



**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE DUTOS ENTERRADOS
SUJEITOS A MOVIMENTOS DE MASSA**

Laís Regina de Oliveira Tavares

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: José Luís Drummond Alves
Maria Cascão Ferreira de Almeida

Rio de Janeiro
Abril de 2019

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE DUTOS ENTERRADOS
SUJEITOS A MOVIMENTOS DE MASSA**

Laís Regina de Oliveira Tavares

**DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.**

Examinada por:

Prof. José Luís Drummond Alves, D.Sc.

Profª. Maria Cascão Ferreira de Almeida, D.Sc.

Prof. José Renato Moreira da Silva de Oliveira, D.Sc.

Prof. Renato Nascimento Elias, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

ABRIL DE 2019

Tavares, Laís Regina de Oliveira

Simulação Numérica do Comportamento de Dutos
Enterrados Sujeitos a Movimentos de Massa/ Laís Regina
de Oliveira Tavares. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2019.

XVII, 111 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: José Luís Drummond Alves

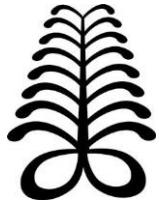
Maria Cascão Ferreira de Almeida

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de
Engenharia Civil, 2019.

Referências Bibliográficas: p. 107-111.

1. Interação solo-duto.
 2. Movimentos de massa de solo.
 3. Simulação numérica.
- I. Alves, José Luís Drummond. *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

Para minha mãe, Leda;
minhas tias Suely, Célia e Solange;
e minha avó Nadyr



“A liberdade é um dragão no mar de Aracati.” (Mangueira, 2018/2019)

Agradecimentos

A Deus e a tudo que é divino, pela minha saúde física e mental.

À minha família, mãe e tias, pela educação, ética e amor que hoje formam o meu caráter, além de todo o apoio para que eu me dedicasse aos estudos.

Aos meus ancestrais, por toda a sua luta.

À minha Iya Zenilda, por todo o cuidado comigo nos últimos 8 anos.

Ao meu companheiro Leandro, e companheirinho Bernardo, por terem me trazido alegria nos momentos mais difíceis.

À amiga Olívia, por ter me apontado a primeira porta para o mundo acadêmico.

Aos meus orientadores José e Maria, pela orientação e por todo o auxílio.

Aos professores Márcio Almeida e José Renato, pelas importantíssimas contribuições a este trabalho.

Aos colegas Julio e Pablo, por terem disponibilizado o banco de dados utilizado neste trabalho e estarem acessíveis para o fornecimento de informações técnicas.

Aos amigos de graduação e mestrado, Juliana, Marcela, George e Mariana, pelo companheirismo.

Às amigas Roselaine, Isadora, Fabiana, Pamela, Adriana, Janaina, Tatiane, Vanessa e Mary, e ao amigo Gil, por todo o apoio.

À Transpetro, pelo incentivo dado ao meu crescimento acadêmico e profissional.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE DUTOS ENTERRADOS
SUJEITOS A MOVIMENTOS DE MASSA**

Laís Regina de Oliveira Tavares

Abril/2019

Orientadores: José Luís Drummond Alves
Maria Cascão Ferreira de Almeida

Programa: Engenharia Civil

O presente trabalho apresenta uma série de simulações computacionais visando modelar um movimento de massa transversal a uma estrutura de duto enterrado, observando a deformação do solo e estimando as forças atuantes no duto. Os resultados destas simulações são comparados com os obtidos em ensaios realizados anteriormente em centrífuga geotécnica na COPPE. Os ensaios físicos realizados simularam o movimento de uma massa de solo homogêneo atuando sobre um duto através da mobilização da mesma por uma pá. Duas abordagens foram utilizadas para a simulação computacional dos ensaios. A primeira considerou uma análise incremental, com matriz implícita e modelo constitutivo Cam-clay. A segunda utilizou o método de solução explícita e critério de Mohr-Coulomb para o solo. Foram comparadas as reações encontradas na pá instrumentada e no duto para as modelagens física e numérica. Embora inicialmente tenha-se considerado que o modelo constitutivo Cam-clay fosse o que melhor representaria um solo de pouca consistência, o processamento com matriz implícita apresentou algumas limitações, havendo necessidade de complementação da análise com a modelagem com parâmetros Mohr-Coulomb.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

**NUMERICAL SIMULATION OF BURRIED PIPELINE BEHAVIOR SUBJECT TO
MASS MOVEMENTS**

Laís Regina de Oliveira Tavares

April/2019

Advisors: José Luís Drummond Alves

Maria Cascão Ferreira de Almeida

Department: Civil Engineering

The present study presents a series of computational simulations aiming at modeling a mass movement transversal to a buried pipeline structure, by observing the soil deformation and estimating the forces acting on the pipeline. The results of such simulations are compared to the results obtained in previously conducted tests on a geotechnical centrifuge at COPPE (Graduate Institute of Engineering of the Federal University of Rio de Janeiro). The conducted tests simulated the movement of a homogeneous soil mass acting on a pipeline through its mobilization by a plate. Two approaches were used for the computational simulation of the tests. The first approach considered an incremental analysis, with implicit matrix and Cam-clay constitutive model. The second one used the Mohr-Coulomb criterion model for soil and explicit solution. The reactions found on the instrumented plate and in the pipeline were compared, for the physical and numerical modeling. Although initially the Cam-clay constitutive model was considered to be the one best representing a soil with low consistency, the processing with implicit matrix showed some limitations, thus needing to complement the analysis with the Mohr-Coulomb parameter modeling.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 MOTIVAÇÃO	1
1.2 OBJETIVO	4
1.3 OS PAPÉIS COMPLEMENTARES DAS MODELAGENS FÍSICA E NUMÉRICA	5
1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	6
2 FUNDAMENTOS TEÓRICOS E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1 MOVIMENTOS DE MASSA	7
2.2 MODELAGEM FÍSICA EM CENTRÍFUGA	9
2.3 MODELAGEM NUMÉRICA	13
2.3.1 MODELOS ELASTOPLÁSTICOS	14
2.3.1.1 Modelo Mohr-Coulomb	15
2.3.1.2 Modelo Cam-clay modificado	17
2.4 PROCESSAMENTO EM ELEMENTOS FINITOS	21
2.4.1 ABORDAGENS LAGRANGEANA E EULERIANA	21
2.4.2 MODOS IMPLÍCITO E EXPLÍCITO	23
2.4.3 ALGORITMO NEWTON-RAPHSON	24
2.5 PESQUISAS CONTEMPORÂNEAS	25
2.6 ESTUDOS COMPARATIVOS NUMÉRICO-EXPERIMENTAIS	27
3 DESCRIÇÃO DO PROBLEMA	30
3.1 CONDIÇÕES DO ENSAIO FÍSICO	30
3.2 DESCRIÇÃO DO SOLO UTILIZADO	36
3.3 MODELO NUMÉRICO PROPOSTO	37
3.3.1 CONDIÇÕES DE CONTORNO E INICIAIS	38
3.3.2 MODELAGEM DO SOLO	39
3.3.3 MODELAGEM DO DUTO E DA PÁ	40
3.3.4 CONTATO INTERATIVO DUTO-SOLO	41
3.3.5 TIPO DE ELEMENTO E MALHA	42
3.3.6 AMORTECIMENTO	44

3.4 SIMPLIFICAÇÕES DO MODELO	44
3.4.1 ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÕES	44
3.4.2 REGIME NÃO DRENADO	45
3.4.3 LINEARIDADE GEOMÉTRICA	46
3.4.4 QUANTIFICAÇÃO DA REAÇÃO NA PÁ	46
3.4.5 MOVIMENTO RELATIVO ENTRE DUTO E SOLO	47
3.4.6 ATRITO SOLO-PÁ E SOLO-SOLO	48
4 ESTUDO DE CASOS	49
4.1 MODELOS DESENVOLVIDOS	49
4.2 OBTENÇÃO DOS RESULTADOS	50
4.3 TRATAMENTO DOS DADOS	51
4.4 SOLUÇÃO TEÓRICA CLÁSSICA	60
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	61
5.1 MODELO CONSTITUTIVO ELASTO-PLÁSTICO COM PARÂMETROS CAM-CLAY	62
5.1.1 DESLOCAMENTO HORIZONTAL E TOTAL DA MASSA DE SOLO (CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO)	62
5.1.2 TENSÕES TOTAIS E TENSÕES DE VON MISES (CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO)	68
5.1.3 COMPARAÇÃO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL PARA REAÇÃO NA PÁ (CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO)	74
5.2 MODELO CONSTITUTIVO ELASTO-PERFEITAMENTE-PLÁSTICO COM PARÂMETROS MOHR-COULOMB	76
5.2.1 DESLOCAMENTO E TENSÕES NA MASSA DE SOLO PARA O DUTO 3D E 200% DE ENTERRAMENTO (MOHR-COULOMB – MODO EXPLÍCITO)	79
5.2.2 DESLOCAMENTO E TENSÕES NA MASSA DE SOLO PARA O DUTO 3D E 167% DE ENTERRAMENTO (MOHR-COULOMB – MODO EXPLÍCITO)	81
5.2.3 DESLOCAMENTO E TENSÕES NA MASSA DE SOLO PARA O DUTO 2D E 211% DE ENTERRAMENTO (MOHR-COULOMB – MODO EXPLÍCITO)	83
5.2.4 DESLOCAMENTO E TENSÕES NA MASSA DE SOLO PARA O DUTO 2D E 144% DE ENTERRAMENTO (MOHR-COULOMB – MODO EXPLÍCITO)	85
5.3 COMPARAÇÃO TEÓRICO-NUMÉRICO-EXPERIMENTAL PARA REAÇÃO NA PÁ CONSIDERANDO DIFERENTES MODELOS CONSTITUTIVOS	88
5.4 COMPARAÇÃO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL PARA REAÇÃO HORIZONTAL NO DUTO CONSIDERANDO DIFERENTES MODELOS CONSTITUTIVOS	92
5.4.1 REAÇÃO HORIZONTAL PARA O DUTO 3D	94

5.4.2 REAÇÃO HORIZONTAL PARA O DUTO 2D	97
5.5 COMPARAÇÃO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL PARA REAÇÃO VERTICAL NO DUTO CONSIDERANDO DIFERENTES MODELOS CONSTITUTIVOS	99
<u>6 CONCLUSÕES</u>	<u>103</u>
6.1 MODELOS CONSTITUTIVOS E MÉTODOS DE MODELAGEM NUMÉRICA	103
6.2 REAÇÕES NA PÁ	104
6.3 REAÇÕES NO DUTO	104
6.4 PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS	105
<u>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</u>	<u>107</u>

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1-1 - IMAGEM DE MODELO DIGITAL DE CORRIDA DE DETRITOS ATINGINDO FAIXA DE DUTOS (RABACO, 2005)	2
FIGURA 1-2 – VISTA DO RELEVO NA ÁREA DO ACIDENTE DO OLEODUTO OLAPA EM FEVEREIRO DE 2001.3	
FIGURA 1-3 – DETALHE DO ROMPIMENTO DO OLAPA	3
FIGURA 1-4 - DESENHO ESQUEMÁTICO DE MOVIMENTAÇÃO DE SOLO TRANSVERSAL AO DUTO (SANDRONI ET AL, 2001)	4
FIGURA 1-5 – INTERAÇÃO ENTRE MODELAGENS FÍSICA E NUMÉRICA (ADAPTADO DE RANDOLPH, 2001) 6	
FIGURA 2-1 - DESENHO ESQUEMÁTICO DE UM MODELO SUJEITO À ACELERAÇÃO EM CENTRÍFUGA. (PEQUENO, 2013)	11
FIGURA 2-2 - CENTRÍFUGA DE TAMBOR DA COPPE (OLIVEIRA, 2005)	12
FIGURA 2-3 - CANAL DE AMOSTRA DA CENTRÍFUGA E DETALHE DA CAIXA DE AMOSTRA DO CANAL COM DIMENSÕES EM MM (PEQUENO, 2013)	13
FIGURA 2-4 - SUPERFÍCIE DE ESCOAMENTO E DOMÍNIOS ELÁSTICO, PLÁSTICO E ELASTOPLÁSTICO. (ADAPTADA DE DEOTTI, 2015)	15
FIGURA 2-5 - REPRESENTAÇÃO DA REGIÃO DE ESTADOS POSSÍVEIS DE TENSÕES PARA O CRITÉRIO DE MOHR-COULOMB NO PLANO $T \times \Sigma$ (CARDOSO, 2005)	16
FIGURA 2-6 - REPRESENTAÇÃO DO ESTADO LIMITE PARA O CRITÉRIO DE MOHR-COULOMB (CARDOSO, 2005)	16
FIGURA 2-7- SUPERFÍCIE DE ESCOAMENTO DE MOHR-COULOMB NO ESPAÇO DE TENSÕES PRINCIPAIS (CARDOSO, 2005)	17
FIGURA 2-8 - SUPERFÍCIE DE ESCOAMENTO NO ESPAÇO DE TENSÕES PRINCIPAIS PARA ESCOAMENTO ISOTRÓPICO (A) E CINEMÁTICO (B).	18
FIGURA 2-9 - SUPERFÍCIES DE ESCOAMENTO NO ESPAÇO P' , Q, E (ADAPTADO DE HELWANY, 2007)	19
FIGURA 2-10 - LINHA DE ADENSAMENTO ISOTRÓPICO NO PLANO $LN P' \times E$ (ADAPTADO DE HELWANY, 2007)	19
FIGURA 2-11 - LINHA DE ADENSAMENTO ISOTRÓPICO E LINHA DE ESTADO CRÍTICO NO PLANO $LN P' \times E$ (ADAPTADO DE HELWANY, 2007)	20
FIGURA 2-12 – SUPERFÍCIE DE ESCOAMENTO DO MODELO CAM-CLAY NO PLANO $P' \times Q$ (ADAPTADO DE HELWANY, 2007)	20
FIGURA 2-13 - SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE DESLIZAMENTO SOBRE DUTO ENTERRADO (ZHU, 2010)	25
FIGURA 2-14 - PRESSÃO RESULTANTE NO DUTO AO LONGO DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA (ZHU, 2010)	26
FIGURA 2-15 - CONFIGURAÇÃO DA MODELAGEM NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL PARA MOVIMENTAÇÃO DE MASSA DE SOLO TRANSVERSAL A GRUPO DE DUTOS ENTERRADOS (ADAPTADO DE SUSILA, 2018)	26
FIGURA 2-16 - DESLOCAMENTO TRANSVERSAL AO LONGO DO EIXO DOS DUTOS AO LONGO DO EIXO (ADAPTADO DE SUSILA, 2018)	27

FIGURA 2-17 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS FÍSICO E NUMÉRICO PARA AREIA COMPACTA (PACHECO, 2005)	28
FIGURA 2-18 GRÁFICO COMPARATIVO DOS MODELOS CONSTITUTIVOS CAM-CLAY (MCC) E “ELASTO-PLÁSTICO” (MEP) PARA VÁRIOS VALORES DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA (SU) (THOMAZ, 2015)	29
FIGURA 3-1 - ESQUEMA DE MOVIMENTAÇÃO DA PÁ INSTRUMENTADA EM RELAÇÃO AO DUTO (PEQUENO, 2013)	31
FIGURA 3-2 - SISTEMA DUTO A POSICIONADO NA CAIXA DE ENSAIO (PEQUENO, 2013)	32
FIGURA 3-3 - SISTEMA DUTO B POSICIONADO NA CAIXA DE ENSAIO (PEQUENO, 2013)	32
FIGURA 3-4 - ESQUEMA DA CONCEPÇÃO DO MODELO DUTO 3D (PEQUENO, 2013)	33
FIGURA 3-5 - MODELO 2D DURANTE ENSAIO CENTRÍFUGO, APÓS INSERÇÃO DA PÁ. (PEQUENO, 2013)	33
FIGURA 3-6 - MODELO 2D DURANTE ENSAIO CENTRÍFUGO, APÓS INSERÇÃO DA PÁ. (PEQUENO, 2013)	34
FIGURA 3-7 - PROJETO DO DUTO 2D COM DIMENSÕES EM MM (PEQUENO, 2013)	34
FIGURA 3-8 - PROJETO DA PÁ INSTRUMENTADA COM DIMENSÕES EM MM (PEQUENO, 2013)	35
FIGURA 3-9 - CAIXA DE AMOSTRA E REDUÇÃO PARA SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL.	38
FIGURA 3-10 - MODELO NUMÉRICO COM CONDIÇÕES DE CONTORNO E INICIAIS	39
FIGURA 3-11 - GEOMETRIA DO PROBLEMA	42
FIGURA 3-12 - MALHA GERADA PELO PROGRAMA ABAQUS COM ELEMENTOS DE 8 NÓS	43
FIGURA 3-13 - DETALHE DA MALHA JUNTO AO DUTO COM ELEMENTOS DE 8 NÓS.	43
FIGURA 3-14 - DETALHE DA MALHA JUNTO AO DUTO COM ELEMENTOS DE 3 NÓS.	43
FIGURA 4-1 - ESQUEMA PARA O ENTENDIMENTO DAS FASES DO ENSAIO DA CENTRÍFUGA (PEQUENO, 2013)	52
FIGURA 4-2 - FORÇAS NO DUTO 3D E NA PÁ COM ENTERRAMENTO DE 200% (PEQUENO, 2013)	53
FIGURA 4-3 - FORÇAS NO DUTO 2D E NA PÁ COM ENTERRAMENTO DE 167% (PEQUENO, 2013)	53
FIGURA 4-4 - FORÇAS NO DUTO 2D E NA PÁ COM ENTERRAMENTO DE 211% (PEQUENO, 2013)	54
FIGURA 4-5 - FORÇAS NO DUTO 2D E NA PÁ COM ENTERRAMENTO DE 144% (PEQUENO, 2013)	54
FIGURA 4-6 - REAÇÃO NA PÁ POR METRO - ENSAIO COM DUTO 3D E 200% DE ENTERRAMENTO	55
FIGURA 4-7 - REAÇÃO TOTAL NO DUTO - ENSAIO COM DUTO 3D E 200% DE ENTERRAMENTO	56
FIGURA 4-8 - REAÇÃO NA PÁ POR METRO - ENSAIO COM DUTO 3D E 167% DE ENTERRAMENTO	56
FIGURA 4-9 - REAÇÃO TOTAL NO DUTO - ENSAIO COM DUTO 3D E 167% DE ENTERRAMENTO	57
FIGURA 4-10 - REAÇÃO NA PÁ POR METRO - ENSAIO COM DUTO 2D E 211% DE ENTERRAMENTO	57
FIGURA 4-11 - REAÇÃO TOTAL NO DUTO - ENSAIO COM DUTO 2D E 211% DE ENTERRAMENTO	58
FIGURA 4-12 - REAÇÃO NA PÁ POR METRO - ENSAIO COM DUTO 2D E 144% DE ENTERRAMENTO	58
FIGURA 4-13 - REAÇÃO TOTAL NO DUTO - ENSAIO COM DUTO 2D E 144% DE ENTERRAMENTO	59
FIGURA 5-1 - DESLOCAMENTO HORIZONTAL PARA DUTO 3D COM 200% DE ENTERRAMENTO – SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	62
FIGURA 5-2 - DESLOCAMENTO HORIZONTAL AMPLIADO PARA DUTO 3D COM 200% DE ENTERRAMENTO – SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	63

FIGURA 5-3 DESLOCAMENTO TOTAL PARA DUTO 3D COM 200% DE ENTERRAMENTO – SOLO CAM-CLAY	
– MODO IMPLÍCITO	63
FIGURA 5-4 - DESLOCAMENTO TOTAL AMPLIADO PARA DUTO 3D COM 200% DE ENTERRAMENTO –	
SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	63
FIGURA 5-5 - DESLOCAMENTO HORIZONTAL PARA DUTO 3D COM 167% DE ENTERRAMENTO – SOLO	
CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	64
FIGURA 5-6 - DESLOCAMENTO HORIZONTAL AMPLIADO PARA DUTO 3D COM 167% DE ENTERRAMENTO	
– SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	64
FIGURA 5-7 - DESLOCAMENTO TOTAL PARA DUTO 3D COM 167% DE ENTERRAMENTO – SOLO CAM-CLAY	
– MODO IMPLÍCITO	64
FIGURA 5-8 - DESLOCAMENTO TOTAL AMPLIADO PARA DUTO 3D COM 167% DE ENTERRAMENTO –	
SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	65
FIGURA 5-9 - DESLOCAMENTO HORIZONTAL PARA DUTO 2D COM 211% DE ENTERRAMENTO – SOLO	
CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	65
FIGURA 5-10 - DESLOCAMENTO HORIZONTAL AMPLIADO PARA DUTO 2D COM 211% DE	
ENTERRAMENTO – SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	66
FIGURA 5-11 - DESLOCAMENTO TOTAL PARA DUTO 2D COM 211% DE ENTERRAMENTO – SOLO CAM-	
CLAY – MODO IMPLÍCITO	66
FIGURA 5-12 - DESLOCAMENTO TOTAL AMPLIADO PARA DUTO 2D COM 211% DE ENTERRAMENTO –	
SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	66
FIGURA 5-13 - DESLOCAMENTO HORIZONTAL PARA DUTO 2D COM 144% DE ENTERRAMENTO – SOLO	
CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	67
FIGURA 5-14 - DESLOCAMENTO HORIZONTAL AMPLIADO PARA DUTO 2D COM 144% DE	
ENTERRAMENTO – SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	67
FIGURA 5-15 - DESLOCAMENTO TOTAL PARA DUTO 2D COM 144% DE ENTERRAMENTO – SOLO CAM-	
CLAY – MODO IMPLÍCITO	67
FIGURA 5-16 - DESLOCAMENTO TOTAL AMPLIADO PARA DUTO 2D COM 144% DE ENTERRAMENTO –	
SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	68
FIGURA 5-17 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NA MASSA DE SOLO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,226M DA PÁ	
CONTRA DUTO 3D COM 200% DE ENTERRAMENTO – SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	68
FIGURA 5-18 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES JUNTO AO DUTO 3D COM 200% DE ENTERRAMENTO APÓS	
DESLOCAMENTO DE 0,226M DA PÁ – SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	69
FIGURA 5-19 - TENSÕES DE VON MISES NA MASSA DE SOLO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,226M DA PÁ	
CONTRA DUTO 3D COM 200% DE ENTERRAMENTO – SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	69
FIGURA 5-20 - TENSÕES DE VON MISES JUNTO AO DUTO 3D COM 200% DE ENTERRAMENTO APÓS	
DESLOCAMENTO DE 0,226M DA PÁ – SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	69

FIGURA 5-22 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES JUNTO AO DUTO 3D COM 167% DE ENTERRAMENTO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,248M DA PÁ – SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	70
FIGURA 5-23 - TENSÕES DE VON MISES NA MASSA DE SOLO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,248M DA PÁ CONTRA DUTO 3D COM 167% DE ENTERRAMENTO – SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	
	70
FIGURA 5-24 - TENSÕES DE VON MISES JUNTO AO DUTO 3D COM 167% DE ENTERRAMENTO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,248M DA PÁ – SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	71
FIGURA 5-26 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES JUNTO AO DUTO 2D COM 211% DE ENTERRAMENTO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,243M DA PÁ – SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	71
FIGURA 5-27 - TENSÕES DE VON MISES NA MASSA DE SOLO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,243M DA PÁ CONTRA DUTO 2D COM 211% DE ENTERRAMENTO – SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	
	72
FIGURA 5-28 - TENSÕES DE VON MISES JUNTO AO DUTO 2D COM 211% DE ENTERRAMENTO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,243M DA PÁ – SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	72
FIGURA 5-29 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NA MASSA DE SOLO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,299M DA PÁ CONTRA DUTO 2D COM 144% DE ENTERRAMENTO – SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	
	72
FIGURA 5-30 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES JUNTO AO DUTO 2D COM 144% DE ENTERRAMENTO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,299M DA PÁ – SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	73
FIGURA 5-31 - TENSÕES DE VON MISES NA MASSA DE SOLO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,299M DA PÁ CONTRA DUTO 2D COM 144% DE ENTERRAMENTO – SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	
	73
FIGURA 5-32 - TENSÕES DE VON MISES JUNTO AO DUTO 2D COM 144% DE ENTERRAMENTO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,299M DA PÁ – SOLO CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO	73
FIGURA 5-33 - GRÁFICO COMPARATIVO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL PARA REAÇÃO NA PÁ COM DUTO 3D E 200% DE ENTERRAMENTO (CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO)	74
FIGURA 5-34 - GRÁFICO COMPARATIVO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL PARA REAÇÃO NA PÁ COM DUTO 3D E 167% DE ENTERRAMENTO (CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO)	75
FIGURA 5-35 - GRÁFICO COMPARATIVO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL PARA REAÇÃO NA PÁ COM DUTO 2D E 211% DE ENTERRAMENTO (CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO)	75
FIGURA 5-36 - GRÁFICO COMPARATIVO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL PARA REAÇÃO NA PÁ COM DUTO 2D E 144% DE ENTERRAMENTO (CAM-CLAY – MODO IMPLÍCITO)	76
FIGURA 5-37 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES JUNTO AO DUTO 3D COM 200% DE ENTERRAMENTO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,531M DA PÁ UTILIZANDO ELEMENTO DE 3 NÓS (MOHR-COULOMB - MODO EXPLÍCITO)	78
FIGURA 5-38 - DESLOCAMENTO PARCIAL (0,624M) PARA DUTO 3D COM 200% DE ENTERRAMENTO (MOHR-COULOMB - MODO EXPLÍCITO)	79

FIGURA 5-39 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NA MASSA DE SOLO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,869M DA PÁ CONTRA DUTO 3D COM 200% DE ENTERRAMENTO (MOHR-COULOMB - MODO EXPLÍCITO)	80
FIGURA 5-40 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES JUNTO AO DUTO 3D COM 200% DE ENTERRAMENTO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,869M DA PÁ (MOHR-CULOMB - MODO EXPLÍCITO)	80
FIGURA 5-41 - TENSÕES DE VON MISES NA MASSA DE SOLO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,869M DA PÁ CONTRA DUTO 3D COM 200% DE ENTERRAMENTO (MOHR-COULOMB - MODO EXPLÍCITO)	80
FIGURA 5-42 - TENSÕES DE VON MISES JUNTO AO DUTO 3D COM 200% DE ENTERRAMENTO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,869M DA PÁ (MOHR-COULOMB - MODO EXPLÍCITO)	81
FIGURA 5-43 - DESLOCAMENTO PARCIAL (0,622M) PARA DUTO 3D COM 167% DE ENTERRAMENTO (MOHR-COULOMB - MODO EXPLÍCITO)	81
FIGURA 5-44 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NA MASSA DE SOLO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,769M DA PÁ CONTRA DUTO 3D COM 167% DE ENTERRAMENTO (MOHR-COULOMB - MODO EXPLÍCITO)	82
FIGURA 5-45 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES JUNTO AO DUTO 3D COM 167% DE ENTERRAMENTO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,769M DA PÁ (MOHR-CULOMB - MODO EXPLÍCITO)	82
FIGURA 5-46 - TENSÕES DE VON MISES NA MASSA DE SOLO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,769M DA PÁ CONTRA DUTO 3D COM 167% DE ENTERRAMENTO (MOHR-COULOMB - MODO EXPLÍCITO)	82
FIGURA 5-47 - TENSÕES DE VON MISES JUNTO AO DUTO 3D COM 167% DE ENTERRAMENTO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,769M DA PÁ (MOHR-COULOMB - MODO EXPLÍCITO)	83
FIGURA 5-48 - DESLOCAMENTO PARCIAL (0,656M) PARA DUTO 2D COM 211% DE ENTERRAMENTO (MOHR-COULOMB - MODO EXPLÍCITO)	83
FIGURA 5-49 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NA MASSA DE SOLO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,711M DA PÁ CONTRA DUTO 2D COM 211% DE ENTERRAMENTO (MOHR-COULOMB - MODO EXPLÍCITO)	84
FIGURA 5-50 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES JUNTO AO DUTO 2D COM 211% DE ENTERRAMENTO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,711M DA PÁ (MOHR-CULOMB - MODO EXPLÍCITO)	84
FIGURA 5-51 - TENSÕES DE VON MISES NA MASSA DE SOLO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,711M DA PÁ CONTRA DUTO 2D COM 211% DE ENTERRAMENTO (MOHR-COULOMB - MODO EXPLÍCITO)	84
FIGURA 5-52 - TENSÕES DE VON MISES JUNTO AO DUTO 2D COM 211% DE ENTERRAMENTO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,711M DA PÁ (MOHR-COULOMB - MODO EXPLÍCITO)	85
FIGURA 5-53 - DESLOCAMENTO TOTAL PARA DUTO 2D COM 144% DE ENTERRAMENTO APÓS DESLOCAMENTO HORIZONTAL DE 0,569M (MOHR-COULOMB - MODO EXPLÍCITO)	85

