno (Figura 4.11 **A** e **B**). Dessa maneira evita-se que a estrutura do corpo de prova se modifique, aplicou-se na base do triaxial um vácuo de valor de aproximadamente 3 kPa, medido através de um painel com um vacuômetro analógico (Salamatpoor e Salamatpoor, 2014).

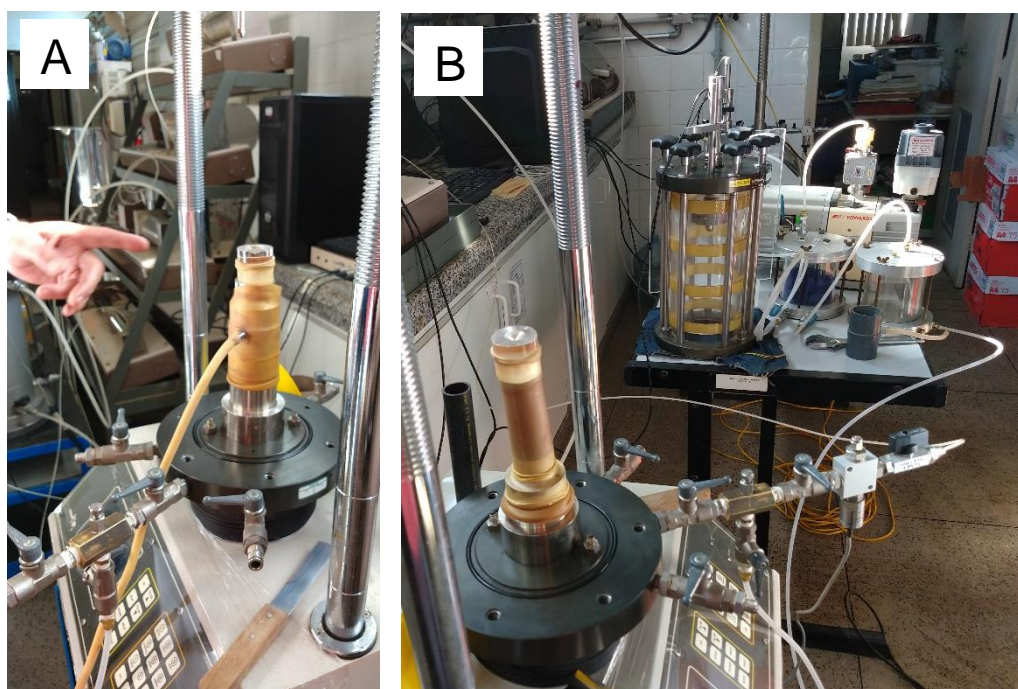


Figura 4.11 – Mecanismos utilizado para aplicação de vácuo interno no corpo de prova. **A:** corpo de prova antes da retirada da membrana externa e do molde cilíndrico tripartido; **B:** corpo de prova após a retirada de ambos, pronto para ensaio.

4.5. Ensaio triaxiais monotônicos

Dos ensaios triaxiais monotônicos foi possível obter o comportamento das curvas tensão deformação não drenado (CIU) e drenado (CID) do minério de ferro. De maneira a simplificar todos os ensaios analisados são saturados. Os resultados serão comparados com os da literatura, para areias e minérios de ferro. Entendendo-se a importância de uma moldagem para análises envolvendo materiais reconstituídos e para esclarecer o real comportamento do material em estudo no presente trabalho analisou-se 3 métodos de moldagem, vide tópico 4.4, e por seguinte determinou-se o método a ser utilizado, pelo comportamento por ele apresentado, resultados presentes no Anexo A. Todos os ensaios realizados foram primeiramente saturados com uma pressão de câmara (*Cell Pressure*) de 200 kPa e interna (*Back Pressure*) de 190 kPa. Com essas pressões todos os corpos de prova atingiram valores de $B \geq 0,96$. Após saturados os corpos de prova eram consolidados com tensão efetiva predeterminado e por fim rompia-se com velocidade constante de 0,08 mm/min.

Os resultados para cada método desenvolvido estão presentes no Anexo A, onde CP1-1, CP2-1, CP3-1 são correspondentes ao método do tópico 4.4.1 e assim respectivamente. Na Tabela 4.2 estão os dados dos corpos de prova dos ensaios triaxiais não drenados, onde D_c é o grau de compactação, vide tópico 4.2, e o e_{final} é o índice de vazios, valores obtidos logo após a consolidação. O σ'_0 é a tensão utilizada para a consolidação do corpo de prova.

Os presentes métodos de moldagem executados neste trabalho tiveram por objetivo a obtenção de um comportamento contrativo do minério de ferro em estudo. Analisando e comparando os resultados percebeu-se que o método de moldagem na densidade mínima seca desenvolveu pouca poropressão em comparação com os demais. O método de moldagem com vácuo em condição fofa com umidade de transporte gerou curvas tensão deformação com picos elevados, ou seja, proporcionou ao material elevada resistência. O único método que apresentou um comportamento já observado em literatura foi o método de sedimentação na água. Por fim definiu-se que o método de moldagem que apresentou um comportamento adequado dentro da proposta inicial é o descrito no tópico 4.4.2.

Tabela 4.2 – Parâmetros dos ensaios triaxiais não drenado de cada método.

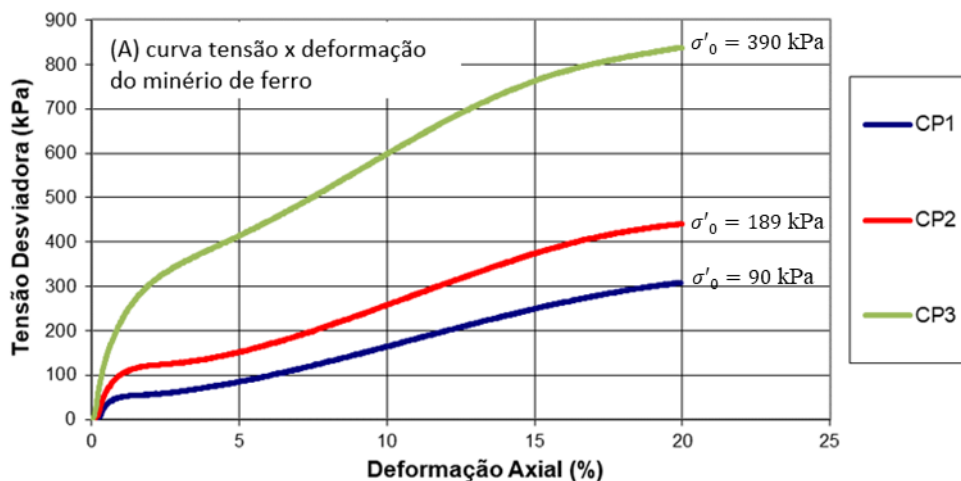
Nome	Índice de Vazios de Moldagem	Índice de Vazios após adens.	Grau de Compactação	Tensão de Confinamento	Dens. real dos grãos
	e_{mold}	e_{final}	D_c (%)	σ'_0 (kPa)	G_s (g/cm ³)
CP1-1	1,153	1,115	74,3	103	4,61
CP2-1	1,153	1,112	74,4	213	
CP3-1	1,153	1,069	76,0	414	
CP1-2	1,045	0,983	79,3	90	
CP2-2	1,045	0,970	79,8	189	
CP3-2	1,045	0,953	80,5	390	
CP1-3	1,384	1,247	70,0	104	
CP2-3	1,384	1,223	70,7	206	

4.5.1. Comportamento não drenado saturado

Como já introduzido por Yoshimine (1999) há uma lacuna na definição de resistência não drenada de um material que exibe mudança de fase em análises de fluxo por liquefação. Em consequência disso, uma modelagem para transporte marítimo de um material com esse comportamento faz-se necessário compreender o desenvolvimento de poropressão sob carregamentos monotônicos e cíclicos. Posto que uma análise do material apenas sob carregamento monotônicos resultaria em uma falsa impressão de elevada resistência, posto que o ponto de estado permanente do material apresenta uma resistência maior devido à dilatação desenvolvida, comportamento igualmente observado no minério de ferro estudado. Os resultados discutidos nesse tópico são de ensaios triaxiais monotônicos com método de moldagem descrito no tópico 4.4.2.

Em comparação às trajetórias de tensão para areia apresentados em literatura, o comportamento do minério se aproxima mais de C na Figura 2.25 B para uma areia média a densa. Lembrando que essa comparação com areia se trata de uma análise de comportamento das curvas tensão deformação e das trajetórias de tensão efetiva. O minério em estudo possui uma densidade real dos grãos superior à de areias, sendo assim desconhecido os limites do seu comportamento fofo e denso.

Em Wang et al. (2018) o minério de ferro apresentou comportamento dilatante no início do cisalhamento até atingir sua tensão desviadora de pico e amolecimento por deformação (*Strain softening*) após sua tensão desviadora de pico até sua tensão residual. Com as condições de estado do minério de ferro apresentadas na Tabela 4.2, no início da aplicação das tensões cisalhantes o comportamento do minério de ferro em estudo apresentou uma tendência contrativa, que é dado pelo rearranjo inicial das partículas, gerando poropressão positiva sujeitando o material a uma inicial estabilização da resistência para as deformações iniciais (vide Figura 4.12B). Após certo nível de deformação, quando não há mais rearranjo e havendo uma equalização pressões internas, o minério de ferro então começa a recuperar sua resistência gerando poropressão negativa, momento da passagem de uma tendência inicial contrativa para dilatante, denominado ponto de transformação de fase. Lembrando que o minério de ferro analisado por Wang et al. (2018) possui características físicas totalmente diferente, como explicado no tópico 4.1.1. As trajetórias de tensão efetiva possuem os eixos $p' \times q$, com $p' = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ e $q = \sigma_1 - \sigma_3$.



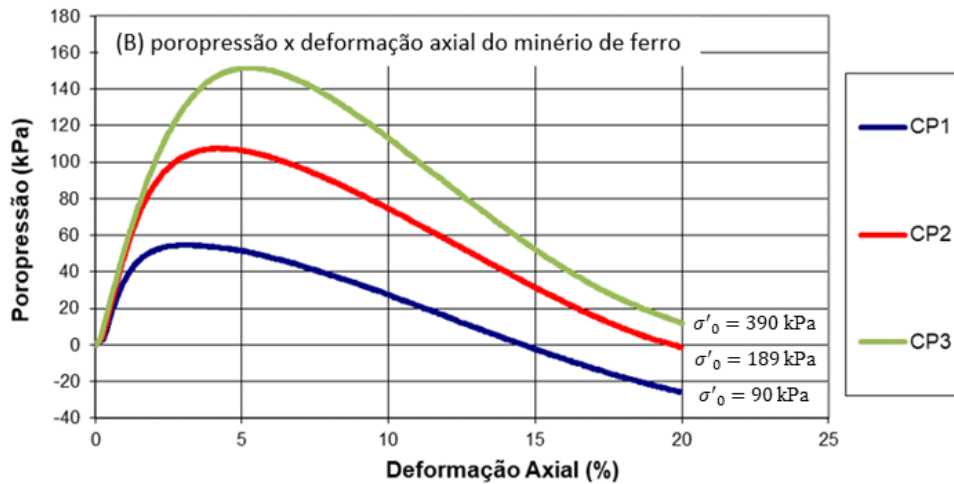


Figura 4.12 – Comportamento não drenado dos corpos de prova de minério de ferro com 90, 189 e 390 de tensão efetiva confinante, CP1, CP2 e CP3, respectivamente. **A:** curva tensão desviadora x deformação axial; **B:** poropressão x deformação axial.

4.5.2. Resistência não drenada do minério de ferro em estudo

Tratando-se da resistência não drenada para o minério de ferro nos ensaios monotônicos deu-se enfoque para dois estados observados: o estado *Quasi steady state* (QSS) e o estado permanente (SS). Em algumas análises dos resultados para o minério de ferro encontrou-se valores de coesão entre 0 e 2 kPa, como consideração no presente trabalho e devido a não plasticidade e características granulométricas apresentadas a coesão será desconsiderada.

Por conta do comportamento apresentado por este minério de ferro dois estados principais podem ser analisados: o estado *Quasi Steady State* (QSS) e o estado permanente (SS). Determinou-se $\phi'_{QSS} = 26,7^\circ$ e $\phi'_{SS} = 31,8^\circ$, Figura 4.13, respectivamente, onde ϕ'_{QSS} é formado pelos pontos de transformação de fase (PT), que para as trajetórias de tensão obtidos coincidem com os menores valores de tensão efetiva média (p'), e ϕ'_{SS} que é formado pelo pontos que atingem o estado permanente. Essa diferença deu-se pelo comportamento não drenado anteriormente explicado, pois o minério de ferro nos estágios iniciais do carregamento gera poropressão positiva ($\Delta u > 0$), até o ponto de transformação de fase, passando a gerar poropressão negativa ($\Delta u < 0$) para deformações axiais acima de 5%.

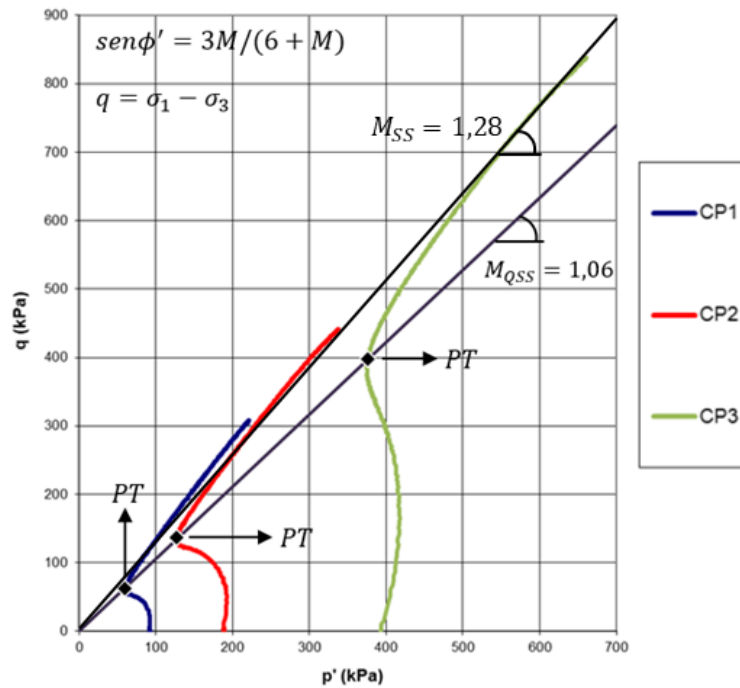


Figura 4.13 - Trajetória de tensão efetiva não drenada do minério de ferro e a linha do estado QSS e a linha do estado permanente (SS) para corpos de prova com 90, 189 e 390 de tensão efetiva confinante, CP1, CP2 e CP3, respectivamente.

Não foi possível definir a LEC uma vez que ainda há variação na curva tensão deformação. A LIC e QSS estão próximas por conta do comportamento do minério de ferro, onde nos estágios finais do carregamento a amostra começa a aumentar o valor de tensão efetiva média deixando de ter uma tendência de contração e começando a dilatar, trazendo os valores de p' da QSS para mais próximo dos valores da LIC.

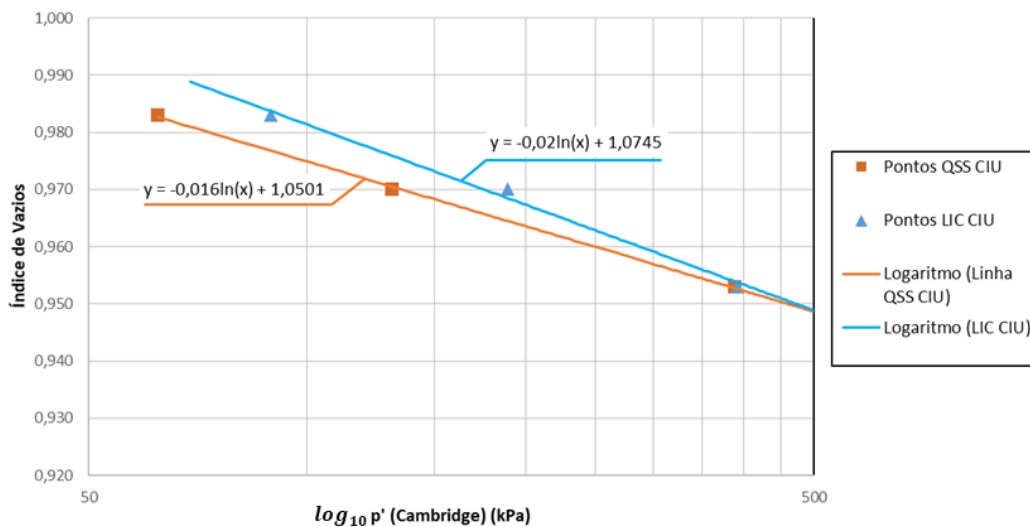


Figura 4.14 – Condições do estado permanente do minério de ferro no espaço e x

$$\log_{10} p'.$$

4.5.3. Comportamento drenado saturado

Os ensaios triaxiais drenados saturados foram utilizados para determinação dos parâmetros da calibração do modelo UBC3D-PLM. Nestes utilizou-se do mesmo método de moldagem e procedimentos de saturação e consolidação para os ensaios não drenados do tópico 4.5. Os parâmetros destes ensaios estão na Tabela 4.3 e o comportamento drenado do minério de ferro é mostrado nas Figura 4.15 a 4.17.

Tabela 4.3 - Parâmetros dos ensaios triaxiais drenado.

Nome	Índice de Vazios de Moldagem	Índice de Vazios após adensamento	Índice de Vazios para 5% DA	Índice de Vazios para 15% DA	Índice de Vazios de Vazios no Pico	Tensão de Confinamento	Dens. real dos grãos
	e_{mold}	e_{final}	$e_{5\% DA}$	$e_{15\% DA}$	e_{pico}	σ'_0 (kPa)	G_s (g/cm ³)
CP1		0,965	0,947	0,975	0,947	110	
CP2	1,045	0,930	0,909	0,932	0,909	210	4,61
CP3		0,902	0,879	0,879	0,897	450	

O minério de ferro exibiu comportamentos drenados não convencionais se comparado com solos naturais. Traçou-se as curvas $e \times p'$ que melhor se ajustam para os picos de tensões desviadoras, 5% e 15% de deformação axial (DA) afim de auxiliar na interpretação do comportamento do material. O maior de pico de tensões desviadoras é observado para a maior a tensão efetiva confinante. O minério de ferro continuou variando volume e exibindo comportamento dilatante para valores de deformação axial de 15%. No ensaio de 100 kPa de tensão confinante é observado que há dilatação do material mesmo apresentando pequena variação de resistência. Não foi possível determinar o estado crítico do ensaio mesmo com valores considerados elevados de deformação axial, como mostrado na Figura 4.18.

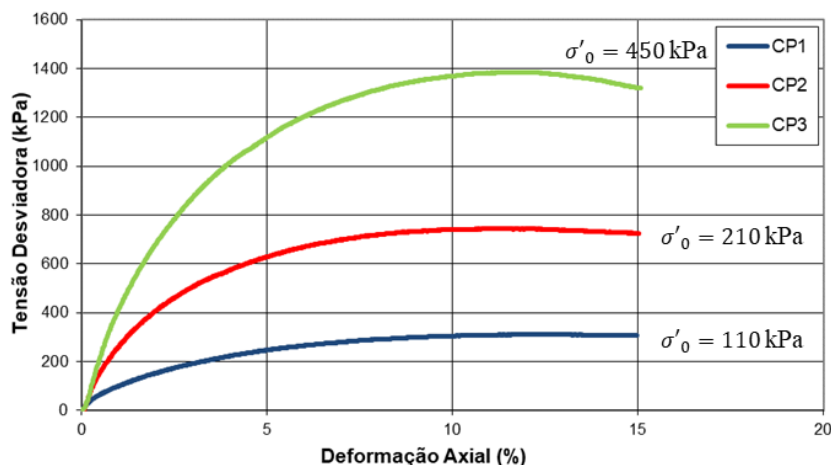


Figura 4.15 – Comportamento drenado dos corpos de prova de minério de ferro.

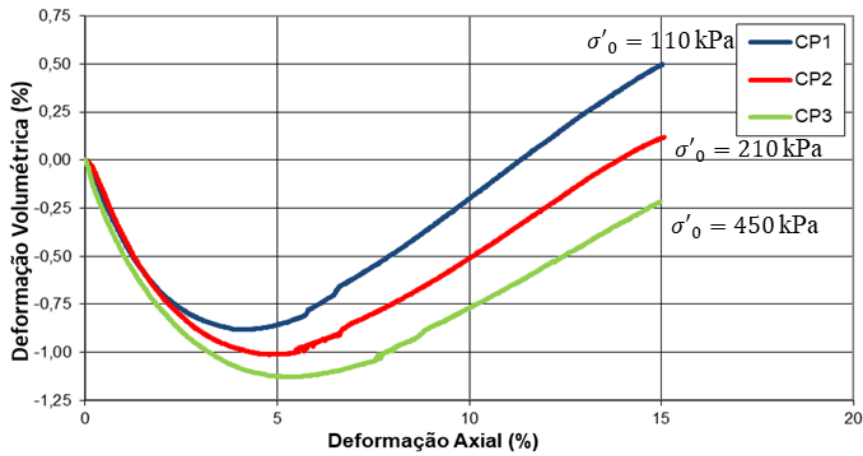


Figura 4.16 - Curva de deformação volumétrica x deformação axial obtido do ensaio triaxial consolidado drenado do minério de ferro.

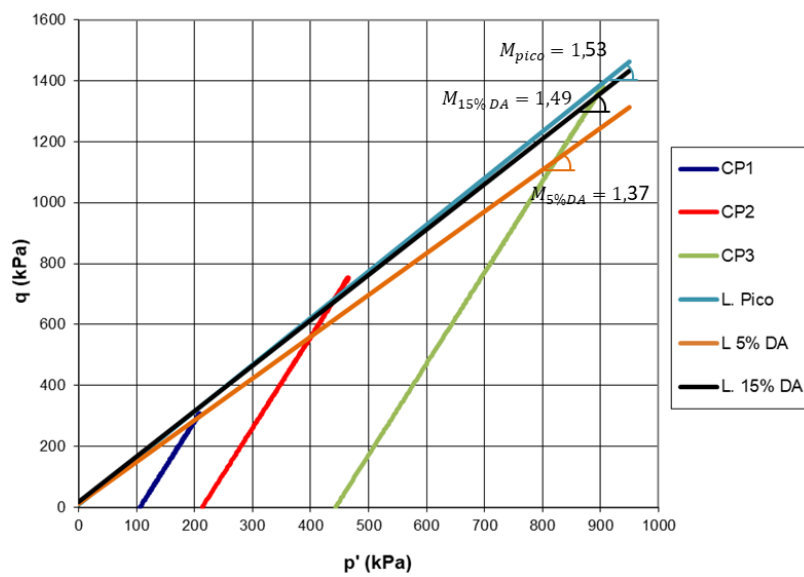


Figura 4.17 - Trajetória de tensão consolidada drenada do minério de ferro.

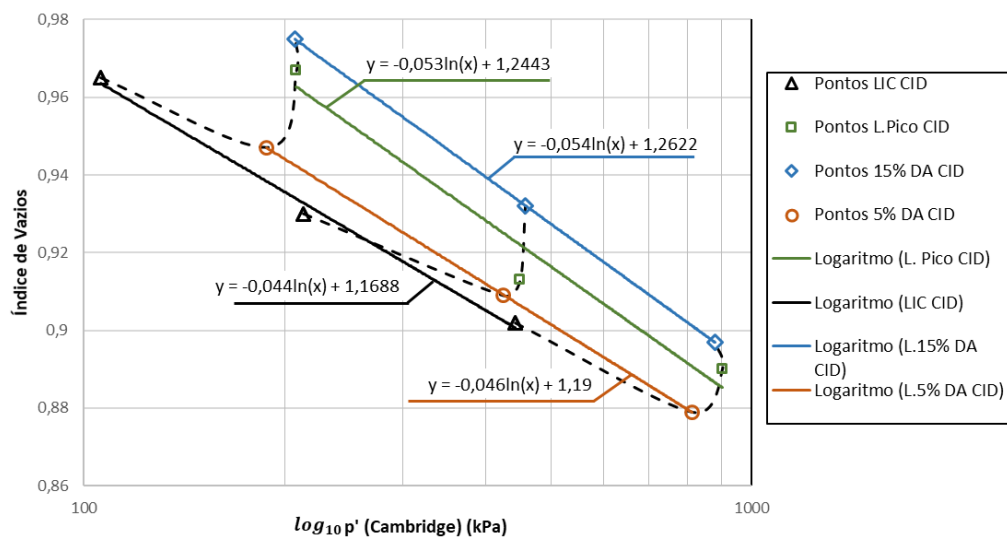


Figura 4.18 - Condições do estado crítico do minério de ferro obtidos a partir dos ensaios CID no espaço e x $\log_{10} p'$.

4.6. Ensaio triaxiais cíclicos

Os ensaios triaxiais cíclicos que são discutidos neste tópico foram realizados no aparelho triaxial Bishop-Wesley da PUC-Rio (Figura 4.19). O aparelho e o software foram desenvolvidos pelo Imperial College London e possibilitam a realização de ensaios monotônicos e cíclicos.



Figura 4.19 – Sistema triaxial Bishop-Wesley da PUC-Rio.

No início dos ensaios foi preciso estabelecer as condições limite da máquina triaxial, frequência e carga limite correspondente. Realizando alguns testes determinou-se que o espectro da onda senoidal ($q = q_{cicl} * sen(2\pi * timer/T)$) se tornava constante e suave em períodos de 30 segundos para variação carga cíclica ($q_{cicl} = \sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) de até 30 kPa. Determinou-se os valores de CSR_{tx} para cada ensaio segundo a Equação 2.7 para um período fixo de 30 segundos, valores apresentados na Tabela 4.4. Após definido esses parâmetros a máquina aplica a carga desviadora ($q \geq 0$), valor igual a duas vezes q_{cicl} , e o alívio subsequente, até atingir o $q = 0$, ou seja, não houve reversão da tensão cisalhante (*Shear Stress Reversal*) (vide Figura 4.20). Essa reversão não foi aplicada, uma vez que, o aparelho triaxial cíclico não possuía o *top cap* que se conectava ao pistão.

Tabela 4.4 – Parâmetros cíclicos adotados para período de 30 segundos.

Nome	Carga Cíclica q_{cicl} (kPa)	CSR_{tx}
CP1	9,0	0,045
CP2	24,0	0,12
CP3	30,0	0,15

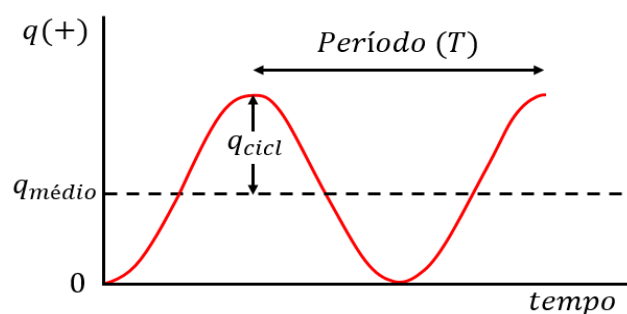


Figura 4.20 – Comportamento senoidal dos ensaios cíclicos.

Foram analisados dois critérios de liquefação para o ensaios cíclicos, $Ru = 0,9$ e $DA = 5\%$ (Wang et al., 2016). Onde Ru é a razão entre o valor da poropressão (u) e a tensão efetiva média de confinamento ($\sigma'_0 = p'_0$), ou seja, se $Ru = 1$ a poropressão se iguala em valor com a tensão efetiva do material, momento que o material experimenta uma resistência nula. Embora nenhuma das duas definições garanta que os materiais testados atinjam o estado de liquefação definido por Castro e Poulos (1977), eles podem ser convenientemente aplicados à estrutura proposta por Seed e Idriss (1971) para avaliar a resistência à liquefação do solo. Os ensaios cíclicos foram moldados pelo método descrito no tópico 4.4.2 com os mesmos passos para saturação e adensamento dos ensaios monotônicos. Todos os parâmetros utilizados são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Parâmetros dos ensaios triaxiais cíclicos do minério de ferro com período de 30 segundos.

Nome	Índice de Vazios Moldagem	Dens. aparente de Moldagem	Tensão de Conf.	Dens. real dos grãos	Grau de Compactação	Índice de Vazios após adens.
	e_{mold}	γ_d inicial	σ'_0 (kPa)	G_s (g/cm ³)	D_c (%)	e_{final}
CP1					82,5	0,906
CP2	0,947	2,322	100	4,61	82,6	0,903
CP3					82,5	0,905

Assim como afirmado por Sawicki e Mierczyński (2006) e mostrado na Figura 4.21 quanto menor a amplitude das cargas que estão sendo aplicadas maior é o número de ciclos necessários para liquefazer o material. As curvas $CSR \times N_c$ para o minério de ferro seguem um comportamento logarítmico. Observa-se também no resultado apresentado na Figura 4.21 que o minério de ferro apresentou pouca diferença no número de ciclos necessários para atingir ambos os critérios, $Ru = 0,9$ e $DA = 5\%$.

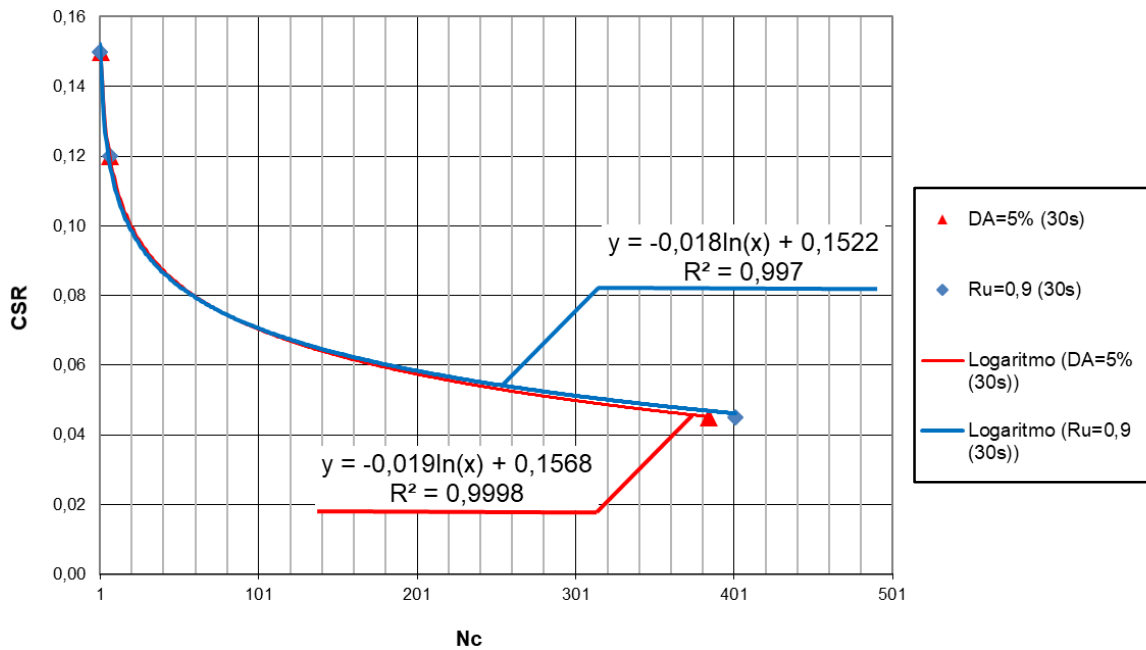


Figura 4.21 - Gráfico que relaciona o número de ciclos (N_c) e o CSR , para os critérios de liquefação de $Ru = 0,9$ e $DA = 5\%$.

Na execução dos ensaios triaxiais cíclicos tomou-se a decisão de produzir corpos de prova com densidade de moldagem maior do que os ensaios monotônicos, pois várias tentativas com $\gamma_{d_{inicial}}$ de 2,212 g/cm³, densidade aparente seca dos ensaios monotônicos, resultaram em ruptura do corpo de prova por torção do *top cap*. Essa torção é um problema em ensaios com corpos de prova fofos que utilizam *top cap* com drenagem de topo. Para evitar qualquer mudança nos aparelhos triaxiais Bishop-Wesley da PUC-Rio executou-se ensaios com drenagem de topo e uma densidade moldagem maior (vide Figura 4.22). Pelos motivos anteriormente explicados os ensaios triaxiais cíclicos mudaram o estado crítico analisado nos ensaios monotônicos, uma vez que o aumento da densidade de moldagem modifica as condições do estado crítico.



Figura 4.22 - Corpo de prova pronto para ser ensaiado no aparelho triaxial Bishop-Wesley da PUC-Rio.

Uma importante característica observada nos ensaios triaxiais cíclicos é a semelhança de comportamento do material minério de ferro com solos finos, onde observou-se que há acréscimos de poropressão a cada ciclo e que são capazes de levar o corpo de prova a ruptura ou até experimentar valores de tensões efetivas quase nulas, todos os resultados são apresentados no Anexo E.

CAPÍTULO 5 - MODELAGEM NUMÉRICA

Plaxis 2D é um software de elementos finitos (FEM) muito utilizado em trabalhos geotécnicos em geral. Neste trabalho o Plaxis 2D será utilizado para a modelagem numérica da movimentação sofrida por uma pilha de minério de ferro durante o transporte marítimo. Com o modelo UBC3D-PLM (*University of British Columbia* - UBC) e a extensão Plaxis 2D Dynamics acoplados ao Plaxis 2D, é possível realizar as análises envolvendo liquefação de solos granulares sob carregamentos cíclicos. As versões atualizadas dos modelos UBCSAND e UBC3D-PLM permitem a entrada de parâmetros capazes de captar o início da liquefação, o que antes não era possível. Os parâmetros que serão utilizados pelo modelo UBC3D-PLM estão apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Parâmetros para modelo UBC3D-PLM utilizado no Plaxis 2D (Fonte: Plaxis bv, 2019).

Parâmetros de Rigidez	
K_B^e	Parâmetro Elástico do Módulo de Deformação Volumétrico
K_G^e	Parâmetro Elástico do Módulo de Cisalhamento
K_G^p	Parâmetro Plástico do Módulo de Cisalhamento
m_e	Taxa da Dependência do Módulo de Deformação Volumétrico Elástico do Estado de Tensão
n_e	Taxa da Dependência do Módulo de Cisalhamento Elástico do Estado de Tensão
n_p	Taxa de Dependência do Módulo de Cisalhamento Plástico do Estado de Tensão
p_{ref} [kN/m ²]	Pressão de Referência
Parâmetros de Resistência	
ϕ_{cv} [°]	Ângulo de Atrito a Volume Constante
ϕ_{pico} [°]	Ângulo de Atrito de Pico
c [kN/m ²]	Coesão
σ_t [kN/m ²]	Limite para Tensão de Tração
Parâmetros Avançados	
R_f	Razão de Ruptura
$(N_1)_{60}$	Valor de SPT Corrigido
f_{dens}	Fator de Densificação
f_{Epost}	Fator Pós-Liquefação

5.1. Comportamento elastoplástico, lei de endurecimento e a função potencial plástica do modelo UBC3D-PLM

O UBC3D-PLM é um modelo elastoplástico capaz de simular o comportamento da liquefação de materiais granulares, como areais e areais siltosas, sob cargas cíclicas (Tsegaye, 2010, Petalas e Galavi, 2012). A formulação do modelo UBC3D-PLM é baseada no modelo original da UBCSAND (*University of British Columbia Sand*) introduzido por Puebla et al. (1997) e Beaty e Byrne (1998). O UBCSAND original é um modelo 2D formulado na teoria da plasticidade clássica com uma lei de endurecimento de tensão hiperbólica, baseado no modelo original de Duncan-Chang. A lei de endurecimento ou encruamento relaciona o ângulo de atrito mobilizado com a tensão cisalhante plástica em uma determinada tensão (Plaxis bv, 2019).

O comportamento elástico ocorre apenas dentro da superfície de escoamento aberta e é governado por um comportamento não linear. Isso implica que o modelo tem um comportamento elástico puro durante o processo de descarregamento. Os dois parâmetros, módulo elástico de deformação volumétrica (K) e módulo elástico de cisalhamento (G), controlam esse comportamento não linear. Ambos dependem do nível de tensão e são relacionados pelas seguintes equações:

$$K = K_B^e P_A \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^{me} \quad (5.1)$$

$$G = K_G^e P_A \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^{ne} \quad (5.2)$$

onde K_B^e e K_G^e são os módulos volumétricos e cisalhantes elásticos, respectivamente, para um nível de tensão de referência. O p_{ref} é o nível de tensão de referência, comumente utilizado com mesmo valor da pressão atmosférica ($P_A = 101,3 \text{ kPa}$). Os fatores me e ne são os parâmetros que definem a taxa de dependência do nível de tensão (Petalas e Galavi, 2013).

O modelo UBCSAND contém uma superfície de escoamento em 2D de Mohr-Coulomb e uma superfície potencial plástica não associada. A regra de fluxo no modelo é baseada na teoria da dilatação desenvolvida por Rowe (1962), linearizada e simplificada de acordo com considerações de energia. A principal diferença entre o modelo UBCSAND e o modelo UBC3D-PLM é a formulação 3D

generalizada do último. O modelo UBC3D-PLM usa o critério de Mohr-Coulomb em um espaço de tensão principal 3D (Figura 5.1) para carregamento primário, carregamentos que geram deformações elásticas, e uma superfície de plastificação (SP) com uma lei simplificada de endurecimento cinemático para carregamento secundário, carregamentos que geram deformações plásticas. Além disso, obedecem também a uma lei de fluxo não associada modificada e baseada no critério de Drucker-Prager (Figura 5.1) (Tsegaye, 2010 e Plaxis bv, 2019).

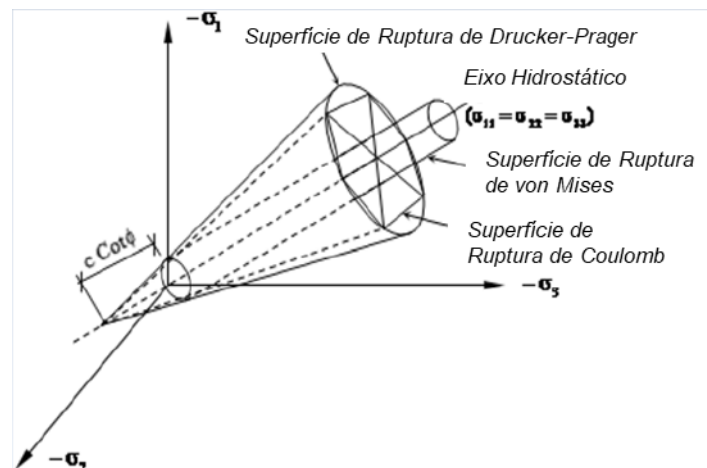


Figura 5.1 – Critério de ruptura de Coulomb, Drucker-Prager e von Mises (Fonte: Sevim, 2011).

A função potencial plástica deste modelo especifica a direção do vetor de deformação plástica. Essa função é descrita da seguinte forma:

$$g = q - a (p' + c \cot \phi_p) \quad (5.3)$$

$$a = \frac{\sqrt{3} \operatorname{sen} \psi_{mob}}{\cos \theta + \left(\frac{\operatorname{sen} \theta \operatorname{sen} \psi}{\sqrt{3}} \right)} \quad (5.4)$$

onde θ é igual a 30° , porque a superfície de Drucker-Prager é fixada no ponto de compressão.

No modelo UBC3D-PLM o endurecimento plástico é baseado no princípio de endurecimento por deformação. A lei de endurecimento governa a quantidade de deformação plástica (deformações não reversíveis) como resultado da mobilização da resistência ao cisalhamento ($\operatorname{sen} \phi_{mob}$). O ângulo de atrito mobilizado é derivado do critério de ruptura de Mohr-Coulomb e é dado por:

$$\text{sen}\phi_{mob} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \frac{t_{mob}}{s'} \quad (5.5)$$

onde t_{mob} é tensão cisalhante mobilizada e s' é a tensão principal efetiva.

A lei de endurecimento hiperbólico desenvolvido por Beaty e Byrne (1998) é mostrado no esquema abaixo, Figura 5.2. Essa lei relaciona o incremento do seno do ângulo de atrito mobilizado ao incremento de deformação cisalhante plástica através da seguinte relação (Puebla et al., 1997):

$$\delta\gamma^p = \left(\frac{1}{G^*}\right) \delta\text{sen}\phi_{mob} \quad (5.6)$$

$$G^* = k_G^p \left(\frac{p'}{p_{ref}}\right)^{np} \left\{1 - \left(\frac{\text{sen}\phi_{mob}}{\text{sen}\phi_{pico}}\right) R_f\right\}^2 \quad (5.7)$$

onde k_G^p é o parâmetro plástico do módulo de cisalhamento; np é expoente do módulo plástico de cisalhamento; ϕ_{mob} é o ângulo de atrito mobilizado, o qual é definido pela razão de tensão; ϕ_{pico} é o ângulo de atrito de pico e R_f a razão de falha ($R_f = n_f/n_{ult}$), com valores entre 0,5 e 1,0, onde n_f é a razão de tensão na ruptura e n_{ult} é a razão de tensão assintótica da hipérbole de melhor ajuste.

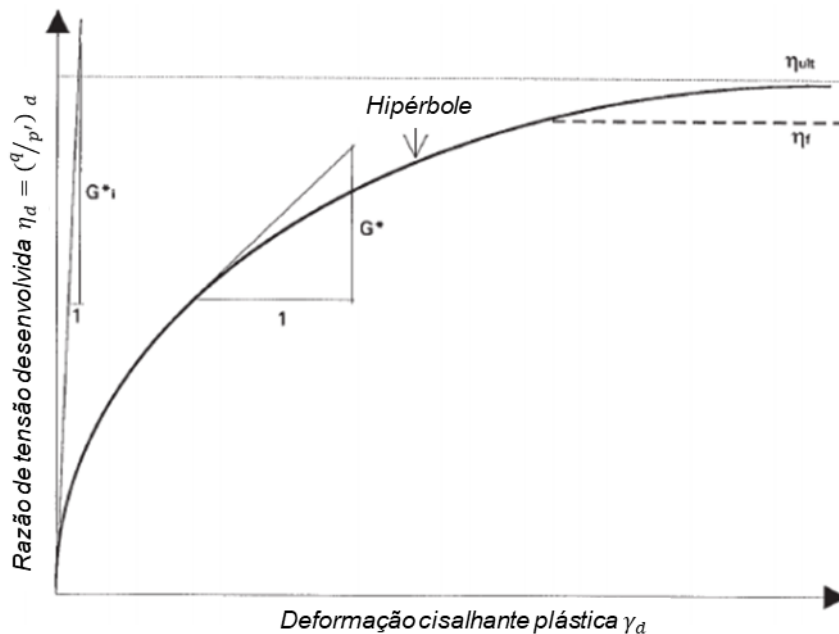


Figura 5.2 – Lei de endurecimento original do UBCSAND's de Beaty e Byrne (1998)(Fonte: Petalas e Galavi, 2013).

A lei de endurecimento reformulada por Tsegaye (2010) e utilizado no modelo UBC3D-PLM é descrita pela seguinte equação:

$$d\text{sen}\phi_{mob} = 1,5K_G^p \left(\frac{p'}{P_A}\right)^{np} \frac{p_{ref}}{p'} \left\{1 - \left(\frac{\text{sen}\phi_{mob}}{\text{sen}\phi_{pico}}\right) R_f\right\}^2 d\lambda \quad (5.8)$$

onde $d\lambda$ é o multiplicador do incremento de deformações plásticas.

5.2. Lei de fluxo do modelo UBC3D-PLM

No modelo UBC3D-PLM, é utilizada a regra de fluxo do modelo UBCSAND original, derivada de considerações energéticas de Puebla et al. (1997). Na teoria da elasticidade a lei de fluxo é quem dita a direção dos vetores de deformação plástica, isso acontece quando o estado de tensão atinge a superfície de plastificação.

A regra de fluxo usada no UBCSAND é baseada em três observações: (i) existe uma razão de tensões única, definida pelo ângulo de atrito a volume constante (ϕ_{cv}), para o qual as tensões de cisalhamento plástico não causam deformações volumétricas plásticas; (ii) tensões abaixo de $\text{sen}\phi_{cv}$ exibem comportamento contrativo, enquanto razões de tensão acima de $\text{sen}\phi_{cv}$ tem um comportamento dilatante; (iii) a quantificação de contração ou dilatação depende da diferença entre a razão de tensão atual e a razão de tensão em $\text{sen}\phi_{cv}$ (Petalas e Galavi, 2013). Essas relações seguem as seguintes equações:

$$\delta\epsilon_v^p = \text{sen}\psi_m d\gamma^p \quad (5.9)$$

$$\text{sen}\psi_m = \text{sen}\phi_m - \text{sen}\phi_{cv} \quad (5.10)$$

onde $\delta\epsilon_v^p$ é o incremento de deformações plásticas volumétrica e ϕ_{cv} é o ângulo de atrito a volume constante. A lei de fluxo pode ser representada graficamente como mostrada na Figura 5.3.

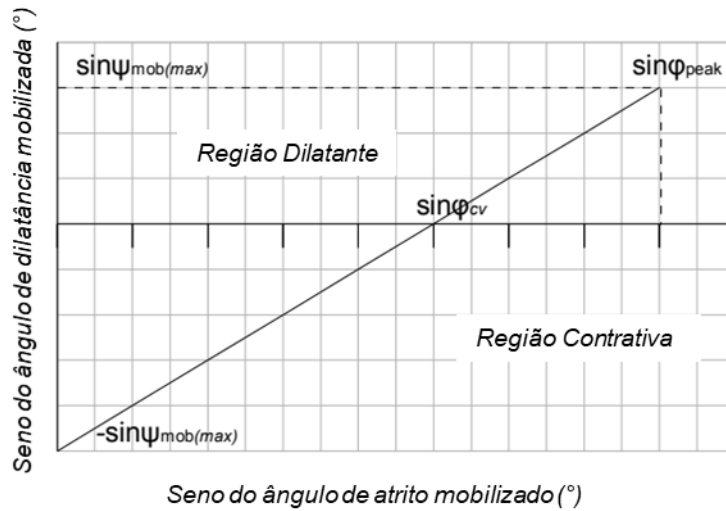


Figura 5.3 – Representação gráfica da lei de fluxo Rowe modificada, usada no modelo UBC3D-PLM (Fonte: Petalas e Galavi, 2013).

5.3. Parâmetros de estado do modelo UBC3D-PLM

Os parâmetros r_{u, σ'_v} e $r_{u, p'}$ que são descritos pelas Equações 2.29 e 2.30, foram utilizados para auxiliar na identificação dos pontos e regiões que geram gatilho para liquefação nas configurações preestabelecidas nesse trabalho.

$$r_{u, \sigma'_v} = \frac{\sigma'_{v0} - \sigma'_v}{\sigma'_{v0}} = 1 - \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad (5.11)$$

$$r_{u, p'} = \frac{p'_0 - p'}{p'_0} = 1 - \frac{p'}{p'_0} \quad (5.12)$$

onde r_{u, σ'_v} e $r_{u, p'}$ são a razão de excesso de poropressão em termos da tensão vertical efetiva e razão de excesso de poropressão em termos da tensão média efetiva, respectivamente. O σ'_v representa os valores atuais da tensão vertical efetiva durante o cálculo dinâmico e σ'_{v0} o valor da tensão vertical efetiva inicial antes do movimento. Quando os valor de r_{u, σ'_v} é igual a 1, a camada correspondente está em completo estado liquefeito, sendo que Beaty e Perlea (2011) consideram que a zona já se encontra em estado liquefeito para valores de maiores do que 0,7. O valores p' e p'_0 representam os valores atuais de tensão efetiva média durante o cálculo dinâmico e valor de tensão média efetiva

inicial antes do movimento. Quando $r_{u,p}$ é igual a 1, o material está em estado liquefeito (Plaxis bv, 2019).

5.4. Calibração do modelo UBC3D-PLM

Na calibração do modelo UBC3D-PLM utilizado nesse trabalho, seguiu-se as recomendações de Petalas e Galavi (2013) para determinação dos parâmetros. Sendo este um modelo elastoplástico determina-se separadamente os parâmetros elásticos e plásticos. Essa formulação considera os módulos de cisalhamento específicos no cálculo das componentes elásticas e plásticas das deformações. Beaty e Byrne (2011) propuseram equações baseadas nos valores de SPT para a calibração do modelo UBCSAND, apesar do modelo UBC3D-PLM aceitar a utilização destas na sua calibração também é possível a utilização de ensaios triaxiais drenados (CID), como utilizado no presente trabalho.

A teoria que envolve o modelo e a formulação que o descreve estão nos tópicos 5.1 e 5.2. Os parâmetros de entrada e como defini-los é descrito abaixo assim como proposto por Petalas e Galavi (2013):

O ϕ_{cv} , ângulo de atrito a volume constante, ϕ_{pico} , ângulo de atrito de pico e o c , coesão do material, são definidos através dos ensaios triaxiais;

K_B^e é o parâmetro elástico do módulo de deformação volumétrico em um nível de tensão de referência de 100kPa. Este pode ser determinado em um ensaio triaxial drenado com pressão confinante de 100kPa. Caso o ensaio possua uma pressão confinante diferente basta utilizar a Equação 2.19;

K_G^e é o parâmetro elástico do módulo cisalhante em um nível de tensão de referência de 100kPa. Pode ser relacionado com K_B^e e coeficiente de Poisson através da seguinte relação:

$$\frac{K_B^e}{K_G^e} = \frac{2(1 + \nu')}{3(1 - 2\nu')} \quad (5.13)$$

K_G^p é o parâmetro plástico do modulo cisalhante e é definido através de ajuste de curvas;

m_e , n_e e n_p , são parâmetros que representam a taxa de dependência do módulo de deformação volumétrico elástico, cisalhante elástico e cisalhante plástico, respectivamente. Todos esses possuem valor padrão 0,5, e são definidos através das Equações 2.19, 2.20 e 2.25;

R_f é a razão de ruptura, n_f/n_{ult} , assim como no modelo de Duncan-Chang;

P_A é o valor da pressão atmosférica (101,3kPa);

f_{dens} é um multiplicador que controla a escala do módulo de cisalhamento plástico durante o carregamento secundário. Petalas e Galavi (2013) recomenda um valor de 1,0, para quando a densificação não afeta significativamente desencadeamento da liquefação. Para esse multiplicador são aceitáveis valores entre 0 e 1. Definiu-se $f_{dens} = 1$ para a modelagem numérica deste trabalho, uma vez que, deseja-se apenas realizar análises para o instante em ocorre o gatilho para a liquefação.

f_{Epost} é o parâmetro para ajuste do comportamento pós liquefação. São aceitáveis valores entre 0 e 1 e recomendando valores de 0,2 a 1;

$(N_1)_{60}$ é o valor de SPT corrigido do material. Esse valor é determinado com ensaio *in situ*, quando não conhecido pode ser encontrado através da relação com a densidade relativa (RD) na seguinte equação:

$$(N_1)_{60} = \frac{RD^2}{15^2} \quad (5.14)$$

No presente trabalho por não ser possível a determinação do valor $(N_1)_{60}$ pelo método acima descrito, utilizou-se de valores de observações experimentais recomendados para materiais com comportamento de areias fofas, $5 \leq (N_1)_{60} \leq 9$ (Petalas e Galavi, 2013).

5.5. Modelo Cam-Clay modificado

O modelo Cam-Clay modificado (MCC) será utilizado nesse trabalho para comparação de eficiência entre modelos. Esse modelo é muito utilizado para modelagens numéricas com materiais argilosos por descrever três aspectos importantes de seu comportamento: resistência, compressibilidade e o estado crítico. No programa Plaxis 2D o modelo é baseado em cinco parâmetros, apresentados na Tabela 5.2, junto aos seus significados.

Tabela 5.2 – Parâmetros do modelo Cam-Clay modificado.

Parâmetros	
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson
κ	Coefficiente de expansão
λ	Coefficiente de compressão
M	Tangente da linha de estado crítico (LEC)
e_{init}	Índice de vazios inicial

A diferença entre o modelo Cam-Clay e o Cam-Clay modificado é uma mudança da superfície de plastificação, igualmente chamada de superfície de escoamento, nos quais passaram de espirais logarítmicas para elípticas. Com apenas essa diferença entre eles, o modelo Cam-Clay modificado possui todas as formulações do seu antecessor. Tomando a condição triaxial de tensões ($\sigma_2 = \sigma_3$) será explicado simplificada as formulações em que são baseados.

Baseando-se no modelo Cam-Clay modificado, quando aplicado um carregamento isotrópico a uma amostra de argila com drenagem, seu comportamento é uma função linear que relaciona seu volume específico (v) e o logaritmo da tensão efetiva média (p'), essa reta é denominada reta virgem e tem coeficiente linear o parâmetro lâmbda (λ). Quando há um descarregamento em meio a reta virgem, temos um comportamento igualmente linear só que com um coeficiente linear diferente e denominado kappa (κ) (vide Figura 5.4). As equações abaixo descrevem essas retas:

$$e - e_{\lambda 0} = -\lambda * \ln\left(\frac{p'}{p'_{o}}\right) \quad (5.15)$$

$$e - e_{\kappa 0} = -\kappa * \ln\left(\frac{p'}{p'_{o}}\right) \quad (5.16)$$

onde $e_{\lambda 0}$ é o índice de vazios inicial da linha de compressão virgem (LCV) também chamada de linha de compressão isotrópica (LIC); $e_{\kappa 0}$ é o índice de vazios inicial da linha de recompressão; p' é a tensão média efetiva.

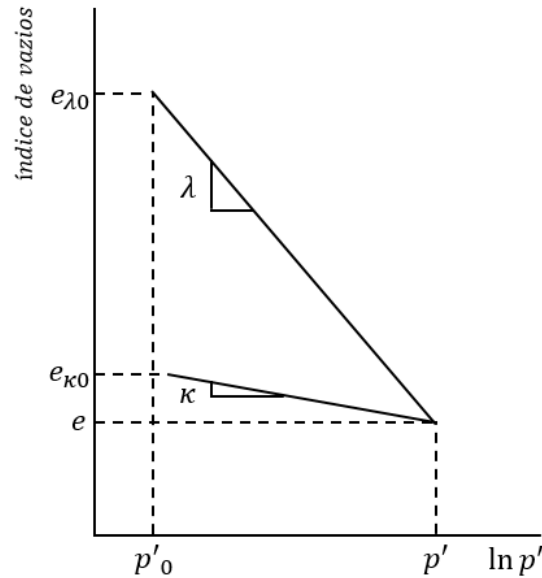


Figura 5.4 - Linhas de compressão e recompressão isotrópicas no espaço de $e \times \ln p'$.

O parâmetro M é a tangente da linha do estado crítico (LEC) e pode ser considerado uma constante de atrito. Considerando-se as condições triaxiais de tensões, M pode ser definido no espaço $p' \times q$, onde os valores das tensões média efetivas e tensões desviadoras são definidas pelas seguintes equações:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (5.17)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (5.18)$$

O valor de M também pode ser relacionado com valor de ϕ (ϕ) em condições triaxiais de tensão através da seguinte equação:

$$M = \frac{6 * \text{sen}\phi}{3 + \text{sen}\phi} \quad \text{para } \sigma'_1 \geq \sigma'_3 \equiv \sigma'_2 \quad (5.19)$$

Como o valor de $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$ é constante para ensaios adensamento unidimensional, o que é razoável para solos não estruturados normalmente adensados, a relação entre índice de compressão (C_c) e o λ , e entre índice de recompressão (C_R) e o κ é dado pela Equação 2.36 e 2.37, abaixo:

$$C_c = 2,303 * \lambda \quad (5.20)$$

$$C_R = 2,303 * \kappa \quad (5.21)$$

É de grande importância ressaltar que o modelo Cam-Clay modificado pode fornecer comportamentos suavizados para trajetórias de tensões específicos. Sem as considerações especiais, o comportamento de suavização pode levar a problemas de convergências e dependências da malha no processo iterativo do programa de elementos finitos. Além disso, esse modelo não é recomendado em aplicações práticas e nem para determinação de fator de segurança por redução de ϕ - c , método de cálculo que minora os parâmetros de resistência do material (Plaxis bv, 2019).

Em carregamentos cíclicos ou dinâmicos o modelo Cam-Clay modificado gera tensões plásticas apenas quando a tensão de pre-adensamento é aumentada. No entanto, nota-se que em ciclos de tensão no contorno são geradas apenas deformações elásticas e sem amortecimento (*hysteretic*), acúmulo de deformações ou de poropressões, e liquefação. Para levar em conta o amortecimento em carregamentos cíclicos, é possível se for definido o amortecimento de Rayleigh.

5.6. Validação dos modelos UBC3D-PLM e Cam-Clay modificado para o comportamento monotônico do minério de ferro em estudo

Entendendo a complexidade do comportamento apresentado pelo minério de ferro o presente trabalho calibrou o modelo UBC3D-PLM através dos ensaios realizados, como explicado no tópico 5.4. Utilizou-se o programa de elementos finitos Plaxis 2D como ferramenta capaz de reunir todas as características que envolve o problema proposto e que possibilitou uma análise em âmbito geral. Os valores dos parâmetros obtidos da calibração estão apresentados na Tabela 5.3 e os respectivos significados foram apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.3 – Parâmetros obtidos dos ensaios CID para a calibração do modelo UBC3D-PLM.

Parâmetros de Rigidez	
K_B^e	106
K_G^e	134
K_G^p	54
m_e	0,94
n_e	1
n_p	0,5
p_{ref} [kN/m ²]	100
Parâmetros de Resistência	
ϕ_{cv} [°]	31,8
ϕ_{pico} [°]	36
c [kN/m ²]	0
σ_t [kN/m ²]	0
Parâmetros Avançados	
R_f	0,9
$(N_1)_{60}$	5
f_{dens}	1
f_{Epost}	0

Os gráficos para comparação foram gerados no SoilTest, aplicativo do Plaxis 2D que gera as curvas dos ensaios de acordo com os parâmetros de entrada e do modelo. Comparou-se os resultados dos ensaios triaxiais monotônicos não drenados com os gerados do SoilTest com os mesmos valores de pressão confinante p'_0 .

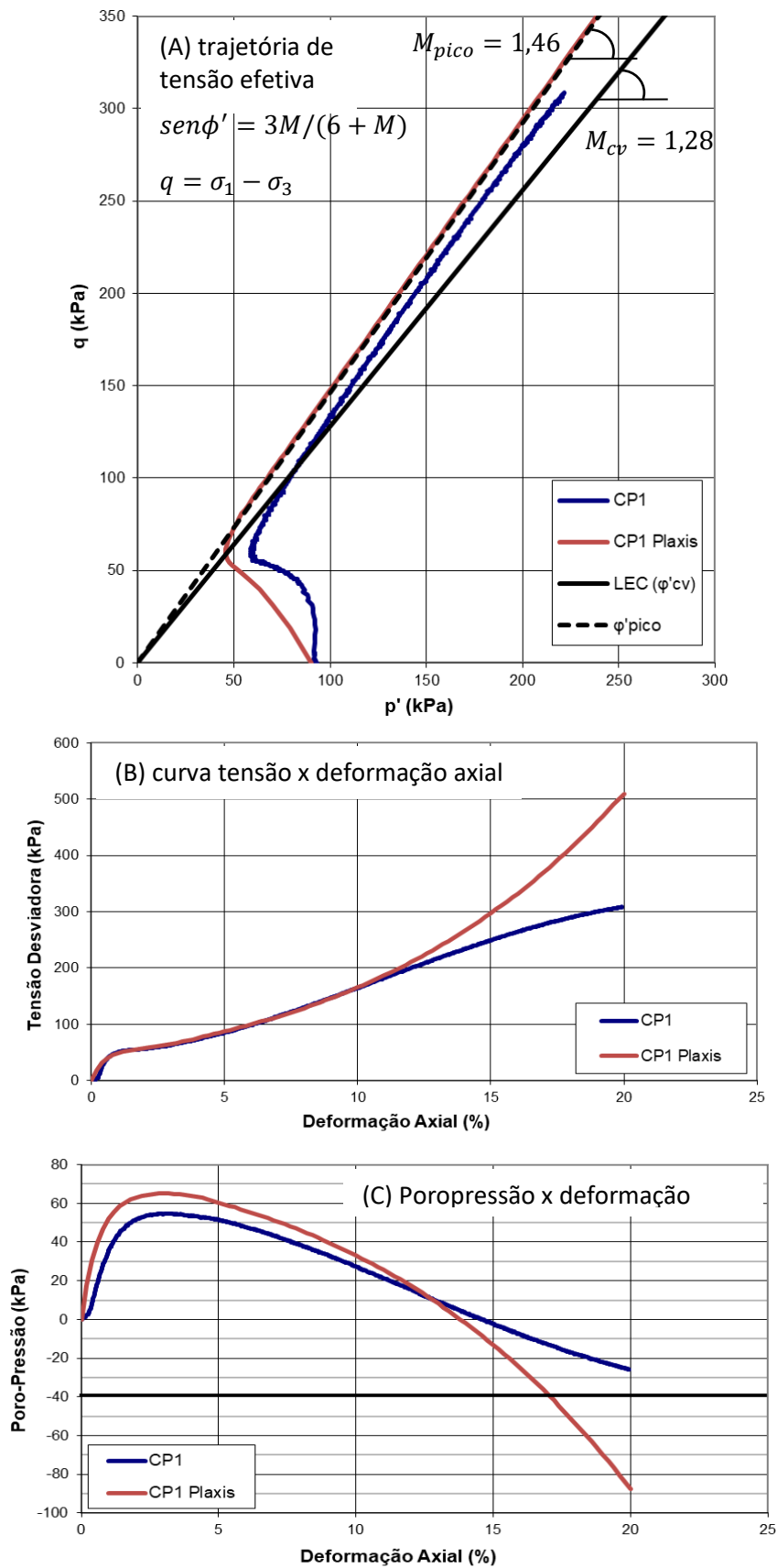
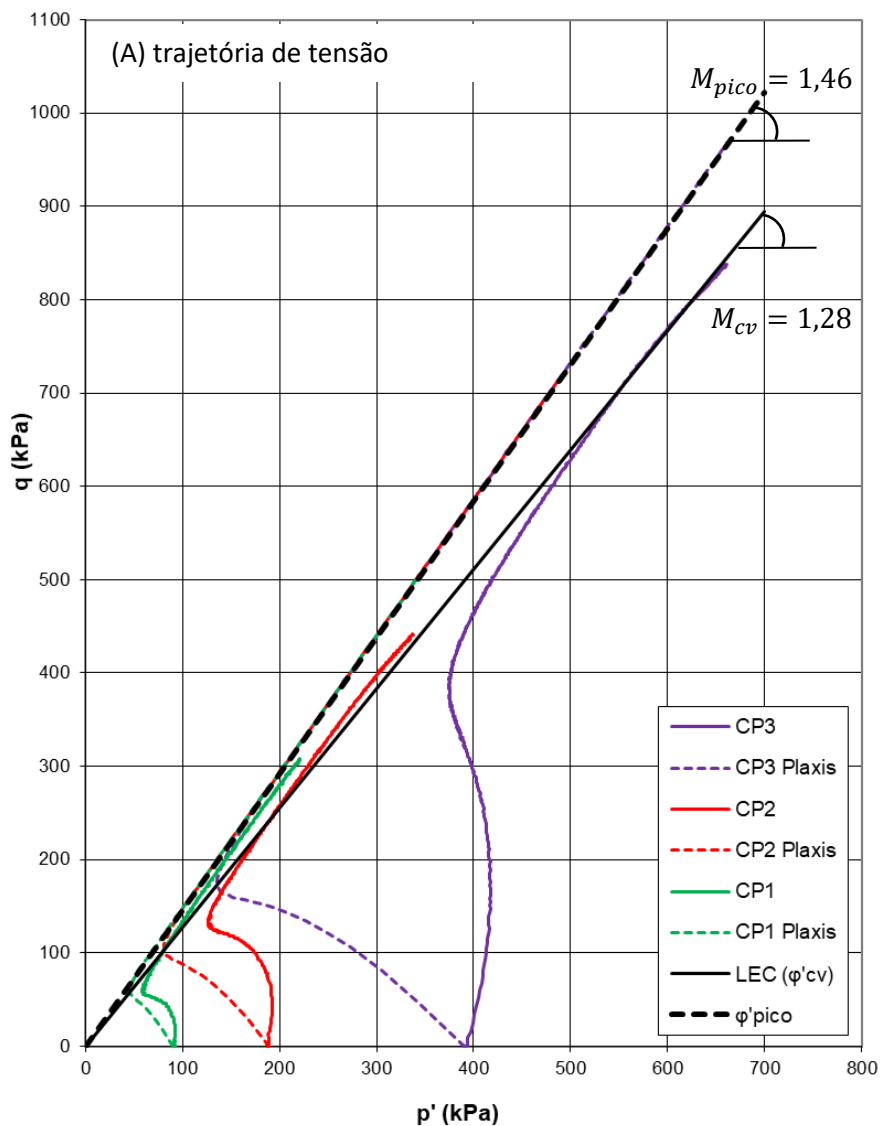


Figura 5.5 – Resultados CIUs com $p'_0 = 90$ kPa dos ensaios triaxiais e do Plaxis 2D. **A:** trajetória de tensão efetiva; **B:** curva tensão x deformação axial; **C:** poropressão x deformação.