FIGURA 5-54 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NA MASSA DE SOLO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,569M DA PÁ CONTRA DUTO 2D COM 144% DE ENTERRAMENTO (MOHR-COULOMB - MODO EXPLÍCITO)	86
FIGURA 5-55 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES JUNTO AO DUTO 2D COM 144% DE ENTERRAMENTO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,569M DA PÁ (MOHR-CULOMB - MODO EXPLÍCITO)	86
FIGURA 5-56 - TENSÕES DE VON MISES NA MASSA DE SOLO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,569M DA PÁ CONTRA DUTO 2D COM 144% DE ENTERRAMENTO (MOHR-COULOMB - MODO EXPLÍCITO)	86
FIGURA 5-57 - TENSÕES DE VON MISES JUNTO AO DUTO 2D COM 144% DE ENTERRAMENTO APÓS DESLOCAMENTO DE 0,569M DA PÁ (MOHR-COULOMB - MODO EXPLÍCITO)	87
FIGURA 5-58 - FOTO DO ENSAIO NA CENTRÍFUGA COM O DUTO 3D APÓS O DESLOCAMENTO DA PÁ	87
FIGURA 5-59 - GRÁFICO DESLOCAMENTO VERSUS REAÇÃO NA PÁ COM DUTO 3D E 200% DE ENTERRAMENTO	89
FIGURA 5-60 - GRÁFICO DESLOCAMENTO VERSUS REAÇÃO NA PÁ COM DUTO 3D E 167% DE ENTERRAMENTO	89
FIGURA 5-61 - GRÁFICO DESLOCAMENTO VERSUS REAÇÃO NA PÁ COM DUTO 2D E 211% DE ENTERRAMENTO	90
FIGURA 5-62 - GRÁFICO DESLOCAMENTO VERSUS REAÇÃO NA PÁ COM DUTO 2D E 144% DE ENTERRAMENTO	90
FIGURA 5-63 - TENSÕES DE VON MISES NO PLANO HORIZONTAL APÓS DESLOCAMENTO DA PÁ DE 0,10M (ESQUERDA SUPERIOR); 0,15M (DIREITA SUPERIOR); 0,20M (ESQUERDA INFERIOR) E 0,30M (DIREITA INFERIOR)	93
FIGURA 5-64 - GRÁFICO DESLOCAMENTO VERSUS REAÇÃO HORIZONTAL NO DUTO COM DUTO 3D E 200% DE ENTERRAMENTO	94
FIGURA 5-65 - GRÁFICO DESLOCAMENTO VERSUS REAÇÃO HORIZONTAL NO DUTO COM DUTO 3D E 167% DE ENTERRAMENTO	95
FIGURA 5-66 - GRÁFICO DESLOCAMENTO VERSUS REAÇÃO HORIZONTAL NO DUTO COM DUTO 2D E 211% DE ENTERRAMENTO	97
FIGURA 5-67 - GRÁFICO DESLOCAMENTO VERSUS REAÇÃO HORIZONTAL NO DUTO COM DUTO 2D E 144% DE ENTERRAMENTO	98
FIGURA 5-68 - GRÁFICO DESLOCAMENTO VERSUS REAÇÃO VERTICAL NO DUTO COM DUTO 3D E 200% DE ENTERRAMENTO	99
FIGURA 5-69 - GRÁFICO DESLOCAMENTO VERSUS REAÇÃO VERTICAL NO DUTO COM DUTO 3D E 167% DE ENTERRAMENTO	100
FIGURA 5-70 - GRÁFICO DESLOCAMENTO VERSUS REAÇÃO VERTICAL NO DUTO COM DUTO 2D E 211% DE ENTERRAMENTO	100
FIGURA 5-71 - GRÁFICO DESLOCAMENTO VERSUS REAÇÃO VERTICAL NO DUTO COM DUTO 2D E 144% DE ENTERRAMENTO	101

1 Introdução

1.1 Motivação

O transporte de petróleo, seus derivados e gás natural através de dutos é o meio mais seguro, e também econômico, para distribuição geográfica do produto no mercado, fazendo com que seja o mais utilizado ao redor do mundo. Para cumprir sua função, este modal de transporte precisa cruzar diversas regiões do globo, inclusive as mais hostis.

No Brasil, os dutos *onshore* se estendem ao longo da costa, onde está a maior concentração de atividades econômicas e de consumidores, tornando obrigatórias as instalações ao longo da chamada Serra do Mar. Para melhor gerir os riscos associados às características geotécnicas das faixas de dutos são necessários cuidados contínuos para conviver com os acidentes geográficos típicos da costa brasileira.

Atualmente, no transporte de larga escala, ligando terminais terrestres, aquaviários e refinarias, a indústria petrolífera brasileira conta com duas grandes operadoras do sistema dutoviário: a Petrobras Transporte (TRANSPETRO), responsável por cerca de 15.000 km de dutos, 20 terminais terrestres e 27 aquaviários e a Transportadora Brasileira Gasoduto Brasil-Bolívia (TBG), que possui aproximadamente 2.600 km de dutos no território brasileiro.

Para acessar algumas localidades demandantes, as operadoras do sistema dutoviário têm grandes desafios, pois não há como fugir da implantação dos dutos em áreas problemáticas. Além disso, muitos dos dutos de grande relevância estratégica para o país foram lançados décadas atrás, quando não se tinha muitas das informações técnicas de hoje, e tampouco a mesma preocupação sócio-ambiental.

O dano associado a um possível acidente com ruptura de oleoduto ou gasoduto deve considerar a exposição da população que vive nas áreas urbanas cortadas pela faixa de dutos aos inflamáveis, a contaminação do meio ambiente, englobando diversos mananciais de água doce, reservas florestais e a costa marítima, e também a interrupção do abastecimento de óleo e gás de refinarias e indústrias, acarretando enormes perdas operacionais, patrimoniais e econômicas.

Por todo o exposto, o traçado da faixa de dutos deve ser criteriosamente estudado na fase de projeto. A obra de lançamento de um duto com implantação de nova faixa é muito dispendiosa, não sendo razoável a substituição de trechos através de novos lançamentos após o início de operação dos dutos, principalmente quando é considerada a aquisição de novos terrenos para a faixa e a interrupção da linha para a interligação da obra. Para gerir o risco geotécnico, as operadoras dos dutos mantém um plano de monitoramento dos trechos mapeados como de maior risco e realizam obras geotécnicas, ou de distensionamento, conforme julgam necessário. Esse monitoramento engloba as áreas sujeitas a movimentação de solo transversal à faixa de dutos, que é o tema central deste trabalho. A relação entre a movimentação do solo e o acréscimo de tensões ao longo do duto é objeto de diversas pesquisas.

Dessa forma, a motivação para desenvolvimento desta pesquisa se dá face à relevância estratégica da malha dutoviária, sua segurança e confiabilidade, para o país. Para ilustrar um evento de movimento de massa transversal a uma linha dutoviária no Brasil, pode-se observar a Figura 1-1. Trata-se de um evento do tipo corrida de detritos, ocorrido em 1996, cruzando o oleoduto ORBIG na localidade de Itacuruçá, município de Itaguaí – RJ. A faixa de dutos foi atingida por esta corrida em dois pontos (em vermelho). Não houve danos ao duto pois a corrida já estava na fase de deposição, a baixa velocidade, quando atingiu a faixa, e também porque o duto estava suficientemente profundo.



Figura 1-1 - Imagem de modelo digital de corrida de detritos atingindo faixa de dutos (RABACO, 2005)

Outro evento histórico ocorreu em fevereiro de 2001 na faixa do oleoduto OLAPA, no município de Morretes, no Paraná. Após um período de grande pluviosidade, uma massa

de colúvio instável, que já se movia lentamente, ganhou velocidade e causou a ruptura do oleoduto. O acidente levou ao derramamento de grande volume de óleo diesel em área de Mata Atlântica e atingiu manguezais e várzeas de rios. A Figura 1-2 e a Figura 1-3 apresentam registros deste acidente, mostrando a importância do estudo sobre o comportamento de dutos em áreas sujeitas a movimentação de solo.

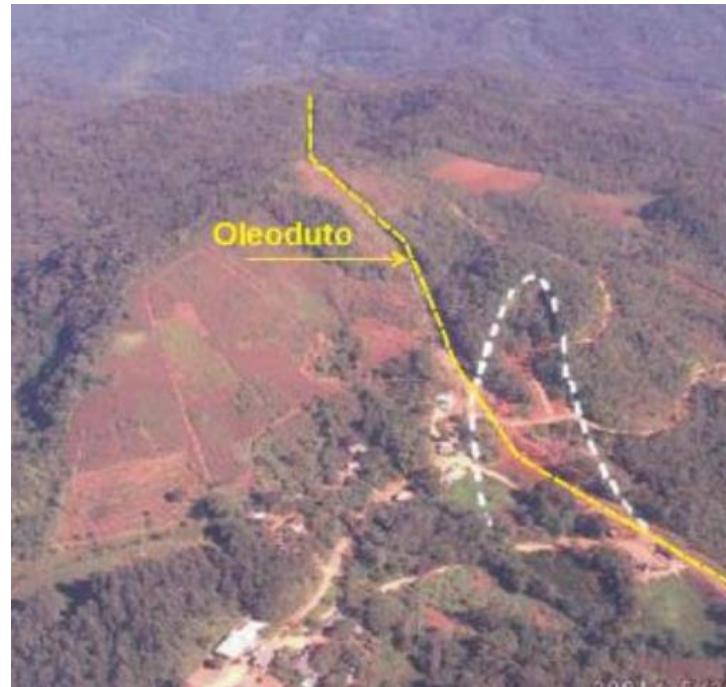


Figura 1-2 – Vista do relevo na área do acidente do oleoduto OLAPA em fevereiro de 2001.



Figura 1-3 – Detalhe do rompimento do OLAPA

1.2 Objetivo

O presente trabalho tem por objetivo contribuir para o entendimento do comportamento de dutos enterrados sujeitos a movimentos transversais de massa de solo típicos de encostas. O foco principal desta pesquisa é a avaliação dos esforços gerados nos dutos durante estas movimentações. Para isso, foram desenvolvidos modelos numéricos em elementos finitos, utilizando programa comercial, para simular movimentos de massas transversais a uma estrutura de duto de aço carbono enterrado, observando os esforços gerados na mesma e as tensões na massa de solo.

Dentre os programas disponíveis comercialmente, como o Plaxis, Sigma/W, Ansys e outros, optou-se por utilizar o Abaqus Cae 6.13, pois é o mais disseminado no meio acadêmico para pesquisa científica e mostra-se bastante versátil para os diversos modelos constitutivos de materiais. A Figura 1-4 ilustra, esquematicamente, o tipo de evento a ser simulado: uma massa de solo delimitada se desloca de encontro ao duto, atingindo-o transversalmente e causando uma alça de deformação. Pode-se observar que esta massa específica se descola do maciço, por isso são observadas rachaduras de tração a montante da massa que se movimenta, e que provoca grandes distorções no oleoduto nos seus limites laterais, onde entende-se que o duto estaria engastado, além de flexionar do duto.

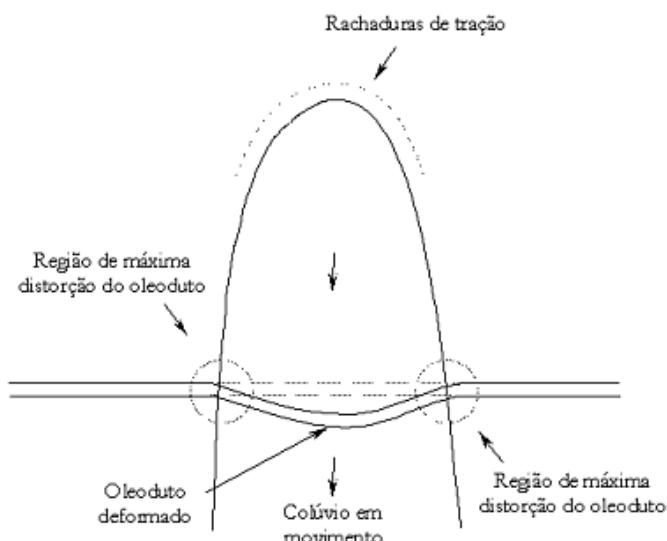


Figura 1-4 - Desenho esquemático de movimentação de solo transversal ao duto (SANDRONI *et al.*, 2001)

Os modelos computacionais desenvolvidos ao longo deste trabalho pretendiam representar as condições de uma série de ensaios realizados em centrífuga geotécnica anteriormente na COPPE desenvolvidos por PEQUENO (2013), que simularam a

movimentação de solo homogêneo sobre duto através da mobilização da massa de solo por uma pá instrumentada. Os resultados da modelagem numérica desenvolvida nesta pesquisa foram comparados com os resultados encontrados nos referidos ensaios físicos. Com isso, pretende-se validar os ensaios físicos, corroborando ou não as suas conclusões, que, dentre outras coisas, avaliam a influência das restrições impostas ao deslocamento transversal do duto nas reações observadas na estrutura do duto. Uma vez que o evento seja melhor compreendido, as simulações numéricas podem ser utilizadas com maior segurança, reduzindo o custo de pesquisas com aparato experimental.

1.3 Os papéis complementares das modelagens física e numérica

De acordo com RANDOLPH (2001), a utilização de ensaios físicos em estudos relativos à interação solo-duto nas últimas décadas de forma ampla e evolutiva tem possibilitado observar e interpretar melhor tanto os eventos internos ao duto, como expansão térmica e pressão do produto transportado, quanto os externos, como os eventos geotécnicos. No entanto, segundo o autor, há a necessidade de se comparar o comportamento observado através de ensaios em centrífuga com os obtidos em outras abordagens do problema. Dentre as possíveis, as mais utilizadas são as soluções numéricas. Assim, é citada uma lista de cinco situações nas quais modelagens físicas deveriam ser empreendidas no desenvolvimento de pesquisas na área geotécnica, a saber:

- Complexidade de representação do evento a ser estudado devido à geometria, grandes deformações, interações, quantificação de efeitos de segunda ordem, entre outros;
- *Creep* e adensamento secundário;
- Carregamentos cíclicos;
- Processos de transporte de lixiviados através do solo;
- Comportamento fortemente não-linear ou anisotrópico do solo após dano.

Contudo, os modelos físicos precisam ser validados através de correlações com dados coletados diretamente do protótipo ou de análises numéricas rigorosas. Essas correlações servem para embasar melhorias no modelo físico. De acordo com RANDOLPH (2001), é nesse processo iterativo que se valida o modelo conceitual do evento estudado, para posteriormente se desenvolver um projeto. A Figura 1-5 ilustra como se dá a interação

entre modelagem física e numérica para o desenvolvimento de um modelo conceitual e de projetos.

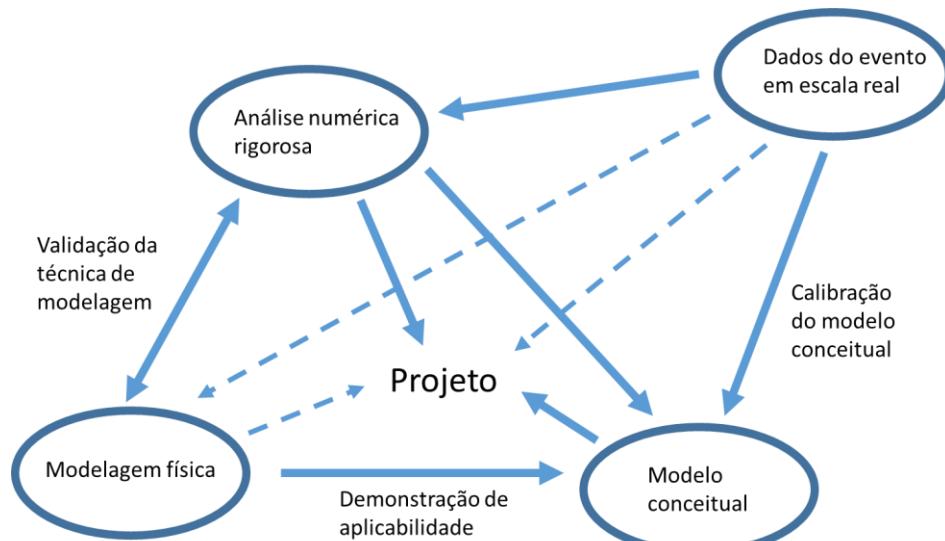


Figura 1-5 – Interação entre modelagens física e numérica (adaptado de RANDOLPH, 2001)

1.4 Estrutura da dissertação

Este trabalho será desenvolvido ao longo de cinco capítulos:

- Capítulo 1 – Introdução, motivação e objetivo da pesquisa, com panorama da importância da integridade da malha dutoviária.
- Capítulo 2 – Fundamentação teórica e revisão bibliográfica.
- Capítulo 3 – Descrição do problema a ser modelado a partir das condições em que se foi realizado o ensaio centrífuga realizado e definição das premissas para a modelagem numérica.
- Capítulo 4 – Estudo de casos, aplicação prática dos conceitos, desenvolvimento do modelo e definição dos dados a serem coletados na saída.
- Capítulo 5 – Análise dos resultados obtidos e comparação com os resultados do modelo físico.
- Capítulo 6 – Conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2 Fundamentos teóricos e revisão bibliográfica

Este capítulo apresenta os principais conceitos a serem utilizados no desenvolvimento do presente trabalho.

2.1 Movimentos de massa

Entende-se por movimentos de massa o deslocamento de materiais da encosta sob ação de força gravitacional, geralmente sob influência de fluxo d'água. FREIRE (1965), apud GUIDICINI e NIEBLE (1976), dividem os movimentos de massa em três tipos fundamentais: escoamentos, escorregamentos e subsidências.

As subsidências são os movimentos finitos e verticais de massas de solo ou rochas, correspondem aos desabamentos e recalques e podem ocorrer devido a ação antrópica, como a execução de túneis, ou não, como nos casos de falha geológica e dissolução de calcário. Os escorregamentos e escoamentos são movimentos translacionais causados pela perda de resistência do solo. O primeiro representa um evento finito ao longo de uma superfície definida de deslizamento, enquanto o segundo ocorre de maneira contínua, ou sazonal, e sua superfície de ruptura não é necessariamente bem definida.

Os escorregamentos podem ser divididos entre rotacionais, planares ou em cunhas, conforme geometria da superfície de ruptura. Esta geometria é definida pela concentração de tensões cisalhantes, que por sua vez é fruto da estratigrafia do subsolo, da resistência do material e das condições de contorno, como poropressão e sobrecargas externas.

Os escoamentos são divididos em rápidos, que apresentam comportamento fluido-viscoso, e lentos, com comportamento plástico. Os movimentos rápidos, também chamados corridas, tem caráter essencialmente hidrodinâmico, ou seja, o solo passa a se comportar como um líquido. O alto grau de fluidez, capaz de liquifazer o material, pode ser gerado por simples adição de água, altas vibrações, como terremotos ou cravação de estacas, processo de amolgamento de argilas muito sensitivas, ou ainda um grande choque

no terreno. Este choque pode ser fruto de um escorregamento a montante, uma ruptura de barragem, queda de blocos de rocha ou mesmo uma descarga atmosférica.

Os rastejos são escoamentos contínuos, lentos, sem superfície bem definida, podendo envolver grandes massas de solo. Em geral se desenvolvem a partir de uma corrida ou um escorregamento anterior: a massa deslocada durante o escorregamento fica em equilíbrio instável no seu local de deposição e continuará a se movimentar encosta abaixo de forma muito lenta (centímetros por ano). A essa massa dá-se o nome de colúvio ou tálus. Os rastejos ganham mais velocidade durante o período de chuva, quando se observa o aumento da poropressão e queda da resistência do solo.

No desenvolvimento dessa pesquisa serão abordados apenas os movimentos translacionais, independente de velocidade ou geometria: escoamentos e escorregamentos de qualquer tipo. Para ilustrar a dinâmica dos movimentos de massa mais comuns no Brasil, AUGUSTO FILHO (1992) propôs de maneira concisa a divisão que é mostrada na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Características dos principais movimentos de encosta na dinâmica ambiental brasileira (AUGUSTO FILHO, 1992)

Processo	Característica do Movimento, Material e Geometria
Rastejo (Creep)	Vários planos de deslocamento (interno); Velocidade muito baixas a baixas (cm/ano) e decrescentes com a profundidade; Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes; Solo, depósito, rocha alterada/fraturada; Geometria indefinida
Escorregamentos (Slides)	Poucos planos de deslocamento (externos); Velocidades médias (m/h) a altas (m/s); Pequenos a grandes volumes de material; Geometria e material variáveis;
Quedas (Falls)	Sem planos de deslocamentos; Movimento tipo queda livre ou em plano inclinado; Velocidades muito altas (vários m/s); Material rochoso; Pequenos a médios volumes; Geometria variável;
Corridas (Flows)	Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação); Movimento semelhante a um líquido viscoso; Desenvolvimento ao longo das drenagens; Velocidades médias a altas; Mobilização de solo, rocha, detritos e água; Grandes volumes de materiais.

2.2 Modelagem física em centrífuga

A modelagem física em centrífuga é uma poderosa ferramenta para a previsão e análise de efeitos em obras de engenharia, simulando um evento real em condições controladas. Sua aplicabilidade está nas mais diversas áreas da geotécnica, como por exemplo adensamento de solos moles, comportamento de aterros, escavações profundas, estruturas ancoradas, efeitos dinâmicos e cílicos e muitos outros.

Com relação à indústria petrolífera, essa se tornou a principal cliente dos laboratórios que realizam ensaios em centrífuga geotécnica devido à sua grande demanda por simulações em ambiente controlado e escala reduzida para verificação dos mecanismos e efeitos desencadeados pelas atividades petroleiras. Dentre estas atividades está o transporte de

petróleo, seus derivados e gás natural através de dutos *onshore* e também em leito marinho. A validação destes ensaios centrífugos comumente é feita através de análises numéricas, além de estudos comparativos com proposições teóricas.

Existem diversas pesquisas concluídas e em curso na COPPE que versam sobre a movimentação de dutos sobre o leito marinho e sobre a movimentação de massas de solo sobre dutos *onshore*, dentre as concluídas pode-se elencar OLIVEIRA (2005), PACHECO (2006), PEQUENO (2013), GUIMARÃES (2014) e THOMAZ (2015). Enquanto OLIVEIRA (2005), PEQUENO (2013) e GUIMARÃES (2014) realizaram ensaios centrífugos, THOMAZ (2015) desenvolveu um estudo paramétrico através de modelagem numérica (*software* Abaqus) para verificação da resistência lateral do solo face ao deslocamento do duto no leito marinho. PACHECO (2006) realizou ensaios em centrífuga, e também modelagem numérica, para verificação do comportamento de dutos *offshore*, comparando os resultados para as duas abordagens.

O interesse no comportamento de dutos enterrados é mundial, pesquisas que utilizam ensaios em centrífuga são desenvolvidas em vários lugares do mundo. Dentre elas, pode-se elencar o trabalho desenvolvido por SANDHI (2014), tratando de ensaios realizados em centrífuga geotécnica onde foi simulado deslizamento submarino atingindo uma linha de duto enterrada em argila com diferentes graus de consistência. Para fazê-lo, promoveu-se a movimentação de um duto suspenso por uma haste enterrado em argila. Partindo do princípio de que a movimentação relativa solo-duto não se altera, transladar o duto em vez do solo seria apenas uma questão de referencial. Dessa forma, a pesquisa de SANDHI (2014) se difere da de PEQUENO (2013) nas suas premissas, aparatos e também motivação. A partir deste estudo, SANDHI (2014) conclui que a força resistida pelo duto face à esta movimentação está relacionada à velocidade do evento geotécnico ao qual o mesmo foi submetido e também à resistência ao cisalhamento do solo, sendo esta última ainda mais relevante quando o deslizamento ocorre de forma lenta.

Outro importante trabalho científico utilizando centrífuga aplicada ao estudo das estruturas dutoviárias submetidas a eventos geotécnicos foi desenvolvido por ZHANG (2019), que simulou um deslizamento, provocado por sobrecarga na crista do talude, onde havia um duto enterrado. O autor verificou a influência da existência e localização deste duto para a ocorrência do deslizamento e também do formato e da profundidade da superfície de ruptura.

Os testes em aparelhos centrífugos têm por princípio preservar a escala 1:1 para as tensões e quantidades relacionadas de mesma dimensão, impondo a um modelo de dimensões reduzidas 1/n, um campo de acelerações gravitacionais n vezes maior. A Figura 2-1 ilustra as componentes que atuam sobre o modelo sujeito a um ensaio em centrífuga.

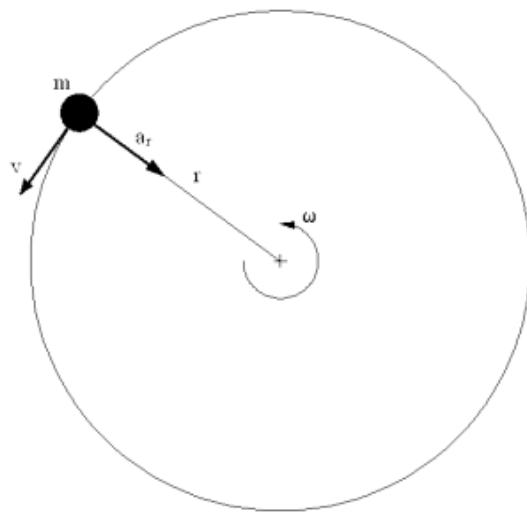


Figura 2-1 - Desenho esquemático de um modelo sujeito à aceleração em centrífuga. (PEQUENO, 2013)

Onde,

m = massa do modelo

ω = velocidade angular

v = velocidade tangencial

a_r = aceleração centípeta

r = raio

A principal vantagem da modelagem em centrífuga é respeitar dois aspectos específicos da geotecnia: que o solo se constitui em camadas, com características estratificadas, e que seu comportamento é função do histórico de tensões ao qual foi submetido, variando com a profundidade. Ou seja, a amostra de solo acelerada na centrífuga tem a superfície livre de tensões e um perfil cujas tensões aumentam com a profundidade na razão da sua massa específica e do campo de aceleração criado. Para garantir a validade da modelagem, é necessário que os fatores de escala sejam respeitados. A Tabela 2.2 traz as principais relações entre modelo e protótipo que regem os ensaios centrífugos nos problemas estáticos.

Tabela 2.2 - Relações de escala em modelos centrífugos

Parâmetro	Relação de Escala Modelo / Protótipo	Parâmetro	Relação de Escala Modelo / Protótipo
Gravidade	N	Deformação	1
Comprimento	$1/N$	Força	$1/N^2$
Densidade	1	Momento Fletor	$1/N^3$
Massa	$1/N^3$	Tempo (difusão)	$1/N^2$
Tensão	1	Tempo (relaxação)	1

A Figura 2-2 apresenta fotos da centrífuga de tambor da COPPE com o eixo de rotação na posição intermediária e outra na posição horizontal.



Figura 2-2 - Centrífuga de tambor da COPPE (OLIVEIRA, 2005)

Dentro do tambor giratório tem-se o canal de amostra, que é a parte da centrífuga destinada a receber o solo a ser ensaiado, que possui um raio interno de 500mm, uma altura de 250mm e pode alcançar uma aceleração que reproduz um campo gravitacional igual 450 vezes a gravidade. No entanto, os ensaios referidos neste trabalho são realizados dentro de uma caixa com área de 210 x 260 mm e 178mm de profundidade. A Figura 2-3 apresenta o canal de amostra da centrífuga e um detalhe com as medidas da caixa de amostra do canal.



Figura 2-3 - Canal de amostra da centrífuga e detalhe da caixa de amostra do canal com dimensões em mm (PEQUENO, 2013)

Para a coleta dos dados são utilizados basicamente extensômetros e transdutores de poropressão calibrados e dispostos em lugares estratégicos, conforme concepção do ensaio. O sistema de aquisição de dados utilizado nos ensaios centrífugos a serem utilizados neste trabalho realiza 10 leituras por segundo. Uma descrição mais detalhada do funcionamento da centrífuga utilizada na COPPE pode ser encontrada em OLIVEIRA (2005) e em PEQUENO (2013).

2.3 Modelagem numérica

A modelagem numérica se propõe como uma ferramenta eficaz para se obter soluções aproximadas para problemas complexos, onde a solução analítica se tornaria impraticável. O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um dos métodos numéricos mais consagrados para descrever os problemas de geotecnia.