Na calibração do modelo UBC3D-PLM utilizou-se um valor de $\phi_{cv} = 31,8^\circ$ ($M_{cv} = 1,28$). Nos resultados para $p'_0 = 90$ kPa (Figura 5.5) obteve-se a melhor aproximação, dentre as outras, do comportamento do minério de ferro como mostrado na Figura 5.6 que reúne as curvas para todas tensões confinantes testadas. A maior diferença é observada para valores superiores a 11% de deformação axial da curva tensão deformação, posto que o modelo gerou maior valor absoluto de poropressão. Essa poropressão gerada no modelo distanciou a trajetória de tensão efetivas do real comportamento do minério de ferro deste trabalho.



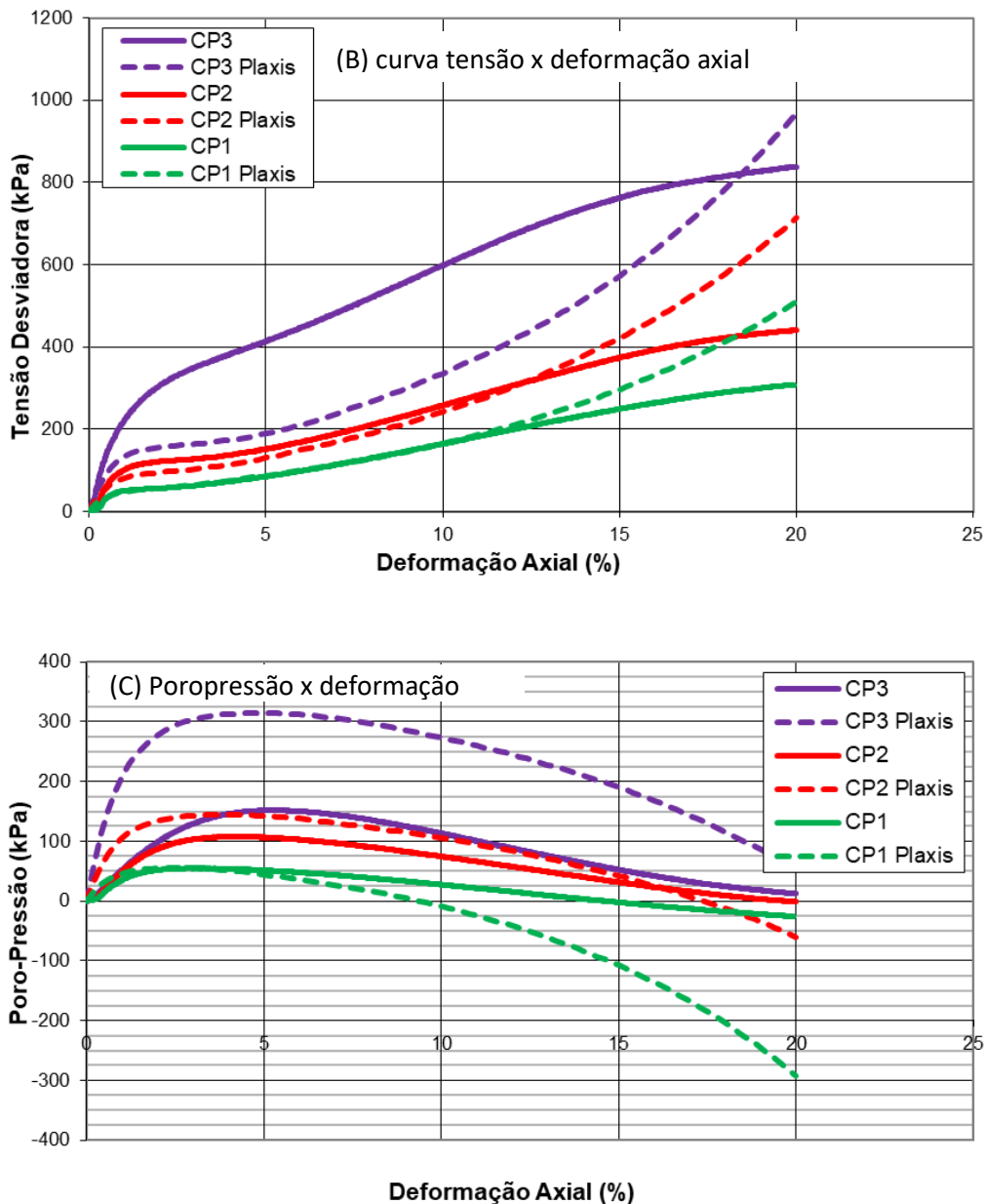


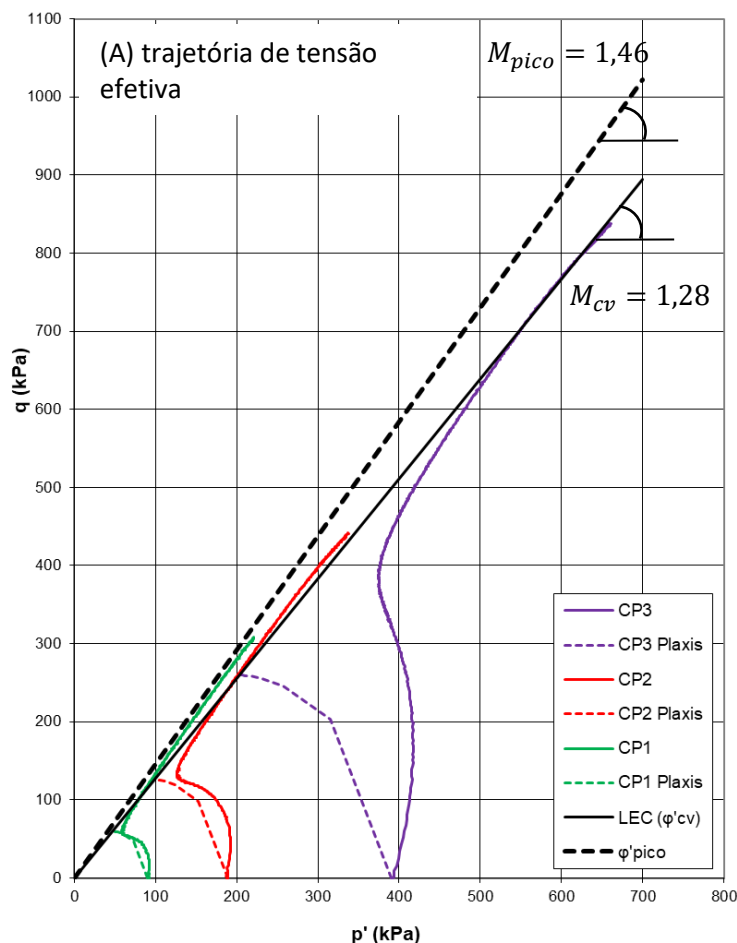
Figura 5.6 – Resultados não drenados com p'_0 de 90, 189 e 390 kPa dos ensaios triaxiais monotônicos e do modelo UBC3D-PLM do Plaxis 2D. **A:** trajetória de tensão efetiva; **B:** curva tensão x deformação axial; **C:** poropressão x deformação.

Como mostrado nos ensaios triaxiais cíclicos os critérios de 5% de DA e $Ru = 0,9$ são atingidos com pouca diferença em número de ciclos. Sendo assim, em uma análise cíclica para liquefação o comportamento mais importante está definido por estes critérios, ou seja, deformações axiais de até 5%. Contudo, o modelo UBC3D-PLM se mostrou eficaz para o comportamento nos pontos do ensaio de tensão confinante p'_0 de 90 e 189 kPa em suas curvas de tensão deformação entre 0 e 11% de DA.

Tabela 5.4 - Parâmetros obtidos dos ensaios de adensamento para a calibração do modelo Cam-Clay modificado.

Parâmetros	
v_{ur}	0,3
κ	0,006909
λ	0,110544
M	1,28
e_{init}	1,045

Realizou-se o mesmo procedimento para o modelo Cam-Clay modificado afim de comparar os resultados dos ensaios triaxiais e os obtidos do SoilTest. O modelo Cam-Clay se mostrou limitado para a modelagem proposta neste trabalho. As curvas tensão deformação não apresentaram um comportamento semelhante, pois não houve geração de poropressão negativa, não reproduzindo então o comportamento da trajetória de tensão com a presença de transformação de fase. Para todas tensões de confinamento obteve-se maiores valores de poropressão ocasionando distanciamento dos caminhões de tensões efetivas, como no modelo UBC3D-PLM.



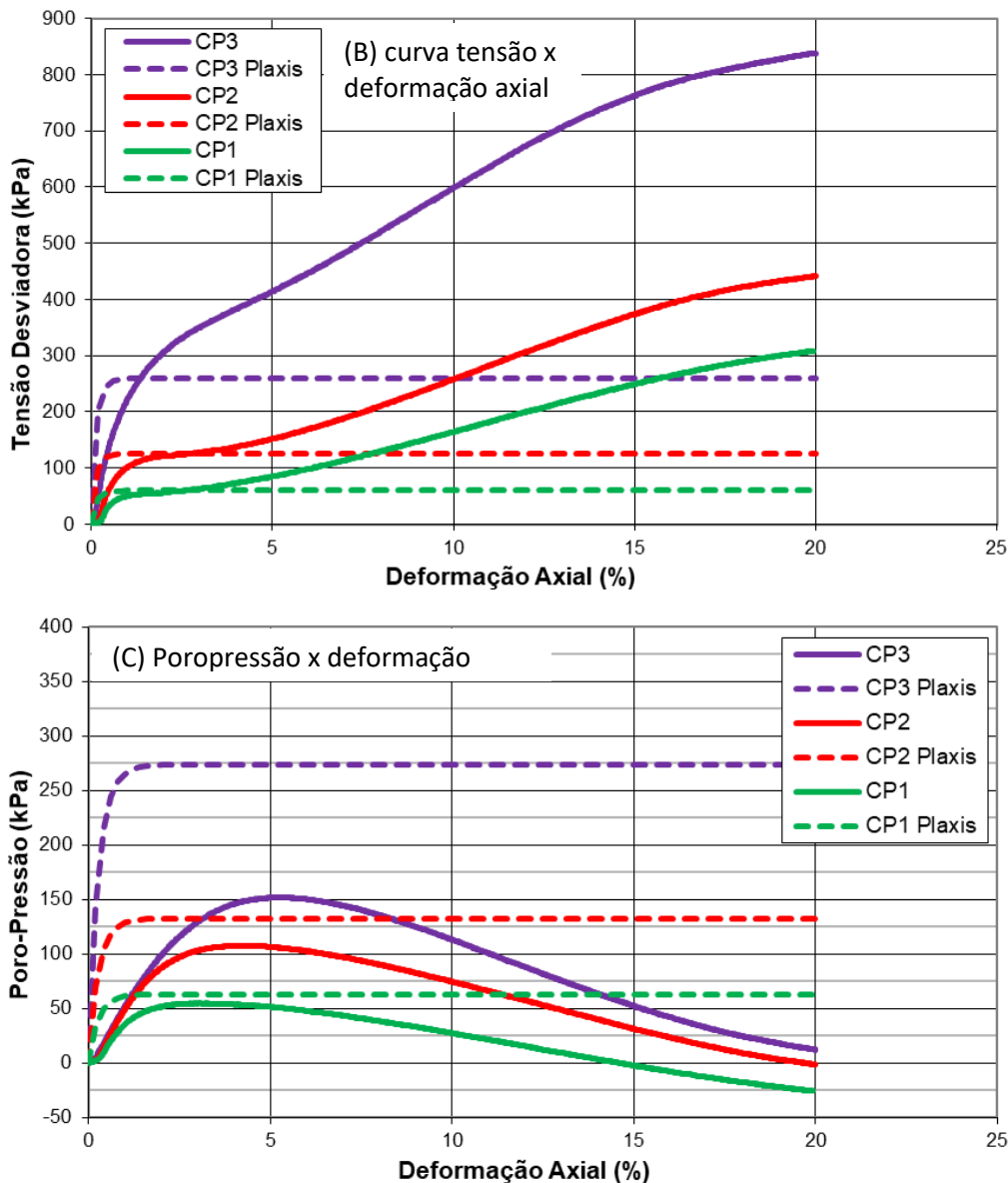


Figura 5.7 – Resultados não drenados com p'_0 de 90, 189 e 390 kPa dos ensaios triaxiais monotônicos e do modelo Cam-Clay modificado do Plaxis 2D. . **A:** trajetória de tensão efetiva; **B:** curva tensão x deformação axial; **C:** poropressão x deformação.

5.7. Análises através do Plaxis 2D

5.7.1. Modelo da pilha

A geometria da pilha de minério de ferro utilizada no Plaxis 2D tem objetivo de se assemelhar as dimensões de uma pilha carregada em um navio Handysize (Souza e Santos, 2017). Estes navios fazem em grande parte os transportes regionais de cargas graneis por causa de suas dimensões inferiores a outros navios graneleiros, mas são responsáveis pela maioria dos desastres

registrados pela INTERCARGO entre 2009 e 2018, 37,5% do total de 48 reportados (INTERCARGO, 2019). Apesar do navio Supramax ser o principal alvo dos acidentes envolvendo liquefação registrado nesse mesmo período a escolha das dimensões do Handysize se deu por estes serem mais frequentes e comuns nos portos de todo mundo. As dimensões e a malha da pilha de minério de ferro calculada através do Plaxis 2D é apresentada na Figura 5.8.

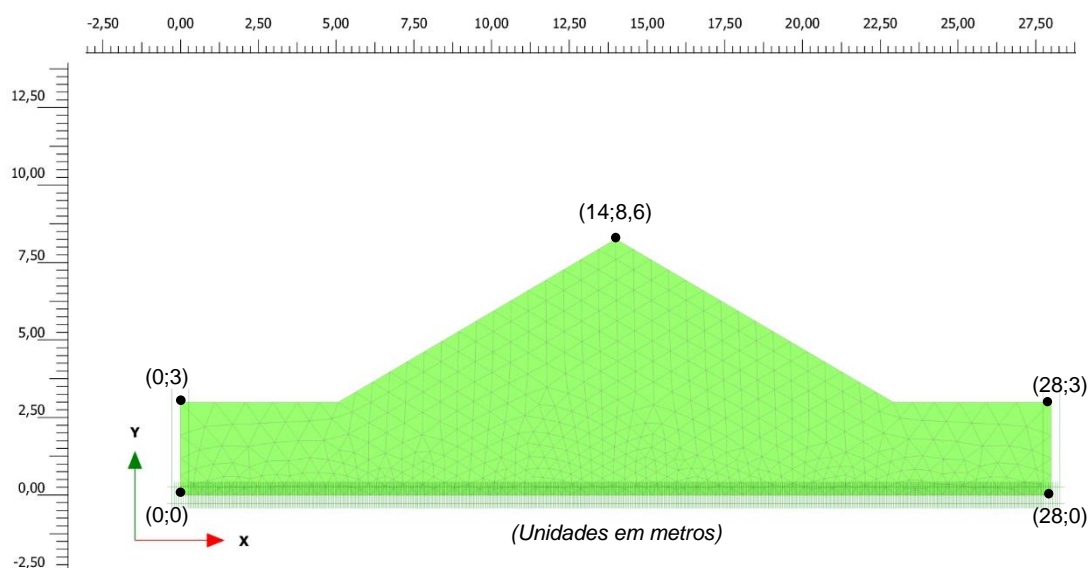


Figura 5.8 – Esquema com as dimensões da pilha de minério de ferro.

O programa Plaxis 2D disponibiliza alguns parâmetros que facilitam a identificação do tipo de ruptura que ocorreu na pilha, uma vez que a análise envolve desde uma ruptura por cisalhamento devido ao movimento de rolamento até uma ruptura por liquefação devido ao acréscimo de poropressão por ciclo. Para evitar a ruptura devido a inclinação da pilha exceder a ângulo de atrito de repouso do minério de ferro diminui-se o ângulo de inclinação da parte triangular superior da pilha do valor ângulo de rolamento. Assim como explicado no tópico 5.3 os parâmetros $r_{u, \sigma'_{v'}}$ e $r_{u, p'}$ foram utilizados na identificação dos pontos e regiões onde iniciou-se a liquefação para as condições preestabelecidas nesse trabalho.

5.7.2. Análise estática

Na análise estática, antes do carregamento dinâmico, do software Plaxis 2D foi realizada em apenas uma etapa que simula a atuação das cargas

estáticas no modelo, cargas de peso próprio do minério de ferro. Na primeira etapa fica desativado o sistema de deslocamento prescrito que causará o rolamento da pilha.

Tratando-se de uma análise não drenada utilizou-se o nível d'água a 3 metros, que na pilha (vide Figura 5.9) representa a parte retangular, simulando que a pilha estará saturada na sua parte inferior. Essa análise saturada tem por objetivo identificar se o os acréscimos de poropressão acontecerá e como ele se dá junto com adensamento da pilha em um carregamento dinâmico.

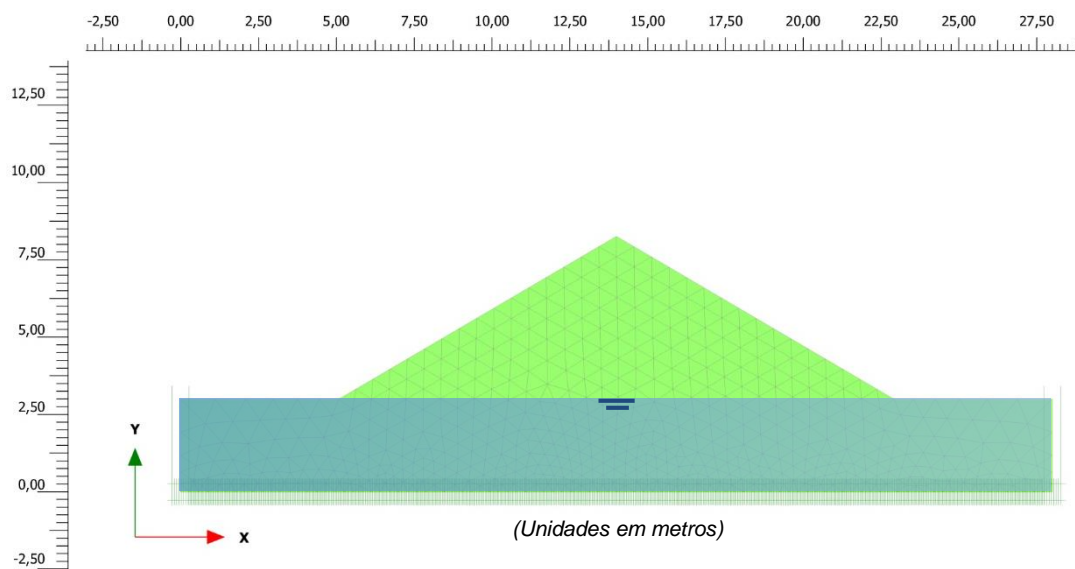


Figura 5.9 - Esquema com nível global da pilha de minério de ferro.

As tensões estáticas atuantes na pilha são apresentadas na Figura 5.10 e Figura 5.11, tensões média efetivas e tensões verticais efetivas, respectivamente, onde pode-se observar como se dá sua distribuição na parte triangular e retangular da pilha. Na Figura 5.12 mostra como é a saturação da pilha de minério de ferro antes da aplicação dinâmica.

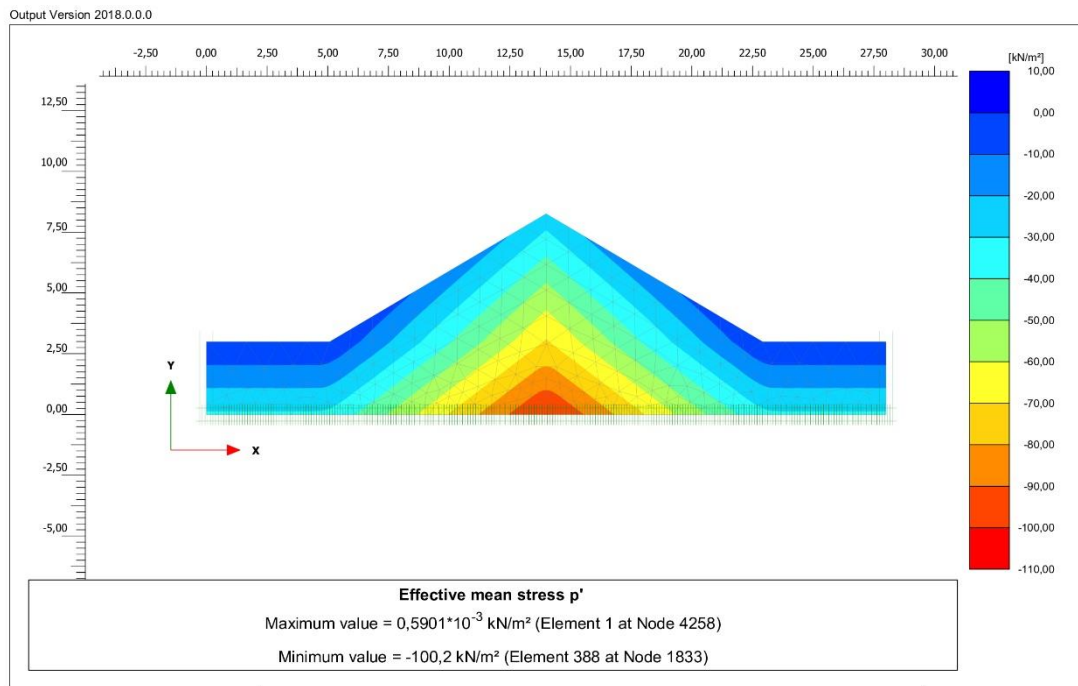


Figura 5.10 – Distribuição inicial das tensões médias efetivas p' da pilha de minério de ferro.

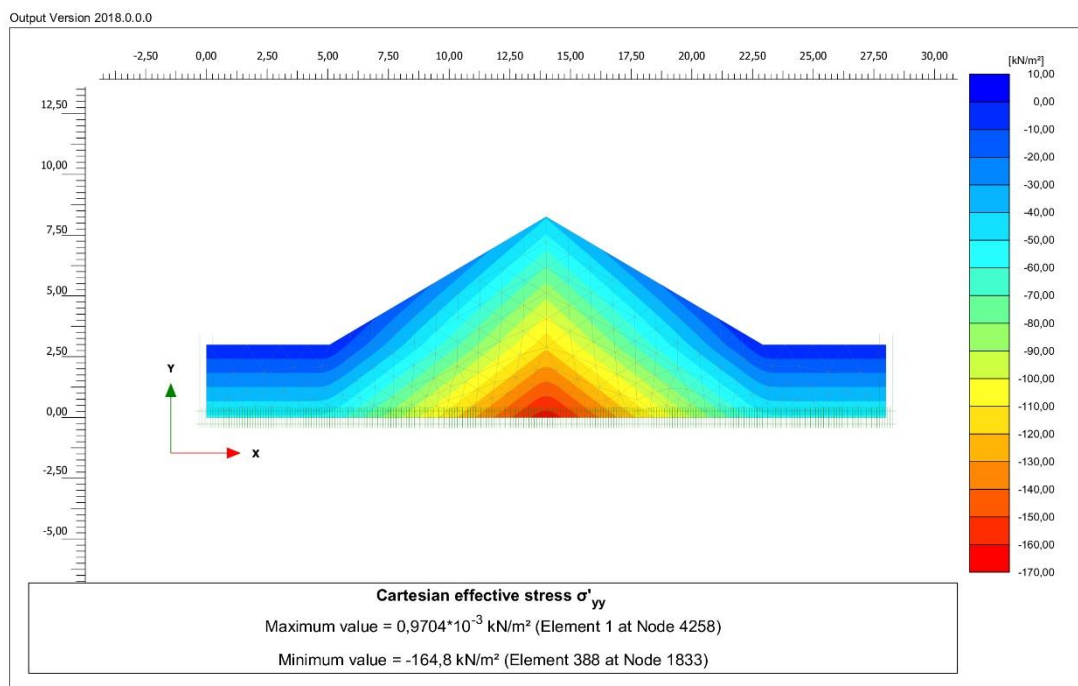


Figura 5.11 - Distribuição inicial das tensões verticais efetivas inicial σ'_{yy} da pilha de minério de ferro.

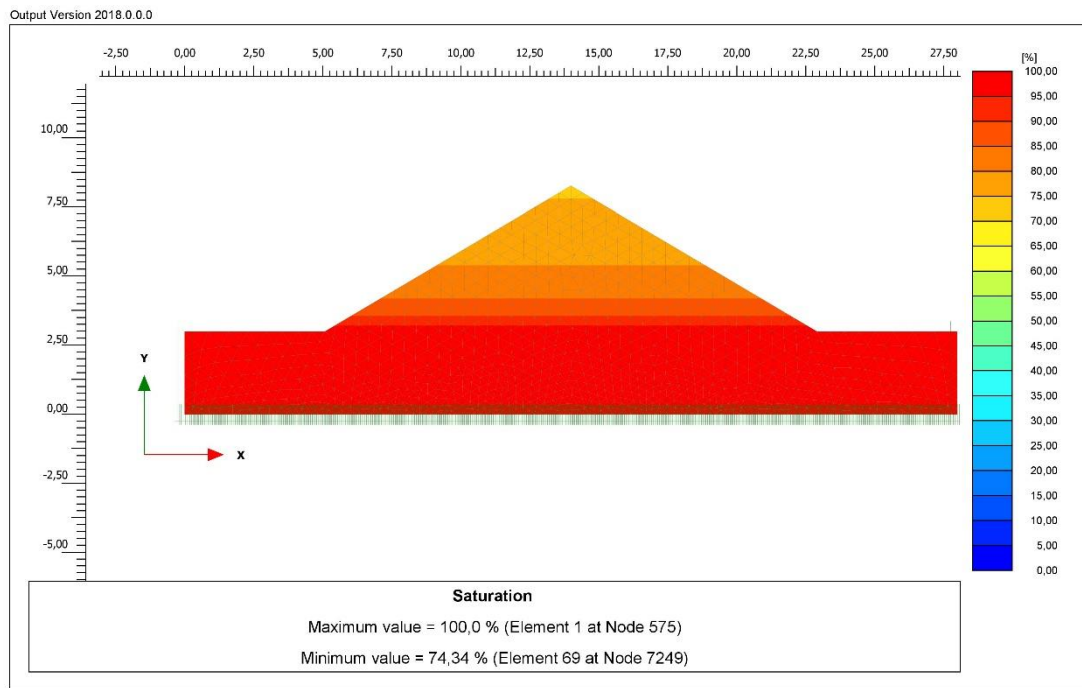


Figura 5.12 – Saturação da pilha de minério de ferro inicial, primeiro passo do cálculo dinâmico (*step 0*).

5.7.3. Análise dinâmica

Na segunda e última etapa, define-se a parte dinâmica do programa onde ativa-se o deslocamento prescrito que dará movimentação a pilha. Sabe-se que tempestades tropicais podem levar à embarcação a sofrer rolamentos de cerca de 15 graus com frequências de até 1 Hz. No entanto, devido à limitação imposta pelo programa para análises de deformações infinitesimais, sem consideração de não-linearidade geométrica, optou-se por usar um ângulo de rolamento de $2,045^\circ$, que dará um deslocamento de 0,5 metros nas extremidades da pilha e uma frequência de 0,1 Hz. A linha de deslocamento prescrito na parte inferior da pilha tem como multiplicador uma função senoidal de onda sem defasagem, com 0,1 Hz de frequência e uma amplitude de 1 (vide Figura 5.13).

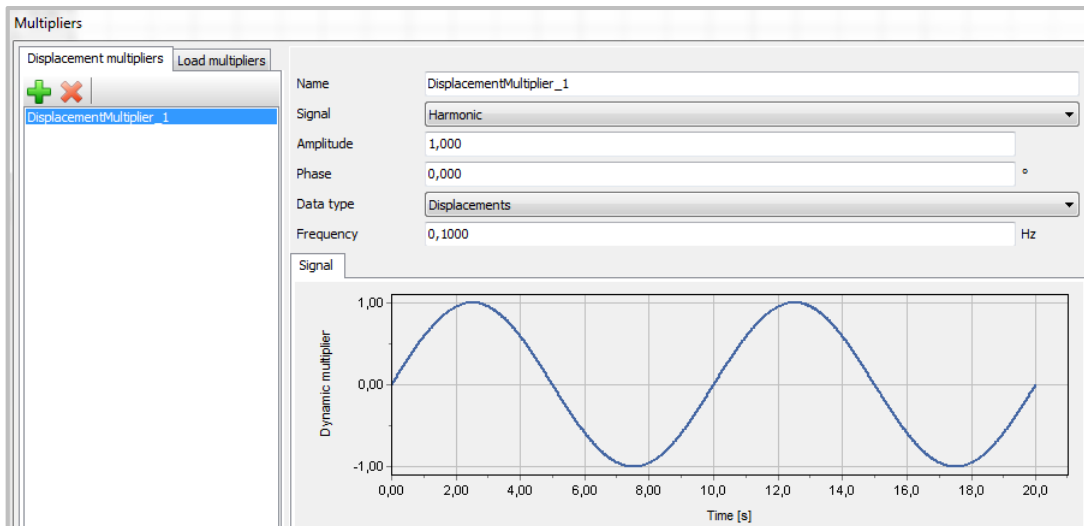


Figura 5.13 – Multiplicador senoidal da linha de deslocamento prescrito.

O cálculo no modelo UBC3D-PLM teve um tempo dinâmico, tempo de aplicação da parte dinâmica, de 300 segundos. O primeiro movimento da pilha ocasionou grande deslocamento para o lado direito, limite definido pelos pontos (28;3) e (28;0), como pode ser verificado pelos maiores valores de deslocamento ocorridos na pilha ($|u|_{max}$), mostrado na Figura 5.14. Observa-se que os maiores valores de deslocamento estão na parte triangular da pilha, ocasionado pelo adensamento da pilha devido ao movimento de rolagem.

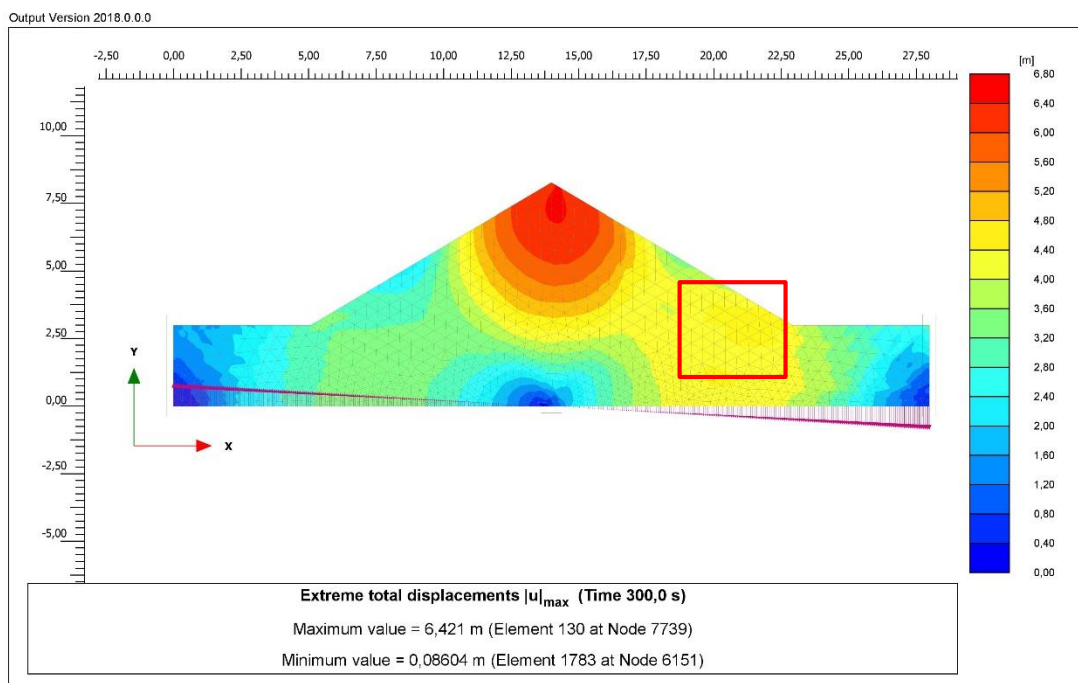


Figura 5.14 – Maiores valores do deslocamento em módulo ($|u|_{max}$) da pilha de minério de ferro.

A movimentação modificou toda a distribuição da saturação na pilha como já afirmado por Wang (2014). Nas laterais e regiões próximas a linha de deslocamento prescrito tiveram valores significativamente alterados, como mostrado na Figura 5.15.

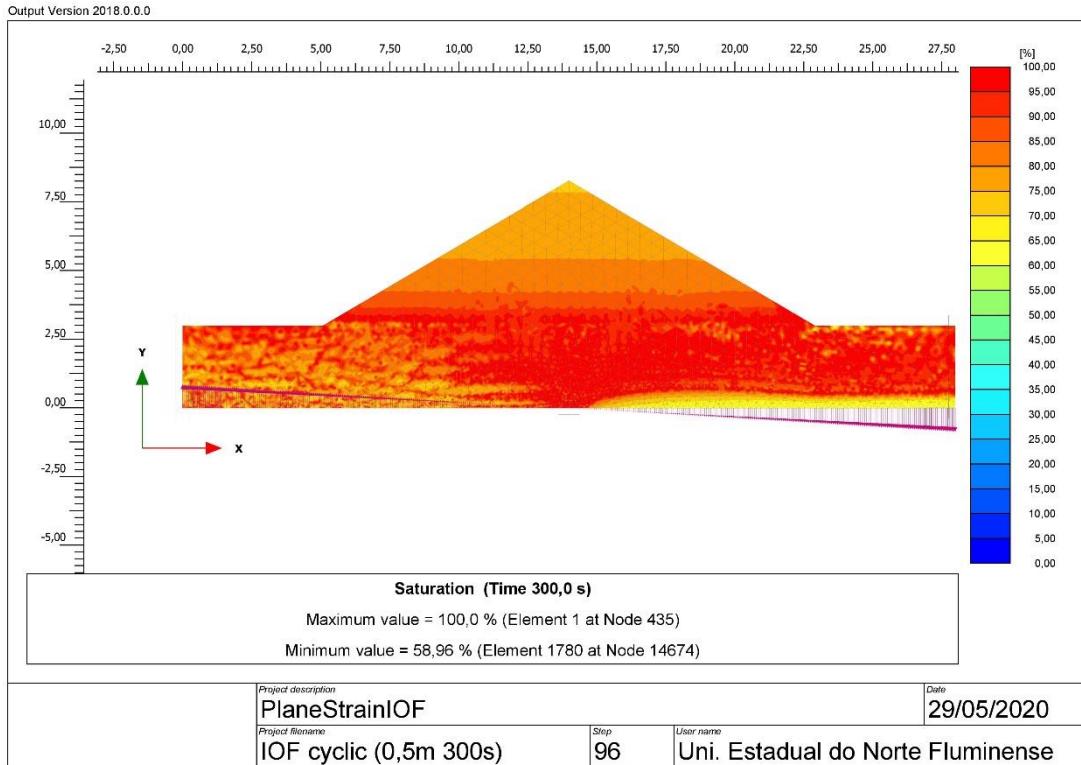


Figura 5.15 – Saturação da pilha de minério de ferro final, no último passo do cálculo dinâmico (step 96).

Para facilitar a comparação de resultados utilizou-se de escalas iguais e com valores que abrangem os pontos mais importante nos resultados seguintes. Os parâmetros de estado $r_{u, \sigma'_{vmax}}$ e $r_{u, p'_{max}}$ alcançaram valores iguais a 1 em grande parte da pilha, ou seja, as condições que foram impostas a pilha ocasionaram a liquefação, como mostrado nas Figura 5.16 e 5.17. As regiões laterais da pilha apresentaram os maiores valores, possivelmente devido as pressões impostas pela parte triangular da pilha ao longo do adensamento da mesma.

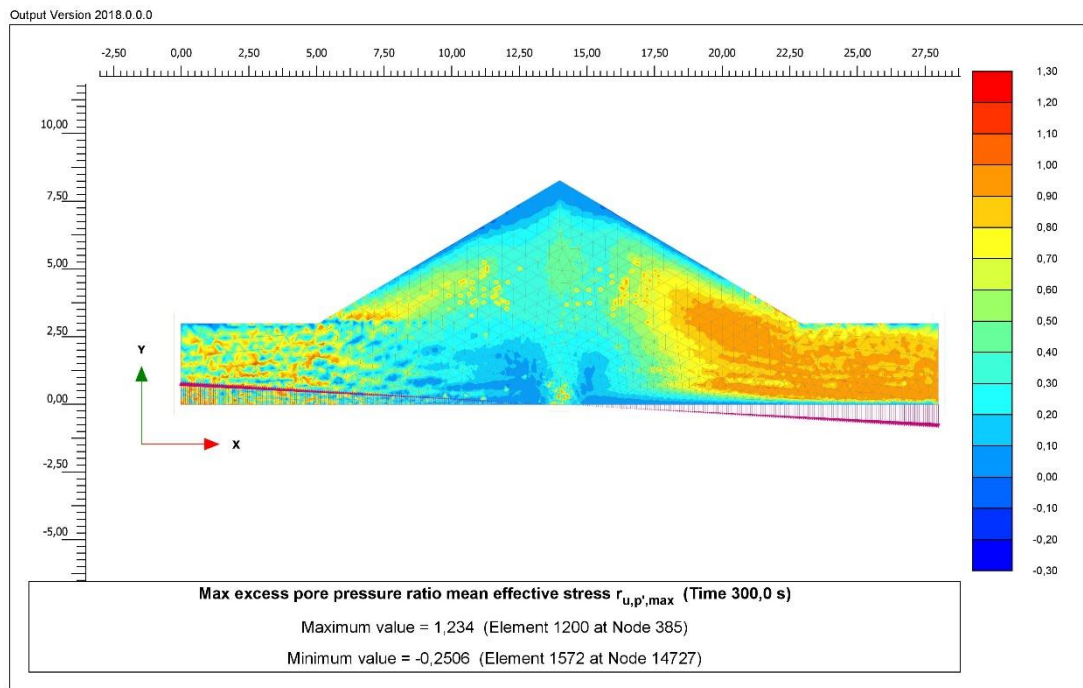


Figura 5.16 - Distribuição do maiores valores da razão de excesso de propressão em termos da tensão média efetiva ($r_{u,p',max}$) na pilha de minério de ferro.

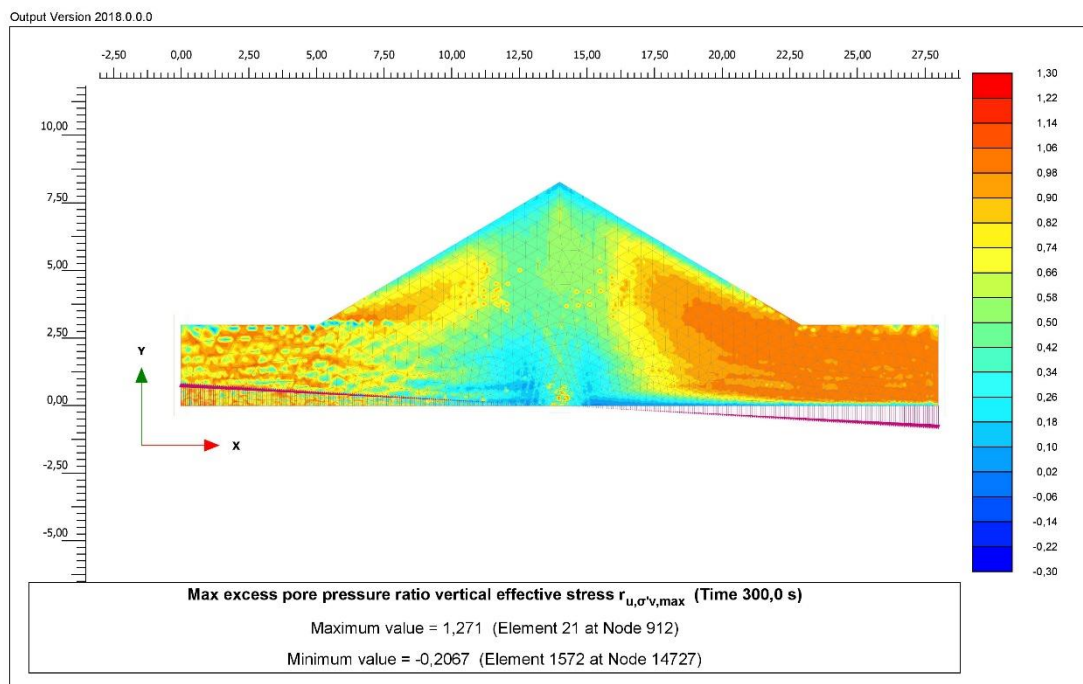


Figura 5.17 - Distribuição dos maiores valores de razão de excesso de propressão em termos da tensão vertical efetiva ($r_{u,\sigma_v',max}$) na pilha de minério de ferro.

No modelo Cam-Clay modificado foi utilizado um tempo dinâmico de 5 segundos pois a deformação da malha se tornou excessiva com deslocamentos

até 14,84 m, como mostrado na Figura 5.18. Assim como no modelo UBC3D-PLM o primeiro movimento da pilha ocasionou um grande deslocamento, mas para o Cam-Clay modificado a pilha gerou uma superfície de ruptura, linha tracejada em vermelho, que possivelmente ocasionou o deslocamento máximo desta região. Essa ruptura precoce reafirma que este modelo não é o ideal para cálculos dinâmicos e nem para análises de liquefação dinâmica.

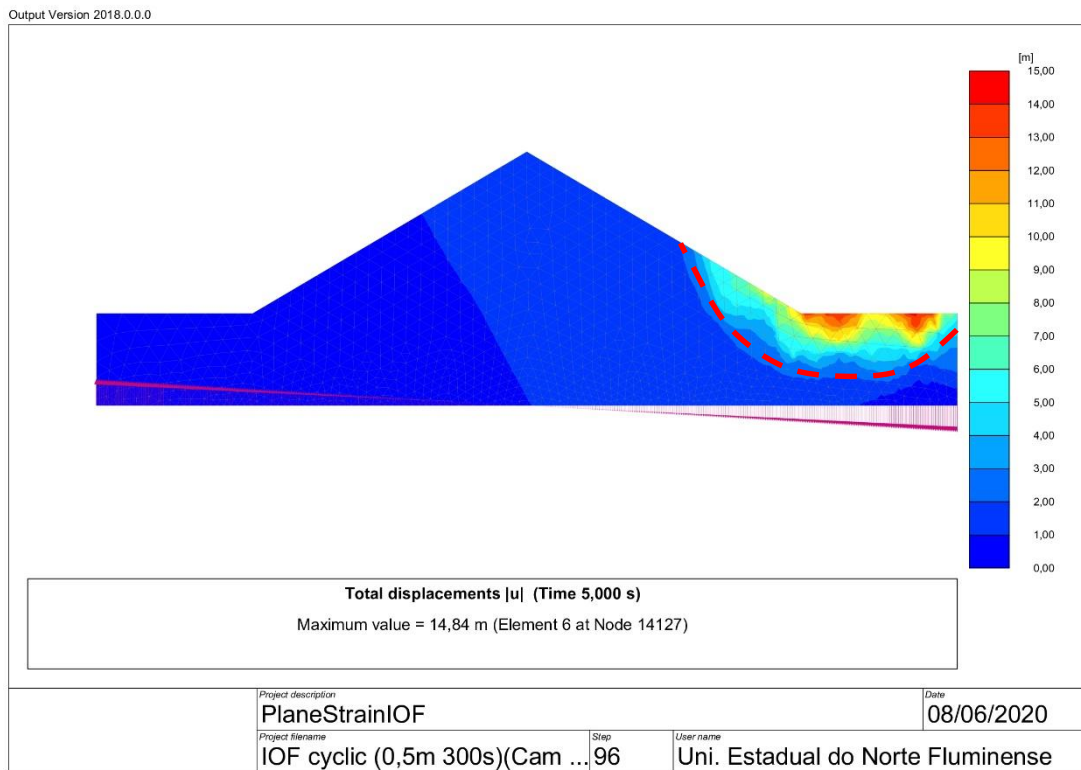


Figura 5.18 - Distribuição de deslocamento em módulo ($|u|$) da pilha de minério de ferro.

A distribuições de tensões efetivas médias (p') e tensões desviadoras (q) foram totalmente alteradas pela movimentação da pilha ao final do cálculo dinâmico como mostrado nas Figura 5.19 e 5.20. Observa-se valores próximos a zero para pontos fora da superfície de ruptura mostrado anteriormente.

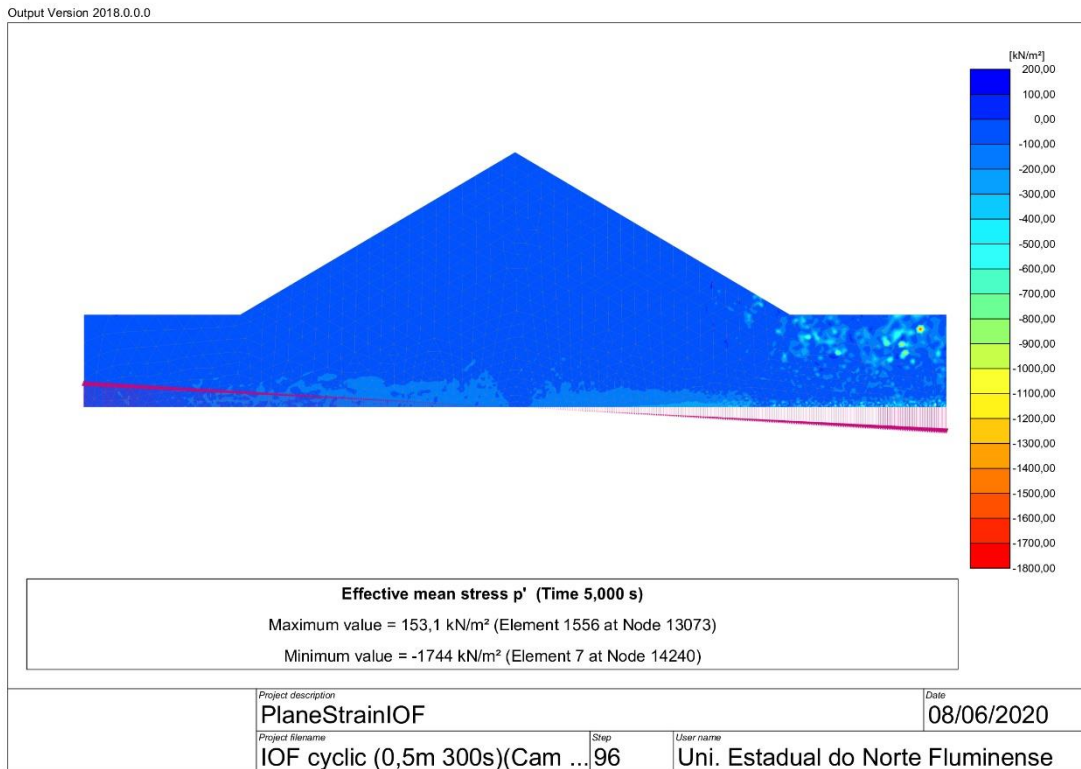


Figura 5.19 - Distribuição final das tensões médias efetivas (p') da pilha de minério de ferro.

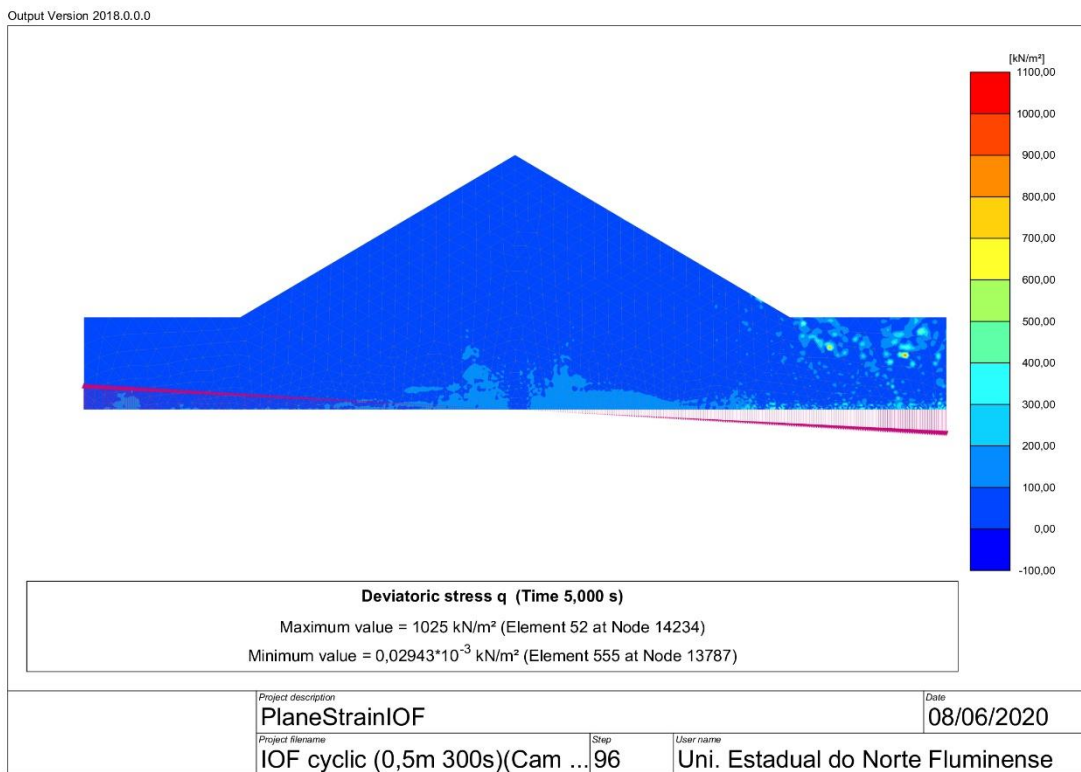


Figura 5.20 - Distribuição final de tensões desviadoras (q) na pilha de minério de ferro.

A saturação da pilha teve valores entre 50,19 a 100%, com valores menores nas mesmas regiões observadas no resultado do UBC3D-PLM se diferenciando nos valores entre 55 a 65% na região da superfície de ruptura, limitada pela linha tracejada da Figura 5.21.

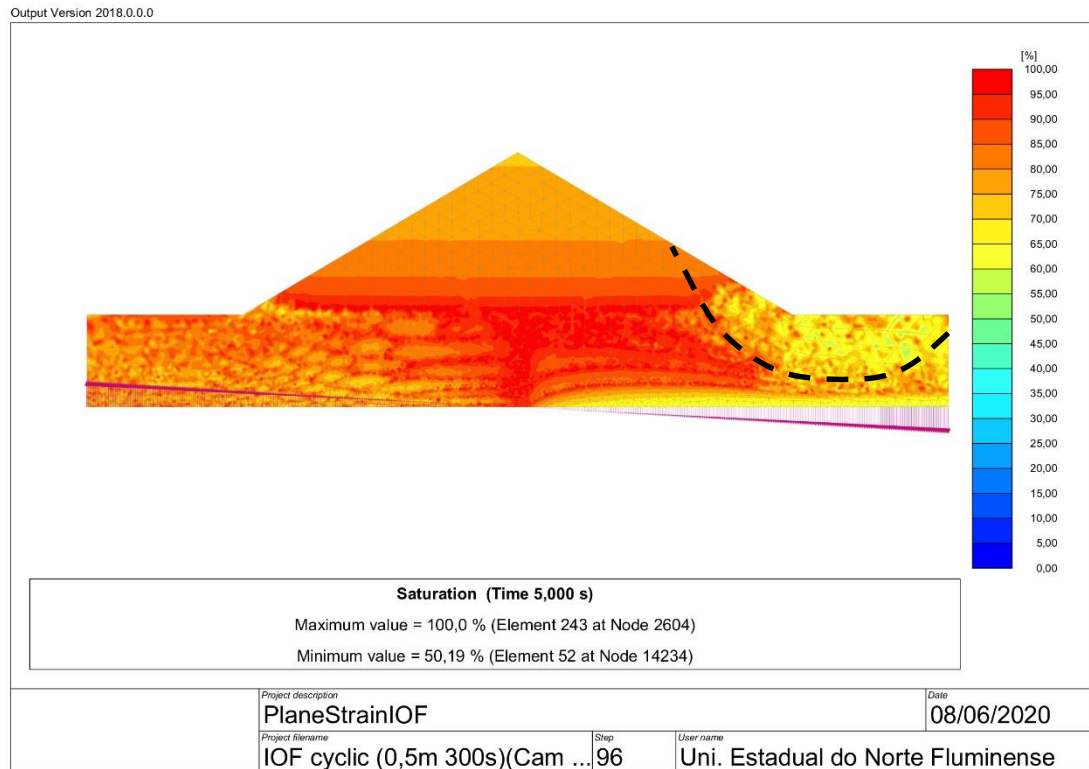


Figura 5.21 – Saturação da pilha de minério de ferro final, no último passo do cálculo dinâmico (*step* 96).

CAPÍTULO 6 - CONCLUSÃO

Moldagem de corpos de prova:

Primeiramente nota-se a importância de um bom estudo para determinação de um método de moldagem capaz de modelar a situação a ser estudada. As moldagens que foram realizadas nesse trabalho visaram a obtenção de uma situação em que o minério estivesse em um estado fofo. Esse estado visa a obtenção de um comportamento contrátil com a geração de poropressões positivas capazes de reduzir a tensão efetiva do solo.

A moldagem de densidade mínima seca mostrou-se pouco efetiva, pelos baixos valores de poropressão desenvolvido, uma vez que se objetivava a obtenção do comportamento contrativo.

A moldagem com vácuo e na umidade de transporte gerou picos nas curvas tensão deformação e uma trajetória de tensão muito distante de um material com comportamento contrativo.

O método no qual observou-se uma tendência de comportamento contrativo foi o método de sedimentação na água. Contudo, ele apresentou uma mudança na tendência de contrativo para dilatante em níveis de deformação axial próximo a 5% para todos as tensões confinantes.

Ensaio Triaxiais Monotônicos:

Comparando-se o comportamento das curvas apresentada neste trabalho com a literatura, o comportamento das curvas tensão deformação do minério de ferro em estudo é similar ao de areias médias a densas e se difere do comportamento de minérios de ferro sem predominância de grãos de tamanho de 0,002 mm e 0,06 mm.

Não foi possível a determinação da linha de estado crítico dos ensaios monotônicos, pois as curvas tensão deformação ainda estavam variando.

As análises dos estados *Quasi Steady State* (QSS) e estado permanente (SS), auxiliaram no entendimento do minério de ferro, principalmente em sua transição de tendência contrativa para dilatante.

Assim como já explicado por Jefferies e Been (2016) a existência de uma infinidade de Linhas de Compressão Normal (NCL) de um mesmo material, mostra que um problema com as dimensões abordadas pelo presente trabalho

se torna uma situação específica. As infinitas possibilidades de estado de tensão e distribuição de índices de vazios para a uma pilha deixa mais complexa a determinação e entendimento dos parâmetros necessários para conter a liquefação em transporte marítimo de minério de ferro.

Modelo UBC3D-PLM:

As correlações sugeridas para o modelo UBC3D-PLM foram utilizadas. O único parâmetro não calculado foi o np , que modifica muito pouco o comportamento da curva. Após executada a calibração e as comparações entre os resultados do modelo e dos ensaios triaxiais CIU monotônicos, observou-se: que o resultado com p'_0 de 90kPa é o com melhor acurácia para deformações axiais até 11%; foi possível representar o comportamento de transformação fase para todos níveis de tensão confinante; o aumento na tensão confinante distanciou o comportamento das trajetórias de tensão por conta da diferença principalmente da geração de valores elevados poropressão no modelo.

Modelagem Dinâmica:

A modelagem dinâmica do presente trabalho executada com o modelo UBC3D-PLM, gerou uma pilha capaz de se liquefazer, o que foi comprovado quando os parâmetros de estado $r_{u, \sigma'_{v \max}}$ e $r_{u, p'_{\max}}$ atingiram em grande parte da pilha valores de 1. Em análises de liquefação de barragem Beaty e Perlea (2011) consideram que a região já se encontra em estado liquefeito para valores $r_{u, \sigma'_{v \max}}$ maiores do que 0,7.

Já com o modelo Cam-Clay modificado mostrou-se que sua utilização não é recomendada para cálculos dinâmicos o que abrange o tema do trabalho de liquefação em transporte marítimo. O resultado foi geração de uma superfície de ruptura no talude a direita da pilha nos primeiros 5 segundos do tempo dinâmico.

As regiões laterais para as pilhas com o formato estabelecido neste trabalho são regiões críticas, devido ao adensamento da pilha e a densidade real de grãos do material da pilha ser elevado, $G_s = 4,61 \text{ g/cm}^3$.

REFERÊNCIAS

Andrews, D. C., Martin, G. R. (2000) Criteria for liquefaction of silty soils. In: *Proc., 12th World Conf. on Earthquake Engineering*. Upper Hutt, New Zealand: NZ Soc. for EQ Engrg.

Andrus, R. D., Piratheepan, P., Ellis, B. S., Zhang, J., Juang, C. H. (2004) *Comparing liquefaction evaluation methods using penetration-VS relationships*. *Soil dynamics and earthquake engineering*. 24(9-10):713-721.

Andrus, R. D., Stokoe II, K. H. (2000) Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. 126(11):1015-1025.

Aquino, G.C.H. (2009) *Aspectos de liquefação na estabilidade de pilha de lixiviação de minério de cobre sob carregamentos sísmico*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Rio de Janeiro – Rj, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio, 170 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6457: Amostra de solo – Preparação para ensaio de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro, p. 8. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6458: Determinação de massa específica dos grãos*. Rio de Janeiro, p. 10. 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR NM-ISO 3310-1: Peneiras de ensaio – Requisitos técnicos e verificação*. Rio de Janeiro, p. 20. 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7181: Solo - Análise granulométrica*. Rio de Janeiro, p. 12. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7182: Solo – ensaio de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro, p. 9. 2016.

ASTM (2004) Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils. D4767-04.

Australian Transport Safety Bureau (2000) Marine safety investigation (report 148)—investigation into the shift of cargo on board the singapore flag bulk carrier padang hawk.

Baldi, G., Hueckel, T., Pellegrini, R. (1988) Thermal volume changes of the mineral–water system in low-porosity clay soils. *Canadian geotechnical journal*, 25(4), 807-825.

Beaty, M., Byrne, P. M. (1998) An Effective Stress Model for Predicting Liquefaction Behaviour of Sand. In *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III* (pp. 766-777). ASCE.

Beaty, M. H., Perlea, V. G. (2011) Several observations on advanced analyses with liquefiable materials. In *Proceedings of the 31st Annual USSD Conference and 21st Conference on Century Dam Design-Advances and Adaptations* (pp. 1369-1397).

Bedin, J., Schnaid, F., Fonseca, A. V. Da, Costa Filho, L. D. M. (2012) Gold tailings liquefaction under critical state soil mechanics. *Géotechnique*, 62(3), 263.

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

Bishop, A. W., Henkel, D. J. (1962) The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. *Edward Arnold Publishers Limited*, London, 228 pp.

Boulanger, R. W., Idriss, I. M. (2006) Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. 132(11):1413-1426.

British Standards Institution (1990) *Methods of test for soils for civil engineering purposes: Shear Strength tests (effective stress)*. British Standards Institution.

Brown, T. J., Idoine, N. E., Raycraft, E. R., Shaw, R. A., Hobbs, S. F., Everett, P., Bide, T. (2018) *World mineral production 2012-16*. Nottingham, UK, British Geological Survey, 87p.

Carrera, A., Coop, M., Lancellotta, R. (2011) Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings. *Géotechnique*, 61(11), 935.

Carvalho, P. S. L. D., Silva, M. M. D., Rocio, M. A. R., Moszkowicz, J. (2014) Minério de ferro. *BNDES Setorial*. (39):197-233.

Castro, G. (1969) *Liquefaction of sands*. PhD thesis, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, 231 p.

Castro, G., Poulos, S. J. (1977) Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 103(6): 501-516.

Correia, G., Ruggeri, H., Jeffrey, P., Evans, T., Castello, R. (2017) Research into the Behavior of Bauxite During Shipping: An Overview of the Global Bauxite Working Group (GBWG) Findings.

Cresswell, A., Barton, M. E., & Brown, R. (1999). Determining the maximum density of sands by pluviation. *Geotechnical Testing Journal*, 22(4):324-328.

DNV, G. (2015). Maritime Bulk Cargo Liquefaction: Guideline for design and operation of vessels with bulk cargo that may liquefy. *DNV GL*.

Espinoza, L. H. (2010) *Avaliação do potencial de liquefação em solo coluvionares do Rio de Janeiro*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Rio de Janeiro – Rj, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio, 136 p.

Ferreira, R. F., Policarpo, D. L. V., Padula, V. P., Ferreira, M. T. S. (2016) Limite de umidade transportável de minérios de ferro: aspectos regulatórios e técnicos. *Associação Brasileira de Metalurgia, Materiais e Mineração*. Publicado pela ABM, 14(1):16-23.