Segundo KIM & SANKAR (2011), um dos motivos da popularidade do MEF é possibilidade de aplicação em programas computacionais versáteis, capazes de resolver muitos problemas práticos com uma quantidade mínima de treinamento. No entanto, sabe-se que tal facilidade pode trazer problemas quando o usuário não for conhecedor pleno de todos os mecanismos envolvidos no evento estudado. Além disso, segundo OLIVEIRA (2005), as hipóteses simplificadoras e a limitação de parâmetros envolvidos, necessários à modelagem computacional, raramente permitem a observação de efeitos secundários atrelados ao evento estudado, especialmente aqueles ligados a fenômenos pouco conhecidos.

O princípio básico do MEF é dividir ou discretizar o sistema em vários elementos menores denominados elementos finitos; identificar os graus de liberdade que descrevem seu comportamento; e depois escrever as equações que descrevem o comportamento de cada elemento e sua interação com os elementos vizinhos. As equações no nível do elemento são reunidas e organizadas a fim de que sejam obtidas as equações globais, frequentemente um sistema linear de equações, que, ao serem resolvidas, fornecem os graus de liberdade desconhecidos (KIM & SANKAR, 2011). A solução obtida através de um método numérico convergente será tão mais próxima da exata quanto maior for o refinamento empregado.

2.3.1 Modelos elastoplásticos

Apesar de haver na engenharia geotécnica situações em que o solo possa ser descrito como um material elástico-linear, como por exemplo em projetos de fundação, que permitem apenas pequenos recalques, não é possível realizar esta simplificação no caso estudado, uma vez que envolve grandes deslocamentos e grandes deformações. Torna-se necessária, então, uma formulação não-linear que considere a plasticidade do solo.

Embora o MEF, em seus primórdios, tenha tido suas aplicações restritas às deformações infinitesimais, segundo SOUZA NETO *et al* (2008), o método tem sofrido, desde então, importantes evoluções na área de mecânica dos sólidos conhecida como “plasticidade computacional”. Ainda segundo os autores, os componentes básicos de um modelo elastoplástico são:

- a decomposição das deformações em elástica e plástica;
- a função de elasticidade;
- o critério de escoamento;
- a lei de fluxo plástico, definindo a evolução das deformações plásticas;
- as regras de endurecimento ou degradação, caracterizando o pós escoamento.

A função de escoamento separa a região onde a variação do estado de tensão apresenta um comportamento elástico da região onde o comportamento é elastoplástico. A Figura 2-4 ilustra o estado de tensões admissíveis desta função no espaço definido pelas tensões principais. Nota-se que não é possível ultrapassar a superfície de escoamento: o estado de tensões de qualquer material deve estar dentro da superfície de escoamento (regime elástico) ou sobre a mesma (regime plástico ou elastoplástico). Neste último caso, um

acréscimo de tensões pode resultar na expansão ou contração da superfície, de acordo com as equações de endurecimento e degradação.

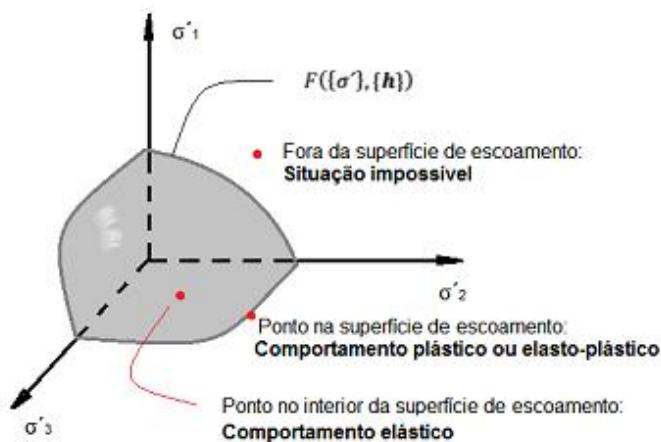


Figura 2-4 - Superfície de escoamento e domínios elástico, plástico e elastoplástico. (adaptada de DEOTTI, 2015)

Onde,

σ' = tensão confinante efetiva

$\{h\}$ = vetor dos parâmetros de estado relacionado ao endurecimento e amolecimento.

Os modelos elastoplásticos podem ser classificados quanto ao critério de escoamento utilizado, por exemplo: Tresca, von Mises, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Cam-clay, Cam-clay modificado, modelo de Lade e modelo de Lade e Kim, sendo estes quatro últimos os mais complexos. São utilizados neste trabalho os critérios de Mohr-Coulomb e Cam-clay modificado.

2.3.1.1 Modelo Mohr-Coulomb

O critério de Mohr-Coulomb baseia-se na ideia de que o fenômeno macroscópico do escoamento é, em sua essência, resultado do atrito entre as partículas do material. Por este critério de ruptura, a superfície de escoamento é função das propriedades do solo chamadas coesão “c” e ângulo de atrito “ ϕ ” (ver equação 2.1). Como pode ser observado na Figura 2-5 e na Figura 2-6, a plastificação do material ocorre quando se atinge a tensão máxima de cisalhamento.

$$(2.1) \quad \tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

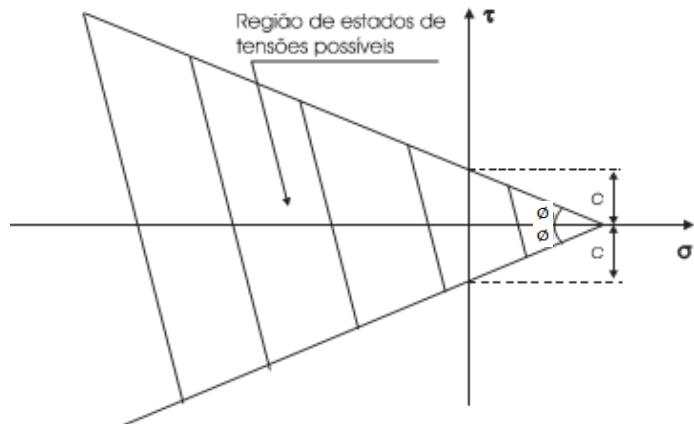


Figura 2-5 - Representação da região de estados possíveis de tensões para o critério de Mohr-Coulomb no plano $\tau \times \sigma$ (CARDOSO, 2005)

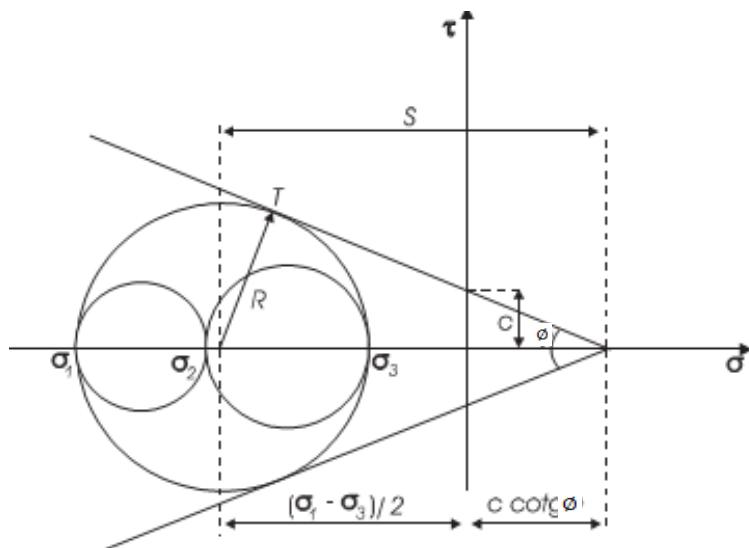


Figura 2-6 - Representação do estado limite para o critério de Mohr-Coulomb (CARDOSO, 2005)

A Figura 2-6, representa as condições de ruptura pelo critério de Mohr-Coulomb em termos de tensões principais, onde σ_1 se refere à tensão principal maior e σ_3 , à menor. Utilizando a Equação (2.2) pode-se encontrar o lugar geométrico da superfície de escoamento no espaço de tensões principais, conforme Figura 2-7.

(2.2)

$$\sigma_1(1 - \sin \phi) - \sigma_3(1 + \sin \phi) + 2 \cos \phi = 0$$

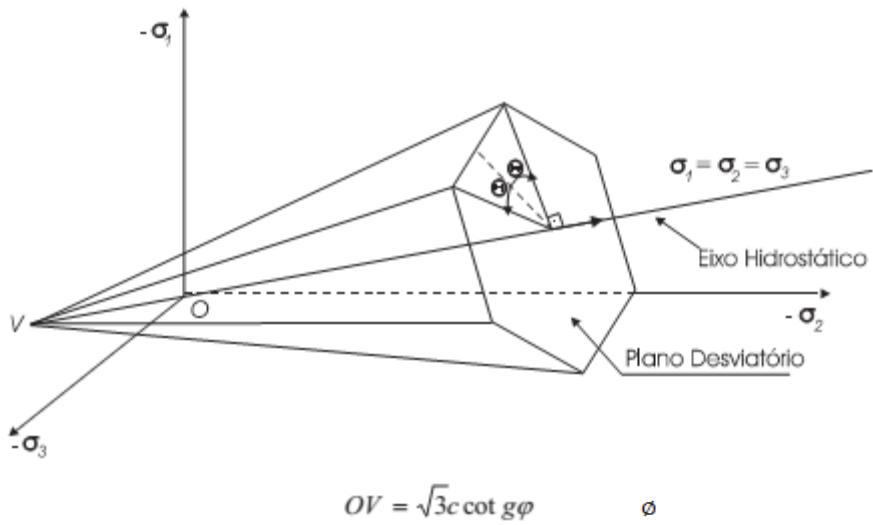


Figura 2-7- Superfície de escoamento de Mohr-Coulomb no espaço de tensões principais (CARDOSO, 2005)

O critério de escoamento de Mohr-Coulomb, no entanto, considera que o material se comporta como elastoplástico perfeito. De acordo com SOUZA NETO (2008), este modelo não engloba o fenômeno de expansão da superfície de escoamento pelo encruamento do material após deformação plástica, uma vez que a tensão de escoamento independe do grau de plastificação do material. Neste caso, a superfície de escoamento permanece fixa independente de qualquer processo de deformação que o material possa sofrer.

2.3.1.2 Modelo Cam-clay modificado

O modelo Cam-clay modificado foi proposto por ROSCOE e BURLAND (1968), *apud* ATKINSON (1978), a partir da Teoria dos Estados Críticos, para descrição do comportamento plástico dos solos moles. Sendo considerado um modelo elasto-plástico completo, o método Cam-clay modificado é capaz de descrever a relação tensão-deformação na zona elástica e também na plástica, além de atualizar a superfície de escoamento após as deformações plásticas, considerando a memória de tensão de sobre adensamento. Ressalta-se que este modelo é associativo, onde o vetor do fluxo plástico é perpendicular à superfície de escoamento.

A cada incremento de deformação plástica uma nova superfície de escoamento é criada, com o mesmo formato porém tamanho maior que a anterior, obedecendo às equações de plasticidade propostas pelo modelo. No Cam-clay modificado o escoamento é isotrópico, isto é, não ocorre deslocamento do centro das superfícies de escoamento após os sucessivos encruamentos. O contrário disso é o chamado escoamento cinemático, quando

ocorre a translação destes centros. A Figura 2-8 ilustra o que seriam as superfícies de escoamento sucessivas no espaço de tensões principais, considerando um escoamento isotrópico (a), e um cinemático (b).

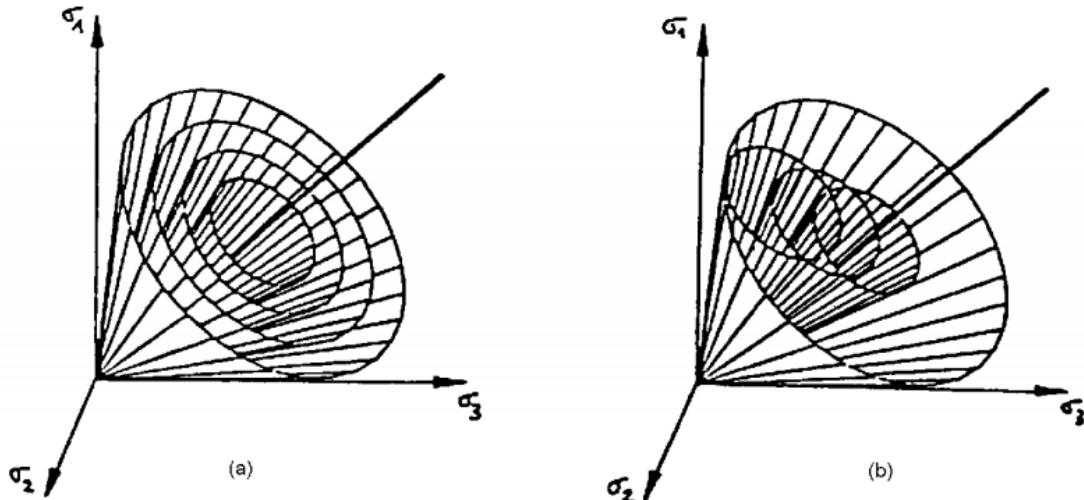


Figura 2-8 - Superfície de escoamento no espaço de tensões principais para escoamento isotrópico (a) e cinemático (b).

No caso do modelo Cam-clay, a típica representação das superfícies de escoamento no espaço de tensões principais dá lugar à representação da mesma em função dos seguintes parâmetros de estado: tensão efetiva média (p'), tensão cisalhante (q) e índice de vazios (e), onde:

$$(2.3) \quad p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$$

$$(2.4) \quad q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2}$$

Esse formato é o mais conveniente para a análise do estado de tensões nos solos, pois evidencia os parâmetros de referência mais importantes para o material solo, permitindo uma visualização mais amigável dos estados de maior relevância, como fica evidenciado na Figura 2-9. Além disso, é possível obter várias informações a partir da plotagem dos planos ortogonais do espaço formado por p' , q e e , como a linha de adensamento isotrópico, a linha de estados críticos e as linhas de carregamento e descarregamento da zona elástica.

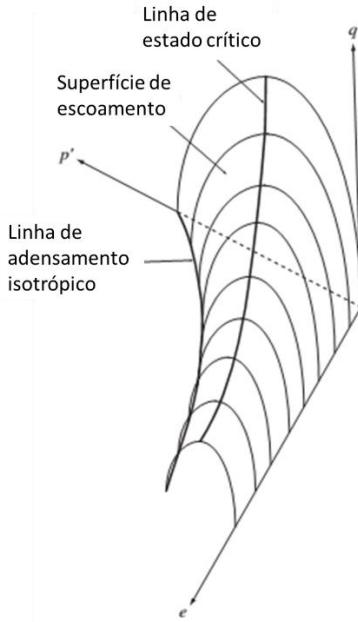


Figura 2-9 - Superfícies de escoamento no espaço p' , q , e (adaptado de HELWANY, 2007)

Plotando o plano $\ln p'$ x e , temos os gráficos da Figura 2-10 e da Figura 2-11, que evidenciam as linhas de adensamento isotrópico (lai), de carregamento e descarregamento da zona elástica e de estado crítico (lec). A partir deste gráfico é possível obter, segundo o modelo Cam-clay, os seguintes parâmetros de rigidez do solo:

λ – inclinação da lai/ lec no plano $\ln p' \times e$;

κ - inclinação da reta de descompressão no plano $\ln p' \times e$;

e_N – índice de vazios da lai quando $\ln p' = 1\text{kPa}$

e_T – índice de vazios da lec quando $\ln p' = 1\text{kPa}$

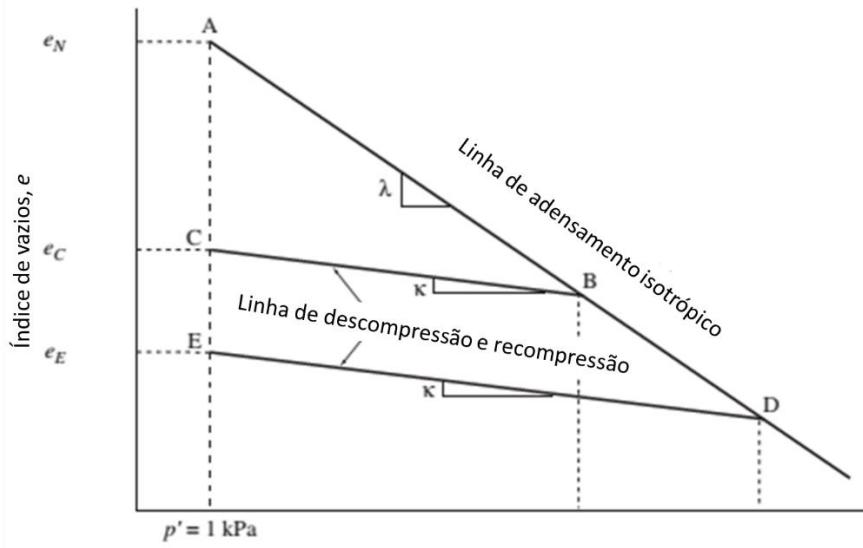


Figura 2-10 - Linha de adensamento isotrópico no plano $\ln p' \times e$ (adaptado de HELWANY, 2007)

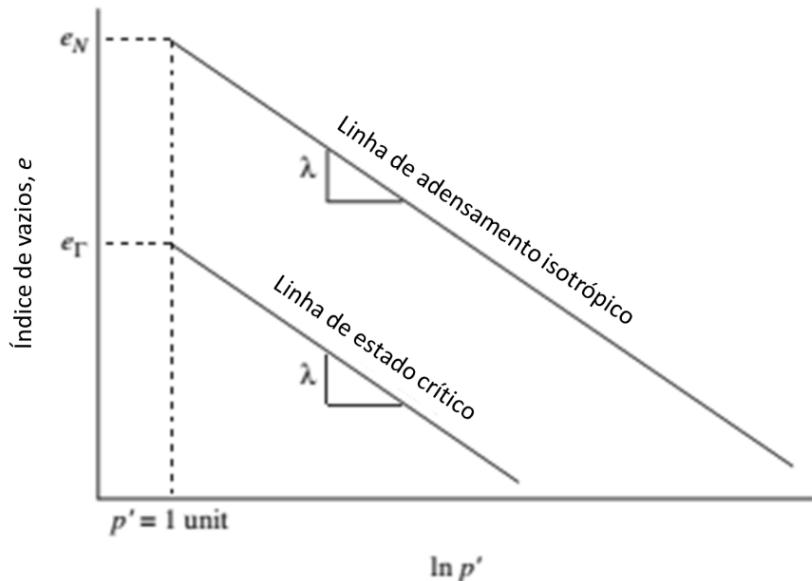


Figura 2-11 - Linha de adensamento isotrópico e linha de estado crítico no plano $\ln p'$ x e (adaptado de HELWANY, 2007)

A equação da linha de adensamento isotrópico é dada por:

$$(2.5) \quad e = e_N - \lambda \ln p'$$

Enquanto a equação da linha de descompressão e recompressão é dada por:

$$(2.6) \quad e = e_C - \kappa \ln p'$$

No plano p' x q , observado na Figura 2-12, também fica em evidência a lec. Neste gráfico a inclinação da lec é dada por $M = \Delta q / \Delta p'$, sendo M outro parâmetro de rigidez do solo de grande relevância.

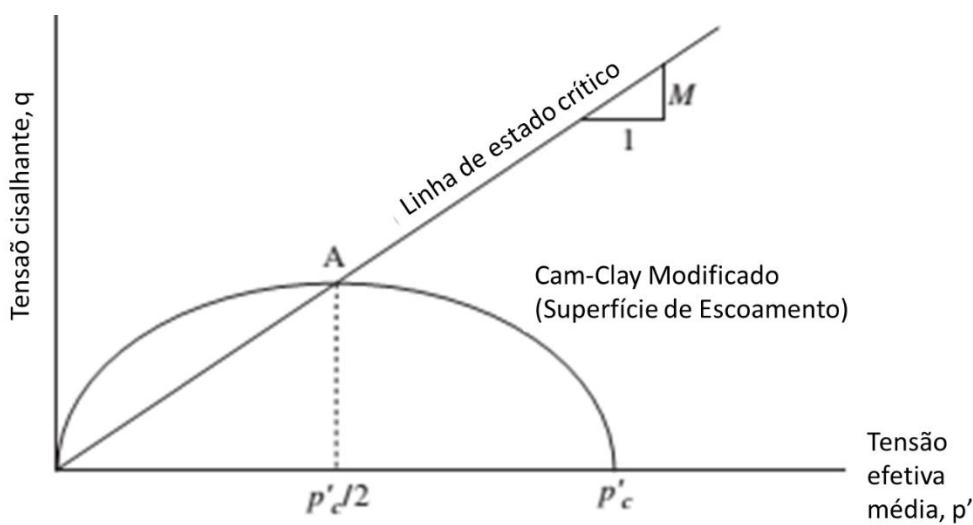


Figura 2-12 – Superfície de escoamento do modelo cam-clay no plano p' x q (adaptado de HELWANY, 2007)

O parâmetro M se relaciona com o ângulo de atrito do solo através das seguintes equações:

$$(2.7) \quad M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (\text{compressão})$$

$$(2.8) \quad M = \frac{6 \sin \phi}{3 + \sin \phi} \quad (\text{extensão})$$

A formulação do modelo Cam-clay também exige a definição do módulo de elasticidade cisalhante G, que pode ser relacionado com os conhecidos módulo de elasticidade (E') e coeficiente de Poisson (ν) através da Equação (2.9). Nota-se que, no caso dos eventos não-drenados, o módulo de elasticidade cisalhante (G) equivale ao módulo de elasticidade não-drenado (E_u).

$$(2.9) \quad G = \frac{E'}{2(1-\nu)}$$

Em resumo, para entrada em programas computacionais utilizando modelo elastoplástico Cam-clay modificado, é necessário entrar com os parâmetros elásticos κ e G (ou ν) e com os parâmetros plásticos λ , M e e_F (ou e_N).

A superfície de escoamento neste modelo é dada por:

$$(2.10) \quad q^2 - M^2[p'(p'_0 - p')] = 0$$

2.4 Processamento em elementos finitos

O processamento é a fase onde são resolvidas as equações matriciais e encontradas as incógnitas de um problema em elementos finitos. Para realizar simulações computacionais num programa comercial, é necessário inserir na interface do programa algumas diretrizes para que o processamento se dê conforme as premissas definidas pelo usuário. Os itens a seguir referem-se às rotinas utilizadas no programa escolhido (Abaqus Cae 6.13) para o desenvolvimento da presente análise numérica.

2.4.1 Abordagens lagrangeana e euleriana

Para simular o comportamento de um material submetido a forças externas, é necessária uma representação matemática do estado deste material num instante de tempo. A técnica de elementos finitos mais tradicional utiliza formulação puramente lagrangeana,

abordando o problema do ponto de vista da partícula: o volume de material analisado é intrinsecamente ligado ao elemento, deslocando-se e deformando-se juntamente com a malha. Em oposição, existe a abordagem euleriana, onde este volume pode fluir através dos limites dos elementos de uma malha rígida.

O manual teórico do Abaqus traz uma observação quanto ao uso destas duas abordagens, onde considera que a técnica euleriana pode ser mais eficaz no tratamento de problemas que envolvem deformações muito grandes, dano ao material ou materiais fluidos. Por este manual, a abordagem lagrangeana é mais indicada a modelagens mecânicas, onde é de grande relevância o histórico de tensões sofrido pelo material, e a perspectiva lagrangeana facilita este registro.

Durante o desenvolvimento da presente pesquisa foi observada a pertinência do tratamento do problema através de uma abordagem euleriana, com vistas à dificuldade de se aplicar grandes deslocamentos, porém, embora o material utilizado neste trabalho tenha baixa consistência, não se comporta como um fluido efetivamente. Entende-se que o solo poderia ser descrito ainda como um fluido não-newtoniano, pois comporta-se como sólido para tensões menores que a de escoamento. Entretanto, não foram realizados ensaios de laboratório no material para obtenção de parâmetros reológicos.

As diversas modelagens descritas na literatura trazem, em sua maioria, a abordagem lagrangeana, embora, em alguns casos, haja aplicabilidade da abordagem euleriana. Para tal, é necessária, além do elencado anteriormente, o desenvolvimento de sub rotinas em Fortran para a utilização de materiais fluidos não-newtonianos. ABEELE (2013) apresenta algumas situações relacionadas à interação solo-duto em que a utilização de uma abordagem Euleriana- Lagrangeana (CEL) é vantajosa, como por exemplo os fluxos de detritos submarinos. De acordo com FREIRE (1965), apud GUIDICINE e NIEBLE (1976), os fluxos de detritos são eventos chamados escoamentos rápidos, onde o comportamento é predominantemente fluido-viscoso, em oposição ao comportamento plástico, típico dos escoamentos lentos e dos escorregamentos, que é o que de fato se deseja simular.

Por todo o exposto, não foi possível realizar uma abordagem euleriana, muito embora pudesse se apresentar como uma boa ferramenta. Em algumas das análises realizadas, foi utilizada porém a formulação arbitrária lagrangeana-euleriana (ALE), que combina características de ambas abordagens. A malha adaptativa arbitrária lagrangeana-euleriana

é utilizada, em geral, no modo explícito, para modelar elementos lagrangeanos que sofrem grandes deformações, realizando o remalhamento após cada passo do processamento. Tensões e propriedades do material são mapeadas da malha anterior para os pontos de Gauss da nova malha através de sofisticadas técnicas de interpolação. Esta ferramenta permite que o material flua através da malha, o que mantém uma malha de alta qualidade mesmo quando ocorrem grandes deformações ou perda de material.

2.4.2 Modos implícito e explícito

Dois modos de solução estão disponíveis para o tratamento do problema: o ABAQUS Standard e o ABAQUS Explicit.

O ABAQUS Standard obtém a solução do problema dinâmico não linear através de uma esquema implícito no tempo para a integração das equações do movimento. A consideração dos efeitos não lineares se dá através de um processo de linearização da resposta do sistema em torno de configurações de equilíbrio, dando origem a um processo de solução incremental iterativo ao longo do tempo. Por sua vez, o tempo é discretizado por um operador implícito de diferenças finitas. Não havendo efeitos dinâmicos relevantes no problema tem-se a solução de um problema pseudo-estático

Por sua vez, o ABAQUS Explicit, executa o mesmo processo de integração no tempo valendo-se de um operador explícito de integração no tempo, sem a necessidade do cálculo de matrizes de rigidez do sistema.

Ambos modos têm seus procedimentos baseados no equilíbrio entre as forças externas aplicadas, as forças nos elementos e as acelerações nodais. Para dar conta do problema, o modo Standard resolve um sistema de equações algébricas a cada incremento, que prevê uma matriz de rigidez. Em oposição, o modo Explicit utiliza apenas a Equação (2.11).

$$(2.11) \quad M\ddot{u} + F = P$$

Onde:

M = massa dos nós;

\ddot{u} = aceleração nos nós;

F = forças internas nos nós;

P = forças externas aplicadas.

O algoritmo utilizado pelo ABAQUS Standard é o Newton-Raphson, que prevê consecutivas iterações e rigidez variável. Busca-se satisfazer o equilíbrio do modelo ao final de cada incremento e ainda calcular os deslocamentos simultaneamente. Pode-se dizer que a estabilidade deste método é incondicional, e por isso é necessária uma quantidade elevada de iterações para obter uma solução dentro das tolerâncias prescritas, principalmente quando se trata de um problema não-linear.

Esta matriz de rigidez do problema contém as propriedades físicas e geométricas de todos os elementos do modelo, devendo a matriz jacobiana do sistema linearizado resultante ser sempre positiva definida para que o problema tenha solução..

Por outro lado, o modo explícito calcula primeiro as acelerações nos nós, de acordo com a Equação (2.11, para posteriormente integrar o vetor aceleração e encontrar os vetores velocidade e deslocamento. A solução é determinada avançando-se o estado cinemático de um incremento para o próximo, usando um incremento de tempo menor que o comumente utilizado em análises implícitas. O tamanho do incremento é limitado pelo incremento de tempo estável, automatizado no programa.

2.4.3 Algoritmo Newton-Raphson

Sendo método de Newton-Raphson um método iterativo, a carga, ou uma parcela estipulada da carga, é aplicada de uma vez, e a parcela da tensão (ou deformação) não equilibrada dá origem a forças nodais corretivas, que devem ser aplicadas novamente, formando um ciclo que só se encerra quando os resíduos atingem uma tolerância preestabelecida. Como este método considera rigidez variável, a matriz de rigidez é recalculada a cada iteração (ou grupo de iterações) com as propriedades tiradas pela tangente à curva no ponto correspondente à deformação alcançada na iteração anterior.

Quando a solução não converge, o programa retrocede e aplica uma parcela menor da carga (25%), ou seja, divide a carga total prevista em incrementos menores a serem aplicados sequencialmente. Por utilizar esta rotina, diz-se que Abaqus/Standard combina procedimentos iterativos e incrementais.

Para cada iteração em uma análise não-linear, o programa define uma matriz de rigidez do modelo e resolve um sistema de equações. Isso significa que cada iteração é equivalente, em custo computacional, à realização de uma análise linear completa, o que torna as análises não-lineares muito mais custosas que as lineares.

2.5 Pesquisas contemporâneas

A temática dos movimentos de solo sobre duto é motivação de diversos artigos, dos quais dois são destacados neste item por trazerem análises numéricas de casos similares ao que é estudo no presente trabalho: ZHU (2010) e SUSILA (2018).

ZHU (2010) simula um deslizamento de terra com intuito de quantificar as cargas e deslocamentos impostos aos dutos embutidos na massa deslizada. Para isso, é utilizada uma abordagem em elementos finitos, empregando um modelo de solo bidimensional elástico e perfeitamente plástico com condições de deformação plana e técnicas de atualização da malha. A Figura 2-13 apresenta as fases inicial (a), final (d) e duas intermediárias (b e c) do deslizamento simulado pelo autor.

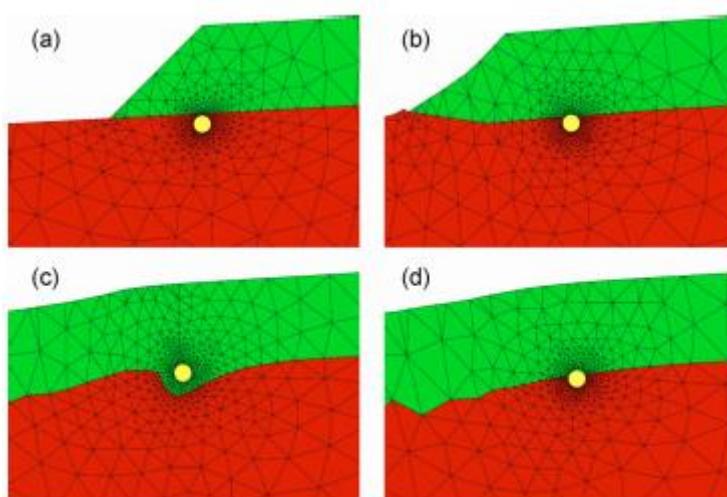


Figura 2-13 - Simulação numérica de deslizamento sobre duto enterrado (ZHU, 2010)

Como conclusão, ZHU (2010) traz que quanto maior a restrição do duto ao seu deslocamento lateral, representada por um coeficiente de mola (K), maior será a pressão a que estará submetido face ao evento geotécnico, o que corrobora com o que se pretende comprovar na análise numérica objeto deste trabalho. Além disso, a modelagem numérica do autor indica que após um certo avanço do movimento de massa, o deslocamento lateral e a pressão resultante no duto se estabilizam. Também foi percebido que, embora o nível de restrição ao qual o duto é submetido seja relevante inicialmente, para grandes deslocamentos do solo a carga a qual o duto é submetido após a estabilização é a mesma para os diferentes coeficientes de mola. A Figura 2-14 apresenta a evolução da pressão no duto ao longo da simulação.

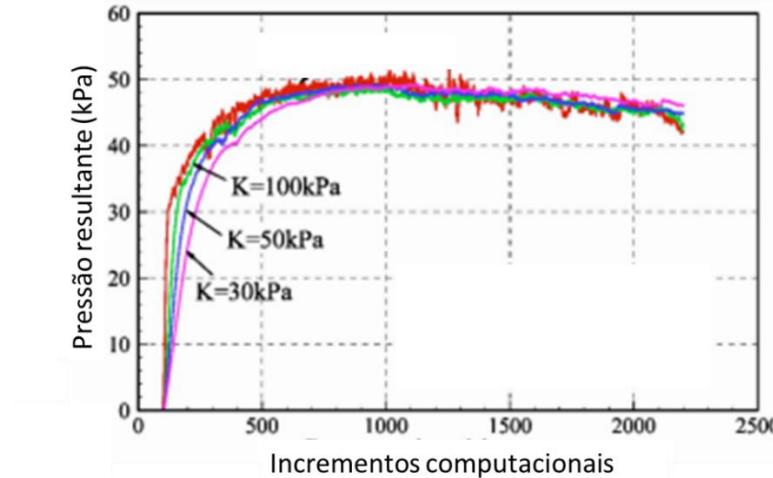


Figura 2-14 - Pressão resultante no duto ao longo da simulação numérica (ZHU, 2010)

SUSILA (2018) apresenta um estudo com abordagem tridimensional, utilizando o método dos elementos finitos, onde um grupo de dutos é atingido também no seu terço central por uma massa de solo em movimento. No modelo desenvolvido, os limites do deslocamento do solo são bem definidos, e pretendia-se avaliar o deslocamento dos dutos e as tensões gerados no solo ao redor dos mesmos. A Figura 2-15 apresenta a simulação estudada e a Figura 2-16 apresenta o resultado da análise quanto ao deslocamento transversal dos dutos (paralelo ao movimento do solo) ao longo do eixo dos mesmos.

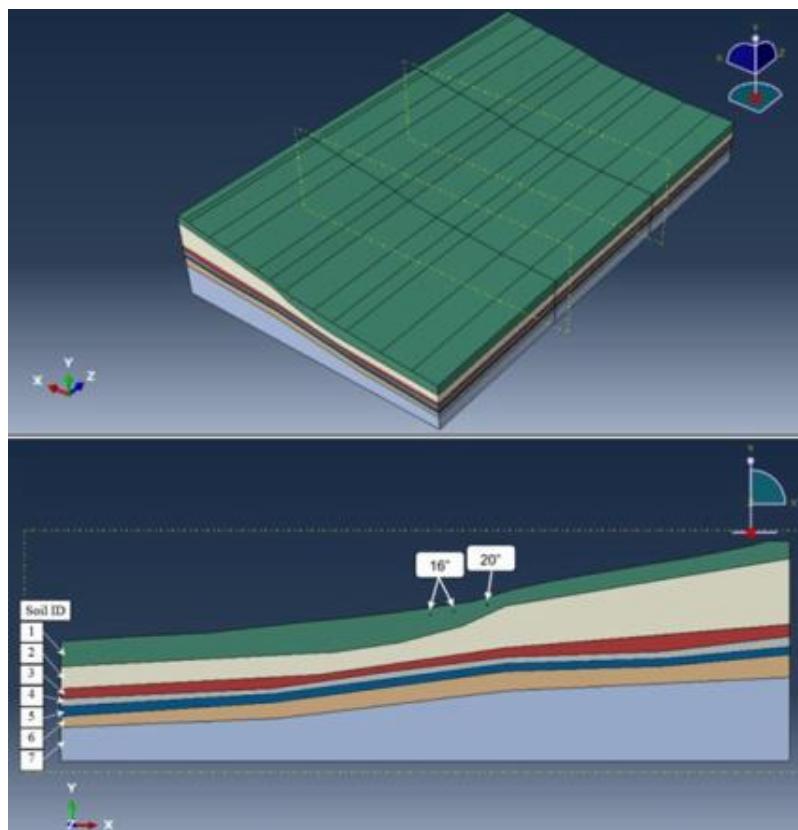


Figura 2-15 - Configuração da modelagem numérica tridimensional para movimentação de massa de solo transversal a grupo de dutos enterrados (adaptado de SUSILA, 2018)

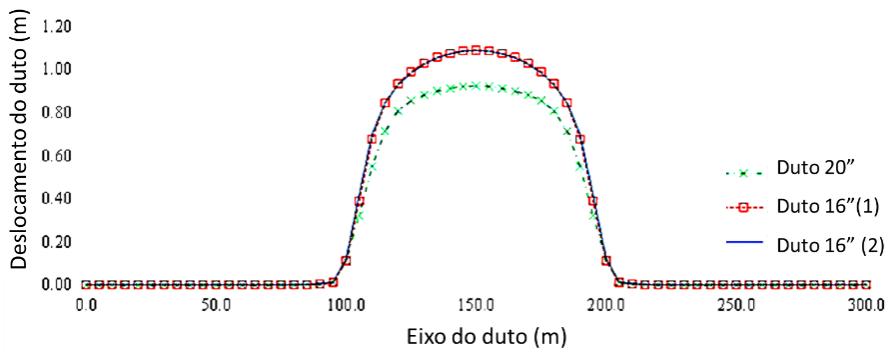


Figura 2-16 - Deslocamento transversal ao longo do eixo dos dutos ao longo do eixo (adaptado de SUSILA, 2018)

Através desta simulação verificou-se que, nos limites onde a massa de solo sofre deslocamento, o duto é altamente deformado e que a parte central do trecho atingido se desloca no sentido do solo de maneira quase uniforme. Com isso, pode-se inferir que, analisando apenas o trecho central, pode-se simplificar a análise desenvolvendo um modelo bidimensional, porém seriam negligenciados os esforços existentes na área engastada.

2.6 Estudos comparativos numérico-experimentais

Inúmeras incertezas circundam os diversos métodos de abordagem do problema de iteração solo-duto, por isso a comparação entre diferentes abordagens e modelos constitutivos são de suma importância para o entendimento dos eventos estudados. Entre os trabalhos que se propuseram a realizar estudos comparativos, são destacados aqui o de PACHECO (2006) e o de THOMAZ (2015).

PACHECO (2006) realizou ensaios centrífugos e também modelagem numérica de movimentação (pré-descrita) de duto parcialmente enterrado em areia (modelo constitutivo Mohr-Coulomb), verificando o deslocamento alcançado e a força necessária para realizá-lo. Ao final foi realizada comparação entre os resultados numérico e experimental. THOMAZ (2015) realizou modelagem numérica similar, porém com parâmetros de argila, realizando comparações entre modelos constitutivos.

Em ambos os casos foram observadas divergências entre os resultados obtidos, em grande parte, em virtude da dificuldade de obtenção de parâmetros realistas do solo e também, no caso de PACHECO (2006), da dificuldade de representar em duas dimensões o ensaio

centrífugo. A Figura 2-17 apresenta uma das comparações numérico-experimentais realizadas por PACHECO (2006).

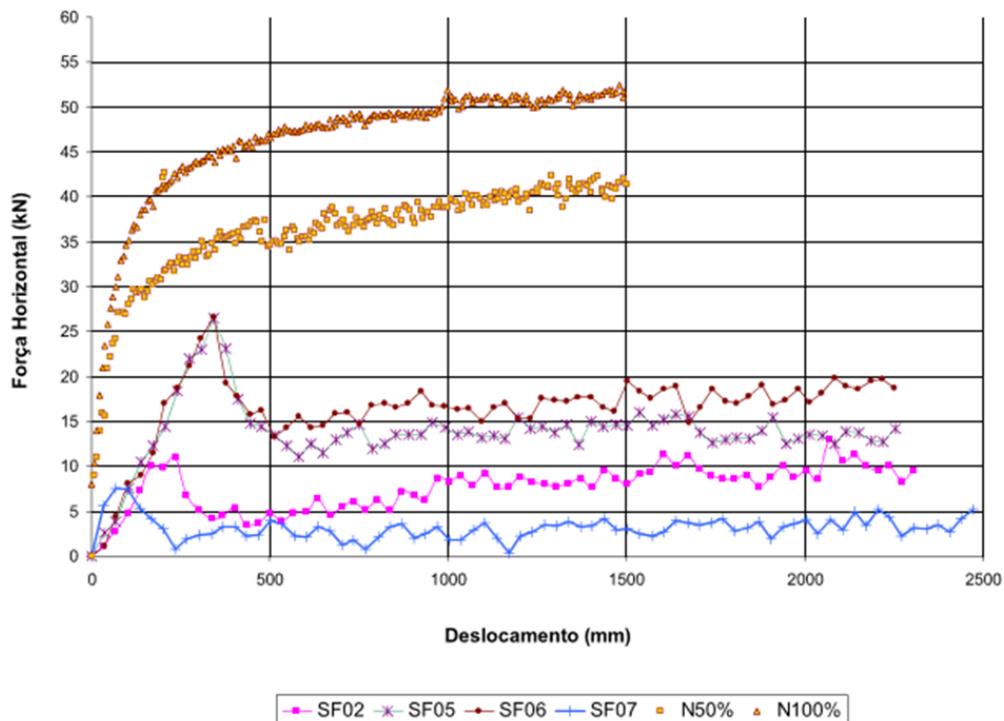


Figura 2-17 Comparaçao dos resultados físico e numérico para areia compacta (PACHECO, 2005)

Nota-se que o modelo numérico (N50% e N100%) apresentou resultados superestimados em relação ao ensaio físico (SF02; SF05; SF06; SF07) e também não foi capaz de representar o pico de resistência que ocorre no início do deslocamento, além de apresentar uma taxa de crescimento inicial da força muito maior. Dentre as limitações do modelo numérico, nota-se a dificuldade de se inserir parâmetros de pico e residuais e os efeitos secundários.

A Figura 2-18 apresenta uma comparação realizada por THOMAZ (2015) para avaliação da influência da resistência não drenada do solo (S_u) na reação obtida no duto. Nela são apresentados 3 modelos numéricos: um que considera modelo constitutivo elasto-plástico e regime não drenado (EP), e outros dois com modelo constitutivo Cam-clay, sendo um com regime drenado (CC – D) e o outro não drenado (CC – ND).

Comparação MCC x MEP - Variando Su

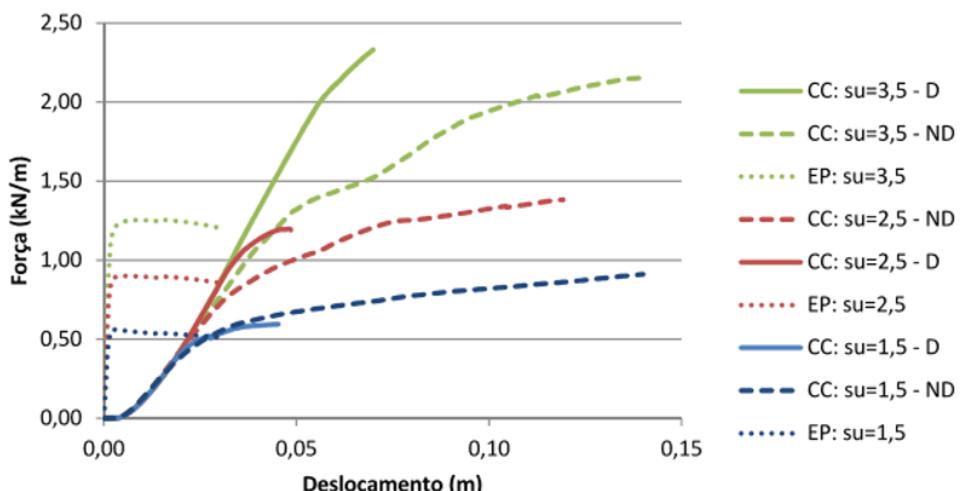


Figura 2-18 Gráfico comparativo dos modelos constitutivos Cam-clay (MCC) e “elasto-plástico” (MEP) para vários valores de resistência não drenada (Su) (THOMAZ, 2015)

Novamente observa-se divergência entre os dois modelos comparados. Percebe-se que a representação das propriedades de solo, mesmo considerando modelos equivalentes, é muito importante na simulação da interação solo-estrutura. Isso acontece devido à diferença na definição do módulo de elasticidade do solo, que está relacionado à rigidez inicial. Para o MEP, no referido trabalho, definiu-se o módulo de elasticidade como um valor frequente, muito utilizado pela Indústria, $E=500*Su$, enquanto no modelo constitutivo Cam-clay estima-se um módulo de elasticidade científico.

Apesar de aparentemente os estudos comparativos realizados por PACHECO (2006) e THOMAZ (2015) apresentarem resultados onde os modelos comparados estejam consideravelmente divergentes, é observada convergência entre os modelos quando são levantados os questionamentos motivadores do desenvolvimento da pesquisa. Para THOMAZ (2005), por exemplo, as análises concordam que os parâmetros do solo e a profundidade de enterramento do duto apresentam influência direta na resistência oferecida ao deslocamento lateral do duto, enquanto que diâmetro e peso do duto não influenciam diretamente.

Em resumo, embora os estudos realizados nos trabalhos supracitados tenham sido bem sucedidos nas suas proposições, pode-se dizer que há uma necessidade de se melhor caracterizar o material utilizado nos ensaios físicos para que se possa utilizar parâmetros mais realistas nas análises numéricas. Percebe-se também a importância da experimentação das diversas abordagens disponíveis (modelos constitutivos, módulos do programa, etc.) para verificação das que são capazes de representar o evento analisado.

3 Descrição do problema

Com foco na movimentação de solo transversal a dutovias e seus impactos, pretende-se simular em ambiente computacional um grupo de ensaios realizados em centrífuga geotécnica. Tais ensaios foram feitos durante a pesquisa de PEQUENO (2013). O ensaio físico consistia basicamente em movimentar uma massa de solo contra uma estrutura que corresponderia a um duto, provocando o deslocamento dessa estrutura e o surgimento de forças reativas na mesma, além de tensões na massa de solo.

Os dados e resultados de PEQUENO (2013) servem de base para a propositura dos modelos numéricos desta dissertação e validação das saídas obtidas no Abaqus. Para garantir a equivalência entre o que foi simulado fisicamente (centrífuga) e o que está sendo modelado computacionalmente, é necessário verificar quais são os resultados disponibilizados e como foram obtidos, observando a relação modelo/ protótipo e a calibração feita nos sensores do modelo físico. Partindo disso, é possível definir quais saídas devem ser solicitadas ao programa e como devem ser tratadas para se manter a equivalência entre modelo físico e modelo numérico. As dimensões utilizadas no modelo numérico são as do protótipo, conforme apresentado na Tabela 2.2.

3.1 Condições do ensaio físico

O modelo foi montado em uma caixa implantada dentro do canal de amostra da centrífuga. Nesta caixa foi instalada a estrutura análoga ao duto e lançado o solo em forma de grumos até seu preenchimento, considerando uma sobrecobertura do duto previamente determinada. A primeira fase do ensaio consistiu apenas no adensamento do solo através da geração do campo gravitacional. Em seguida, foi introduzida no material a pá responsável pela movimentação do solo, a uma distância do duto equivalente a seis vezes o seu diâmetro. Após a estabilização das poropressões, iniciou-se a movimentação da pá contra o duto, movimentando o material de forma homogênea ao longo de uma extensão igual a quatro vezes o diâmetro do duto, e parando a uma distância de duas vezes este diâmetro. Segue abaixo (Figura 3-1) um desenho que esquematiza o ensaio.

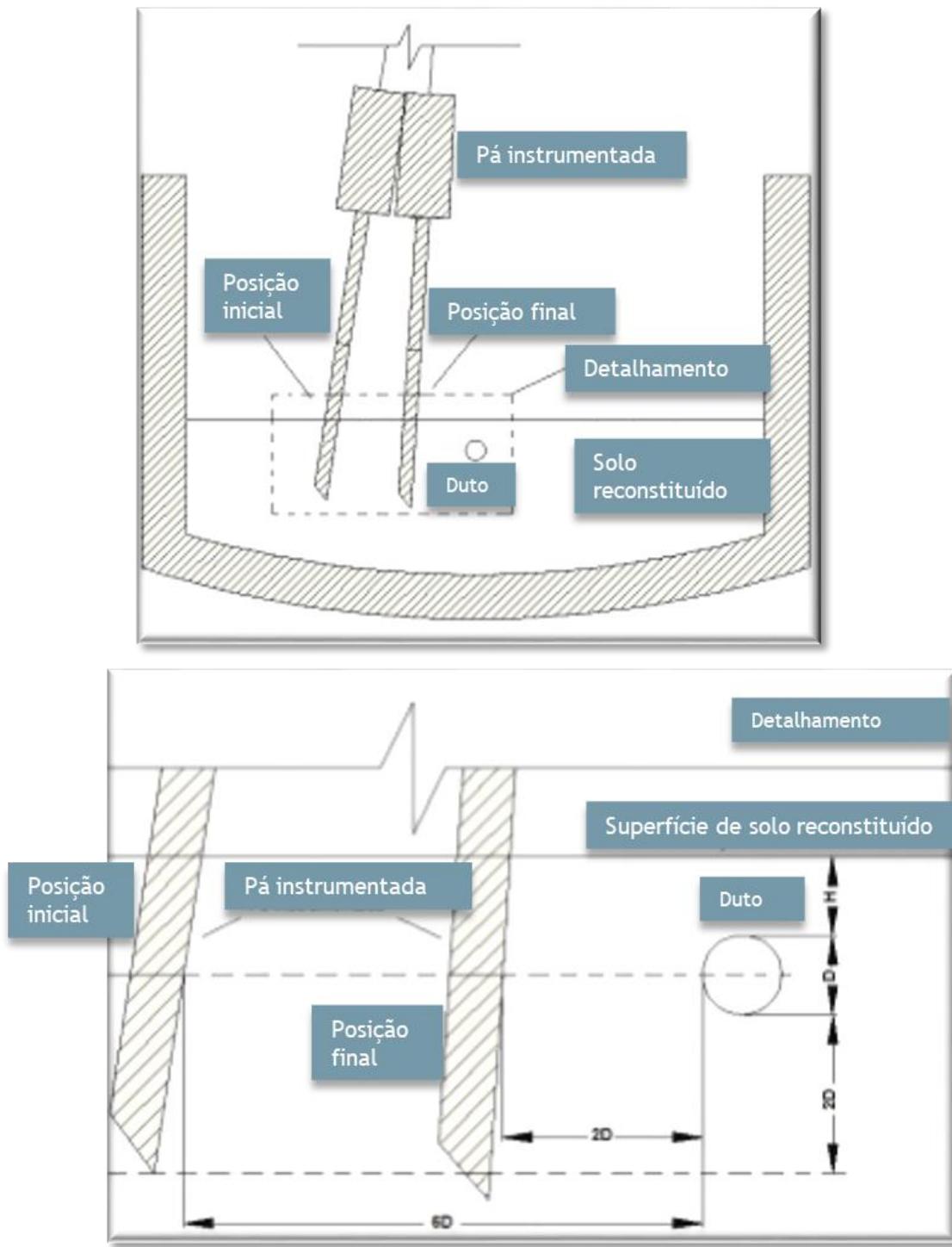


Figura 3-1 - Esquema de movimentação da Pá instrumentada em relação ao duto (PEQUENO, 2013)

O trabalho de Pequeno (2013) propôs duas concepções diferentes para a estrutura que representa o duto: o modelo chamado “Duto A”, onde a estrutura estaria ligada à caixa por rótulas de fixação em suas extremidades (Figura 3-2), e o chamado “Duto B”, fixado à uma haste transversal independente (Figura 3-3).

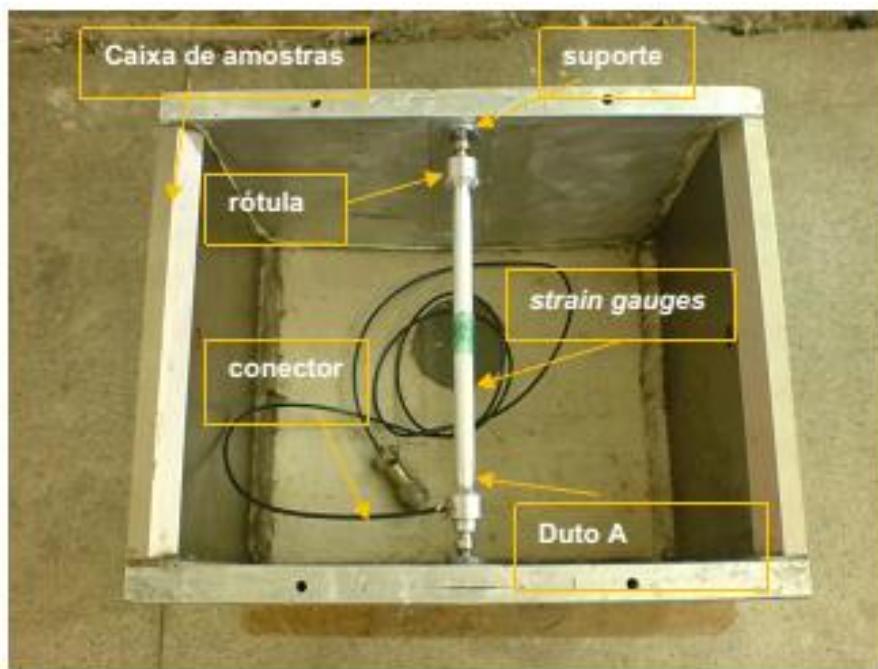


Figura 3-2 - Sistema Duto A posicionado na caixa de ensaio (PEQUENO, 2013)

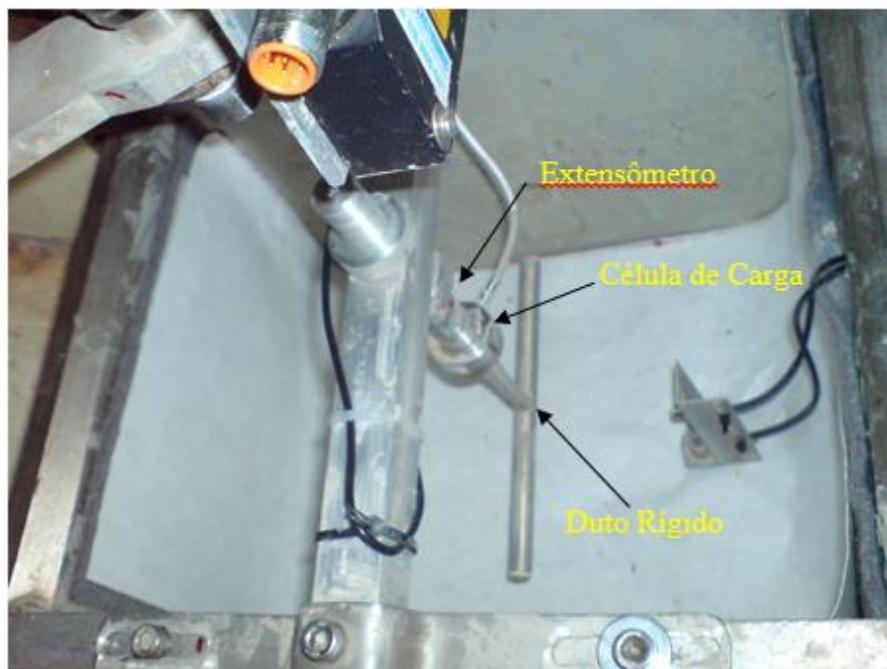


Figura 3-3 - Sistema Duto B posicionado na caixa de ensaio (PEQUENO, 2013)

Na concepção do modelo Duto A, a extensão do duto atingida pelo evento geotécnico idealizado é um dos dados de entrada para a montagem do sistema, como ilustrado na Figura 3-4. Os limites do trecho onde há movimento de massa são considerados pontos de engaste, sendo assim, os pontos de momento zero são representados no modelo físico pelas rótulas que ligam o duto A às paredes da caixa. Pode-se interpretar este sistema como uma viga bi-engastada sujeita a um carregamento transversal uniformemente

distribuído. Por isso, diz-se que este modelo é uma representação tridimensional do problema estudado e, doravante, será chamado Duto 3D.

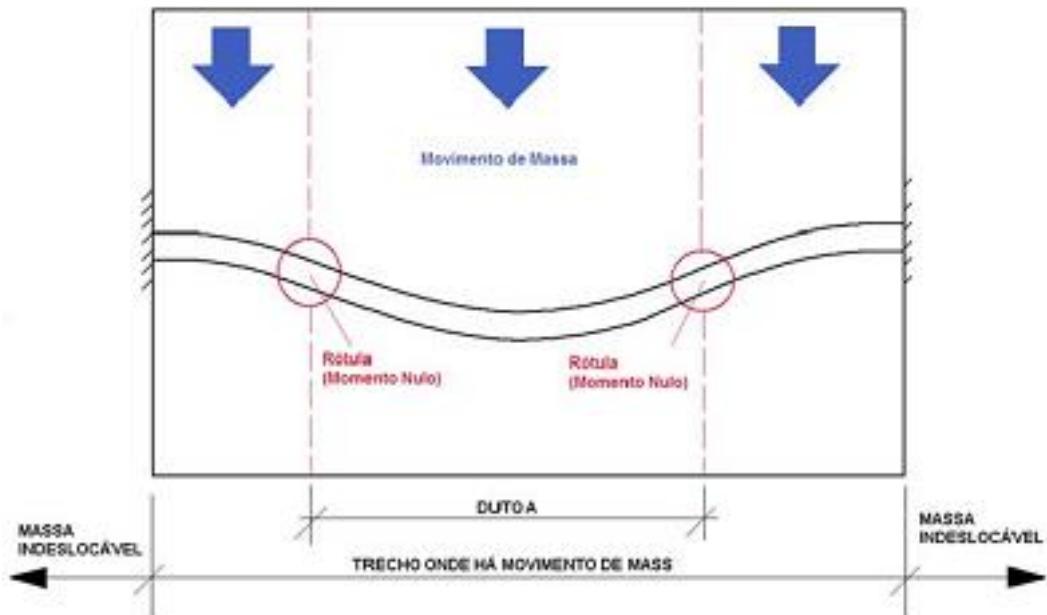


Figura 3-4 - Esquema da concepção do modelo Duto 3D (PEQUENO, 2013)

Por outro lado, o Duto B é considerado um modelo bidimensional, pois todo o comprimento da estrutura que representa o duto movimenta-se como um corpo rígido enquanto é empurrada pelo solo em movimento, e será então chamado Duto 2D. Ao contrário do modelo 3D, onde se observa um deslocamento diferente para cada seção do duto, o Duto 2D pode ser mais facilmente adaptado para uma análise que considera o estado plano de deformação. A Figura 3-5 ilustra o ensaio para o modelo 3D e a Figura 3-6 para o modelo 2D no momento após a inserção da pá.