Fonseca, A. V. Da (2013) Liquefação de solos à luz da mecânica aplicada. *Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia*, 128:3-35.

Fretti, C., Presti, D. L., Pedroni, S. (1995) A pluvial deposition method to reconstitute well-graded sand specimens. *Geotechnical testing journal*, 18(2), 292-298.

Gumiere, A. G. (1995) *Estudo do adensamento e liquefação sob carregamento estático de dois rejeitos de mineração*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Viçosa – MG, Universidade Federal de Viçosa – UFV, 76 p.

Guillèn, J. L. C. (2004) *Estudo de modelos constitutivos para previsão da liquefação em solos sob carregamento monotônico*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Rio de Janeiro – Rj, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio, 135 p.

Head, K. H. (1986) *Manual of soil laboratory testing*, Vol 3, ELE. International limited.

IBRAM, I. B. (2012) Informações e análises da economia mineral brasileira. *IBRAM, Ed. Indústria Mineral*, p. 17-19.

IBRAM, I. B. (2018) *Economia mineral brasileira Março/2018*. 30 slides. Disponível em: <<https://portaldamineracao.com.br/wp-content/uploads/2018/02/economia-mineral-brasil-mar2018-1.pdf?x73853>>. Acessado em: 29 jan. 2019.

IMSBC, C. (2011) International maritime solid bulk cargoes code. *Int. Marit. Organ.*

INTERCARGO (2019) Bulk Carrier Casualty Report Years 2009 to 2018 and trends. In *International Association of Dry Cargo Shipowners Report*.

Ishihara, K. (1985) Stability of natural deposits during earthquakes. In *International conference on soil mechanics and foundation engineering*. 11: 321-376.

Ishihara, K. (1993) Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique*, 43(3):351–451.

Ishihara, K.; Tatsuoka, F. and Yasua, S. (1975) Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils and Foundations*, 15(1):29-44.

Jefferies, M., Been, K. (2006) *Soil liquefaction. A critical state approach*. Taylor & Francis, Estados Unidos da América e Canadá. 625p.

Jefferies, M., Been, K. (2016). *Soil Liquefaction*. London: CRC Press.

Jonas, M. (2010). Liquefaction of Unprocessed Mineral Ores–Iron Ore Fines and Nickel Ore. *Gard News*. 197:14-17.

Koester, J. P. (1992) The Influence of Test Procedure on Correlation of Atterberg Limits with Liquefaction in Fine - Grained Soils. *Geotechnical Testing Journal*. 15(4):352-360.

Kramer, S. L., (1996) *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Upper Saddle River New Jersey, 653p.

Ladd, R. S. (1974) Specimen preparation and liquefaction of sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 100 (Proc. Paper 10857 Proceeding).

Ladd, R. S. (1978) Preparing test specimens using undercompaction. *Geotechnical Testing Journal*, 1(1), 16-23.

Makra, A. (2013) *Evaluation of the UBC3D-PLM constitutive model for prediction of earthquake induced liquefaction on embankment dams*. MSc thesis, Delf University of Technology, Netherlands, 111 p.

Mohamad, R., Dobry, R. (1986). Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(10), 941-958.

Munro, M. C., Mohajerani, A. (2016) Liquefaction incidents of mineral cargoes on board bulk carriers. *Advances in Materials Science and Engineering*. 2016:1-20.

Munro, M. C., Mohajerani, A. (2017) Bulk cargo liquefaction incidents during marine transportation and possible causes. *Ocean Engineering*. 141:125-142.

Neto, E. A. R. (2006) *Utilização de um equipamento triaxial cíclico para estudo da liquefação de uma mistura de rejeitos de minério de granulometria fina*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Viçosa – MG, Universidade Federal de Viçosa – UFV, 116 p.

Neto, J. P. F. (2009) *Estudo de liquefação estática em rejeitos e aplicação de metodologia de análise de estabilidade*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Ouro Preto – MG, Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP, 154 p.

Obermeier, S. F. (1996) Use of liquefaction-induced features for paleoseismic analysis—an overview of how seismic liquefaction features can be distinguished from other features and how their regional distribution and properties of source sediment can be used to infer the location and strength of Holocene paleo-earthquakes. *Engineering Geology*. 44 (1-4):1-76.

Oliveira Filho, W. L. (1987) Considerações Sobre Ensaios Triaxiais em Areias. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE, 266 p.

Olson, S. M. (2002) Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance. *Mid-America Earthquake Center CD Release 02-02*.

Ortigão, J. A. R. (1995) *Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos*. LTC.

Petalas, A., Galavi, V. (2013) Plaxis Liquefaction Model UBC3DPLM. *Plaxis Report*.

Pinto, C. D S. (2006) *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas/3ª Edição*. São Paulo: Oficina de Textos. 365p.

Plaxis bv (2019) PLAXIS Material models Manual 2019. Disponível em: < <https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/> >. Acessado em: 20 Fev. 2019.

Poulos, S. J. (1981) The steady state of deformation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, 107:553-562.

Poulos, S. J., Castro, G., France, J. W. (1985) Liquefaction evaluation procedure. *Journal of Geotechnical Engineering*. 111(6):772-792.

Presotti, E. D. S. (2002) *Influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência de um rejeito de minério de ferro*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Ouro Preto – MG, Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP, 174 p.

Puebla, H., Byrne, P. M., Phillips, R. (1997) Analysis of CANLEX liquefaction embankments: prototype and centrifuge models. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(5), 641-657.

Rad, N. S., Tumay, M. T. (1987) Factors affecting sand specimen preparation by raining. *Geotechnical Testing Journal*, 10(1):31-37.

Rafael, H. M. A. M. (2012) *Análise do potencial de liquefação de uma barragem de rejeito*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Rio de Janeiro – RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio, 103 p.

Rose, T. P. (2014). *Solid bulk shipping: cargo shift, liquefaction and the transportable moisture limit*. Master of science dissertation, Oxford University, UK, 195 p.

Salamatpoor, S., Salamatpoor, S. (2014) Evaluation of Babolsar sand behaviour by using static triaxial tests and comparison with case history. *Open Journal of Civil Engineering*, 4(03), 181.

Sawicki, A., Mierczyński, J. (2006) Developments in modeling liquefaction of granular soils, caused by cyclic loads. *Applied Mechanics Reviews*. 59(2):91-106.

Sêco e Pinto, P. S. (1999) Earthquake geotechnical engineering. In *Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon*. v. 3. 352p.

Seed, H. B. e Idriss, I. M. (1971) Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 97(9): 1249-1273.

Seed, R. B., Harder, L. F. (1990) SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. In: *Duncan, J.M., Ed., Proceedings of the H.B. Seed Memorial Symposium*, v. 2, BiTech Publishers, Richmond, p. 351-376.

Sevim, B., Bayraktar, A., Altunişik, A. C., Atamtürktür, S., Birinci, F. (2011) Assessment of nonlinear seismic performance of a restored historical arch bridge using ambient vibrations. *Nonlinear Dynamics*. 63:755-770.

Silva, E. M. Da (2014) *O Mercado mundial de minério de ferro e seus efeitos sobre a balança Comercial Brasileira*. Monografia (Graduação em Ciências econômicas) – PUC-Rio. Rio de Janeiro, 34p.

Sims, J. D., Garvin, C. D. (1995) Recurrent liquefaction induced by the 1989 Loma Prieta earthquake and 1990 and 1991 aftershocks: Implications for paleoseismicity studies. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 85(1):51–65.

Souza, F. R., Santos, G. O. F. (2017) *Estabilidade de Pilhas de Minério de Ferro em Embarcações* (Graduação em Engenharia Civil) – Campos dos Goytacazes – Rj, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - UENF, 86 p.

Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Yoshida, S., Fukushima, S., Sudo, H. (1979) Shear modulus and damping by drained tests on clean sand specimens reconstituted by various methods. *Soils and Foundations*, 19(1), 39-54.

Terzaghi, K.; Peck, R. B.; Mesri, G. (1996) *Soil mechanics in engineering practice*. 3ª ed. John Wiley & Son, Inc., New York, 549p.

The London P&I Club (2017) *Reducing the risk of liquefaction. Operational guidance for vessels that carry cargoes which may liquefy*. Disponível em: <<https://www.londonpandi.com/media/2142/reducing-the-risk-of-liquefaction-operational-guidance-for-vessels-that-carry-cargoes-which-may-liquefy.pdf>>. Acessado em: 07. fev. 2019.

Thevanayagam, S., Martin, G. R. (2002) Liquefaction in silty soils-screening and remediation issues. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 22(9-12):1035-1042.

Toledo, R. (2003) *Técnicas fototérmicas e de raios-x para o monitoramento de sólidos e gases em materiais cerâmicos*. Tese (Doutorado em Engenharia e Ciência dos Materiais) - UENF. Campos dos Goytacazes, 327 p.

Tsegaye, A. (2010) Plaxis liquefaction model. report no. 1. *PLAXIS knowledge base*.

Tsukamoto, Y., Ishihara, K., Nakazawa, H., Kamada, K., Huang, Y. (2002) Resistance of partly saturated sand to liquefaction with reference to longitudinal and shear wave velocities. *Soils And Foundations*. 42(6):93-104.

Vaid, Y. P., Negussey, D. (1988) Preparation of reconstituted sand specimens. In *Advanced triaxial testing of soil and rock*. ASTM International. 405-417.

Wang, H. (2014) *Evaluation of liquefaction potential of partially saturated heap of iron ore fines during maritime transportation*. PhD thesis, University of Tokyo, Japan, 334 p.

Wang, H., Koseki, J., Sato, T., Chiaro, G., Tian, J. T. (2016) Effect of saturation on liquefaction resistance of iron ore fines and two sandy soils. *Soils and Foundations*, 56(4), 732-744.

Wang, H., Koseki, J., Cai, F., Nishimura, T. (2018) Undrained monotonic triaxial loading behaviors of a type of iron ore fines. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(9), 1349-1357.

Wang, W. (1979) Some finding in soil liquefaction. *Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute*, Beijing, China.

Yang, J. (2002) Non-uniqueness of flow liquefaction line for loose sand. *Géotechnique*, 52(10), 757-760.

Yang, Z., Elgamal, A. (2001) Sand boils and liquefaction-induced lateral deformation, CD - ROM Lessons Learned From Recent Strong Earthquakes, Proc., 15th Intl. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 23 – 25 August, Istanbul, Turkey, A.M. Ansal, Ed.

Yang, Z. X., Li, X. S., & Yang, J. (2008). Quantifying and modelling fabric anisotropy of granular soils. *Géotechnique*, 58(4), 237-248.

Ye, B., Ni, X., Ye, G., Huang, Y., Lu, P. (2019). Prediction of the initial point of the last cycle in undrained cyclic triaxial tests on flow liquefaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 120, 12-22.

Youd, T. L. (1995) Liquefaction-induced lateral ground displacement. *Proc., 3rd International Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, April 2-7, St. Louis, MO. 2:911-925.

Youd, T. L., Idriss, I. M. (2001) Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. 127(4):297-313.

ANEXO A: Resultados dos ensaios triaxiais consolidados, não drenados monotônicos para cada método de moldagem

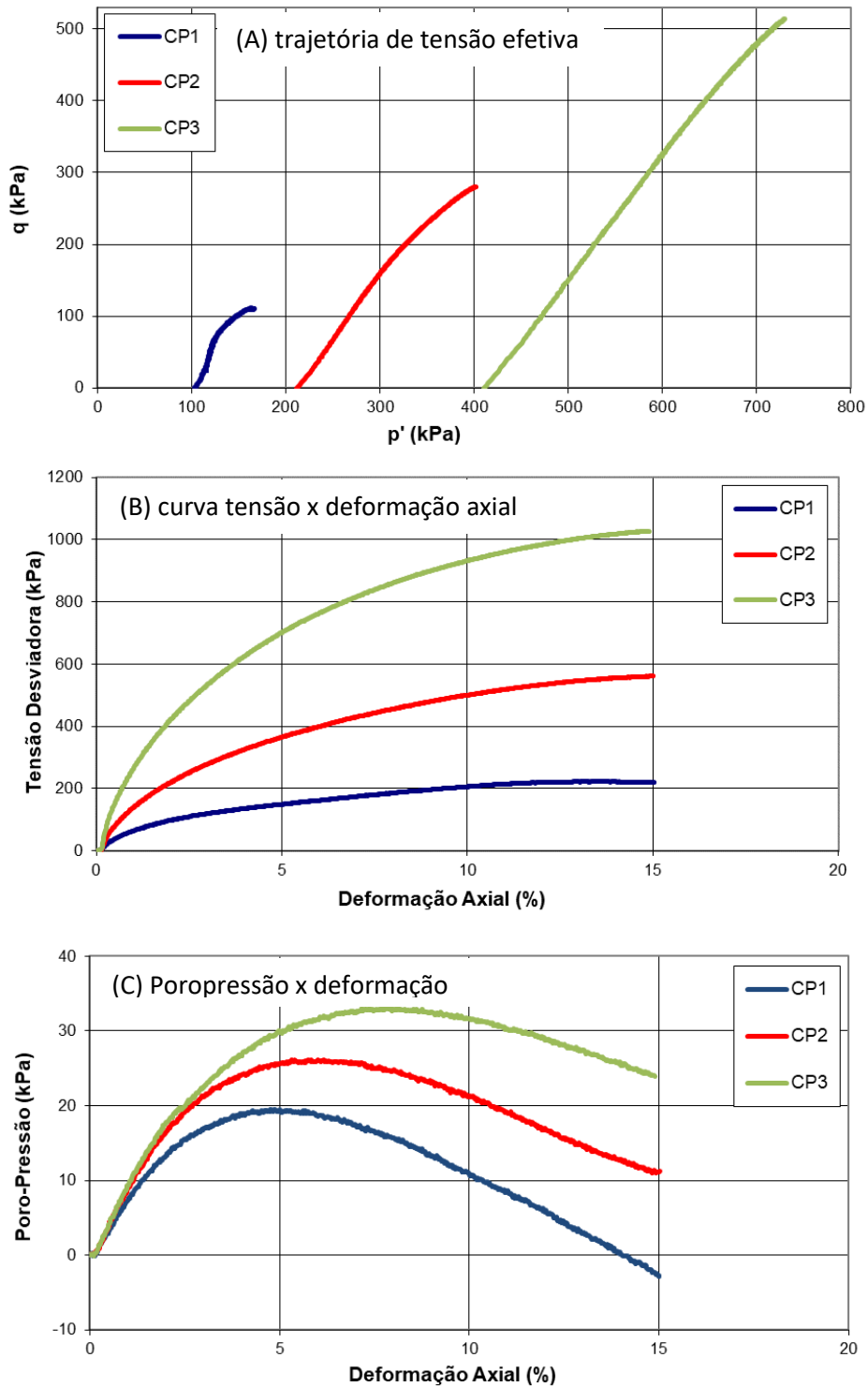


Figura A. 1 - Comportamento não drenado do minério de ferro para o método de moldagem de densidade mínima seca com 103, 213 e 414 kPa de tensão efetiva confinante, CP1, CP2 e CP3, respectivamente. **A:** trajetória de tensão efetiva; **B:** comportamento da curva tensão x deformação; **C:** curva de poropressão x deformação.

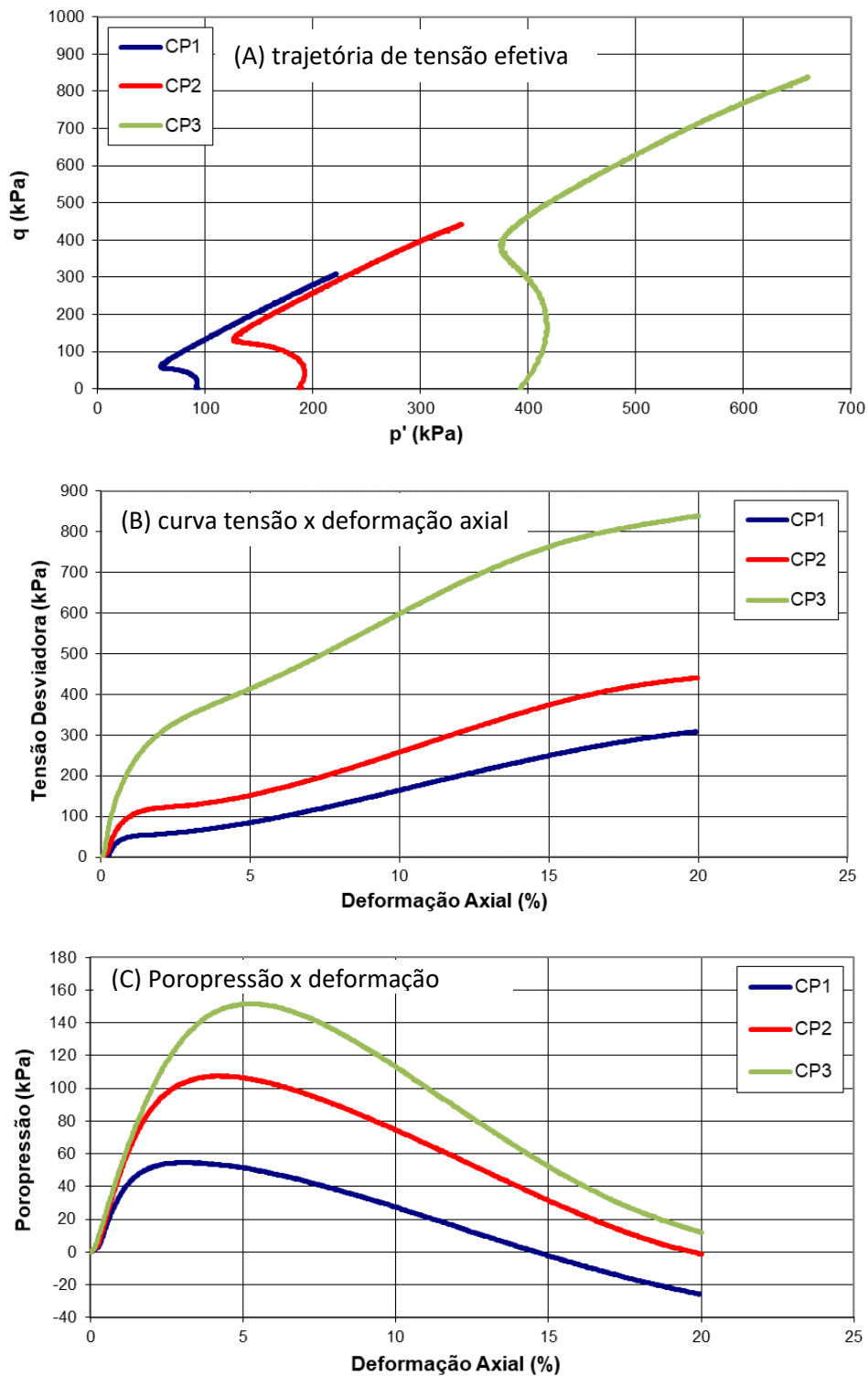


Figura A. 2 - Comportamento não drenado do minério de ferro para o método de moldagem de sedimentação na água com 90, 189 e 390 kPa de tensão efetiva confinante, CP1, CP2 e CP3, respectivamente. **A:** trajetória de tensão efetiva; **B:** comportamento da curva tensão x deformação; **C:** curva de poropressão x deformação.

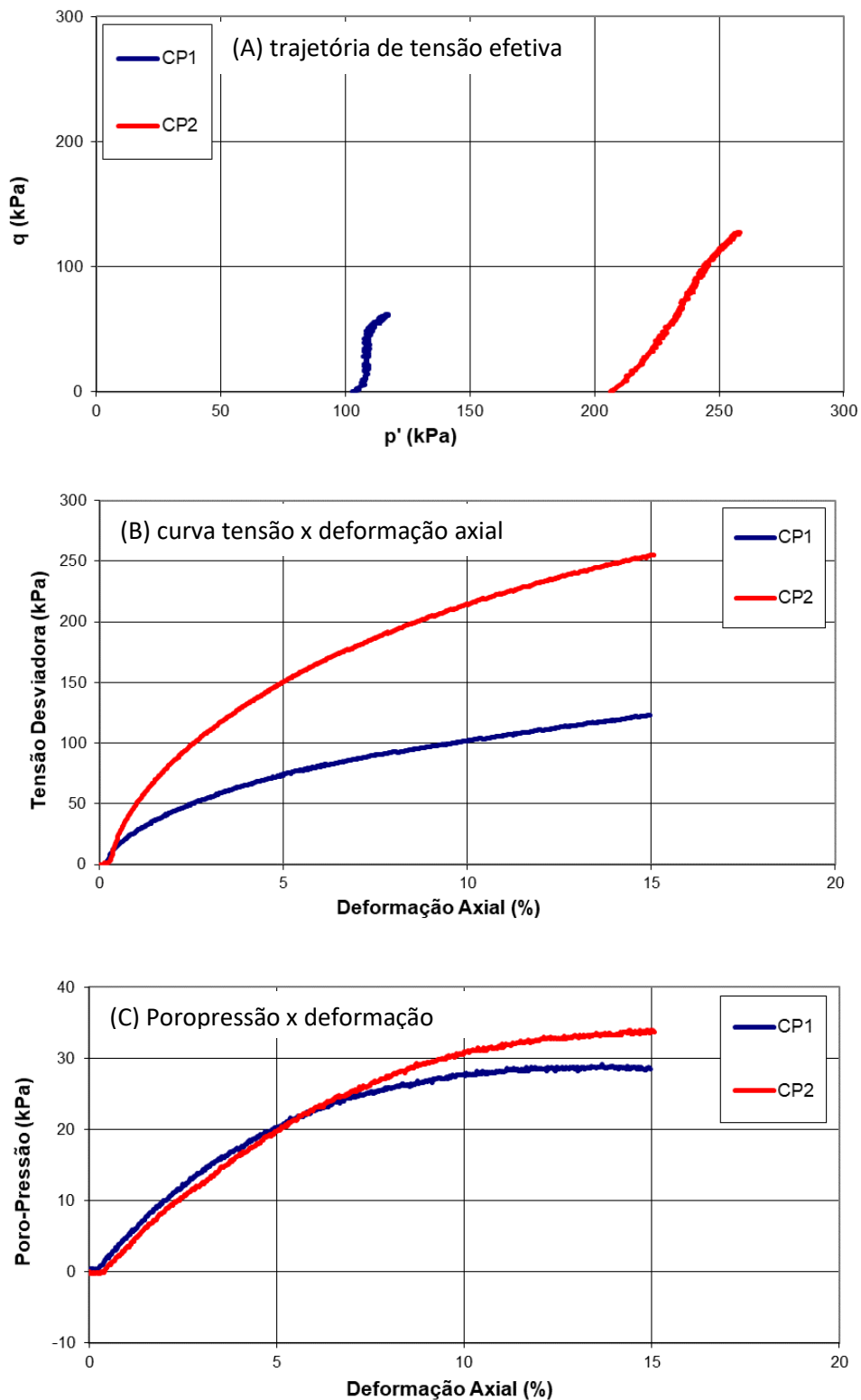


Figura A. 3 - Comportamento não drenado do minério de ferro para o método de moldagem de vácuo e na umidade de transporte com 104, 206 e 418 kPa de tensão efetiva confinante, CP1, CP2 e CP3, respectivamente. **A:** trajetória de tensão efetiva; **B:** comportamento da curva tensão x deformação; **C:** curva de poropressão x deformação.

ANEXO B: Resultados dos ensaios triaxiais drenados consolidados monotônicos do método de moldagem de sedimentação na água

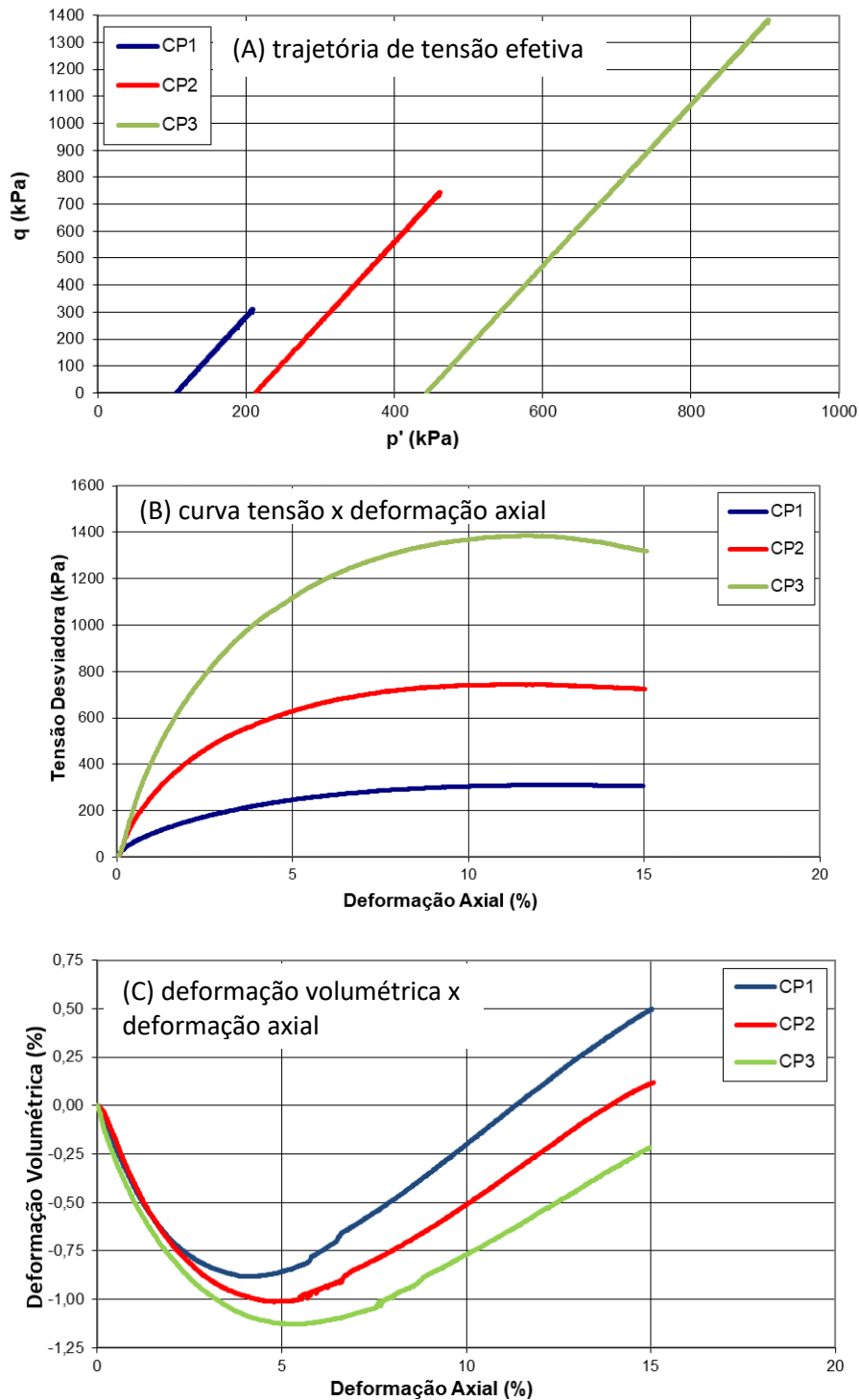


Figura B. 1 - Comportamento drenado do minério de ferro para o método de moldagem de sedimentação na água com 110, 210 e 450 kPa de tensão efetiva confinante, CP1, CP2 e CP3, respectivamente. **A:** trajetória de tensão efetiva; **B:** comportamento da curva tensão x deformação; **C:** curva de deformação volumétrica x deformação axial.

ANEXO C: Parâmetros da calibração do modelo UBC3D-PLM obtidos dos ensaios triaxiais drenados monotônicos

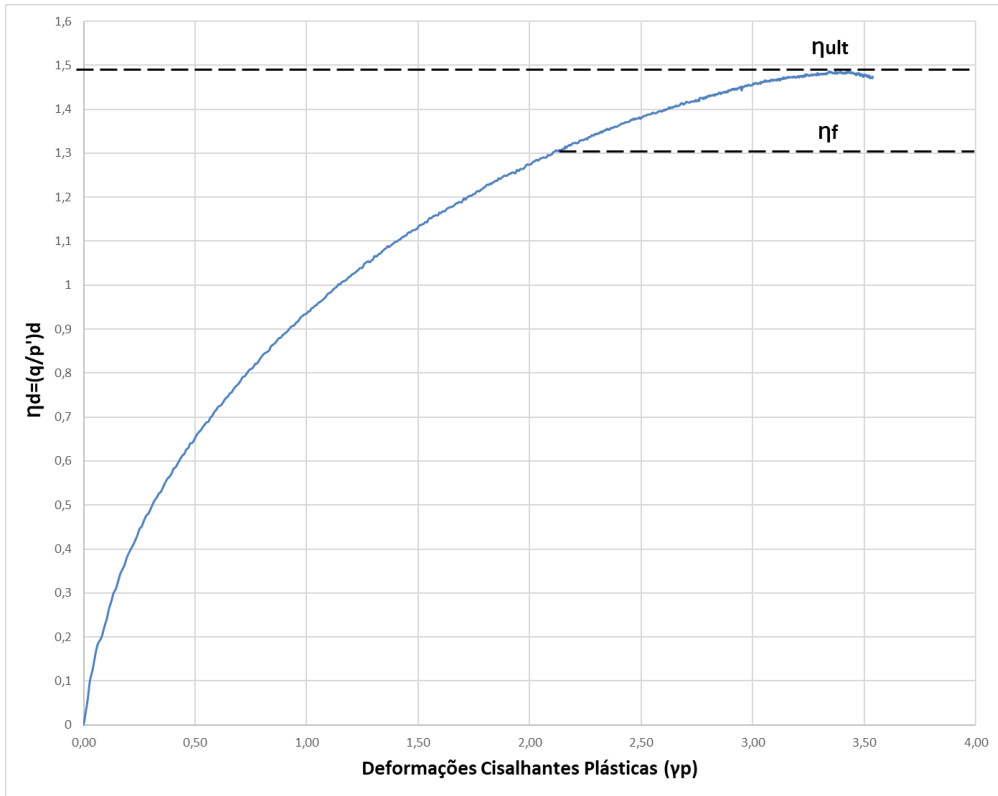


Figura C. 1 - Gráfico utilizado para determinação da razão de ruptura R_f ($R_f = \eta_{ult} / \eta_f$).

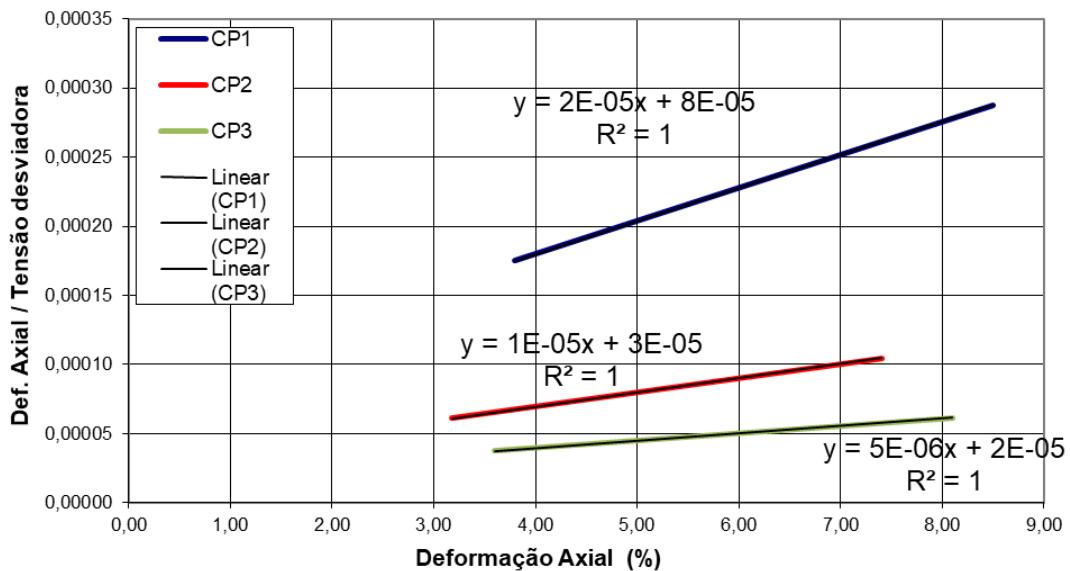


Figura C. 2 - Determinação dos módulos de elasticidade para cada tensão de confinamento.