Figura 3-5 - Modelo 2D durante ensaio centrífugo, após inserção da pá. (PEQUENO, 2013)



Figura 3-6 - Modelo 2D durante ensaio centrífugo, após inserção da pá. (PEQUENO, 2013)

As dimensões da estrutura do Duto 2D e da pá são apresentadas na Figura 3-7 e na Figura 3-8, respectivamente, bem como o posicionamento dos extensômetros e das células de carga.

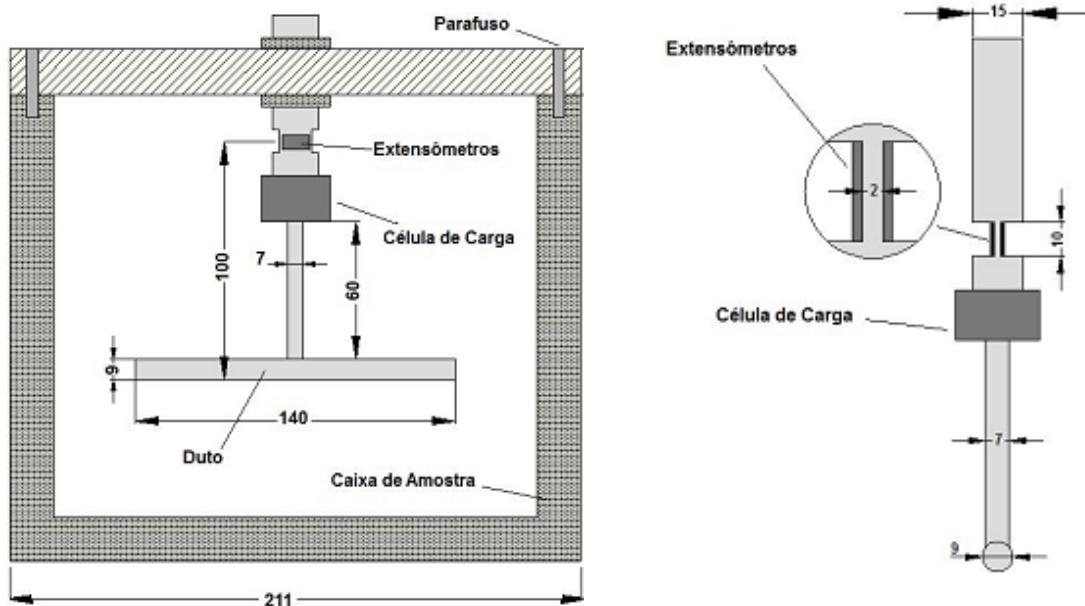


Figura 3-7 - Projeto do Duto 2D com dimensões em mm (PEQUENO, 2013)

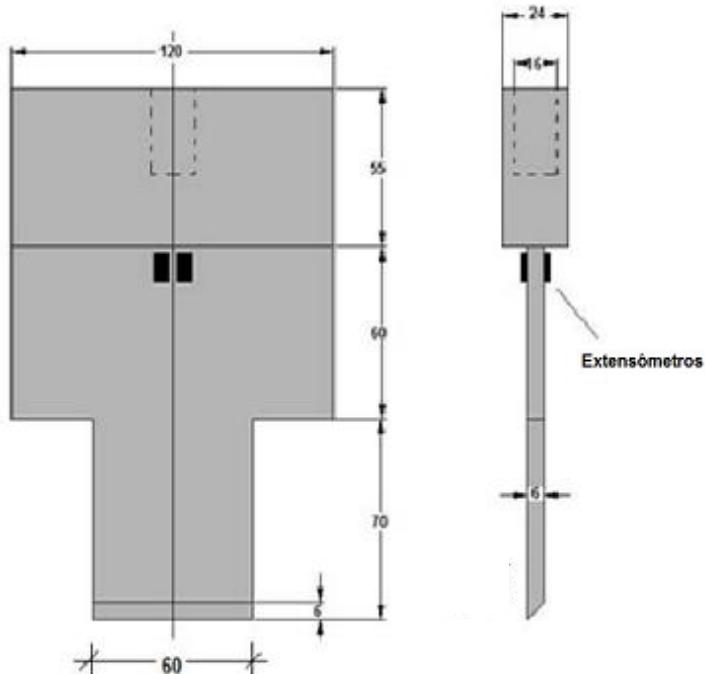


Figura 3-8 - Projeto da pá instrumentada com dimensões em mm (PEQUENO, 2013)

As dimensões do modelo 3D constam na Tabela 3.1, relacionando inclusive as características geométricas e mecânicas do modelo e do protótipo.

Tabela 3.1 - Características geométricas e mecânicas do modelo e do protótipo (PEQUENO, 2013)

Parâmetro	Modelo	Protótipo
Material	Alumínio	Aço
E (kPa)	$0,65 \times 10^8$	$2,00 \times 10^8$
L (mm)	177	9000
D (mm)	9	457
t (mm)	1,0	127
I (m^4)	$2,0 \times 10^{-10}$	$1,3 \times 10^{-3}$
K (kN/m)	$1,1 \times 10^2$	$5,8 \times 10^3$

O parâmetro K da Tabela 3.1 representa a rigidez do duto ao deslocamento horizontal e ao vertical, associada a um deslocamento unitário no meio do vão de uma viga bi-apoiada sujeita a um carregamento transversal.

Pela concepção do sistema do Duto 2D, o mesmo está instalado na ponta de uma haste, que por sua vez está engastada de um lado (barra onde está presa) e livre na ponta onde tem-se o duto. Sendo assim, é possível representar esta haste como uma viga em balanço. Pode-se dizer então que o coeficiente de mola que restringe o deslocamento horizontal do Duto B é a rigidez associada a um deslocamento unitário na ponta livre de uma viga em balanço, que de acordo com as premissas de resistência dos materiais é dado pela Equação (3.1).

$$(3.1) \quad K = \frac{3EI}{L^3}$$

Onde,

K = coeficiente de mola;

E = módulo de elasticidade;

L = extensão;

I = inércia à flexão, que, no caso da seção circular cheia da haste em questão, é dada pela Equação(3.2).

$$(3.2) \quad I = \frac{\pi d^4}{64}$$

Onde d é o diâmetro da seção.

A movimentação vertical do duto é restringida por um coeficiente de mola equivalente à rigidez associada à deformação axial da haste decorrente de um carregamento também axial. Este coeficiente de mola pode ser calculado através da Equação (3.3).

$$(3.3) \quad K = \frac{EA}{L}$$

Onde A é a área da seção.

Aplicando as dimensões do modelo, chega-se a um coeficiente igual a 22,98kN/m para a mola horizontal e 25×10^3 kN/m para a mola vertical. Considerando o fator de escala modelo/ protótipo igual a 50, tem-se coeficientes de mola iguais 1149kN/m e $1,25 \times 10^6$ kN/m na horizontal e vertical, respectivamente.

3.2 Descrição do solo utilizado

Quanto ao solo utilizado, trata-se de uma argila marinha retirada do Campo de Roncador na Bacia de Campos, no Norte-Fluminense, através de amostragem. Esta argila foi totalmente amolgada e reconstituída por adensamento durante o ensaio. O perfil de resistência não drenada do solo foi conhecido após a conclusão da simulação proposta, quando realizada a cravação de um mini T-bar, e, findo o ensaio, foram retiradas amostras para determinação da umidade.

A amostragem de argila marinha retirada do Campo de Roncador foi utilizada em diversas pesquisas e, a fim de conhecer os parâmetros de resistência do solo, foram realizados ensaios de laboratório (triaxiais e de adensamento) com amostras indeformadas e também reconstituídas. A Tabela 3.2 apresenta os resultados dos ensaios hidrostático e oedométricos realizados com amostras reconstituídas e interpretados na forma dos parâmetros Cam-clay, mais adequados para estudo de argilas de baixa resistência.

Tabela 3.2 - Parâmetros do solo reconstituído (PEQUENO, 2013)

Tipo de adensamento	Quantidade	Parâmetros de Compressibilidade		Parâmetros Cam-Clay			
		C _c	C _r	λ	κ	N	Γ
hidrostático	1	-	-	0,20	0,04	3,49	3,33
oedométrico	2	0,51	0,12	0,22	0,05	-	-
		0,52	0,11	0,22	0,04	-	-

Onde:

C_c = coeficiente de compressibilidade solo

C_r = coeficiente de recompressão do solo

λ = Coeficiente de compressibilidade – Modelo Cam-clay

κ = Coeficiente de recompressão – Modelo Cam-clay

N = Volume específico para tensão confinante equivalente a 1,0 kPa na reta virgem - Modelo Cam-clay

Γ = Volume específico para tensão confinante equivalente a 1,0 kPa na linha de estado crítico

O coeficiente angular da linha de estado crítico no plano p'-q (parâmetro M) foi calculado a partir do ângulo de atrito observado nos ensaios triaxiais ($\phi=24,8^\circ$), sendo igual a 0,9752.

3.3 Modelo numérico proposto

Após a descrição das condições em que se deu o ensaio físico, tomado como base para este trabalho, apresenta-se a seguir o desenvolvimento da representação do evento numa abordagem numérica através do método de elementos finitos, considerando como ferramenta o programa Abaqus Cae 6.13-4.

A simulação se deu em duas dimensões, considerando o estado plano de deformações. Salienta-se que esta simplificação não condiz exatamente com as condições do ensaio físico, no entanto, posteriormente, quando da interpretação dos resultados obtidos, será realizada a análise dos impactos desta simplificação.

As grandezas utilizadas no modelo computacional são as do protótipo, ou seja, todas as dimensões dos aparelhos utilizados no ensaio físico foram adequadas conforme indicado no capítulo anterior, bem como as forças de reações obtidas pela instrumentação. Quanto ao material, foram desenvolvidas duas propostas de abordagem da plasticidade: uma utilizando parâmetros Cam-clay e outra parâmetros Mohr-Coulomb.

3.3.1 Condições de contorno e iniciais

Primeiramente foram definidos os limites do problema. Em vez de representar toda a caixa de amostra, optou-se por limitá-lo ao alcance da pá. O duto foi inserido conforme sua posição relativa na caixa de amostra. A Figura 3-9 apresenta estas simplificações e a Figura 3-10 as condições de contorno e iniciais.

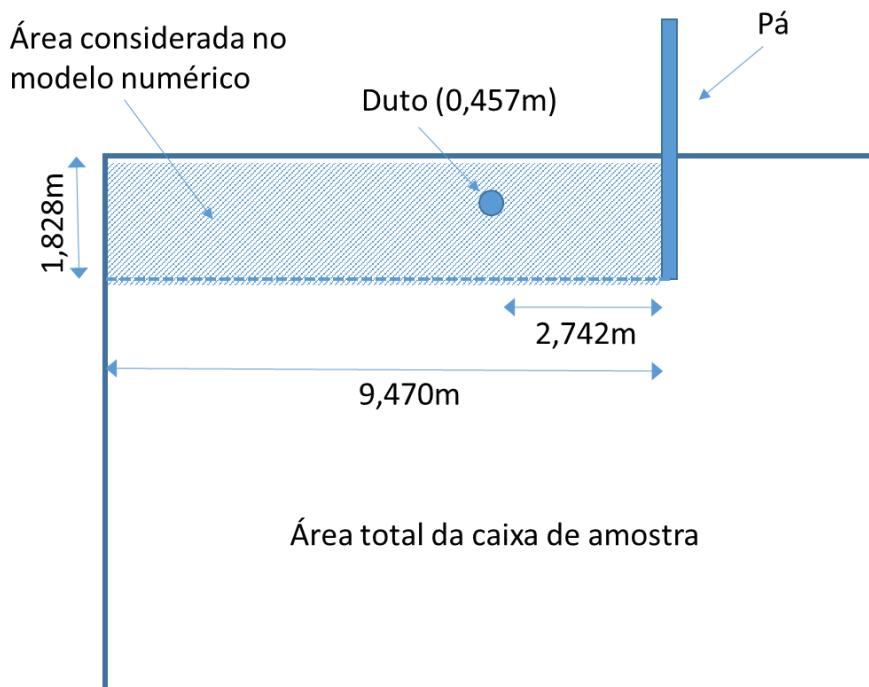


Figura 3-9 - Caixa de amostra e redução para simulação computacional.

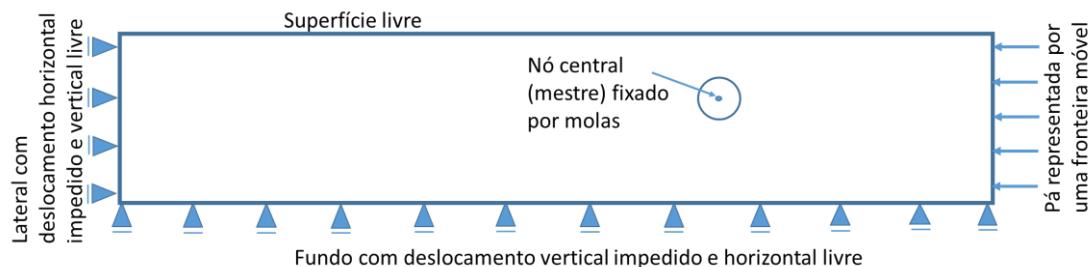


Figura 3-10 - Modelo numérico com condições de contorno e iniciais

Quando comparado ao solo, o duto representa uma resistência muito maior e deformações insignificantes, por isso adotou-se o contorno da seção do duto como um elemento rígido, sendo representado sob a seguinte condição de contorno: círculo vazio, independente, indeformável, imerso no solo cujos nós do perímetro são conectados a um nó central que concentra a massa equivalente a 1m de duto (140kg). Este nó central é também o ponto de referência do elemento rígido que representa o duto, dele são obtidas todas as informações de deslocamento e força do elemento rígido. A restrição de movimentação do duto se dá através de molas que ligam seu ponto de referência a um ponto fixo externo, representando a rigidez ao deslocamento nas direções horizontal e vertical.

Na condição inicial, os limites do problema surgem como indeslocáveis e, ao longo do ensaio, a lateral direita, que representa a pá, foi movida conforme o deslocamento executado no ensaio físico. Não foi previsto qualquer impedimento na superfície do solo.

As figuras anteriores representam a simulação com o duto 200% enterrado, no entanto também foram realizadas simulações com outras profundidades de enterramento, de acordo com o executado no ensaio de centrífuga. Para o duto 3D foram desenvolvidas simulações com 167% e 200% de enterramento e para o duto 2D, 144% e 211%.

3.3.2 Modelagem do solo

São duas as propostas de modelos constitutivos para o material solo: através de parâmetros elasto-perfeitamente-plásticos (Mohr-Coulomb) e elastoplásticos (cam-clay).

A densidade do solo ensaiado (ρ), o índice de vazios das amostras (e) e os parâmetros geotécnicos Cam-clay foram obtidos através de ensaios de laboratório realizados anteriormente, registrados por PEQUENO (2013) e OLIVEIRA (2016), a saber:

- Modelo constitutivo elastoplástico (Cam-clay):

$$\rho = 1,58 ; \kappa = 0,04 ; \lambda = 0,2 ; N = 3,49 ; M = 0,97 ; e = \text{variável}$$

Nota-se que parâmetros Cam-clay são aplicáveis para descrição de todas as amostras de solos reconstituídos na centrífuga, uma vez que são únicos para um solo particular. Quanto à densidade, não houve variação significativa entre as amostras retiradas de diversos ensaios e profundidades de um mesmo ensaio, por isso foi considerada a mesma densidade em todas as simulações, igual a 1,58. O índice de vazios inicial foi calculado com base na densidade real dos grãos (igual a 2,57, obtida em laboratório) e na umidade média verificada no perfil do solo no trecho específico correspondente à profundidade da pá. Como o perfil de umidade varia de ensaio para ensaio, cada simulação considerou um índice de vazios diferente, que variou de 1,48 a 1,75. Sendo assim, na descrição do solo, de uma simulação para outra houve alteração apenas no valor dos índices de vazios.

Por outro lado, os parâmetros Mohr-Coulomb são específicos para cada ensaio de centrífuga. Definiu-se o ângulo de atrito em 1° e o coeficiente de Poisson em 0,48, pois entende-se que o material é essencialmente coesivo e, por se tratar de um ensaio em condição não-drenada, não haveria variação de volume durante a movimentação. Os valores de resistência não drenada foram obtidos através do ensaio de mini T-bar realizado na centrífuga, adotando-se na entrada de dados do Abaqus o resultado da média obtida no perfil de resistência não-drenada na profundidade de interesse (da superfície do solo à profundidade máxima de alcance da pá). Quanto ao módulo de elasticidade, foi considerado como proporcional à resistência não-drenada (indicação da literatura), a partir disso foram realizados diversos testes no programa Abaqus para encontrar o coeficiente de proporcionalidade mais adequado. Estes testes serão discutidos no Capítulo 5.

3.3.3 Modelagem do duto e da pá

O duto foi modelado como um elemento linear (uma única dimensão), rígido e indeformável, que se relaciona com o solo através de um elemento de interface que permite o deslocamento relativo entre as duas partições, dispensando-se assim a inserção de dados do material.

A diferenciação entre propostas idealizadas como 3D e 2D na centrífuga, no programa de elementos finitos, se deu através da adequação dos coeficientes de mola atrelados ao ponto de referência do elemento rígido que representa o duto.

A proposição da pá é bem simplificada, sua representação computacional é a fronteira do limite lateral direito do solo, que tem o deslocamento prescrito (fronteira móvel), controlado de forma a representar o deslocamento da pá.

Antes de se chegar a essa proposta foram testadas outras formas de modelagem, onde considerou-se o solo solidário ao duto e também a pá como elemento rígido e interface com o solo. No entanto, a proposta descrita acima foi a que apresentou os resultados mais próximos do comportamento esperado.

3.3.4 Contato interativo duto-solo

O contato entre o solo e o duto se dá através de elementos de contato do tipo superfície-superfície. Uma força normal às superfícies de contato atua nos dois corpos quando eles se tocam, e se houver atrito entre as superfícies podem existir forças de cisalhamento que resistem ao movimento tangencial (deslizante) dos corpos.

O objetivo geral das simulações de contato é identificar as áreas nas superfícies que estão em contato e calcular as tensões de contato geradas. Essas condições de contato são consideradas uma classe especial de restrição descontínua, que permitem a transmissão de forças de uma parte do modelo para outra. A restrição é considerada descontínua porque é aplicada somente quando as duas superfícies estão em contato. Quando as duas superfícies se separam, nenhuma restrição é aplicada.

Foram feitas duas proposições: permitindo e impedindo a separação das superfícies. Na simulação onde a separação foi permitida, considerou-se que, após a abertura do vazio, a superfície do solo poderia realizar contato consigo mesma ou reestabelecer o contato com a superfície do duto.

Embora o processamento do programa seja diferente quando utilizados os modos implícito e explícito, os dados de entrada necessários são os mesmos: comportamento normal e tangencial. Foram considerados o comportamento normal padrão (tipo “hard”), permitindo e impedindo a separação, e o comportamento tangencial com coeficiente de atrito igual a 0,35.

3.3.5 Tipo de elemento e malha

Propôs-se inicialmente a utilização de um elemento quadrilátero de 8 nós com integração reduzida. Porém o programa não admite elementos quadráticos no módulo dinâmico explícito, tornando obrigatórios os elementos lineares neste módulo.

Uma segunda proposição foi a utilização de elementos quadriláteros de 4 nós. No entanto este elemento apresentou problemas junto à interface com o duto, ocorrendo violação da mesma quando se optava por impedir a separação das superfícies. Na sequência foram testadas simulações com elementos triangulares de 3 nós, para o caso em que a configuração propunha modo explícito e interface solo-duto com separação entre superfícies impedida.

Dessa forma, foram testados três tipos de elementos: o quadrilátero quadrático de 8 nós, para as simulações no modo implícito; o quadrilátero linear de 4 nós, para as simulações no modo explícito quando a separação entre superfícies era permitida e o triangular linear de 3 nós, para as simulações no modo explícito quando a separação entre superfícies era impedida.

Para o elemento quadrilátero linear de 4 nós foi necessária a utilização da função controle de *hourglass* do programa para estabilização da malha.

Para melhor visualização das deformadas, buscou-se uma malha o mais ortogonal possível, preconizando porém um maior refinamento junto ao duto, onde se prevê grande concentração de tensão.

A Figura 3-11 mostra as divisões da geometria do problema para aplicação das áreas de refinamento e geração da malha; a Figura 3-12, a malha proposta para elementos quadriláteros e, a Figura 3-13, uma ampliação da mesma malha junto ao duto. Estas figuras ilustram a configuração onde o duto está 200% enterrado, para as demais configurações foram geradas malhas análogas.

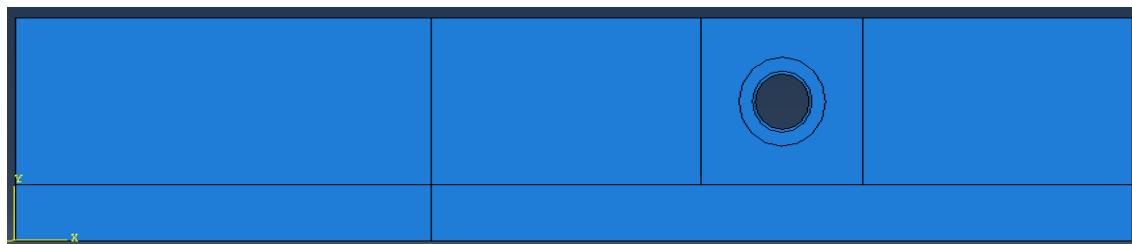


Figura 3-11 - Geometria do problema

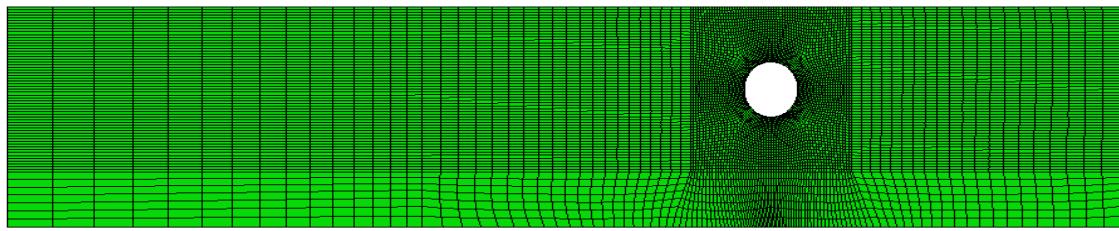


Figura 3-12 - Malha gerada pelo programa Abaqus com elementos de 8 nós

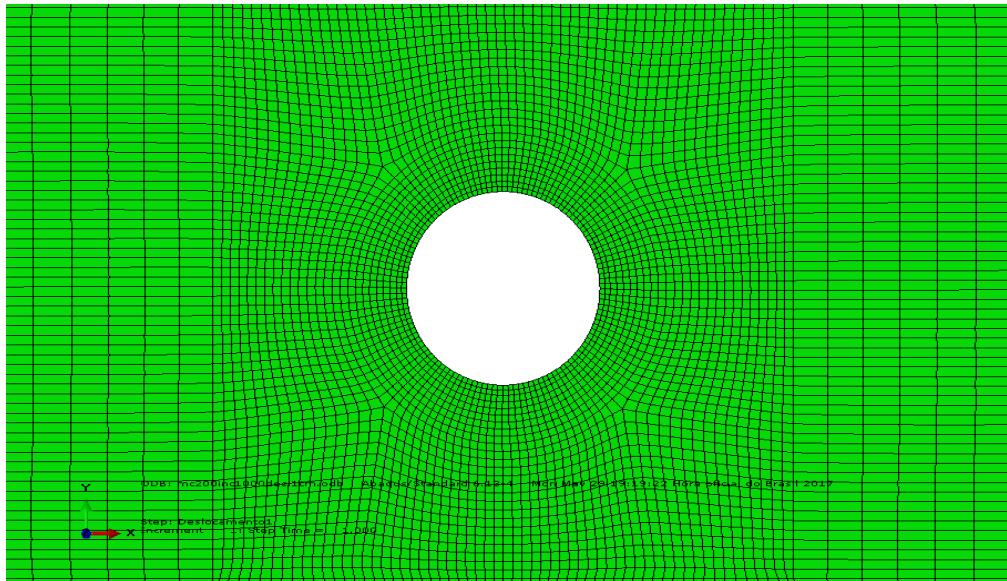


Figura 3-13 - Detalhe da malha junto ao duto com elementos de 8 nós.

Para a malha com elemento de 3 nós foram utilizadas as mesmas partições. A Figura 3-14 apresenta a malha junto ao duto utilizado para o caso dos elementos de 3 nós.

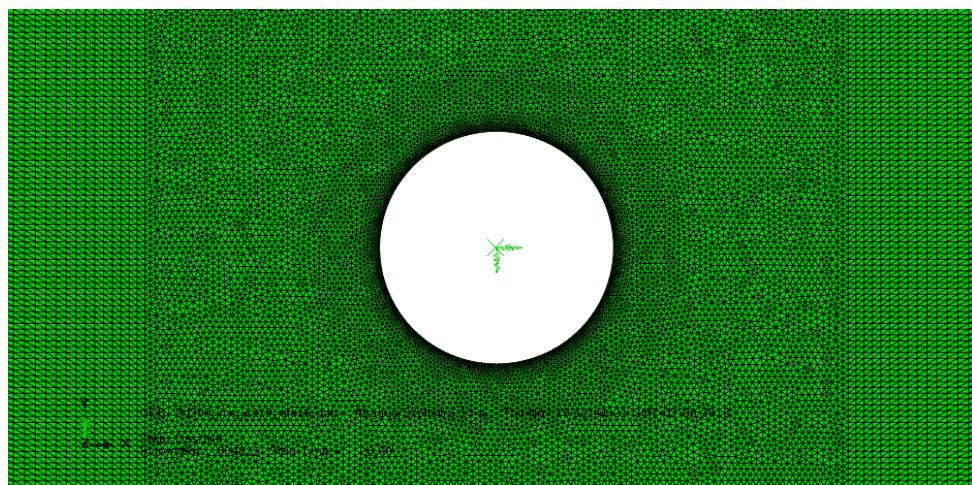


Figura 3-14 - Detalhe da malha junto ao duto com elementos de 3 nós.

Com o módulo explícito tornou-se interessante o remalhamento após grandes deformações do solo, através da formulação de malha adaptativa arbitrária lagrangeana-euleriana (ALE). Com isso, a malha se adapta e recupera parcialmente sua qualidade, tornando possível a imposição de maiores deslocamentos.

3.3.6 Amortecimento

Embora não haja uma necessidade física para implementação de amortecimento no evento estudado, os sistemas de amortecimento do programa Abaqus, segundo seu manual, são recomendados também para se restringir as oscilações numéricas, recorrentes em análises que utilizam o modo explícito. Foi necessário fazer uso dos mesmos em todas as simulações desenvolvidas no modo explícito, tendo sido utilizados simultaneamente 2 diferentes tipos: resistência à compressão diretamente associada ao volume de solo deslocado; e dois amortecedores isolados, associados às molas que restringem o deslocamento horizontal e vertical do centro da partição que representa o duto.

Para o amortecimento direto na massa de solo foram utilizados os parâmetros padrão do programa. Já para os amortecedores isolados, foram testadas diversas magnitudes até se alcançar uma redução das oscilações nas saídas que permitisse a interpretação dos dados. Tal situação ocorreu para amortecedores com coeficientes equivalentes a 10 vezes os coeficientes das suas respectivas molas.

Outra maneira encontrada para a redução das oscilações foi a diminuição da velocidade da fronteira móvel responsável pelo deslocamento do solo, bem como a definição de uma função tipo *smooth* para imposição de uma aceleração inicial, através da qual a referida fronteira parte do repouso e alcança a sua velocidade máxima. Após inúmeras tentativas, definiu-se a velocidade de 0,005m/passo como de melhor custo-benefício, uma vez que o processamento fica mais lento quando se aumenta a quantidade de passos.

3.4 Simplificações do modelo

Além da redução da geometria do problema aos limites do alcance da pá, foram realizadas outras simplificações capazes de tornar a simulação mais eficiente. Tais simplificações são descritas nos itens a seguir.

3.4.1 Estado plano de deformações

O escopo deste trabalho se restringiu a simulações numéricas bidimensionais. Considerando a extensão da estrutura que representa o duto, optou-se por considerar o estado plano de deformações para a representação deste problema, que é tridimensional, em 2 dimensões.

Sabe-se, porém, que a extensão da pá equivale a apenas um terço da extensão do duto, fazendo com que apenas uma parte da estrutura do duto seja atingida pela massa de solo em movimento. Pode-se inferir que as áreas periféricas do duto, não atingidas, contribuem efetivamente para o aumento da resistência da estrutura ao translado, uma vez que estão envolvidas na massa de solo não movimentada e mobilizando empuxo passivo. Esta contribuição é de difícil computação e, quanto maior seja, maior o comprometimento da validade do estado plano de deformações.

No capítulo de revisão bibliográfica foi discutido um artigo de autoria de SUSILA (2018) que descreve uma simulação numérica tridimensional, onde se analisa a movimentação de solo sobre um grupo de dutos atingindo uma parte do comprimento total dos mesmos, com interesse na avaliação do descolamento dos dutos face à movimentação do solo. Através da referida simulação, SUSILA (2018) verificou que apenas numa parte central do trecho atingido ocorre um deslocamento no sentido do movimento do solo próximo ao que seria uniforme, podendo este trecho especificamente ser interpretado como o trecho em que as condições são mais próximas do que pode ser considerado o estado plano de deformação.

Muito embora a simulação numérica apresentada por SUSILA (2018) tenha parâmetros para o solo e para o duto completamente diferentes dos utilizados nos ensaios de PEQUENO (2013), o trabalho de SUSILA (2018) serve para ilustrar a problemática de se realizar uma abordagem bidimensional para representar um evento desse tipo. Nele verifica-se que os trechos mais periféricos podem apresentar um deslocamento transversal substancialmente menor que o trecho central, a depender, obviamente, dos materiais empregados e das condições geométricas do evento.

3.4.2 Regime não drenado

Durante o ensaio físico a pá instrumentada moveu-se a uma velocidade de 0,02°/s, que equivale a uma velocidade tangencial de 0,000375m/s na profundidade média de enterramento da pá. De acordo com PEQUENO (2013), esta velocidade seria suficientemente alta para não haver drenagem do solo durante o ensaio. Considerando que em regime não drenado não há variação de volume, no modelo computacional foi empregado um coeficiente de Poisson igual a 0,48, o maior admitido pelo programa. O fato de o ensaio ser obrigatoriamente não drenado permite ignorar a influência da porosidade e da permeabilidade do solo, além de permitir a imposição de quaisquer

velocidades. Sendo assim, foi possível apresentar cálculos em termos de tensões totais, dando mais velocidade ao processamento.

3.4.3 Linearidade geométrica

As dimensões do arraste de solo face às dimensões iniciais do problema obrigam considerar a não-linearidade geométrica durante a simulação numérica. Isso significa que a cada “n” incrementos de carga, ou imposições de deslocamento, deverá ser atualizada a geometria da malha (“n” é determinado pelo usuário, podendo variar de 1 a 25).

As simulações realizadas sem atualização das características geométricas do problema na matriz foram utilizadas apenas para verificações preliminares, pois considerou-se ser esta uma simplificação exagerada, que descaracterizaria o evento que se deseja representar. Apenas as saídas das que consideram a não-linearidade geométrica são divulgadas e analisadas.

3.4.4 Quantificação da reação na pá

Durante a calibração da pá instrumentada, o que se obtém nos extensômetros é uma deformação oriunda de um momento fletor, que é traduzida para força aplicada num ponto específico da pá através do próprio processo de calibração dos extensômetros. No entanto, ao longo do ensaio a área de contato da pá com o solo varia, pois a superfície livre permite o solo emergir. Por isso, o ponto de aplicação da resultante da reação na pá ao longo do ensaio físico é de difícil detecção.

Na simulação computacional é possível obter a reação para cada nó do contato solo-pá e o posicionamento deste nó em relação ao do extensômetro imaginário, permitindo calcular a força equivalente, no entanto seria necessário tratar os dados em planilhas após o processamento. Optou-se por não fazê-lo, uma vez que os resultados poderiam não condizer exatamente com os do ensaio físico, visto que não tem o mesmo nível de precisão. Sendo assim, a reação na pá na simulação numérica é obtida fazendo o simples somatório das reações nos nós de contato solo-pá, sem o referido tratamento dos valores obtidos.

Antes de optar pelo não tratamento destes dados, foi realizada a comparação dos valores com e sem tratamento e não foram observadas diferenças maiores que 10%. O tratamento empregado no entanto considerou que o ponto de aplicação no ensaio físico estaria a um

terço da altura de solo no início do ensaio e que não haveria elevação da cota da superfície de solo ao longo do ensaio, o que ainda assim não muito preciso.

3.4.5 Movimento relativo entre duto e solo

Sendo duto e solo constituídos de materiais completamente diferentes, o primeiro inclusive muito mais rígido que o segundo, espera-se um movimento relativo no contato solo-duto ao longo do ensaio. No entanto, não foram realizados ensaios para definir o atrito entre os corpos, tornando difícil mensurar o quanto o solo que envolve o duto desliza sobre o mesmo em vez de simplesmente deformar-se na área da periferia do contato com o duto quando é comprimido contra esta estrutura.

Por outro lado, imagina-se que a camada de solo adjacente ao duto seja minimamente solidária ao mesmo, uma vez que o solo é um meio particulado e as ligações entre partículas são quebradas quando o corpo é cisalhado. Com isso, haveria uma segunda camada, adjacente à primeira, que sofreria cisalhamento durante o deslocamento do solo contra a estrutura do duto, formando uma zona totalmente plastificada. Nesta zona se daria o “deslizamento do solo sobre o duto”.

O presente trabalho propôs três possibilidades de simulação: na primeira o solo é totalmente solidário ao duto, na segunda define-se uma interface neste contato onde a movimentação relativa é definida por um ângulo de atrito entre os corpos e não é permitida a abertura de vazio entre as superfícies, e na terceira essa abertura é permitida. Esperava-se com isso verificar dois extremos: a formação da zona plástica no solo com a perfeita manutenção da aderência da primeira camada de solo ao duto e a formação da mesma zona plástica considerando movimentação relativa no contato solo-duto. No entanto, a primeira alternativa não logrou bons resultados, pois a camada de solo junto ao duto plastificou-se rapidamente e se tornou um empecilho ao avanço do deslocamento do solo. Além disso, os resultados obtidos divergiram muito das demais proposições numéricas e também dos resultados do ensaio físico.

Abandonada a primeira proposta, foram desenvolvidas as outras duas com diferentes ângulos de atrito entre superfícies. Verificou-se que não havia diferenças substanciais nas reações obtidas quando se variava o coeficiente de atrito entre as superfícies do solo e do duto, por isso, optou-se por fixar o coeficiente de atrito em 0,35, coeficiente com o qual conseguiu-se avançar um pouco mais o deslocamento do solo.

A terceira proposta, com possibilidade de abertura de vazio, é a que melhor representa os movimentos rápidos de massa, quando a velocidade do material transladado é grande o suficiente para gerar vazios a jusante do duto. Em rastejo este fenômeno não ocorre, pois a gravidade rapidamente fecharia tais vazios.

3.4.6 Atrito solo-pá e solo-solo

As condições de contorno junto à pá e no limite inferior onde o solo é cisalhado são consideradas sem atrito. Embora isto não seja a realidade, pois há atrito entre a pá e o solo e também há a resistência ao cisalhamento na base onde o solo é cortado, representar estes efeitos tem um custo computacional mais elevado e também compromete a estabilidade da malha junto à pá quando grandes deslocamentos são impostos. Por terem avançado muito pouco, as simulações com atrito na base e junto à pá não serão apresentadas neste trabalho.

4 Estudo de casos

O programa utilizado foi o Abaqus Cae 6.13-4. Através desta ferramenta computacional são desenvolvidas algumas proposições e as saídas do programa são tratadas para se fazerem comparáveis com os resultados do ensaio em centrífuga.

A modelagem numérica se dá em três grandes etapas:

- Pré-processamento – quando são inseridas no programa as características do ensaio a ser modelado, como geometria do problema, propriedades dos materiais, condições de contorno e iniciais, interfaces e definidas as premissas e simplificações.
- Processamento – quando são realizados os cálculos matriciais e encontradas as incógnitas do problema.
- Pós-processamento – quando são coletados os dados de interesse e gerados os gráficos para interpretação dos resultados e comparação com o modelo físico.

4.1 Modelos desenvolvidos

Ao longo da pesquisa foram explorados os módulos *Standard* (implícito) e *Explicit* (explícito) do programa Abaqus e as possibilidades de definição de plasticidade do material com base em parâmetros Mohr-Coulomb e Cam-clay. Também foram testadas diversas soluções de interação solo-duto, de elementos da malha, e de amortecimento para estabilização das oscilações numérica. Todas essas proposições e escolhas foram descritas nos itens anteriores.

Dadas as limitações do programa, também apresentadas anteriormente, não é possível realizar todas as combinações de ferramentas levantadas. Reunindo o que havia de mais bem elaborado e menos custoso dentro da plataforma computacional, chegou-se a dois modelos numéricos para representação do ensaio realizado na centrífuga. A Tabela 4.1 apresenta as principais características destes modelos.

Tabela 4.1 - Matriz de modelos

Modelo Numérico 1	Modelo Numérico 2
- modelo constitutivo Cam-Clay	- modelo constitutivo Mohr-Coulomb
- módulo estático Standard	- módulo dinâmico Explicit
- elemento quadrilátero de 8 nós com integração reduzida	- elemento quadrilátero de 4 nós com malha adaptativa lagrangeana-euleriana e controle de hourglass
- Interação solo-duto com coeficiente de atrito igual a 0,35 e separação das superfícies impedida	- Interação solo-duto com coeficiente de atrito igual a 0,35 e separação das superfícies permitida
- Deslocamento imposto gradativamente (ramp) à pá em 1 único passo	- Velocidade de 0,005m/step imposta na pá após passos iniciais de aceleração

4.2 Obtenção dos resultados

O principal objetivo no pós-processamento é construir gráficos que relacionem o deslocamento da pá com as reações no duto (horizontal e vertical) e na pá (apenas horizontal). No programa Abaqus devem então ser solicitadas as seguintes saídas em função do tempo:

- Deslocamento de um ponto da face que se movimenta;
- Reação em todos os pontos da extremidade lateral que se movimenta;
- Reação na mola horizontal onde o centro do duto é fixado;
- Reação na mola vertical onde o centro do duto é fixado.

Para obter a reação na pá procedeu-se o somatório da reação em todos os pontos da face que se movimenta. Já para as reações horizontal e vertical no duto, a obtenção dos valores ao longo do tempo é um dado retirado diretamente das molas.

Posteriormente foram correlacionadas as reações de interesse com o deslocamento da pá. Nota-se que todas as saídas solicitadas são dadas em função do tempo. Esta operação é necessária para normalizar os resultados a serem estudados, uma vez que o fenômeno estudado se dá em condição não drenada e por isso o tempo não é um elemento a ser considerado. Além disso, o tempo nesta simulação numérica não tem representação física, serve apenas de referência para as etapas do evento modelado.

Dessa forma é possível extrair diretamente do programa os gráficos necessários. Em seguida, estes são exportados para uma planilha onde são executados pequenos ajustes e

sobrepostos os resultados de todas as simulações com os do ensaio físico correspondente. O principal ajuste que deve-se proceder é a subtração das reações iniciais, oriundas das tensões obtidas na fase geoestática. Isto é necessário para viabilizar a comparação numérico-experimental, uma vez que o que se extrai como reação nos ensaios físicos, tanto na pá quanto no duto, é a diferença entre a reação observada antes da movimentação da pá e nos vários instantes capturados durante o evento. Todas as análises comparativas são desenvolvidas com base nestas planilhas.

4.3 Tratamento dos dados

Foram escolhidos quatro ensaios dentre os apresentados no trabalho de PEQUENO (2013) para comparação e validação da modelagem numérica, um representativo para cada simulação realizada, a saber:

- Ensaio com duto 3D e 200% de enterramento do mesmo (correspondente ao ensaio 5 do duto A);
- Ensaio com duto 3D e 167% de enterramento do mesmo (correspondente ao ensaio 4 do duto A);
- Ensaio com duto 2D e 211% de enterramento do mesmo (correspondente ao ensaio 4 do duto B);
- Ensaio com duto 2D e 150% de enterramento do mesmo (correspondente ao ensaio 3 do duto B);

A coleta dos dados não tratados da centrífuga geraram as planilhas que são utilizadas neste trabalho, destacando os dados de saídas tempo, reação na pá e reação horizontal e vertical no duto para formação dos gráficos. Não são considerados relevantes para a análise numérica os dados de poropressão e outros de controle do ensaio, uma vez que o trecho de interesse se limita ao arraste do solo promovido pela pá. Com exceção apenas da resposta de um laser utilizado para o acompanhamento qualitativo do deslocamento da pá.

A Figura 4-1 apresenta um esquema para entendimento das fases do ensaio físico realizado na centrífuga e as seguintes, Figura 4-2 a Figura 4-5, representam os gráficos gerados com as saídas da centrífuga.

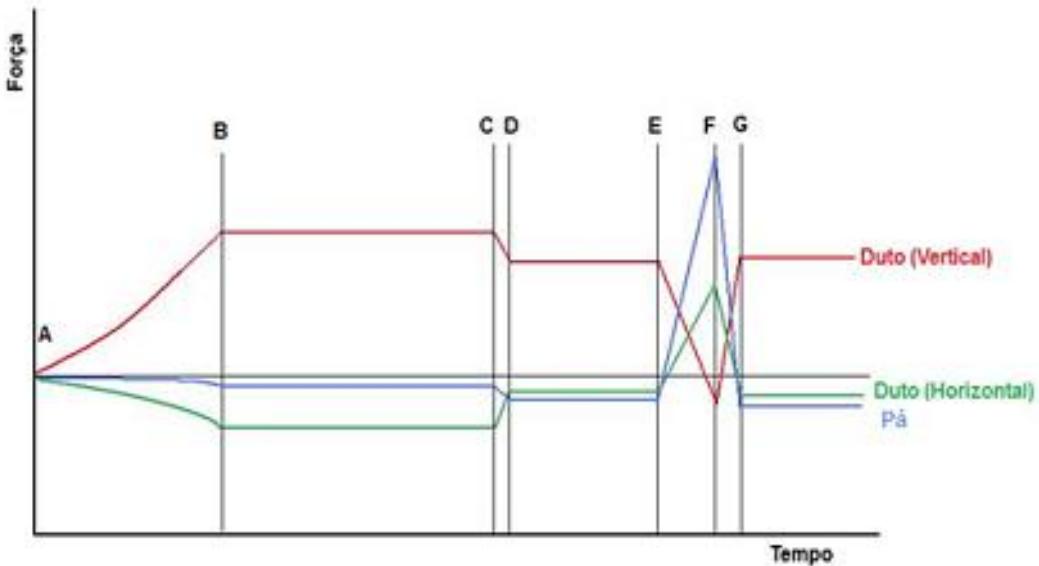


Figura 4-1 - Esquema para o entendimento das fases do ensaio da centrífuga (Pequeno, 2013)

Segue abaixo a descrição das fases correspondentes a cada trecho:

- AB – aceleração da centrífuga até velocidade de ensaio;
- BC – dissipação do excesso de poropressão;
- CD – cravação da pá até a profundidade de interesse;
- DE – dissipação do excesso de poropressão;
- EF – deslocamento da pá em direção ao duto;
- FG – retorno da pá à sua posição inicial.

Observa-se que o trecho de interesse para o presente trabalho é apenas o EF, que corresponde a um pequeno recorte do tempo transcorrido. Encontrar os pontos de início e fim desta fase do ensaio com a precisão necessária é uma das tarefas que fazem parte da adequação das planilhas, pois além de não terem sido marcados estes pontos pelo sistema de aquisição de dados da centrífuga, é possível observar nas figuras que seguem algumas interrupções da movimentação da pá após seu início. O tratamento dos dados buscou recortar exatamente o trecho de interesse, baseando-se nas oscilações das reações computadas e também nas análise qualitativa dos dados do monitoramento via laser. Esta observação qualitativa possibilitou a verificação de algumas inconsistências nos dados, orientando também a escolha das saídas com menos oscilações e interrupções, em que fosse viável a comparação numérico-experimental. Os ensaios físicos cujos resultados não se apresentaram suficientemente estáveis não foram utilizados neste trabalho.

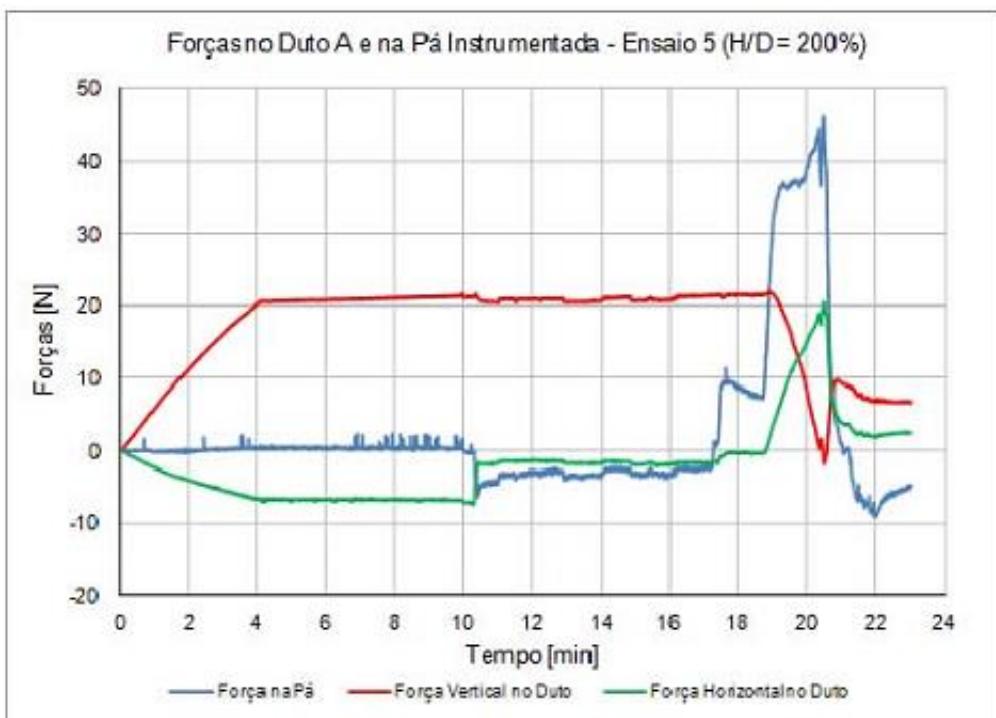


Figura 4-2 - Forças no Duto 3D e na Pá com enterramento de 200% (PEQUENO, 2013)

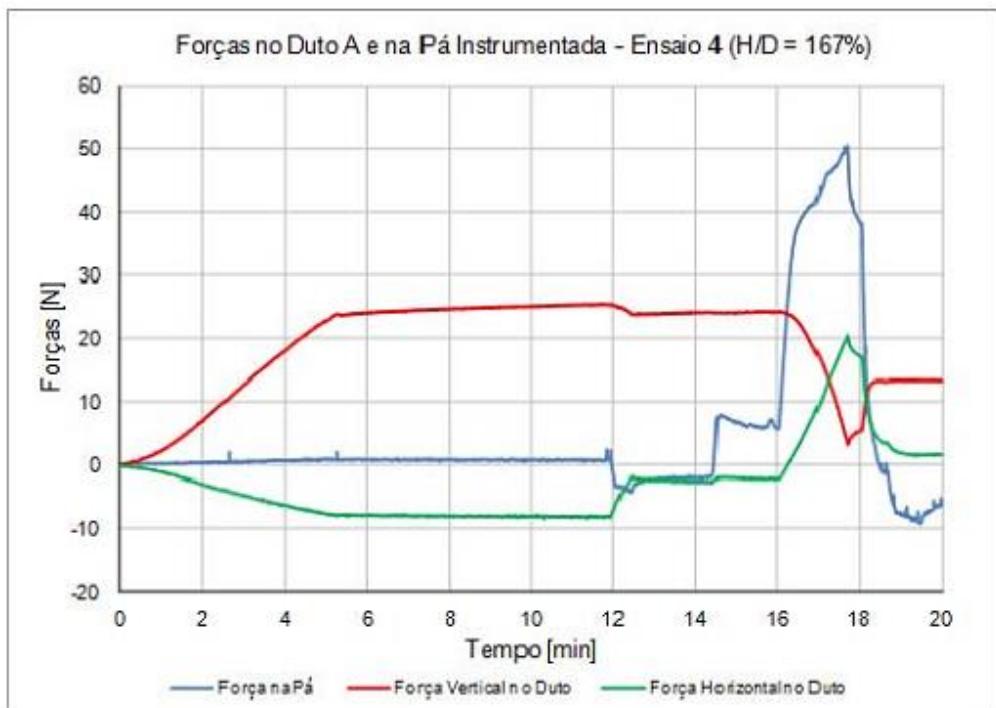


Figura 4-3 - Forças no Duto 2D e na Pá com enterramento de 167% (PEQUENO, 2013)

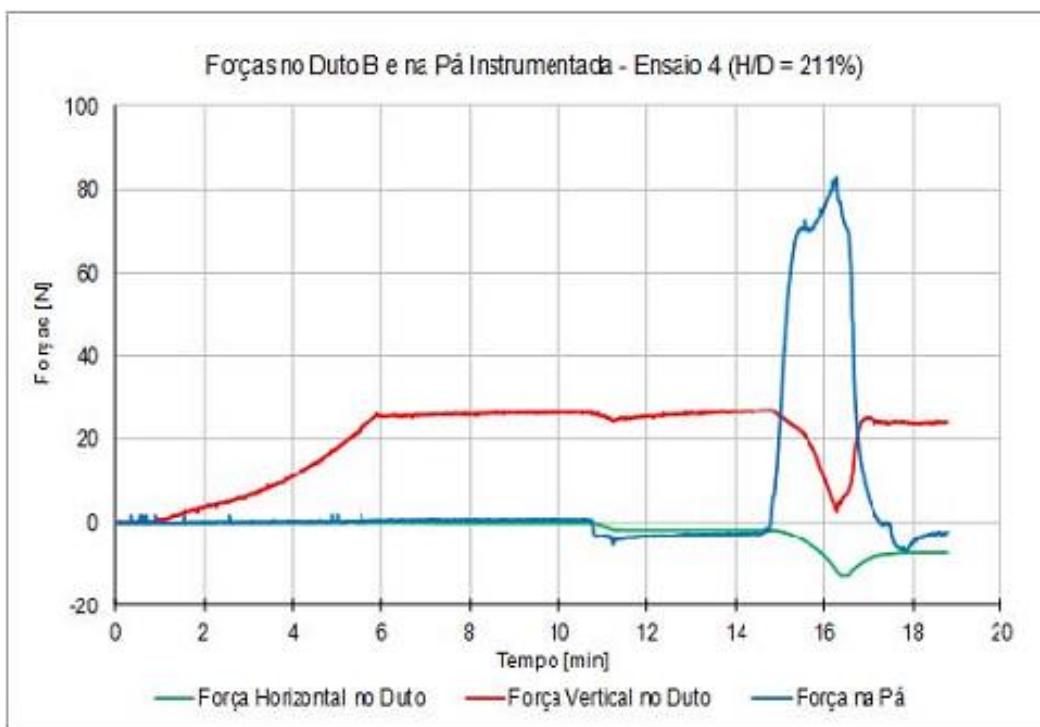


Figura 4-4 - Forças no Duto 2D e na Pá com enterramento de 211% (PEQUENO, 2013)

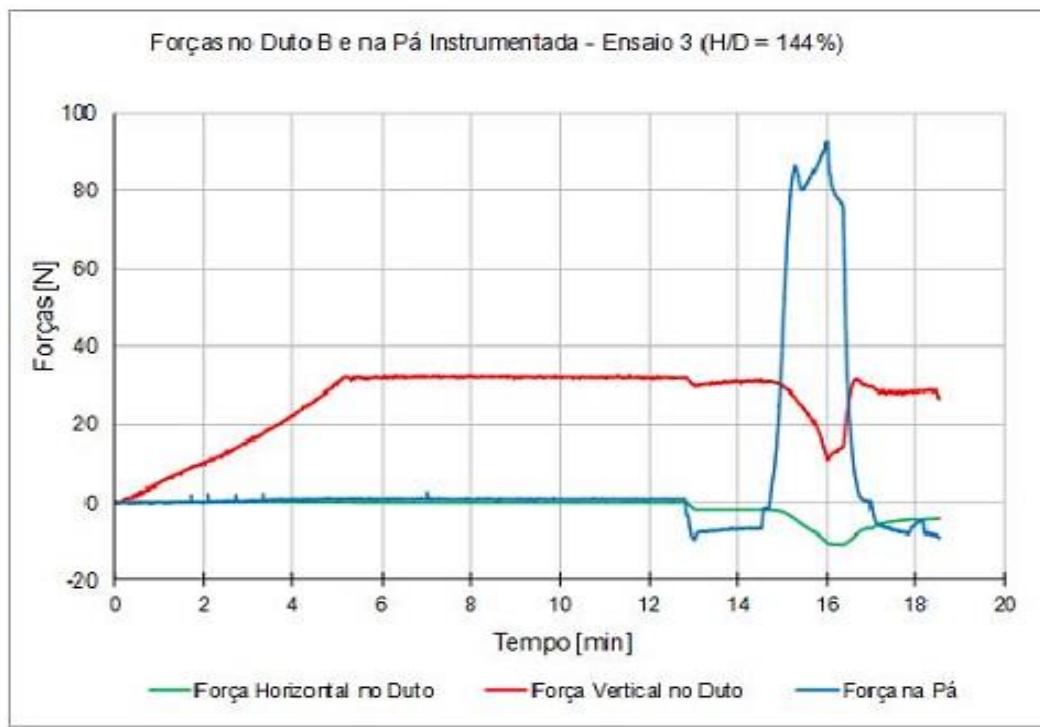


Figura 4-5 - Forças no Duto 2D e na Pá com enterramento de 144% (PEQUENO, 2013)

O sistema de aquisição de dados da centrífuga fornece resultados a cada décimo de segundo, sendo necessário muito cuidado para determinar onde se inicia e se encerra a movimentação horizontal da pá, pois observam-se muitos ruídos quando a escala é ampliada.

O primeiro passo para delimitar o trecho de interesse na planilha de aquisição de dados foi determinar a duração do movimento da pá, que é igual a distância de movimentação dividido pela velocidade: $4 \text{ diâmetros} / 0,000375\text{m/s} = 96\text{s}$. A partir das reações lidas no duto e na pá, os pontos de início e fim são determinados. Para facilitar a observação, plota-se o gráfico ampliando a escala horizontal.

Após definir o trecho de interesse é necessário tratar os dados para que possam ser utilizados, que consiste basicamente na aplicação do fator de escala modelo/protótipo e na transformação das forças totais em força por metro, uma vez que a simulação numérica é realizada na escala do protótipo e considera-se o estado plano de deformação.

Da Figura 4-6 à Figura 4-13 são apresentados os gráficos com os dados de saída dos ensaios em centrífuga após tratamento. No caso dos gráficos das saídas de reação horizontal e vertical no duto, os valores não foram divididos pelo comprimento da pá nem do duto, pois sabe-se que há um espraiamento das tensões geradas no solo, impossibilitando a verificação de um estado plano de deformações perfeito. Sendo assim, ao contrário dos gráficos de reação na pá, os de reação no duto serão apresentados com os valores totais obtidos pelos extensômetros e células de carga. No próximo capítulo serão analisados estes dados, valendo-se da comparação com a simulação numérica.