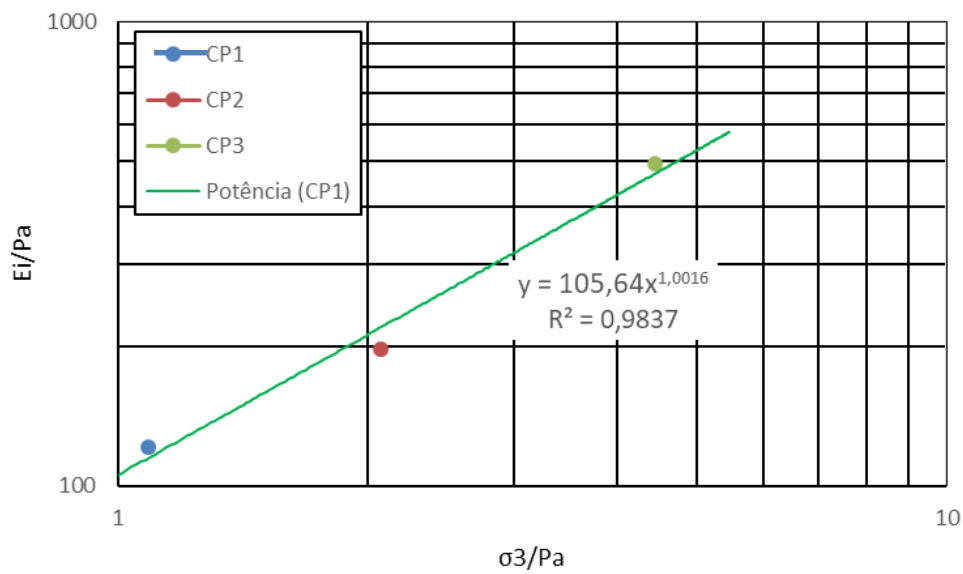


Figura C. 3 - Determinação da Taxa da Dependência do Módulo de Cisalhamento Elástico do Estado de Tensão (ne).

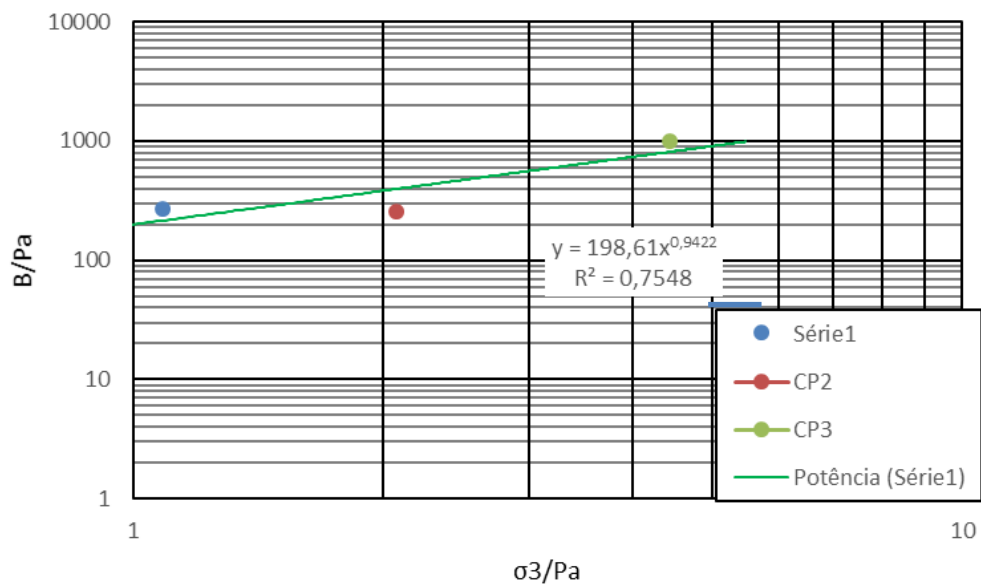


Figura C. 4 - Determinação da Taxa da Dependência do Módulo de Deformação Volumétrico Elástico do Estado de Tensão (me).

**ANEXO D: Parâmetros da calibração do modelo Cam-Clay modificado
obtidos a partir do ensaio de adensamento unidimensional**

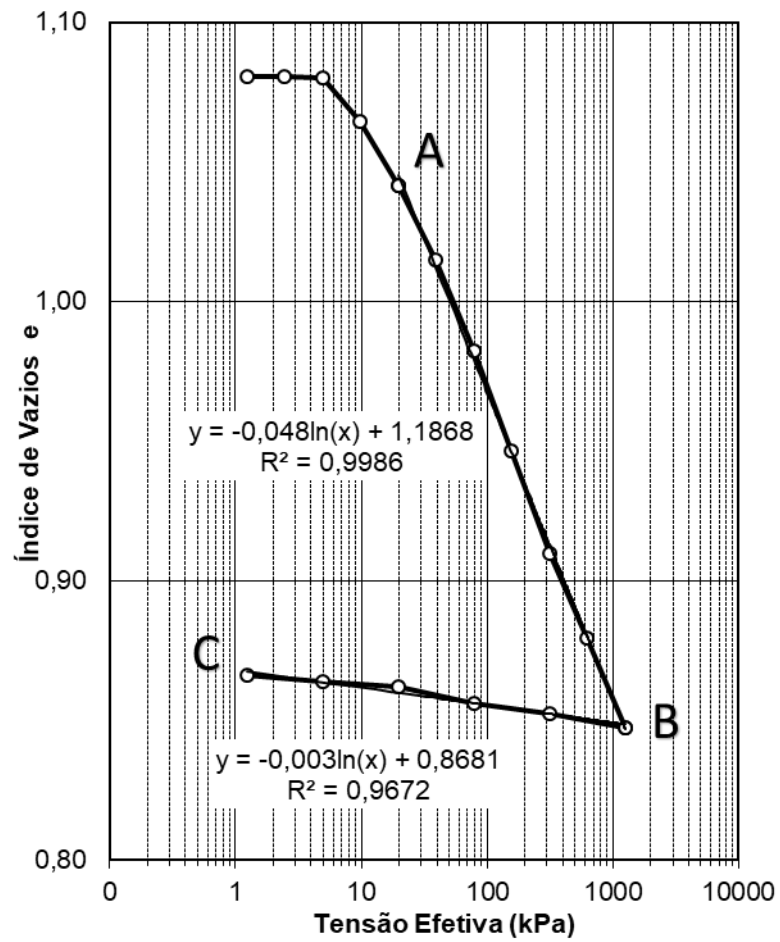
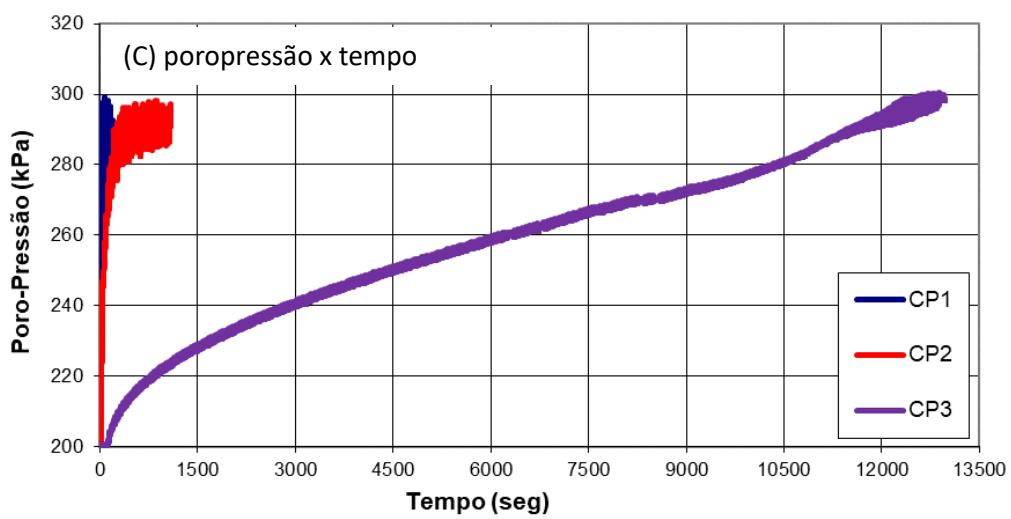
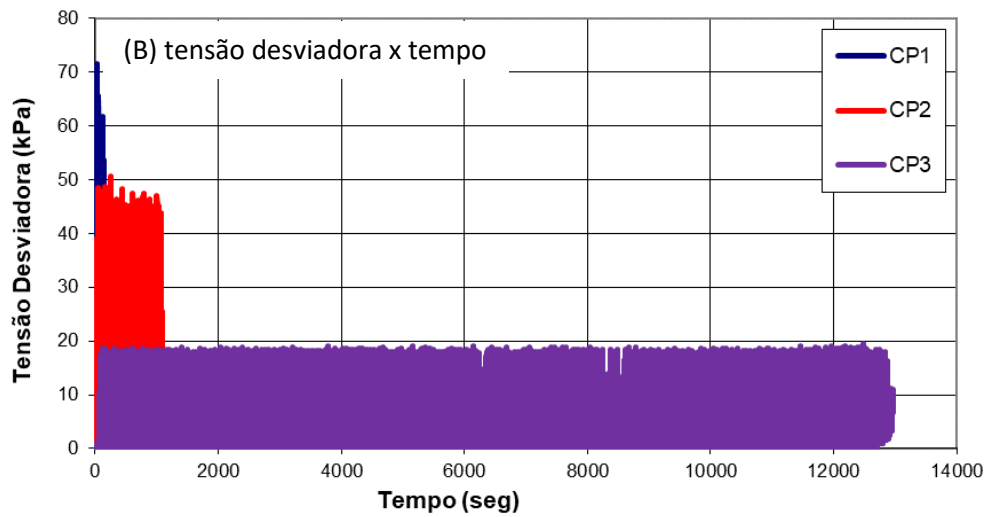
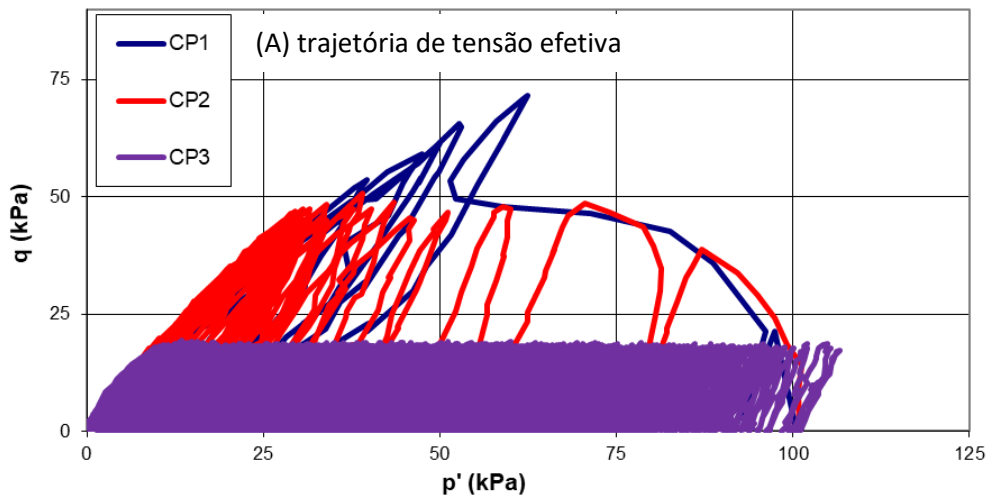


Figura D. 1 - Resultado do ensaio de adensamento unidimensional do minério de ferro utilizado para determinação de λ , coeficiente angular da reta AB, e κ , coeficiente angular da reta BC, do modelo Cam-Clay modificado.

ANEXO E: Resultados dos ensaios triaxiais consolidados não drenados cíclicos



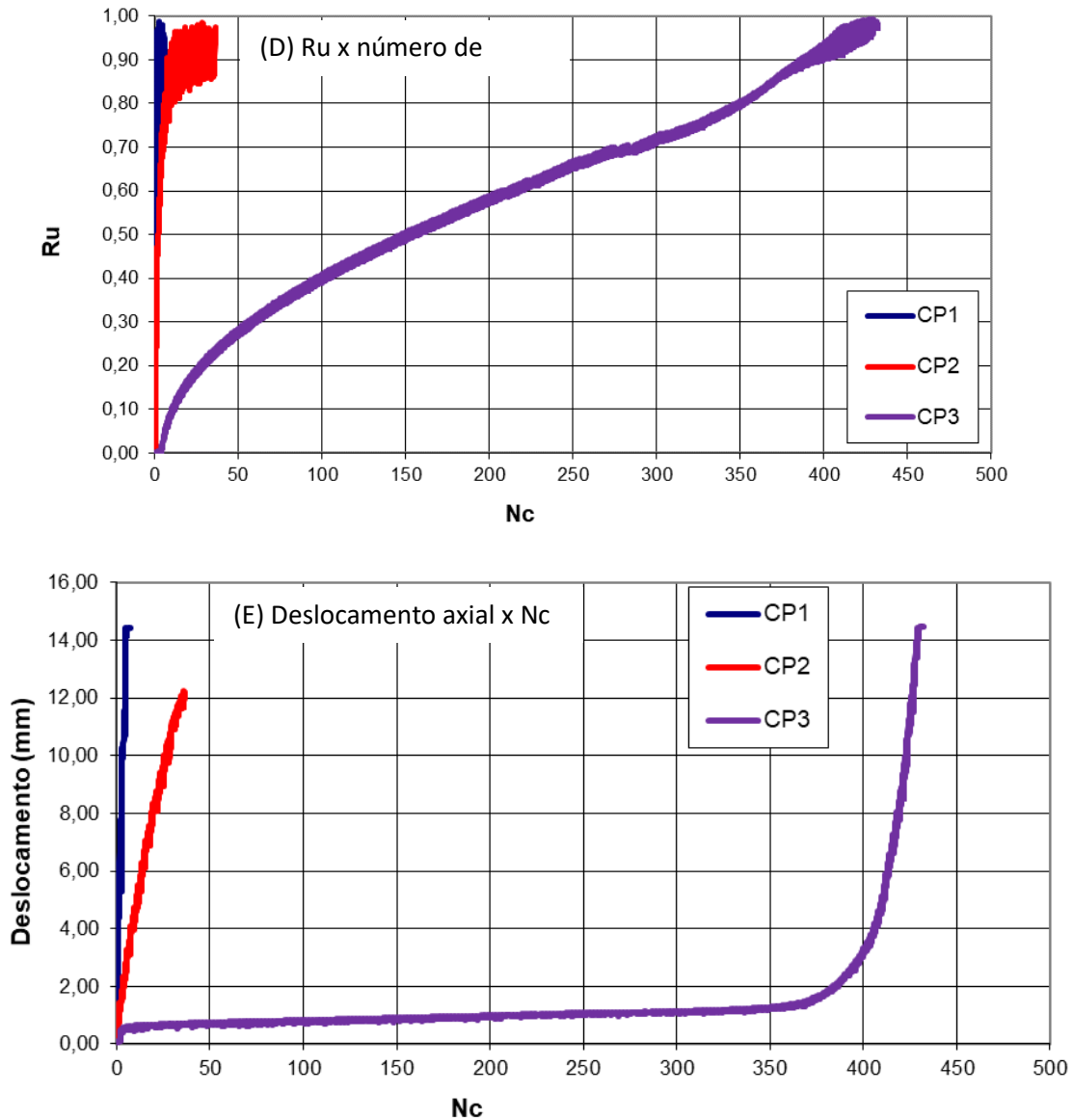


Figura E. 1 - Comportamento não drenado cíclicos do minério de ferro para o método de moldagem de sedimentação na água com 100 kPa de tensão efetiva confinante e com CSR de 0,045, 0,12 e 0,15, para CP1, CP2 e CP3, respectivamente: **A**: trajetória de tensão efetiva; **B**: tensão desviadora x tempo; **C**: curva de poropressão x tempo; **D**: Ru x número de ciclos; e **E**: deslocamento axial x número de ciclos.

ANEXO F: Resultados estáticos do Plaxis 2D

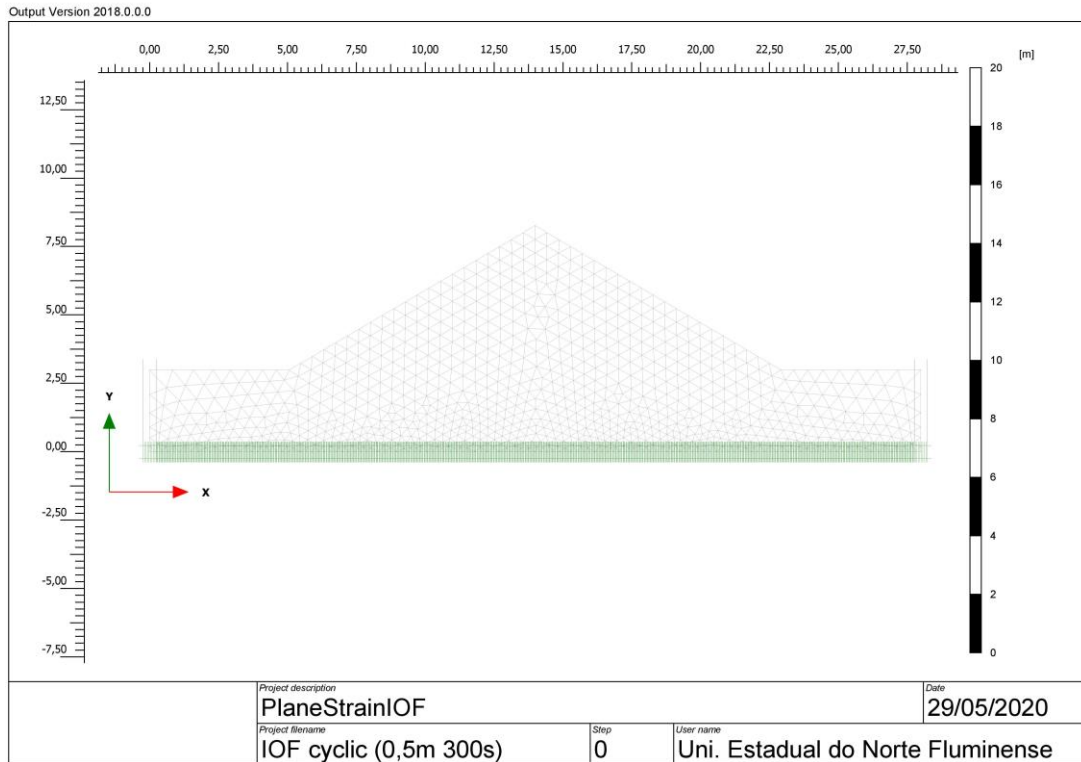


Figura F. 1 - Malha da pilha de minério de ferro.

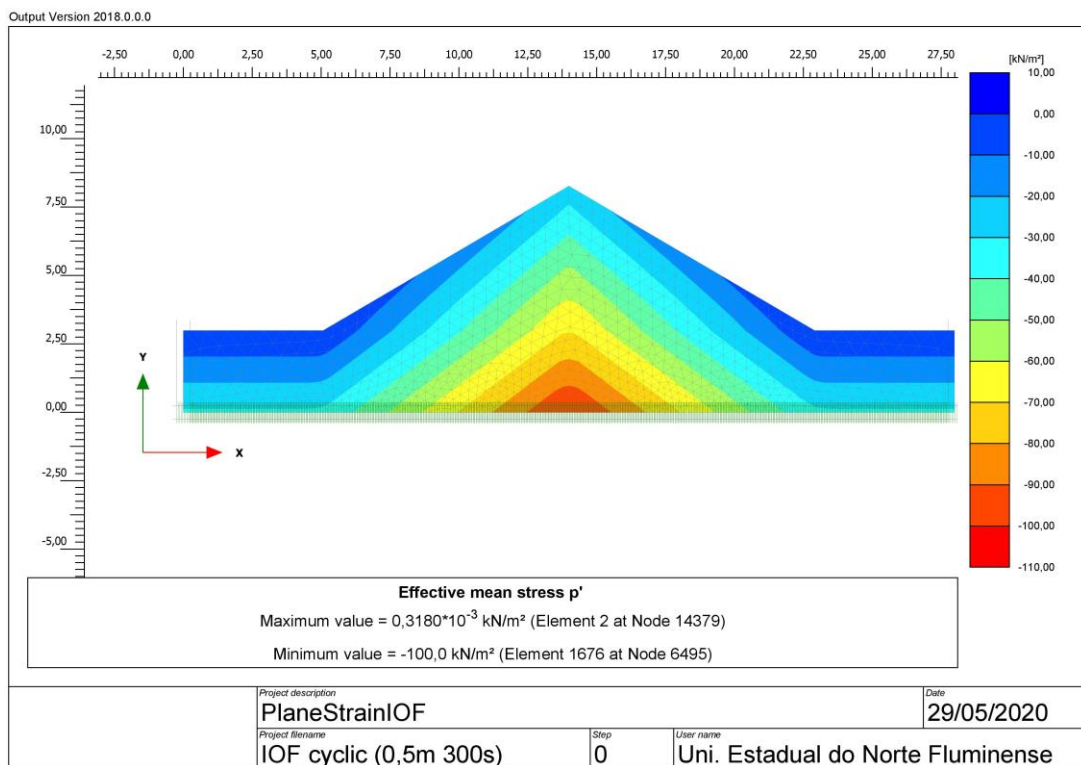


Figura F. 2 - Distribuição das tensões médias efetivas (p') da pilha de minério de ferro.

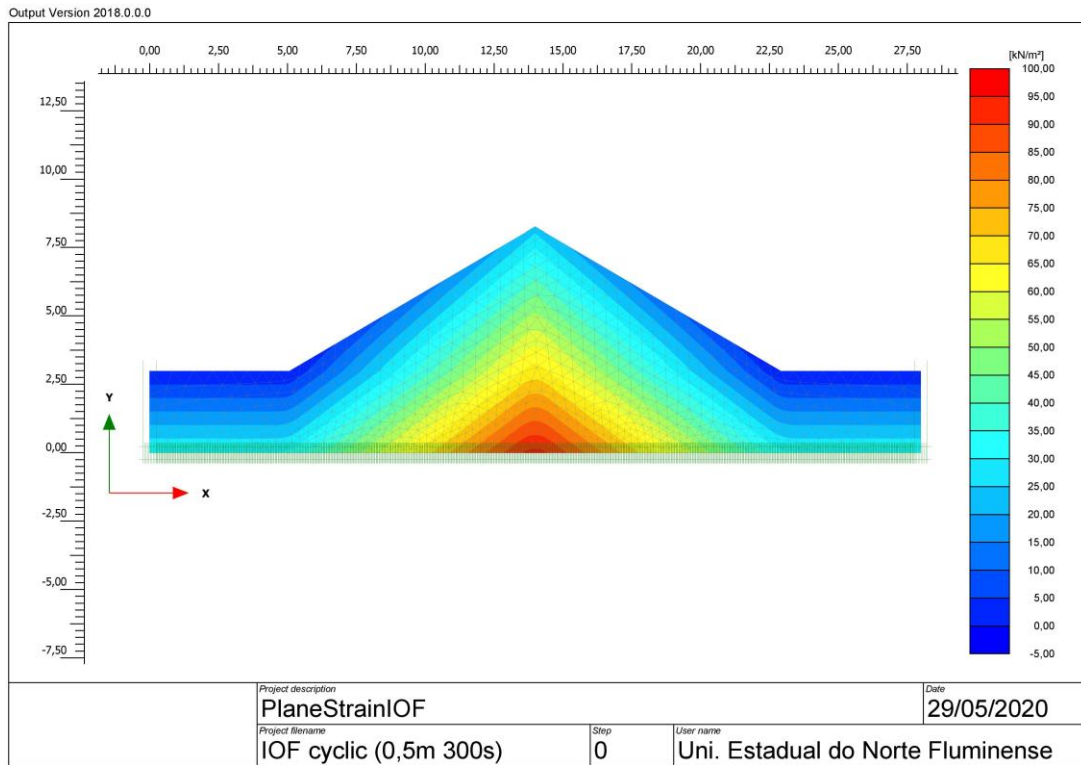


Figura F. 3 - Distribuição de tensões desviadoras (q) na pilha de minério de ferro.

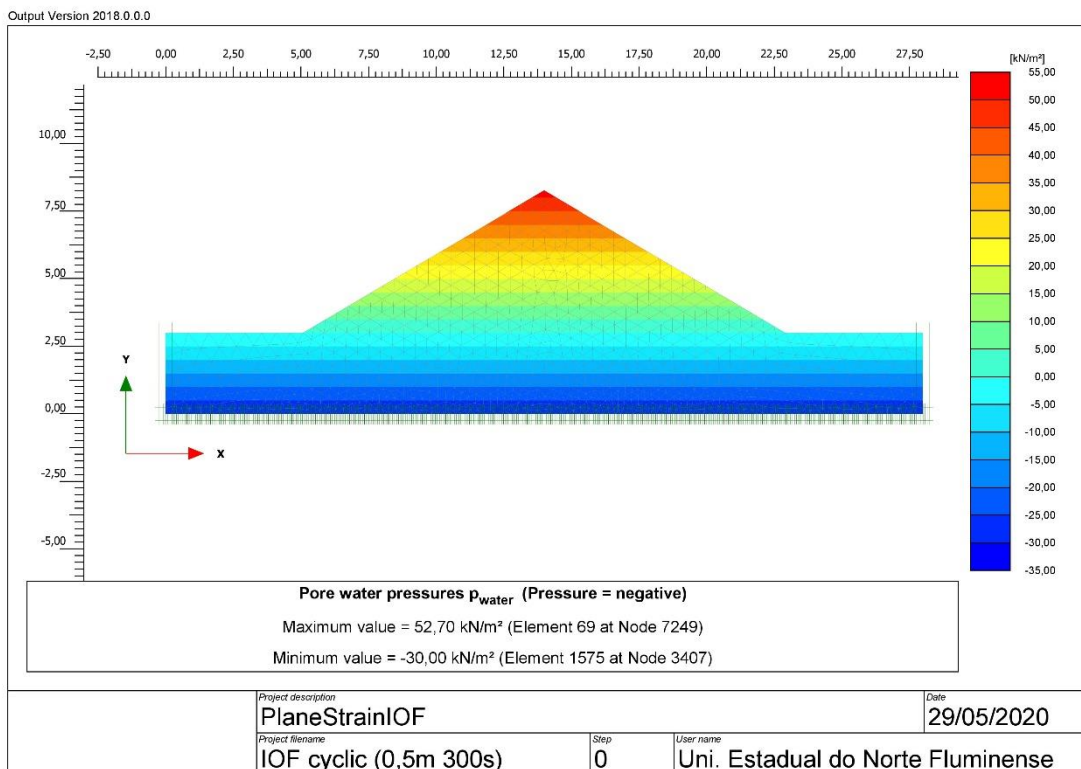


Figura F. 4 - Distribuição de poropressão (p_{water}) na pilha de minério de ferro.

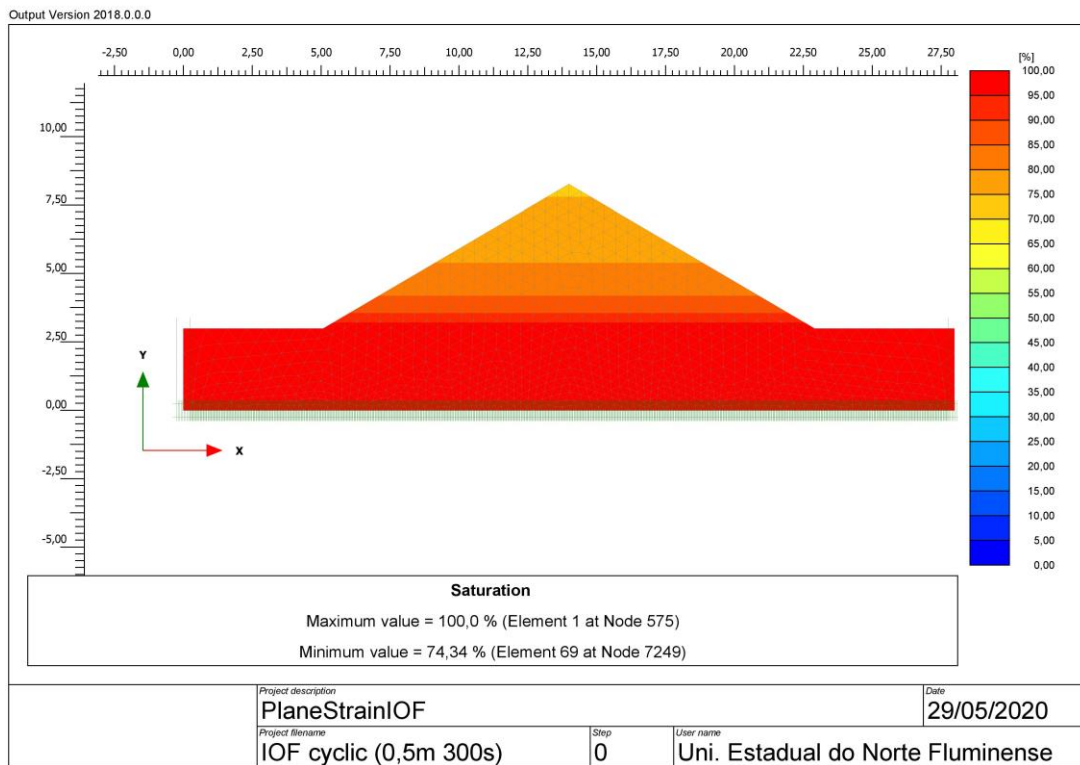


Figura F. 5 – Distribuição da saturação da pilha de minério de ferro com N.A. a 3 metros.

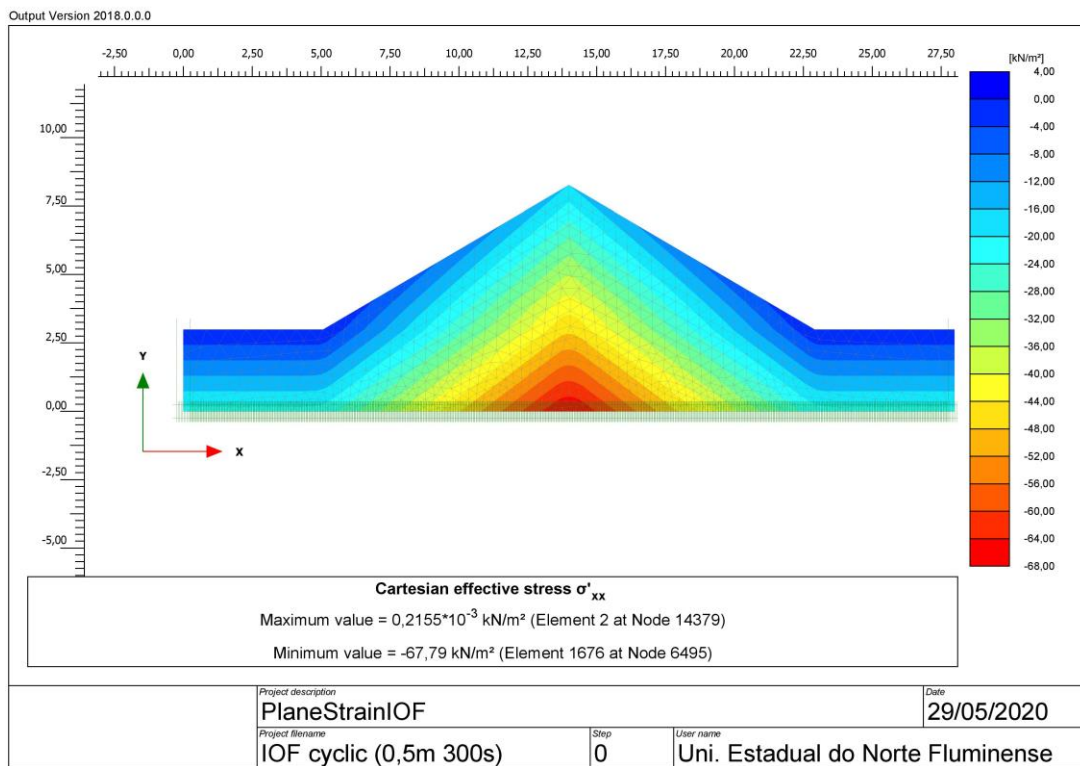


Figura F. 6 - Distribuição das tensões efetivas na direção x (σ'_{xx}) na pilha de minério de ferro.