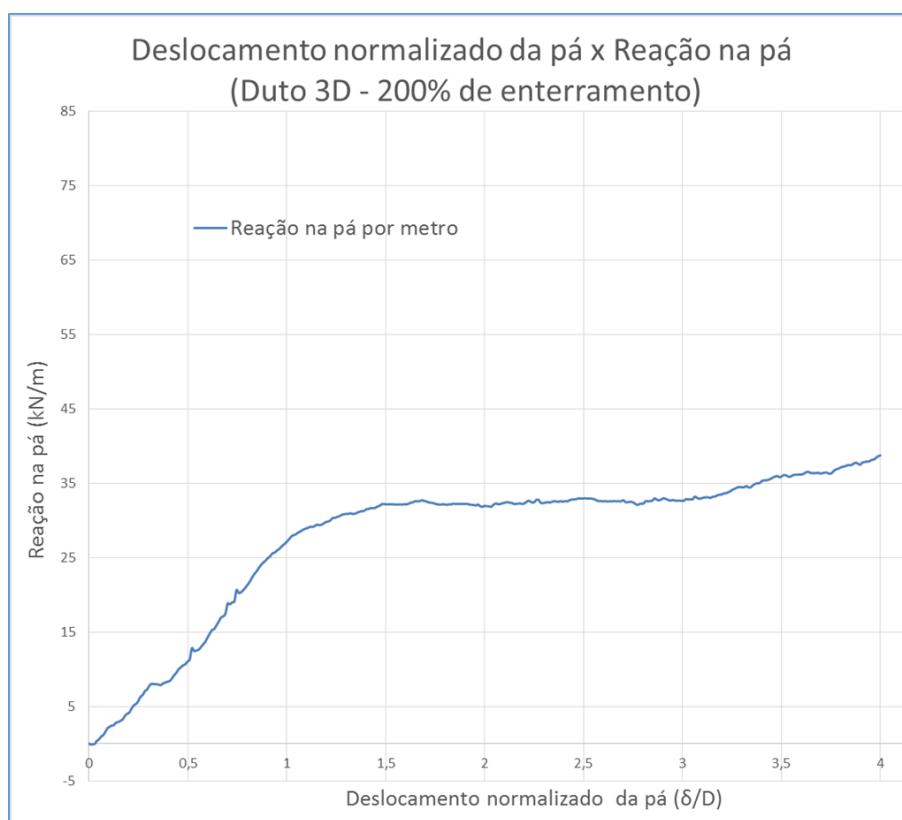


Figura 4-6 - Reação na pá por metro - Ensaio com duto 3D e 200% de enterramento

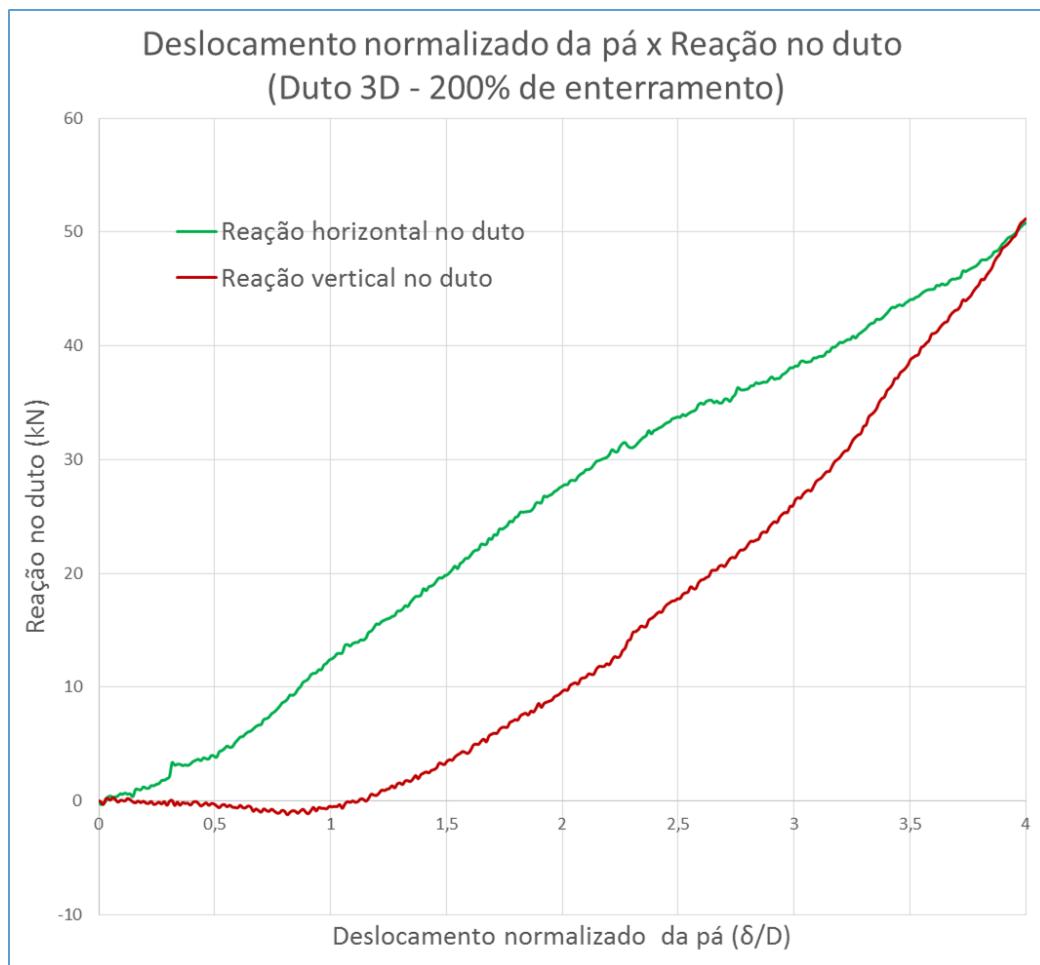


Figura 4-7 - Reação total no duto - Ensaio com duto 3D e 200% de enterramento

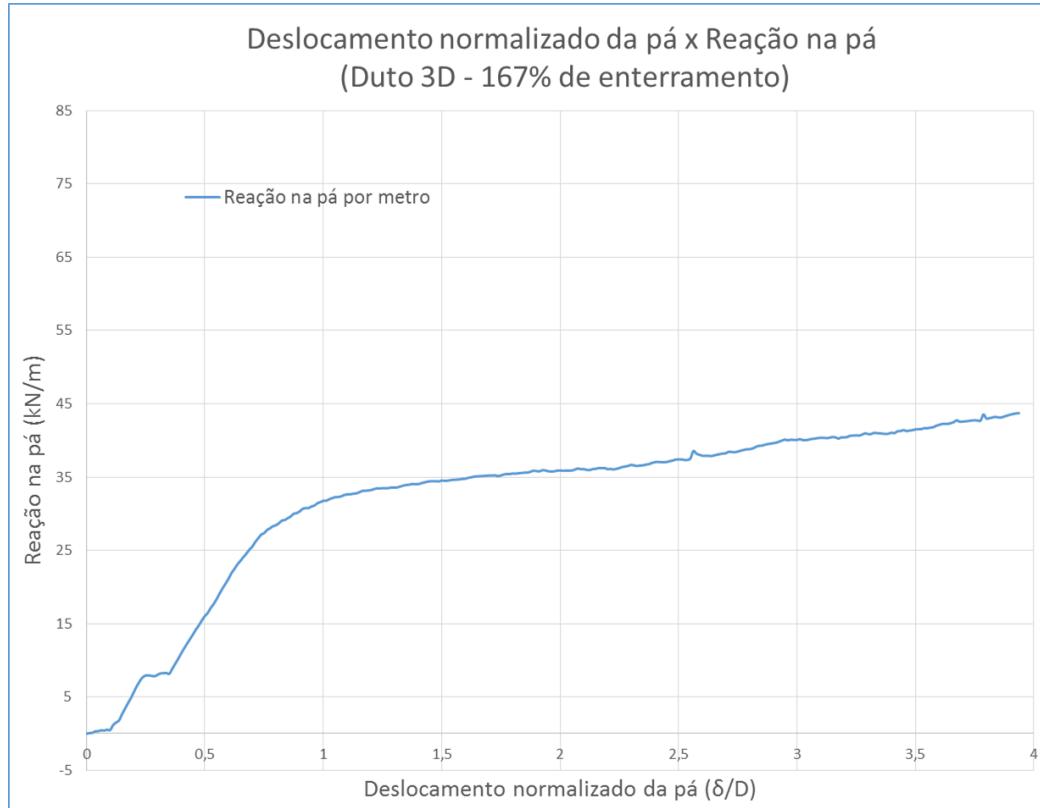


Figura 4-8 - Reação na pá por metro - Ensaio com duto 3D e 167% de enterramento

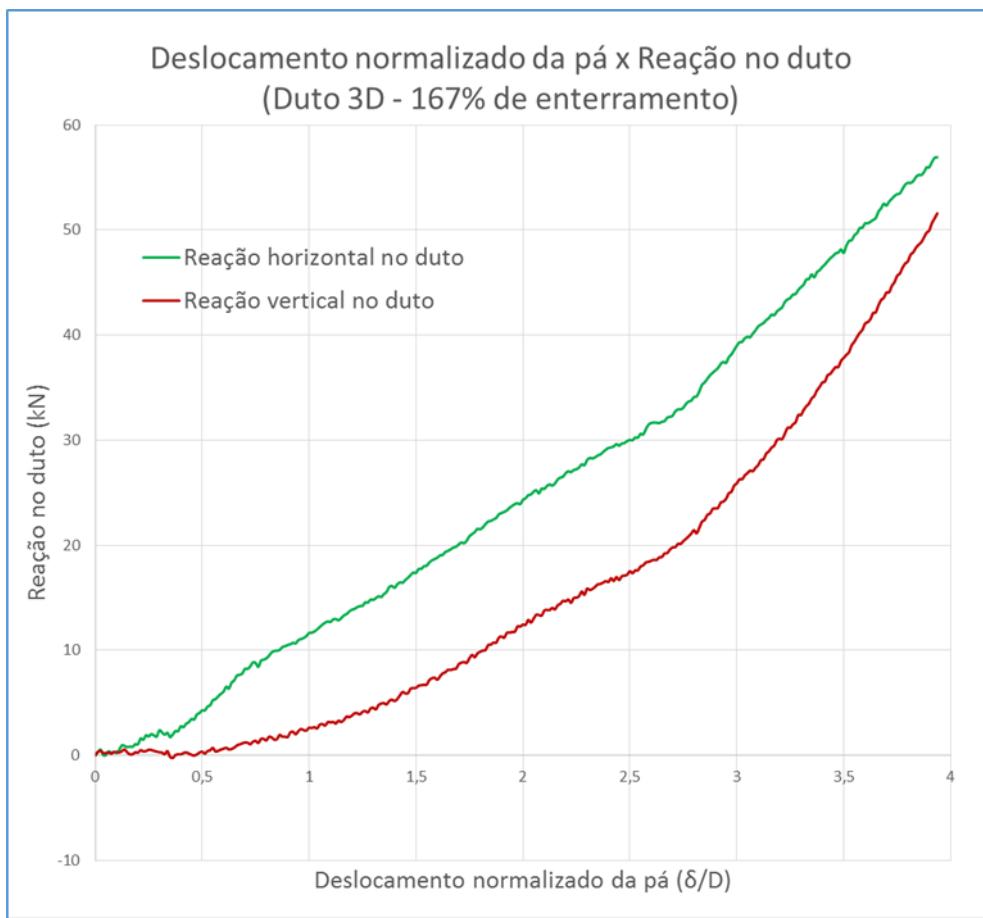


Figura 4-9 - Reação total no duto - Ensaio com duto 3D e 167% de enterramento

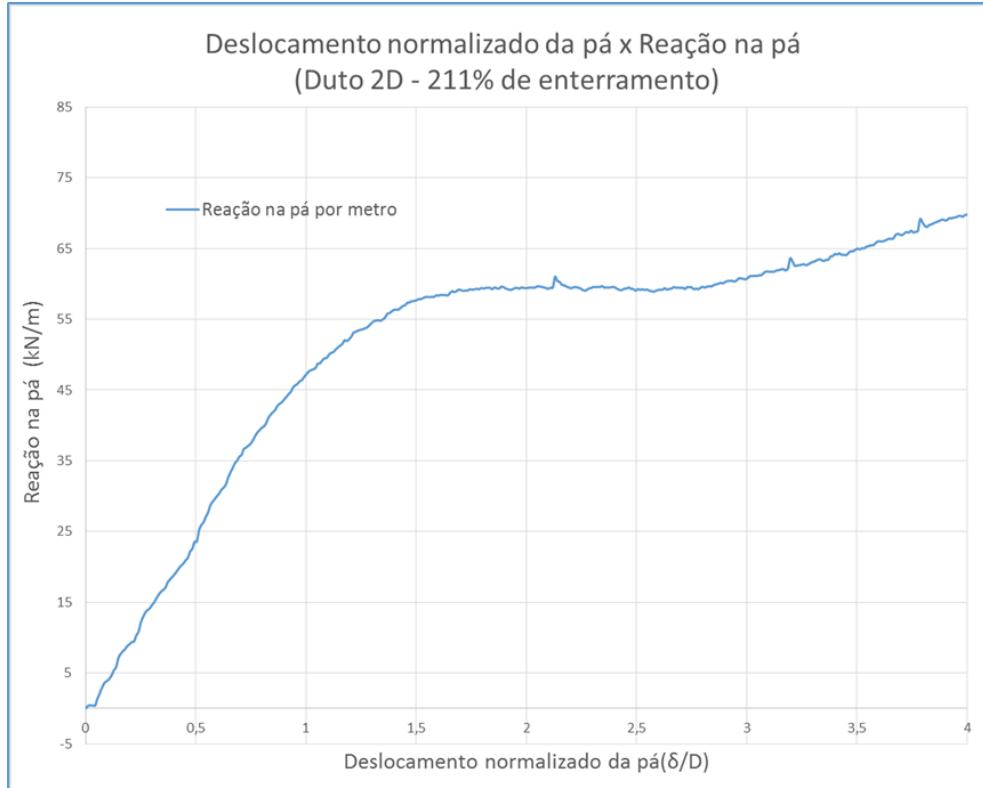


Figura 4-10 - Reação na pá por metro - Ensaio com duto 2D e 211% de enterramento

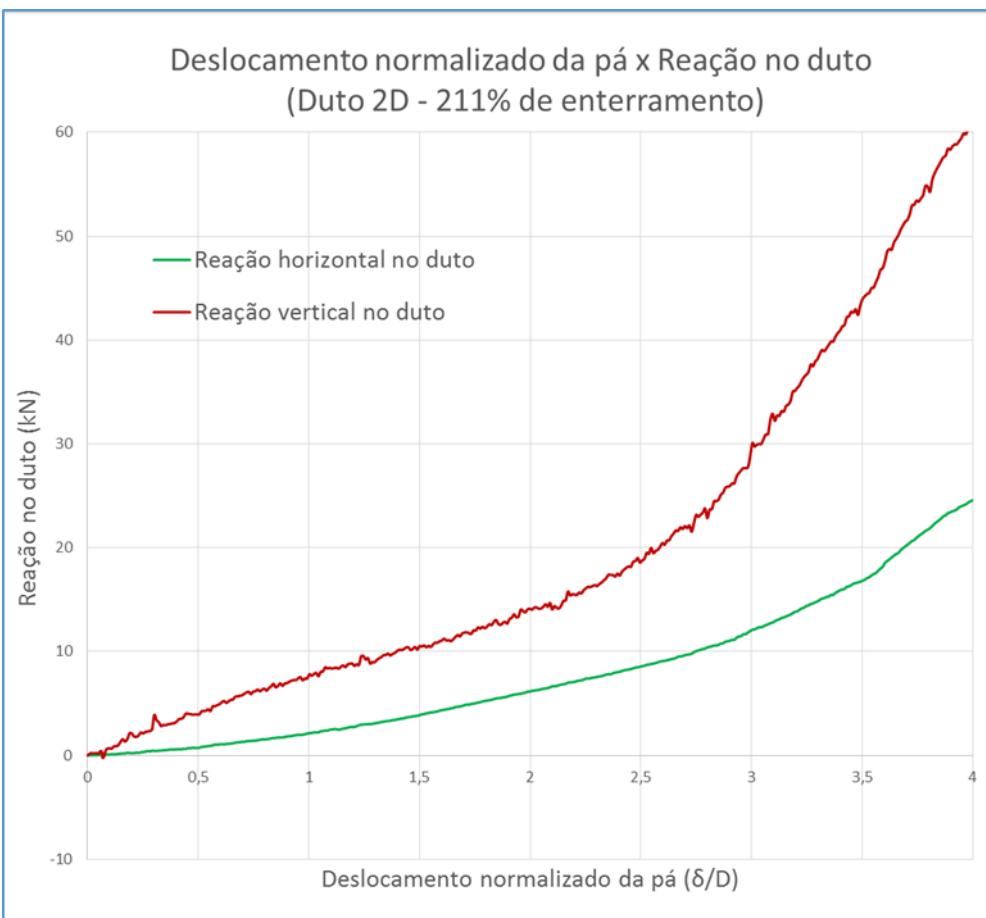


Figura 4-11 - Reação total no duto - Ensaio com duto 2D e 211% de enterramento

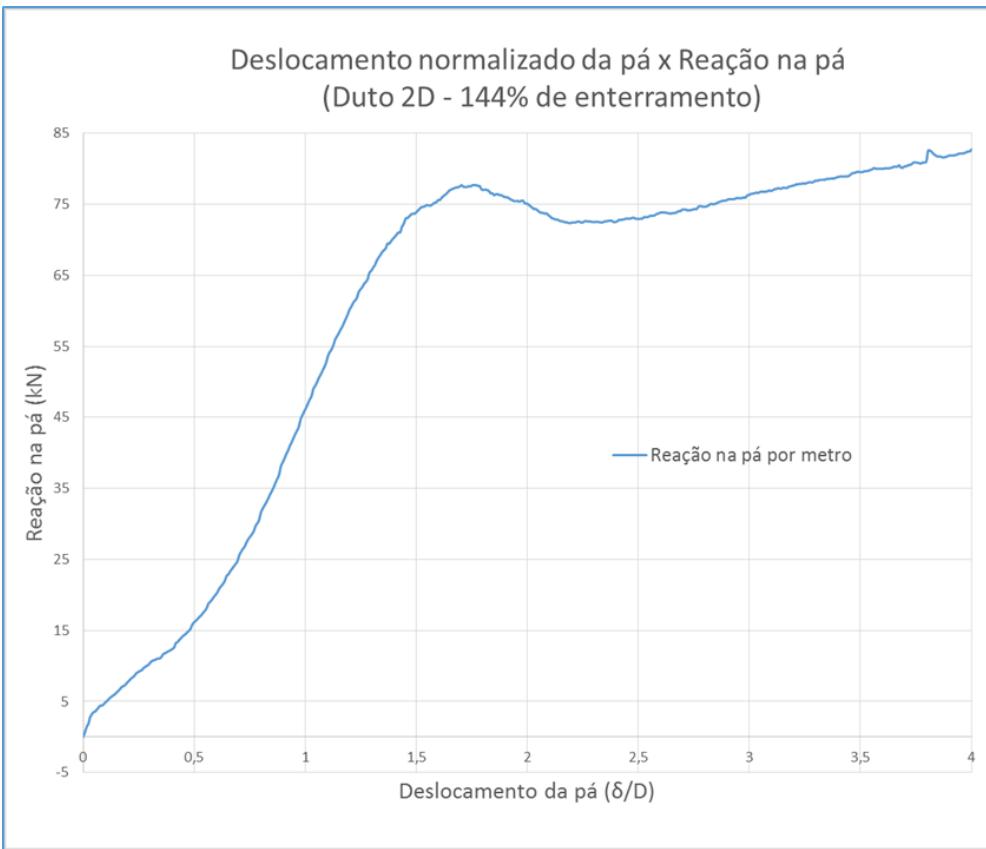


Figura 4-12 - Reação na pá por metro - Ensaio com duto 2D e 144% de enterramento

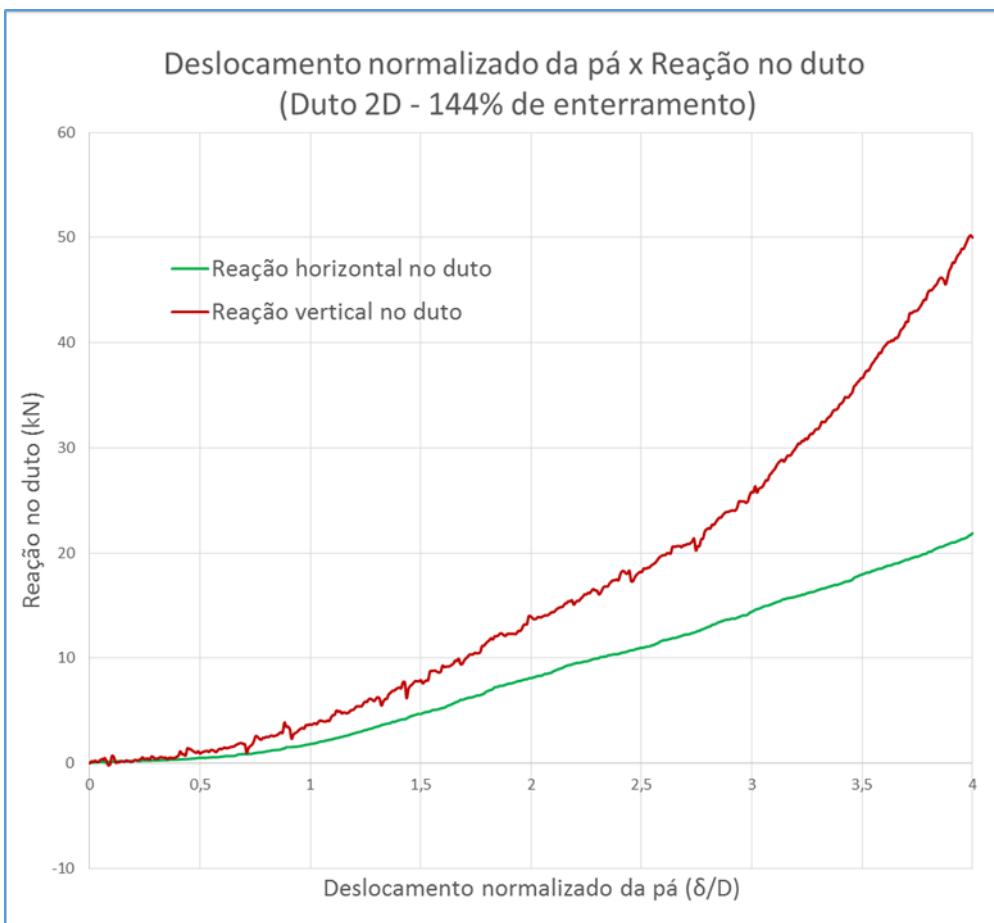


Figura 4-13 - Reação total no duto - Ensaio com duto 2D e 144% de enterramento

Observa-se que para os dutos 3D a reação vertical somente começa a ser computada quando a reação na pá é estabilizada, ou seja, quando todo o empuxo passivo é mobilizado pela pá. Entretanto o crescimento da reação vertical se dá em ritmo bem mais acelerado que o da reação horizontal, chegando a apresentar valores similares ao da reação horizontal ao fim do ensaio.

Outra observação relevante é o fato da reação vertical ser superior à horizontal nos ensaios com duto 2D, o que se deve ao fato de a sustentação desse modelo de duto na vertical ser muito rígida, absorvendo esforços maiores.

Nota-se também que a reação horizontal nos ensaios com o duto 3D apresenta valores superiores aos encontrados nos ensaios com duto 2D, fato também devido às diferentes rigidezes das estruturas. Os valores de coeficiente de mola equivalente foram calculados no capítulo anterior: os resultados atendem às expectativas.

4.4 Solução teórica clássica

Além da comparação numérico-experimental, será utilizado mais um parâmetro para analisar os resultados encontrados: trata-se da solução teórica clássica de limite superior de Rankine para a componente normal da força passiva em um muro de arrimo rugoso em condição não drenada. Esta proposição fora utilizada por OLIVEIRA (2016), comparando a solução teórica com os mesmos ensaios experimentais analisados no presente trabalho.

A referida solução foi desenvolvida para calcular força normal máxima oriunda de empuxo passivo perante movimentação de um muro rugoso. Este evento hipotético pode ser facilmente comparado com o analisado neste trabalho, uma vez que a reação obtida na pá é oriunda do empuxo passivo exercido pelo solo durante a movimentação imposta. Pode-se interpretar o aumento desta reação durante o ensaio como uma mobilização deste empuxo passivo, que cresce até um certo patamar, que seria o limite superior de mobilização. Os incrementos de força subsequentes seriam devidos a efeitos de segunda ordem, como por exemplo a subida da superfície de solo junto à pá, resultado da compressão do mesmo. A equação (4.1) representa a referida solução teórica.

$$(4.1) \quad N = \frac{1}{2} \gamma h^2 + 2S_u h \left(1 + \frac{S_w}{S_u} \right)$$

Onde:

N = Força normal resultante

γ = peso específico do solo

h = profundidade de enterramento da pá

S_u = resistência não drenada do solo

S_w = resistência máxima mobilizada na interface solo-pá

O valor de S_w foi estipulado como metade da resistência não drenada do solo.

5 Apresentação e análise dos resultados

Neste capítulo serão apresentadas as principais saídas das simulações onde foram observados os melhores desempenhos para as quatro configurações geométricas estudadas, conforme descrito nos Capítulos 3 e 4. Também serão comparadas as propostas de simulação entre si e com os ensaios físicos correspondentes e desenvolvidas algumas discussões pertinentes.

As quatro configurações estudadas são: duto biapoiado (3D) com 200% e 167% de enterramento e duto suspenso pela haste (2D) com 211% e 144% de enterramento. Sobre estas geometrias foram propostos modelos numéricos, variando o modelo constitutivo do solo (Cam-clay e Mohr-Coulomb), o modo de resolução (implícito e explícito), o tipo e elemento de malha, o coeficiente de mola e a interface junto ao duto (ver matriz de modelos na Tabela 4.1).

No item 5.1 e seus subitens serão apresentadas as saídas de todas as configurações geométricas para o modelo constitutivo Cam-clay, coeficiente de mola igual a 5760 kN/m, modo implícito, elemento quadrilátero de 8 nós e interface junto ao duto com descolamento impedido e coeficiente de atrito igual a 0,35 (Modelo Numérico 1 da Tabela 4.1).

No item 5.2 e seus subitens as saídas apresentadas serão com o modelo constitutivo Mohr-Coulomb, coeficiente de mola igual a 1149 kN/m, modo explícito, elemento quadrilátero de 4 nós e interface junto ao duto com descolamento permitido e coeficiente de atrito igual a 0,35. Para avançar um pouco mais na simulação, foi utilizada malha adaptativa do tipo arbitrário-Lagrangeana-Euleriana (ALE) nas proximidades do duto. Após grandes deformações o remalhamento foi estendido para toda a malha, afim de contornar os problemas de distorção excessiva da mesma em outras áreas além do contato solo-duto (Modelo Numérico 2 da Tabela 4.1).

Os itens subsequentes tratarão das comparações e discussões pertinentes

5.1 Modelo constitutivo elasto-plástico com parâmetros cam-clay

A teoria elasto-plástica do modelo Cam-clay é a mais adequada, na mecânica dos solos, para descrição do comportamento das argilas de baixa consistência. Por isso, foi escolhido este modelo constitutivo de solo dentre os disponíveis. Os parâmetros apropriados foram obtidos através de ensaios triaxiais em laboratório, conforme já apresentado nos capítulos anteriores.

Foram elencadas como saídas mais representativas da simulação o deslocamento horizontal e o total da massa de solo, as tensões totais e as tensões de Von Mises. A seguir tem-se estas saídas para as quatro geometrias propostas.

5.1.1 Deslocamento horizontal e total da massa de solo (Cam-clay – modo implícito)

Na simulação com o Duto 3D e 200% de enterramento, o deslocamento horizontal da pá chegou a 0,226m, tendo abortado em seguida. A Figura 5-1 apresenta o deslocamento horizontal da massa de solo ensaiada. A Figura 5-2 mostra uma imagem ampliada desta mesma saída na área a montante do duto. A Figura 5-3 apresenta o deslocamento total, que chegou a 0,254m, e a Figura 5-4, esta mesma saída, porém no campo vetorial, representando a direção do deslocamento do solo.