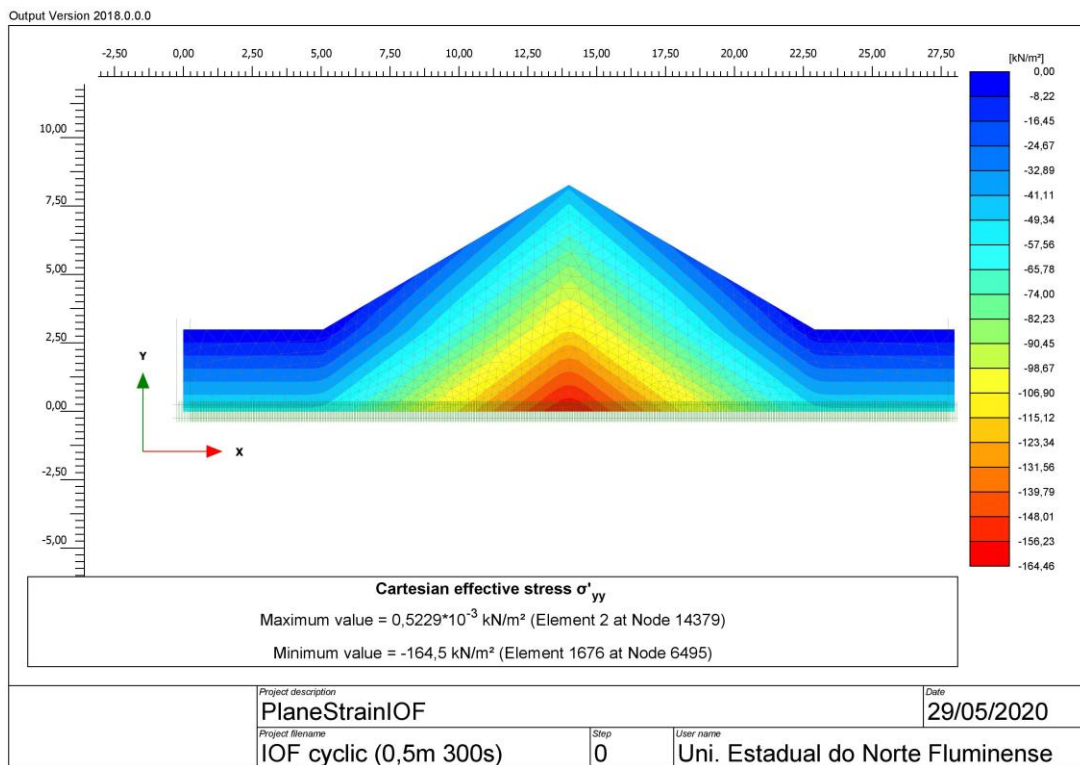


Figura F. 7 - Distribuição das tensões efetivas na direção y (σ'_{yy}) na pilha de minério de ferro.

ANEXO G: Resultados após cálculo dinâmico utilizando o UBC3D-PLM

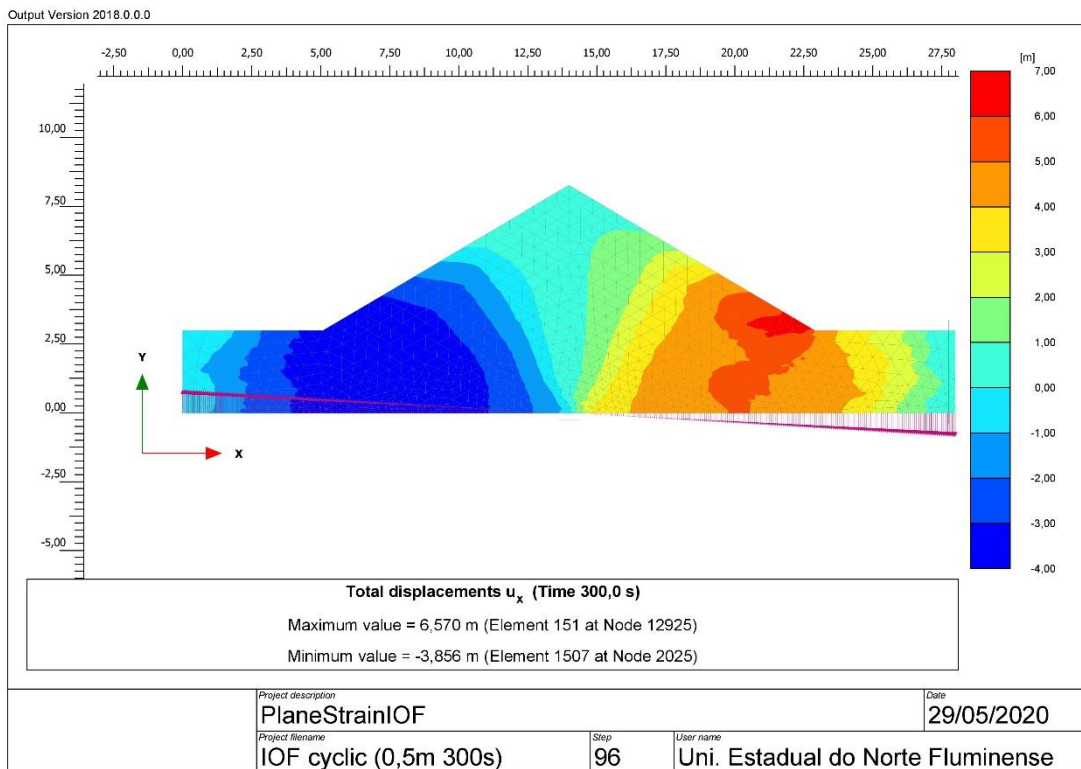


Figura G. 1 - Deslocamento final na direção x (u_x) da pilha de minério de ferro.

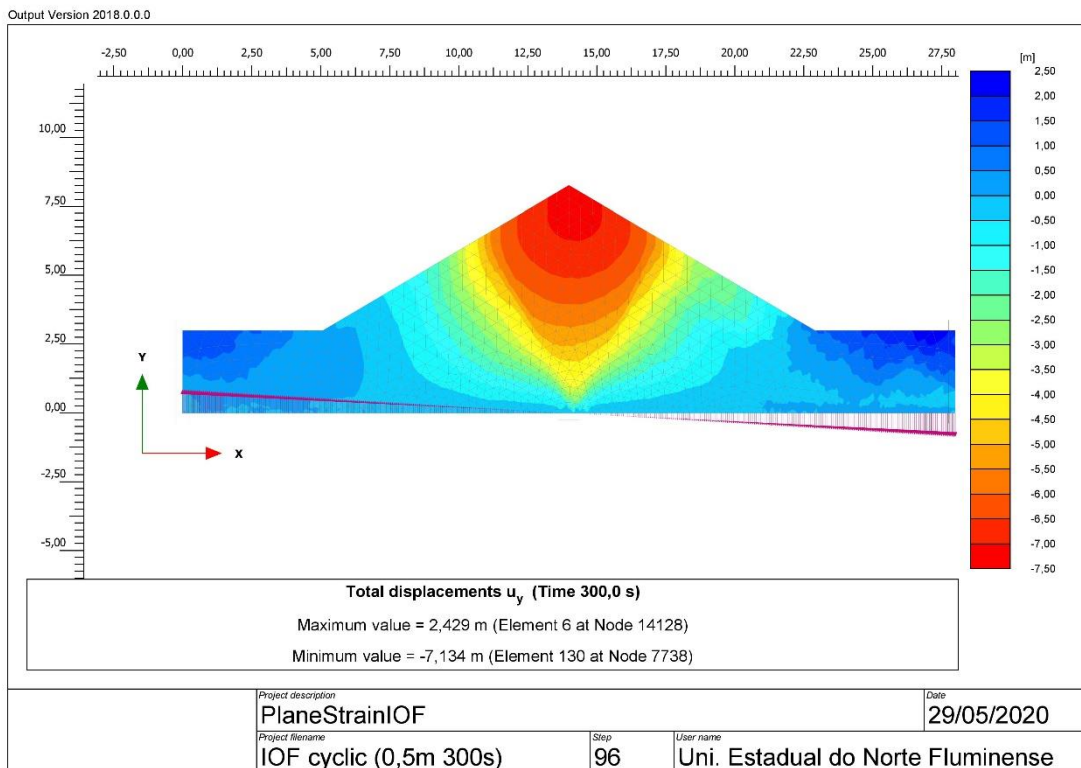


Figura G. 2 - Deslocamento final na direção y (u_y) da pilha de minério de ferro.

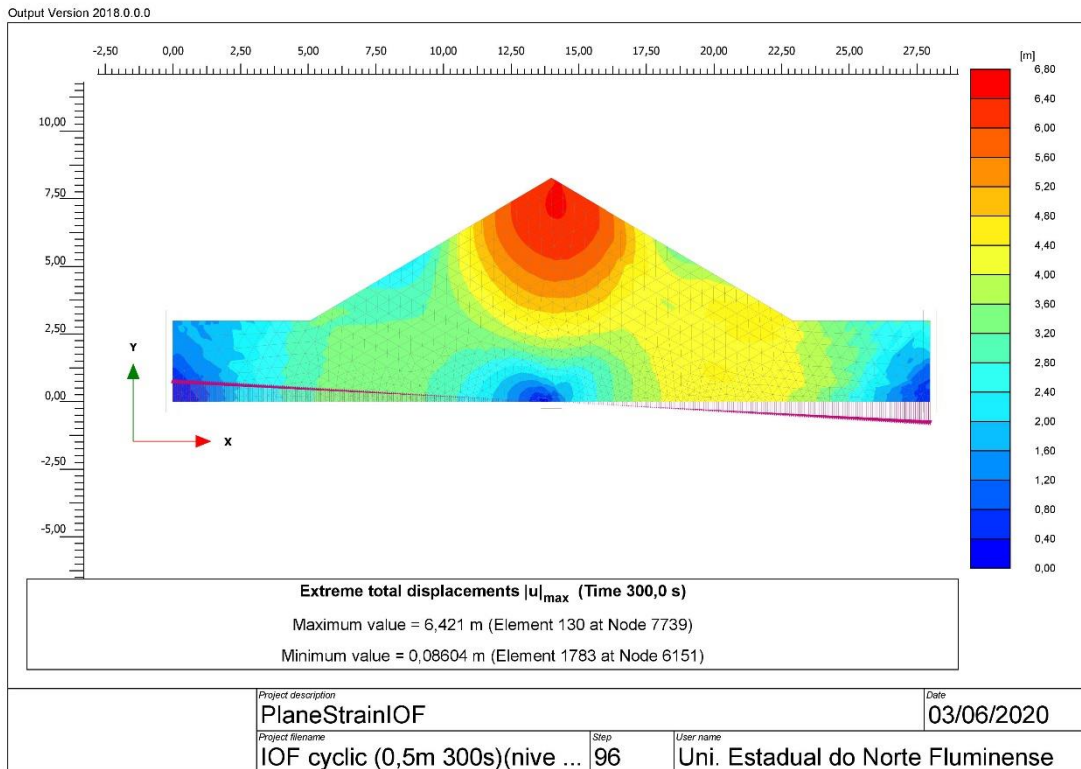


Figura G. 3 - Maiores valores do deslocamento em módulo ($|u|_{max}$) da pilha de minério de ferro.

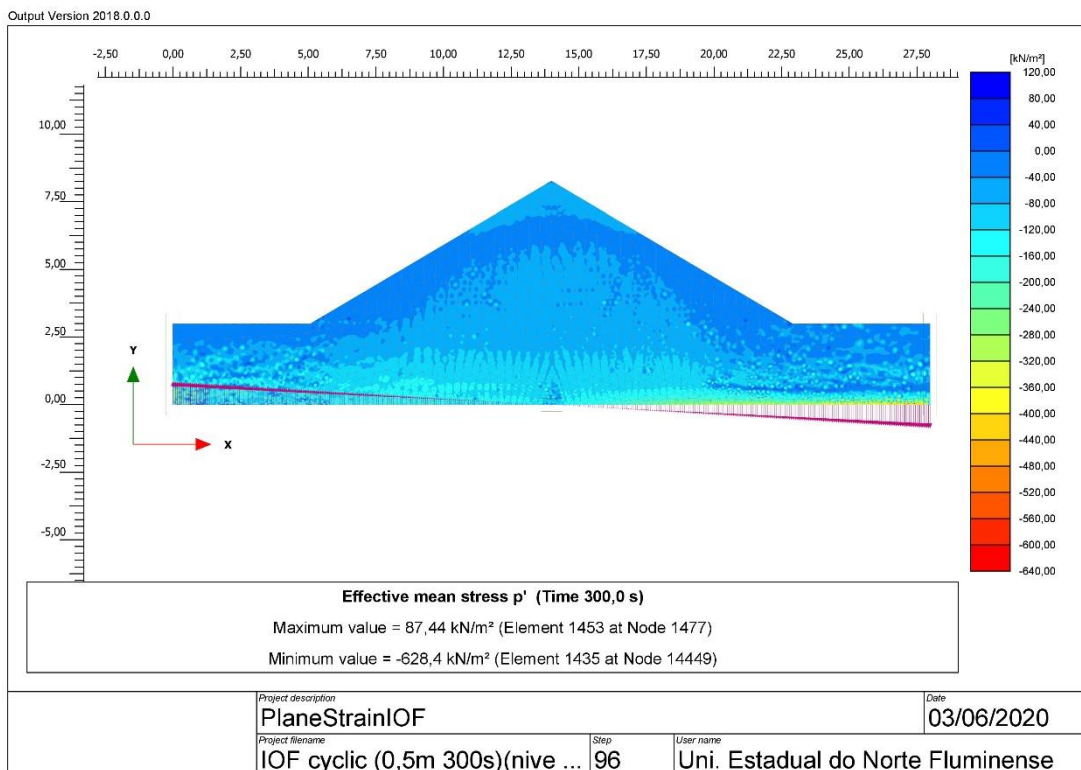


Figura G. 4 - Distribuição final das tensões médias efetivas (p') da pilha de minério de ferro.

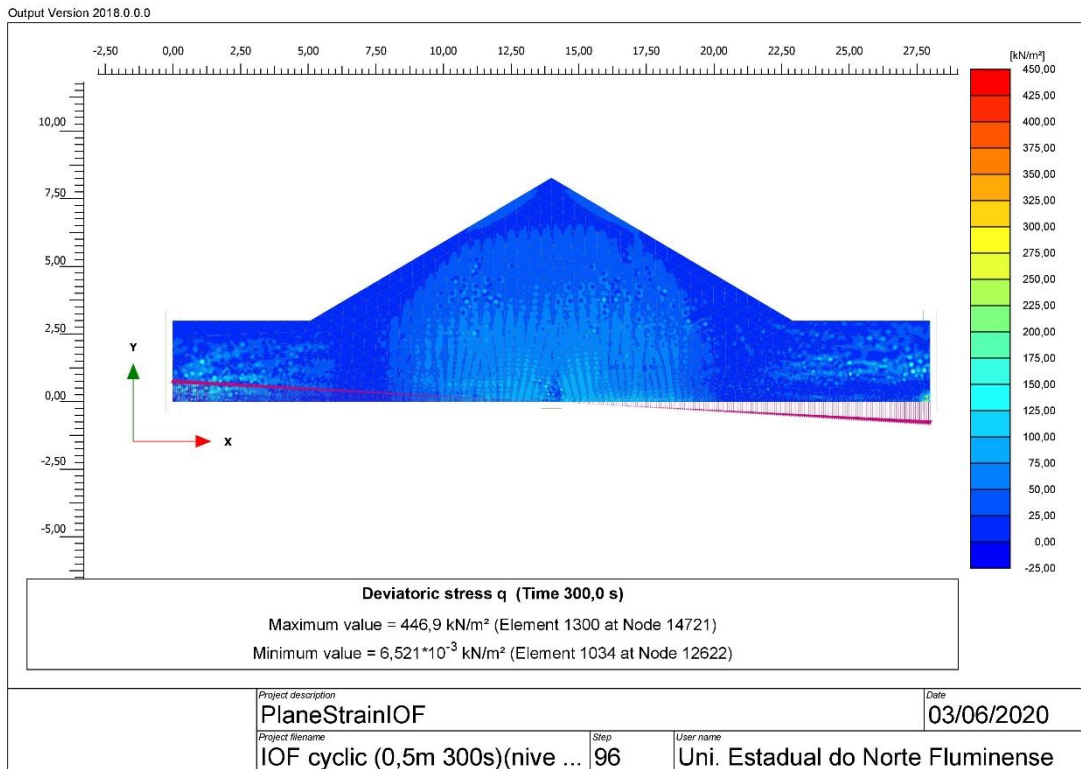


Figura G. 5 - Distribuição final das tensões desviadoras (q) da pilha de minério de ferro.

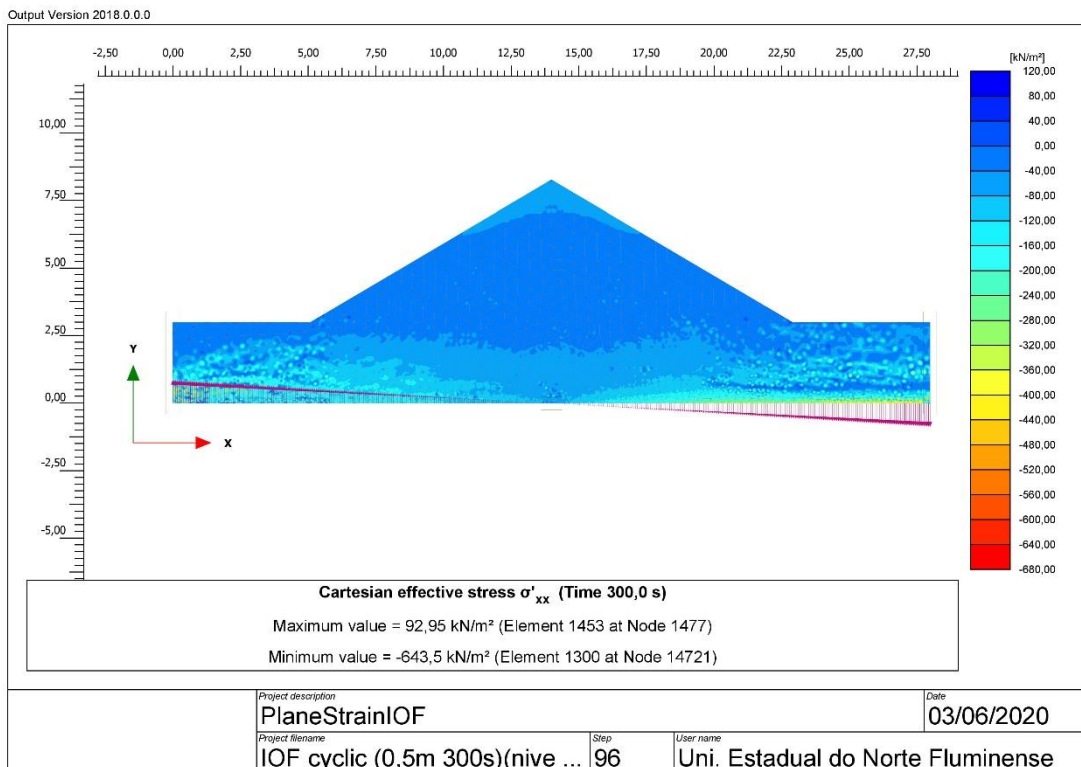


Figura G. 6 - Distribuição das tensões efetivas na direção x final (σ'_{xx}) na pilha de minério de ferro.

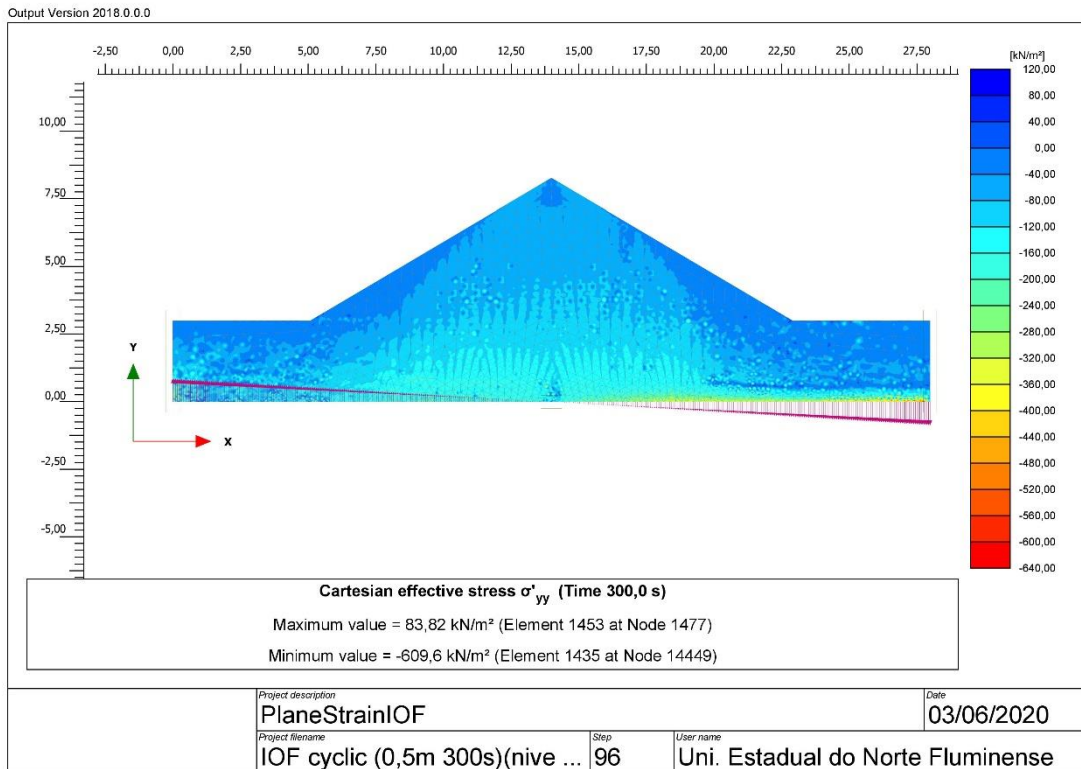


Figura G. 7 - Distribuição das tensões efetivas na direção y final (σ'_{yy}) na pilha de minério de ferro.

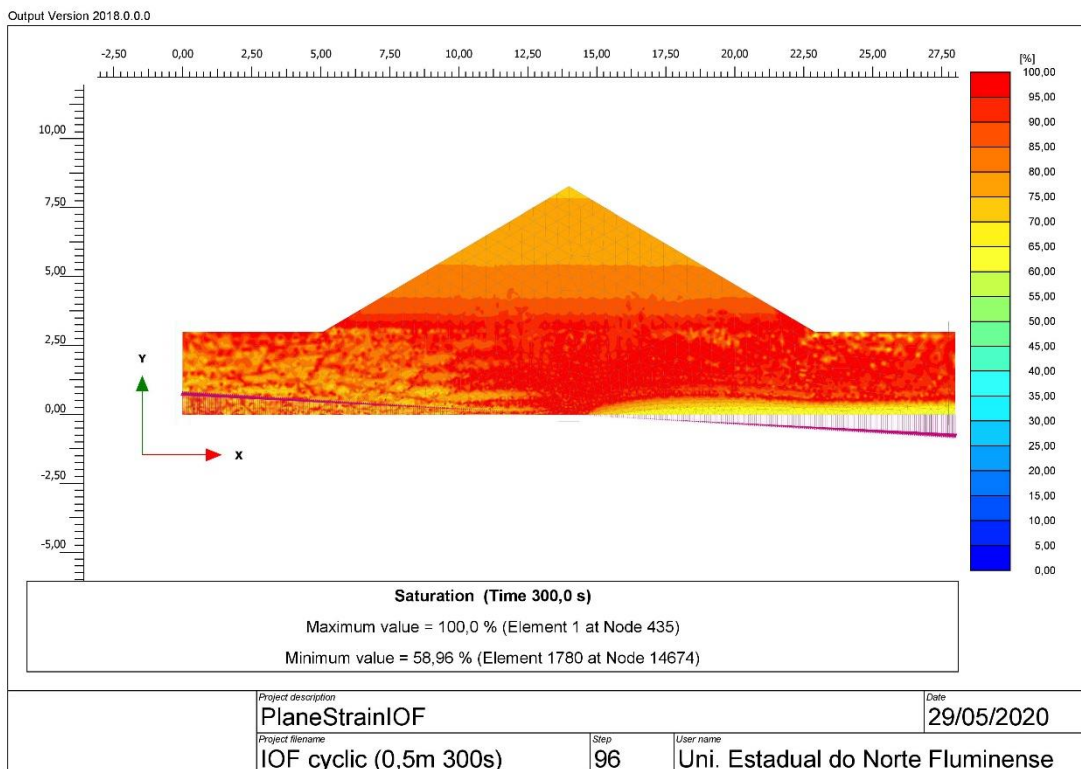


Figura G. 8 - Saturação final da pilha de minério de ferro com N.A. a 3 metros.

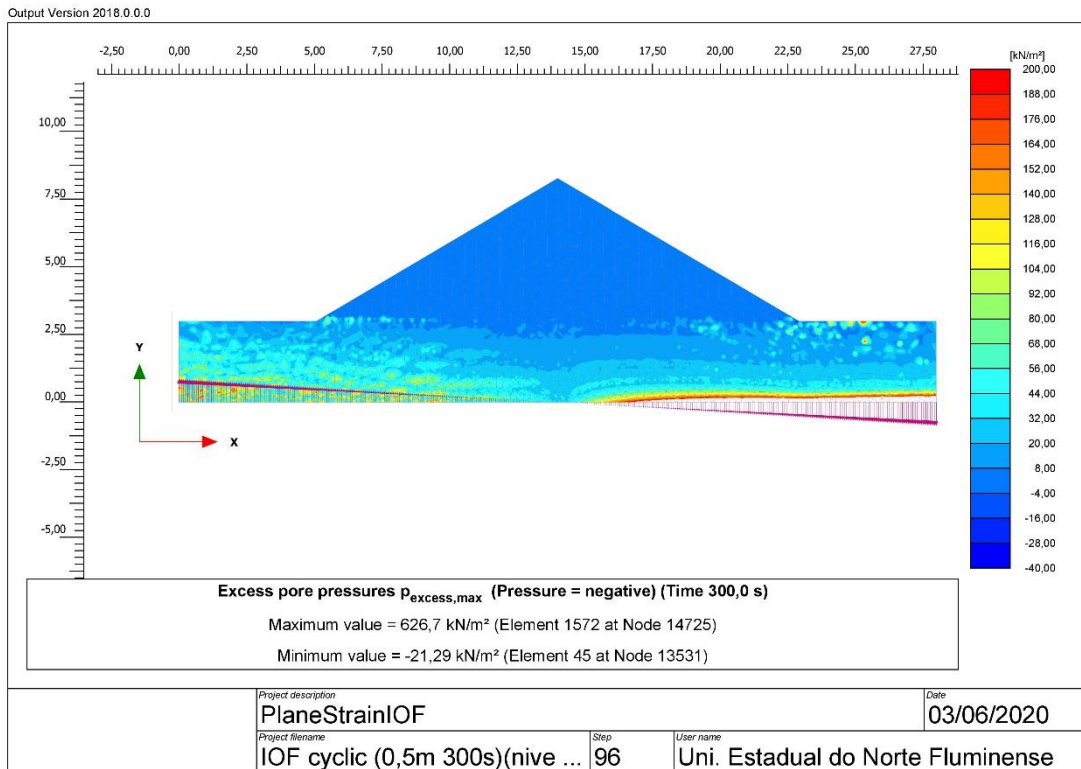


Figura G. 9 - Distribuição dos maiores valores de excesso de poropressão ($p_{excess,max}$) positiva na pilha de minério de ferro.

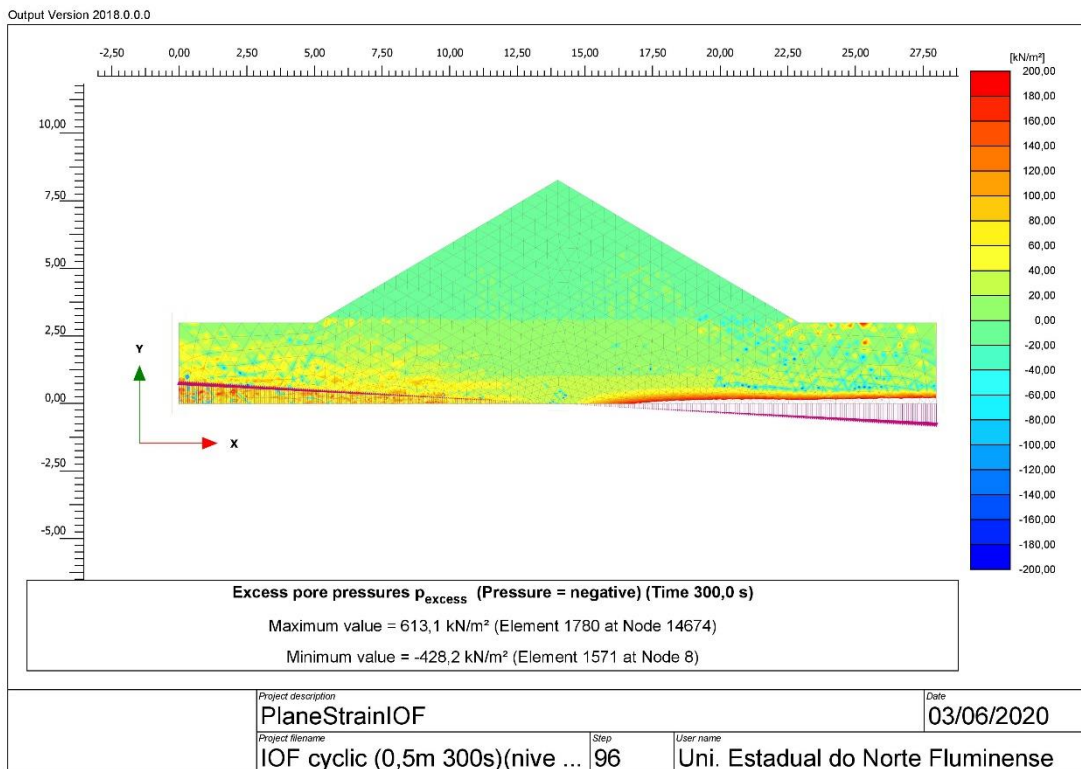


Figura G. 10 - Distribuição do excesso poropressão final (p_{excess}) na pilha de minério de ferro.

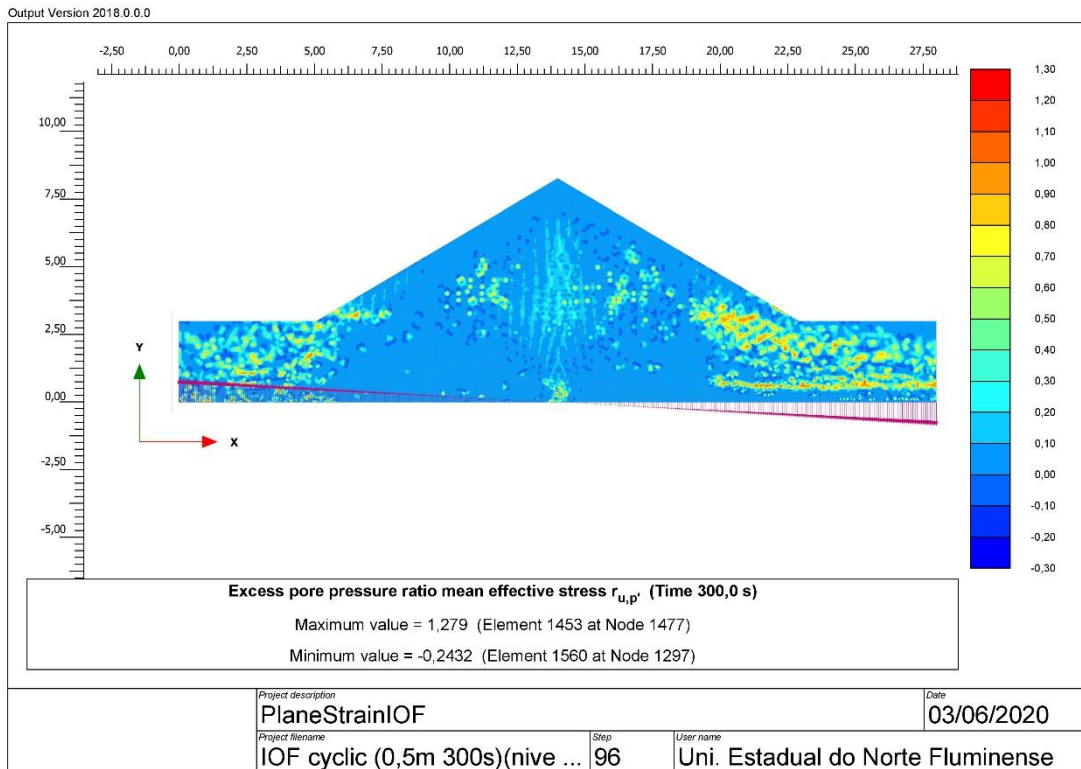


Figura G. 11 - Distribuição da razão de excesso de poropressão em termos da tensão média efetiva ($r_{u,p'}$) na pilha de minério de ferro.

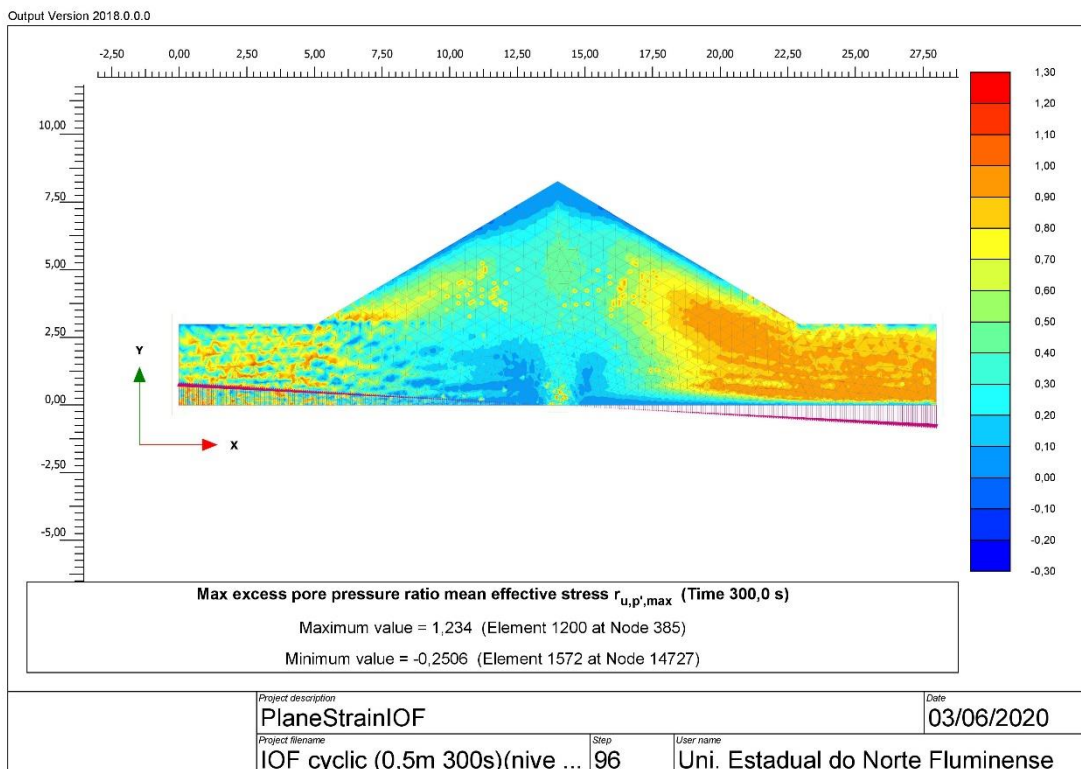


Figura G. 12 - Distribuição dos maiores valores da razão de excesso de poropressão em termos da tensão média efetiva ($r_{u,p',max}$) na pilha de minério de ferro.

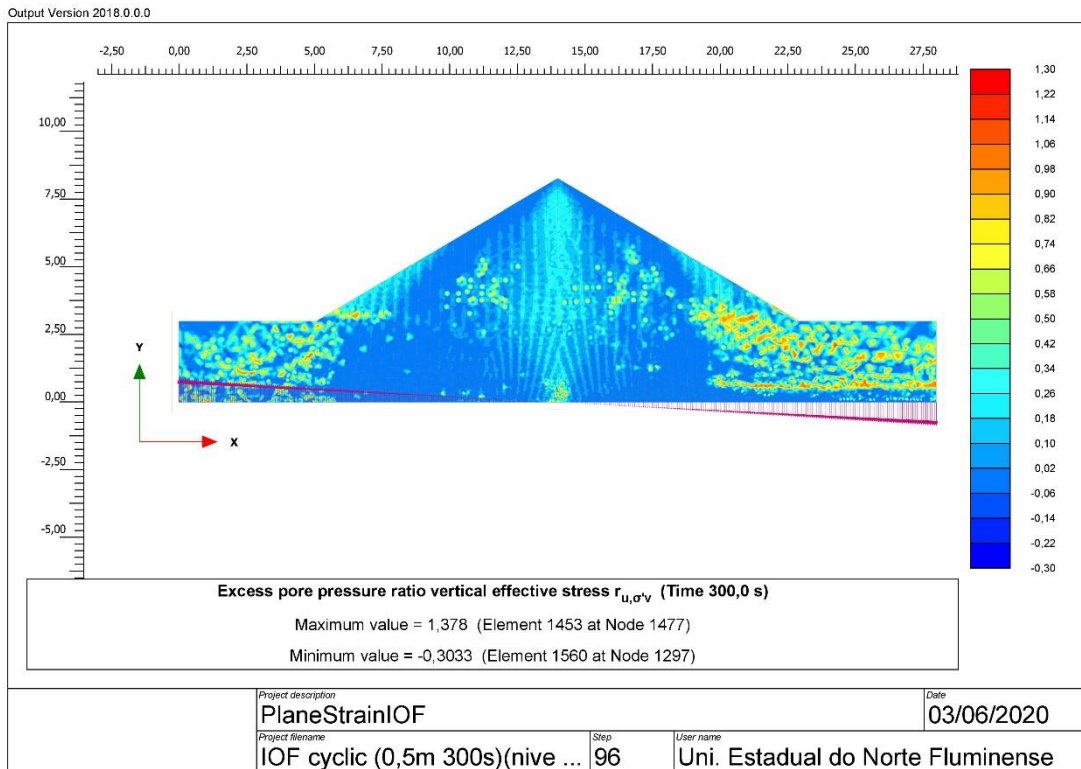


Figura G. 13 - Distribuição da razão de excesso de poropressão em termos da tensão vertical efetiva final (r_{u, σ_v}) na pilha de minério de ferro.

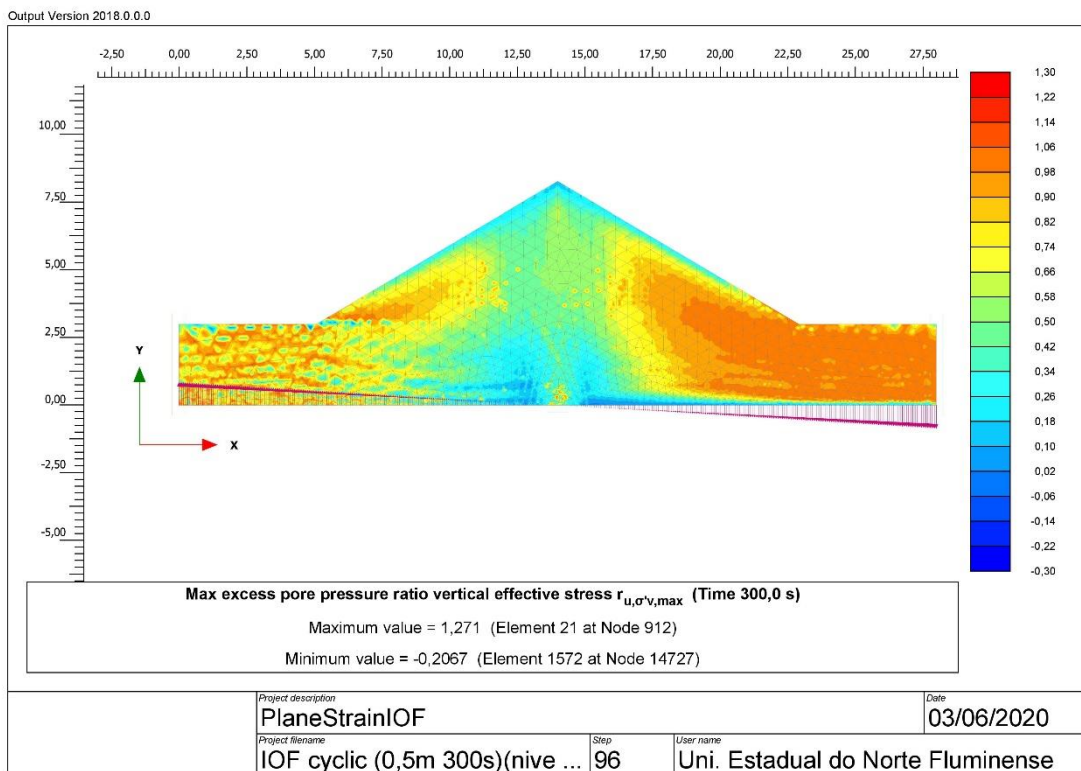


Figura G. 14 - Distribuição dos maiores valores de razão de excesso de poropressão em termos da tensão vertical efetiva ($r_{u, \sigma_v, max}$) na pilha de minério de ferro.

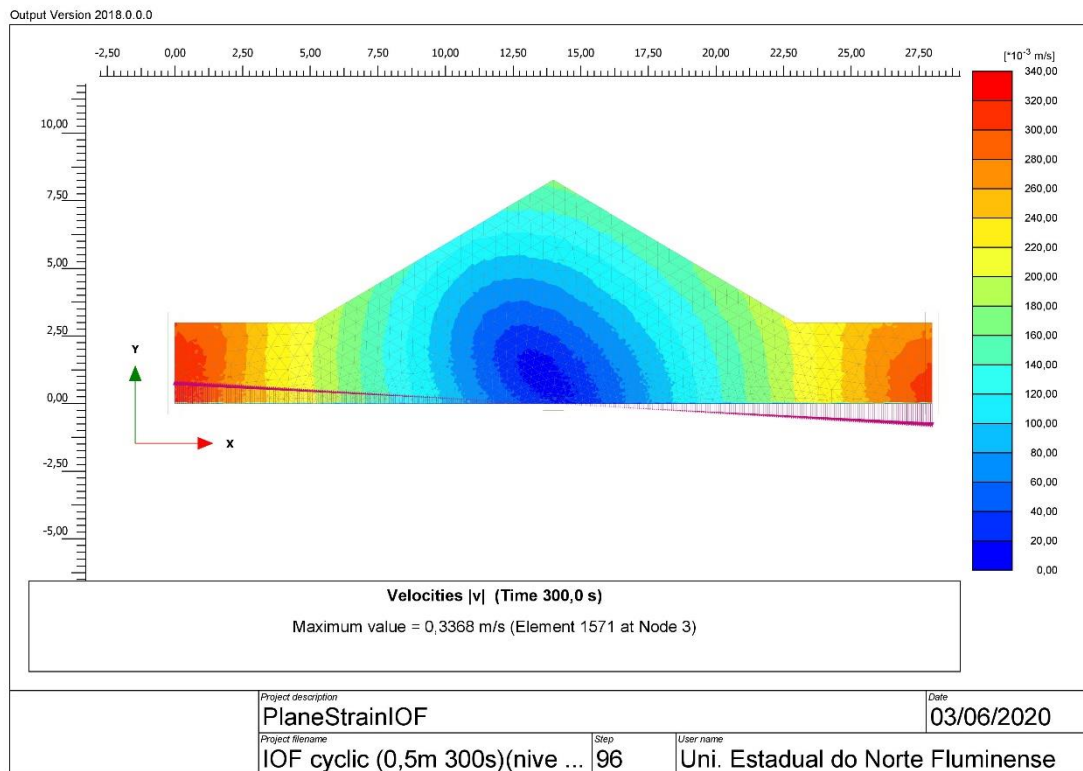


Figura G. 15 - Distribuição do módulo da velocidade de deslocamento ($|v|$) na pilha de minério de ferro.

ANEXO H: Resultados após cálculo dinâmico utilizando o CAM-CLAY

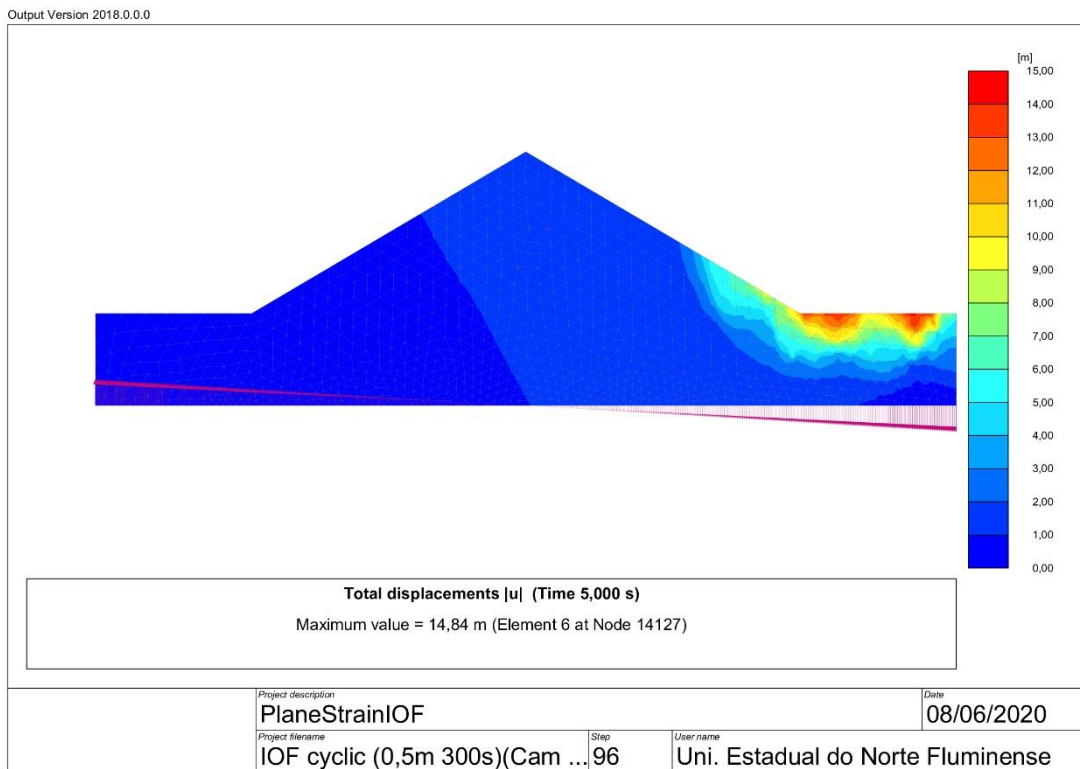


Figura H. 1 - Distribuição de deslocamento em módulo ($|u|$) da pilha de minério de ferro.

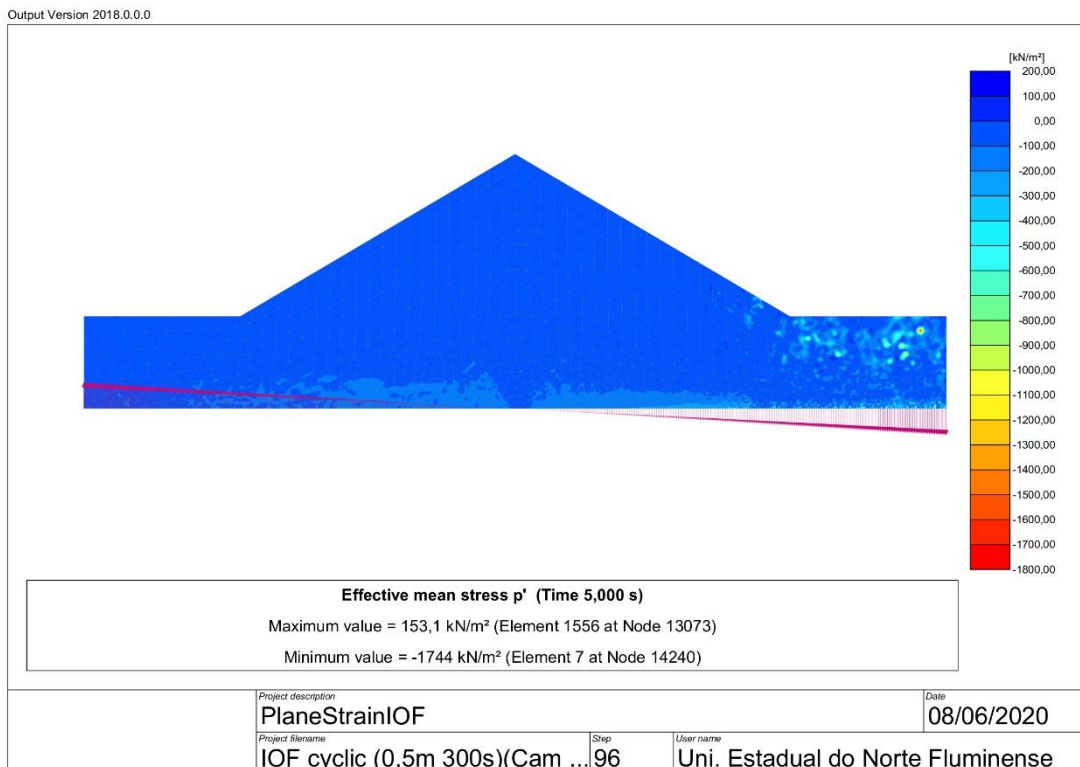


Figura H. 2 - Distribuição final das tensões médias efetivas (p') da pilha de minério de ferro.

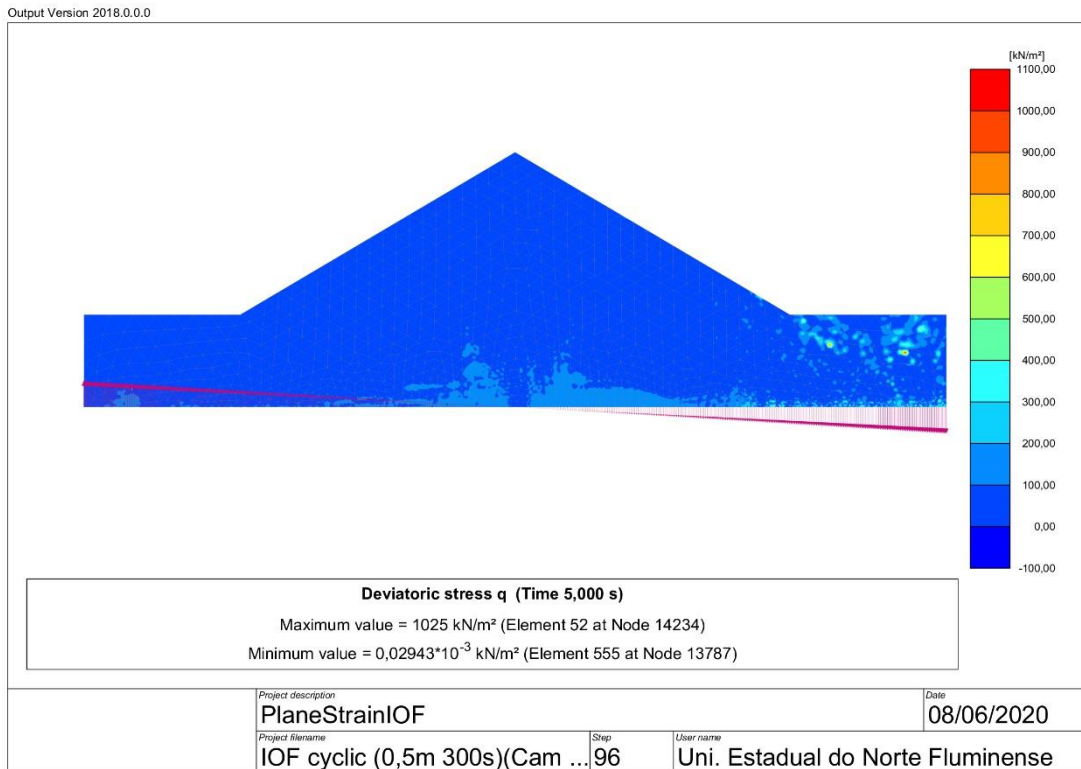


Figura H. 3 - Distribuição final de tensões desviadoras (q) na pilha de minério de ferro.

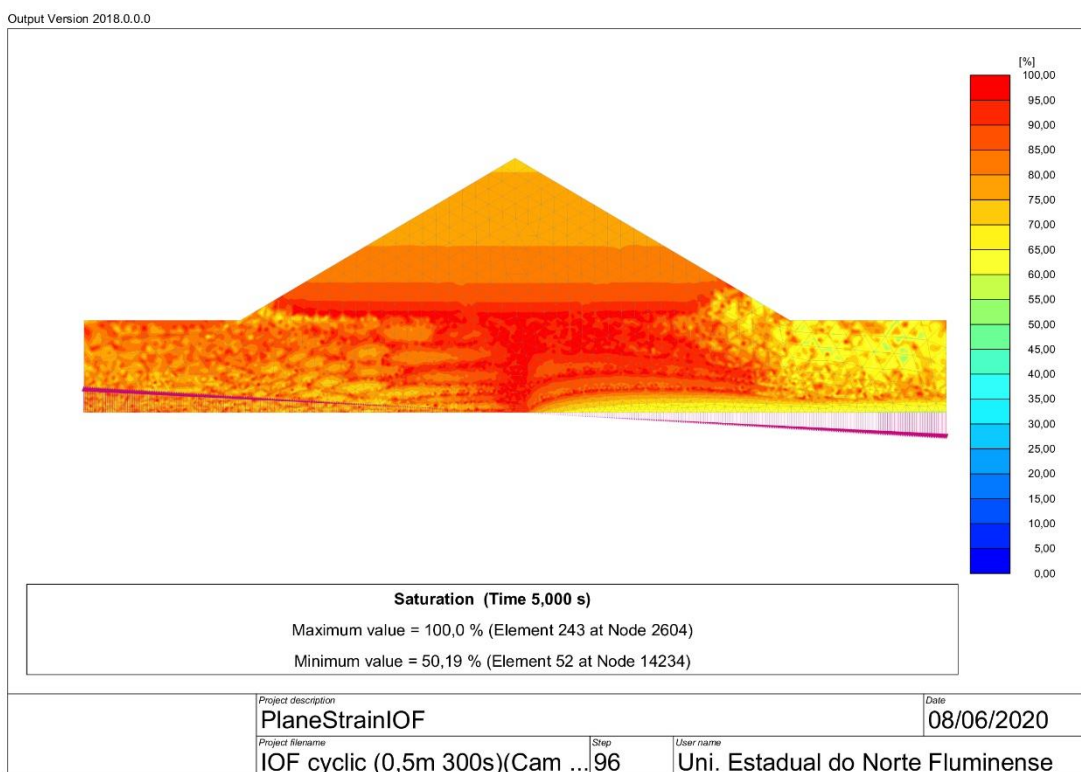


Figura H. 4 - Saturação final da pilha de minério de ferro com N.A. a 3 metros.

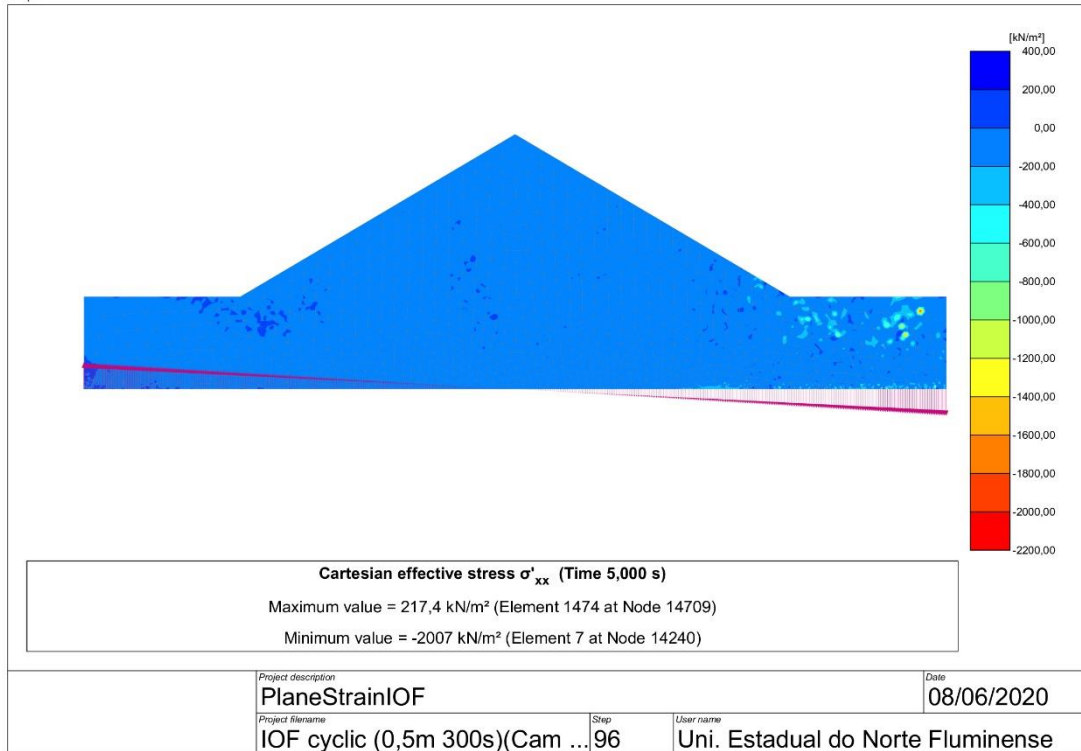


Figura H. 5 - Distribuição das tensões efetivas na direção x final (σ'_{xx}) na pilha de minério de ferro.

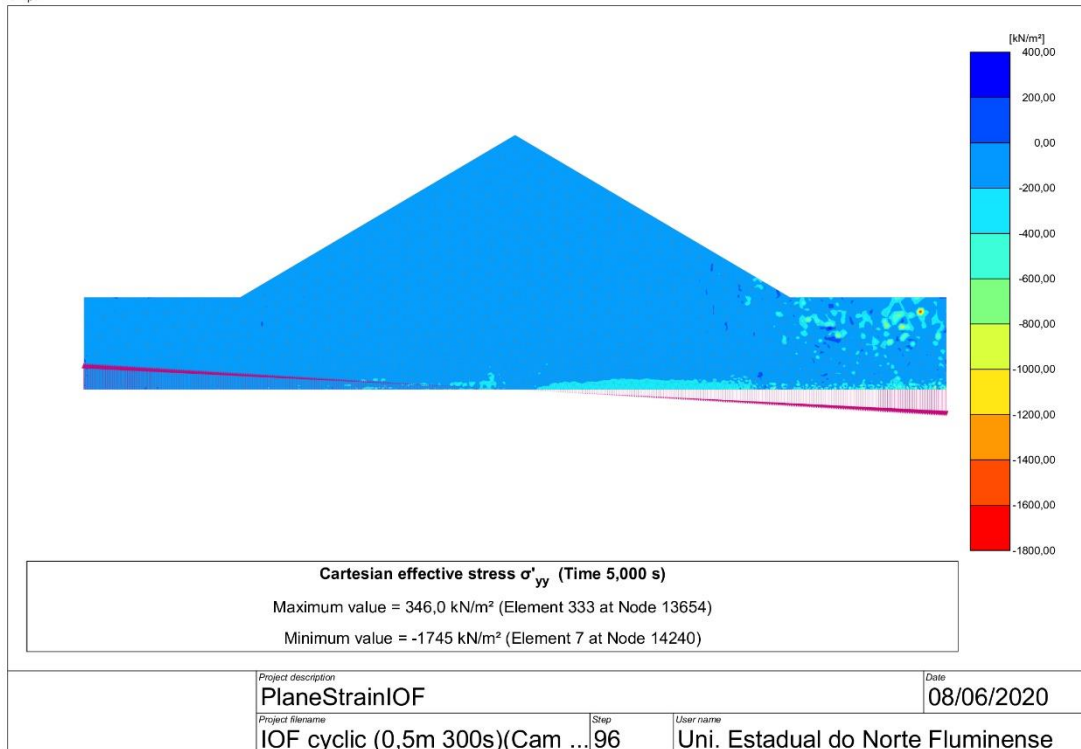


Figura H. 6 - Distribuição das tensões efetivas na direção y final (σ'_{yy}) na pilha de minério de ferro.

**ANEXO I: Tabela de carregamentos do ensaio de adensamento
unidimensional.**

**Tabela I. 1 - Leitura para cada estágio de carga do ensaio de adensamento
unidimensional.**

Estágios	Peso	Tensão Aplicada	Tensão Aplicada	Leitura do Extens.	Var. na Leit. do Extens.
	(Kgf)	(kgf/cm²)	(kPa)	(mm)	(mm)
-	0,000	0	0	8,190	
1	0,025	0,013	1,3	8,190	0,000
2	0,050	0,025	2,5	8,190	0,00
3	0,100	0,050	5,0	8,185	0,00
4	0,200	0,100	10,0	8,040	0,15
5	0,400	0,200	20,0	7,830	0,21
6	0,800	0,400	40,0	7,585	0,25
7	1,600	0,800	80,0	7,286	0,30
8	3,200	1,600	160,0	6,960	0,33
9	6,400	3,201	320,1	6,620	0,34
10	12,800	6,401	640,1	6,345	0,28
11	25,600	12,802	1280,2	6,050	0,30
12	6,400	3,201	320,1	6,095	-0,04
13	1,600	0,800	80,0	6,130	-0,04
14	0,400	0,200	20,0	6,185	-0,05
15	0,100	0,050	5,0	6,200	-0,02
16	0,025	0,013	1,3	6,220	-0,02