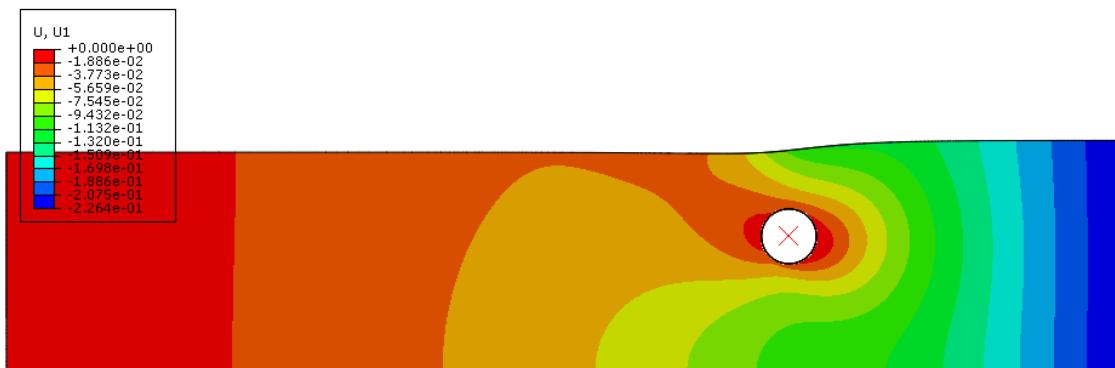


Figura 5-1 - Deslocamento horizontal para Duto 3D com 200% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

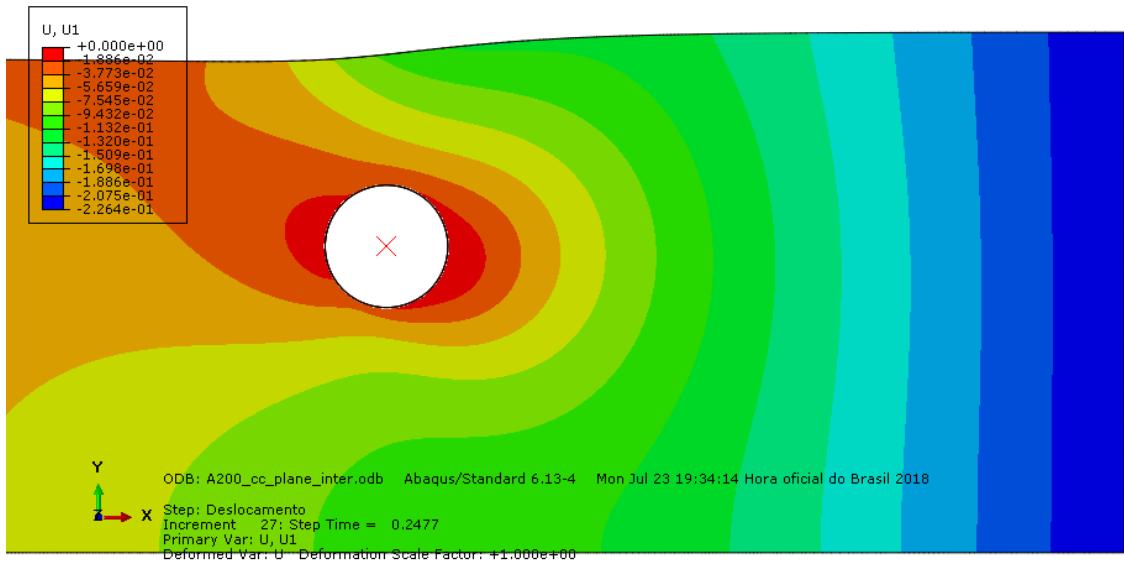


Figura 5-2 - Deslocamento horizontal ampliado para Duto 3D com 200% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito



Figura 5-3 Deslocamento total para Duto 3D com 200% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

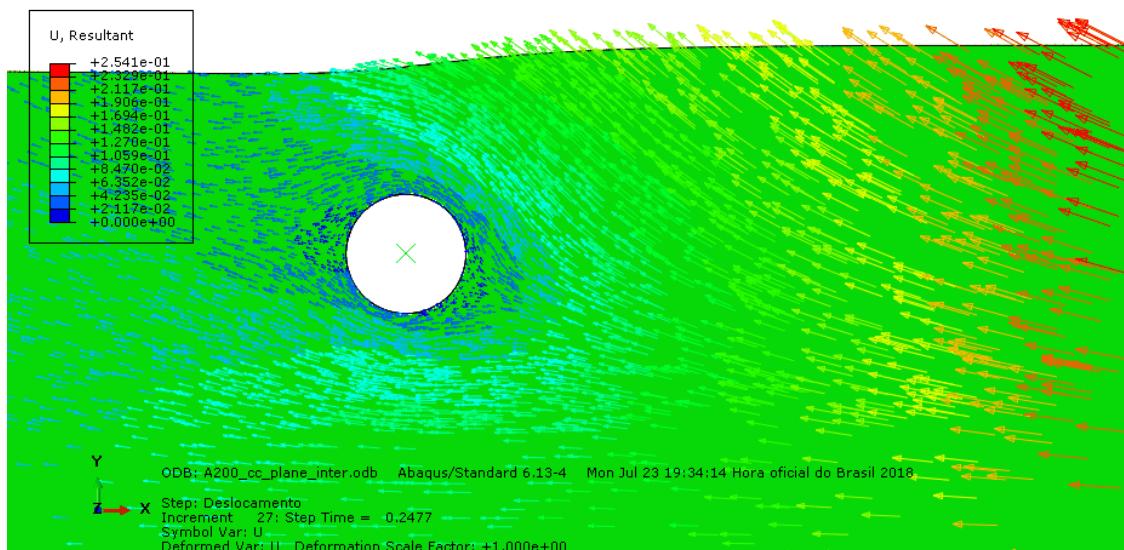


Figura 5-4 - Deslocamento total ampliado para Duto 3D com 200% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

Na simulação com o Duto 3D e 167% de enterramento, o deslocamento horizontal da pá chegou a 0,248m, tendo abortado em seguida. A Figura 5-5 apresenta o deslocamento horizontal da massa de solo ensaiada. Na Figura 5-6 tem-se uma imagem ampliada desta mesma saída na área a montante do duto. A Figura 5-7 mostra o deslocamento total, que chegou a 0,274m, e a Figura 5-8, esta mesma saída, porém no campo vetorial, representando a direção do solo deslocado.

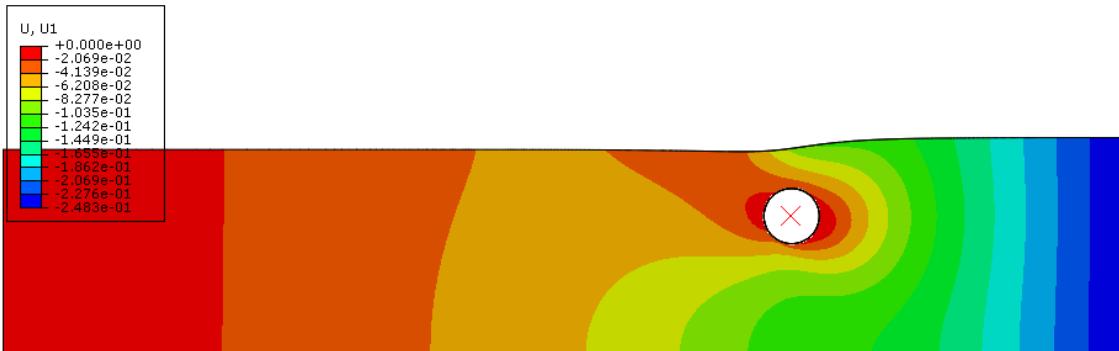


Figura 5-5 - Deslocamento horizontal para Duto 3D com 167% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

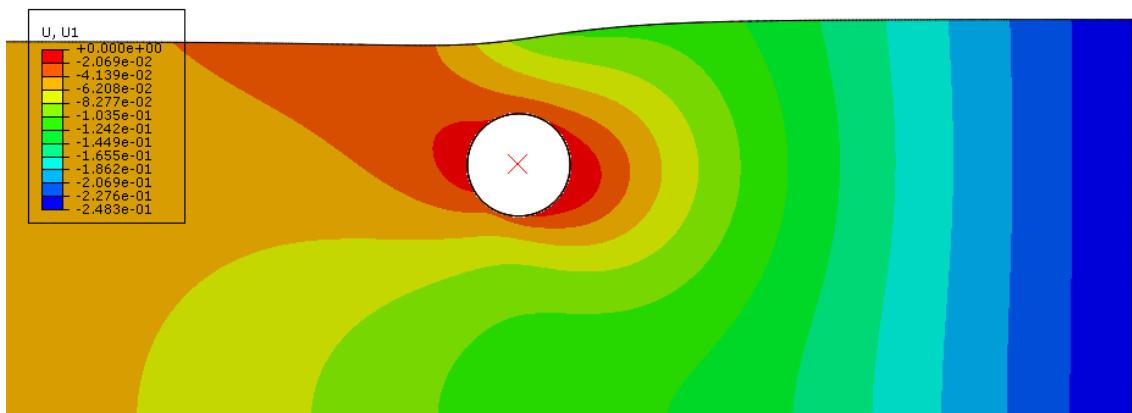


Figura 5-6 - Deslocamento horizontal ampliado para Duto 3D com 167% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

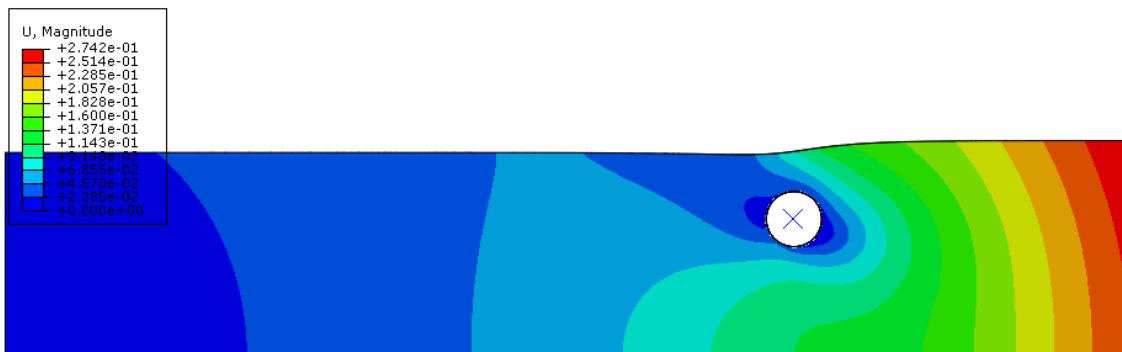


Figura 5-7 - Deslocamento total para Duto 3D com 167% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

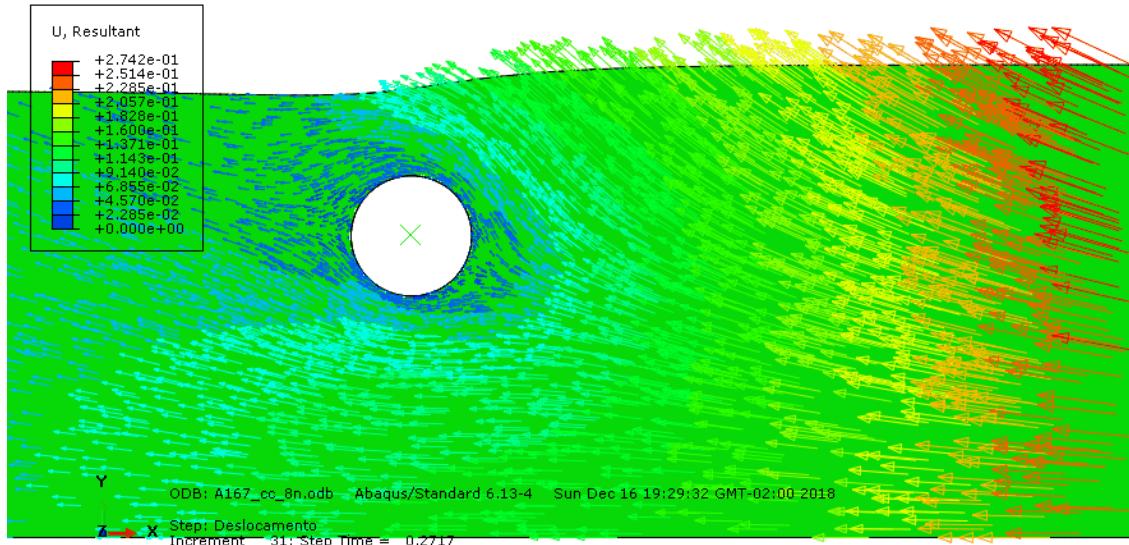


Figura 5-8 - Deslocamento total ampliado para Duto 3D com 167% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

Na simulação com o Duto 2D e 211% de enterramento, o deslocamento horizontal da pá chegou a 0,243m, tendo abortado em seguida. A Figura 5-9 apresenta o deslocamento horizontal da massa de solo ensaiada. Na Figura 5-10 observa-se uma imagem ampliada desta mesma saída na área a montante do duto. A Figura 5-11 apresenta o deslocamento total, que chegou a 0,271m, e a Figura 5-12, esta mesma saída, porém no campo vetorial, representando a direção do solo deslocado.

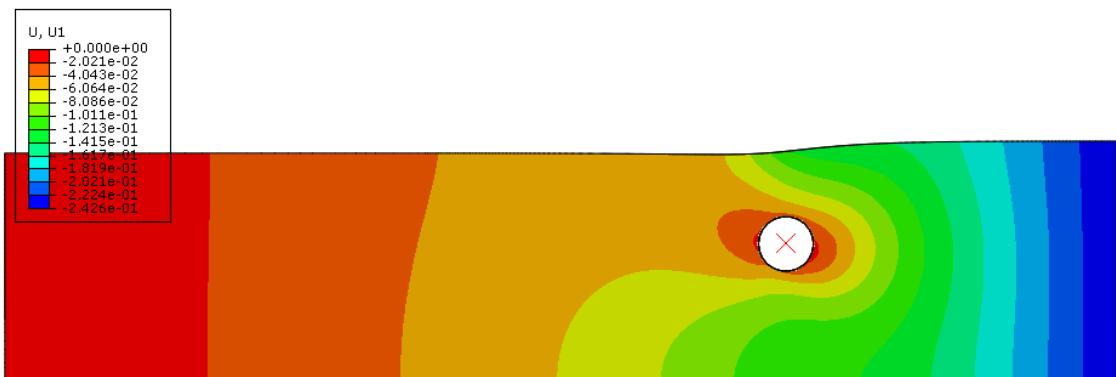


Figura 5-9 - Deslocamento horizontal para Duto 2D com 211% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

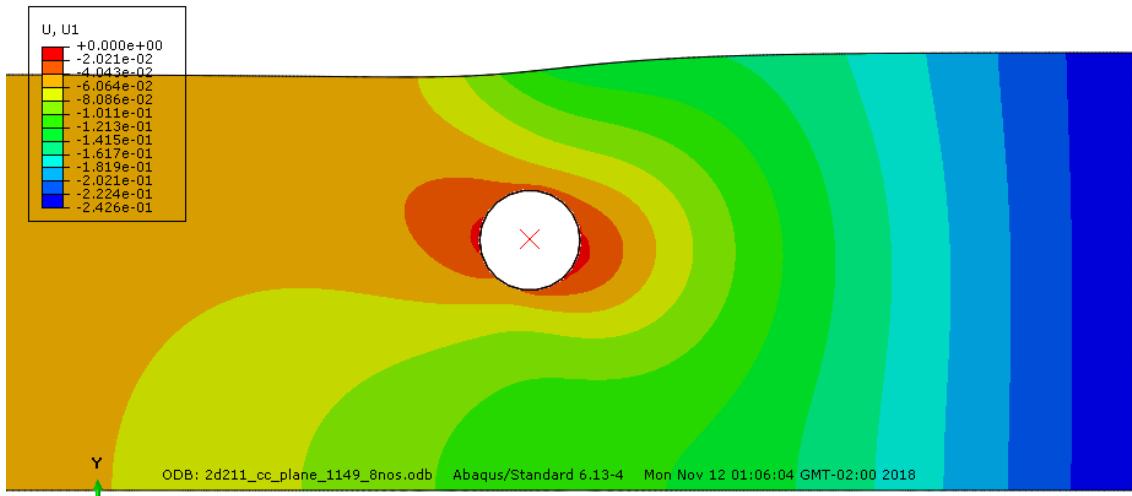


Figura 5-10 - Deslocamento horizontal ampliado para Duto 2D com 211% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

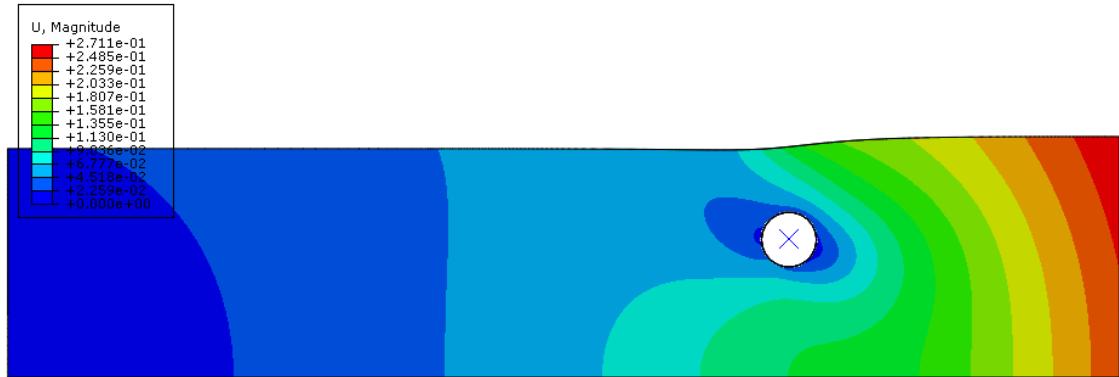


Figura 5-11 - Deslocamento total para Duto 2D com 211% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

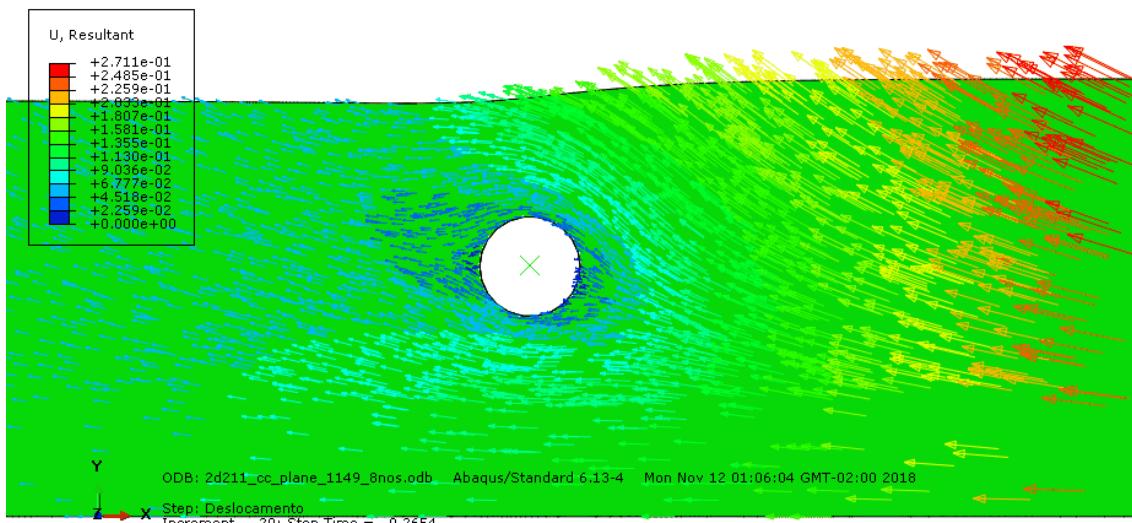


Figura 5-12 - Deslocamento total ampliado para Duto 2D com 211% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

Na simulação com o Duto 2D e 144% de enterramento, o deslocamento horizontal da pá chegou a 0,299m, tendo abortado em seguida. A Figura 5-13 apresenta o deslocamento horizontal da massa de solo ensaiada. Na Figura 5-14, mostra uma imagem ampliada

desta mesma saída na área a montante do duto. A Figura 5-15 apresenta o deslocamento total, que chegou a 0,325m, e a Figura 5-16, esta mesma saída, porém no campo vetorial, representando a direção do solo deslocado.

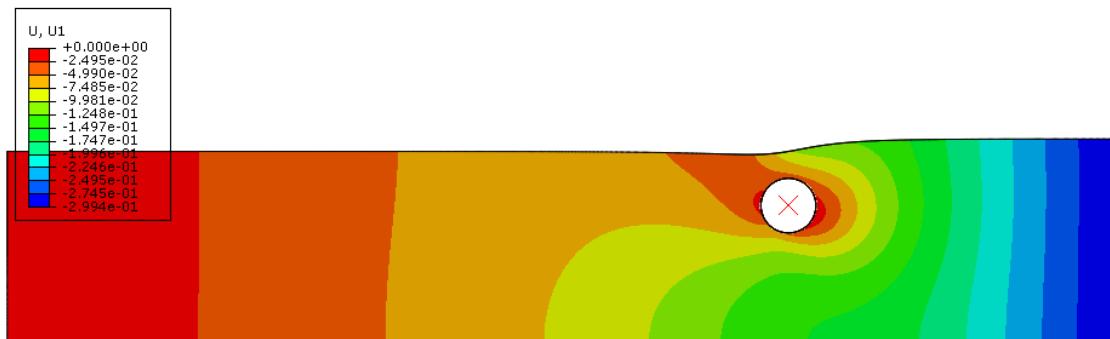


Figura 5-13 - Deslocamento horizontal para Duto 2D com 144% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

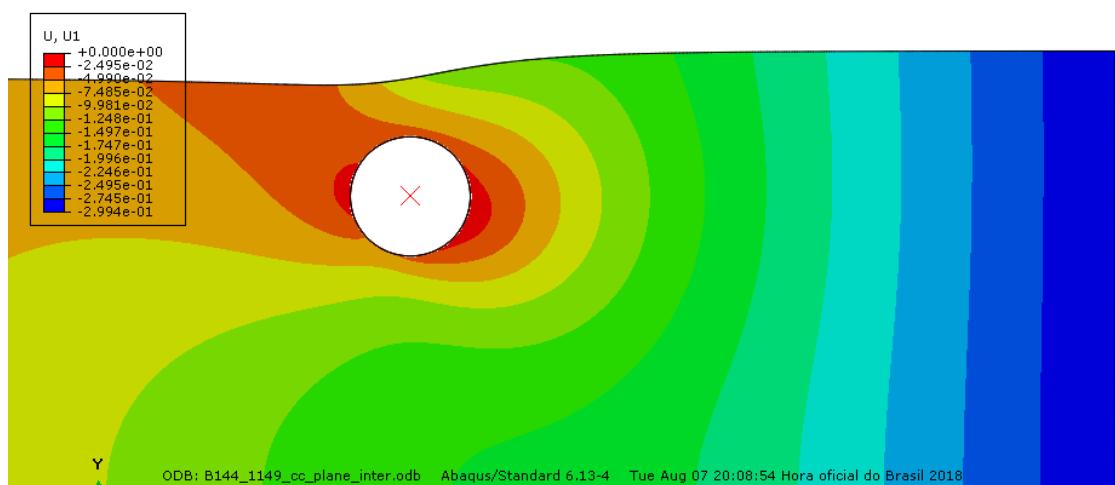


Figura 5-14 - Deslocamento horizontal ampliado para Duto 2D com 144% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

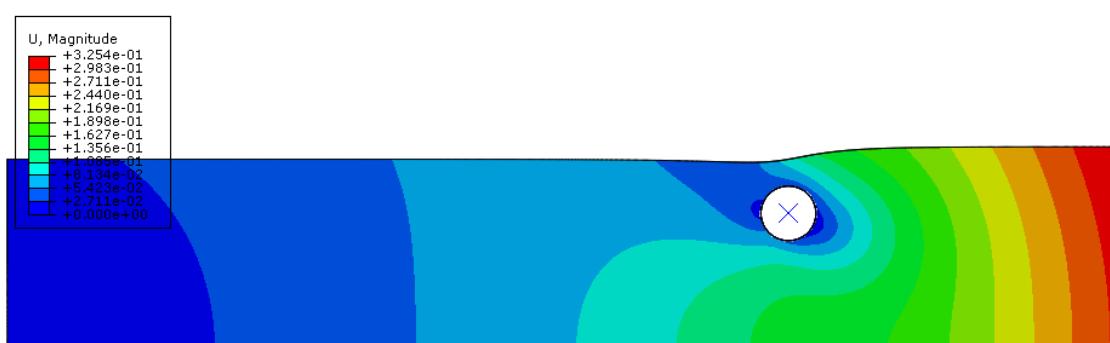


Figura 5-15 - Deslocamento total para Duto 2D com 144% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

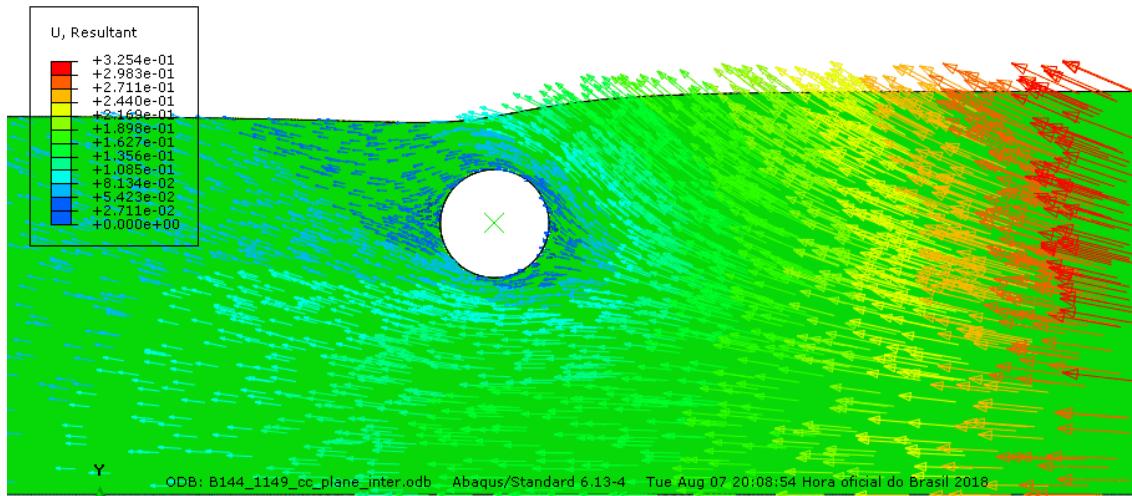


Figura 5-16 - Deslocamento total ampliado para Duto 2D com 144% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

Como pode ser observado, o deslocamento da lateral da pá alcançou no máximo 16% do deslocamento pretendido de 1,828m, muito aquém do pretendido. O módulo implícito aborta muito precocemente, pois a matriz implícita se torna singular, interrompendo a modelagem. O deslocamento do solo, no entanto, para esquerda e para cima representa o observado na centrífuga, bem como a formação de uma ondulação a montante do duto.

5.1.2 Tensões totais e tensões de von Mises (Cam-clay – modo implícito)

Da Figura 5-17 à Figura 5-20 apresentam-se a distribuição de tensões totais e de von Mises na massa de solo, com e sem ampliação, para o Duto 3D com 200% de enterramento.

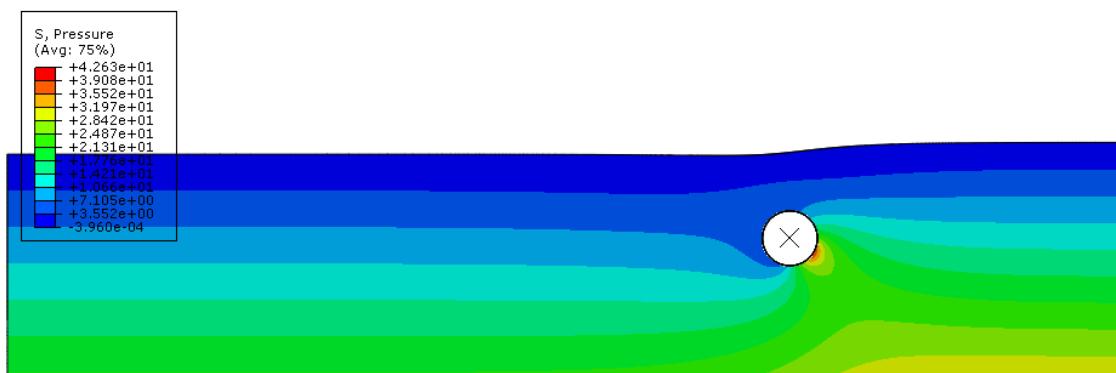


Figura 5-17 - Distribuição de tensões na massa de solo após deslocamento de 0,226m da pá contra Duto 3D com 200% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

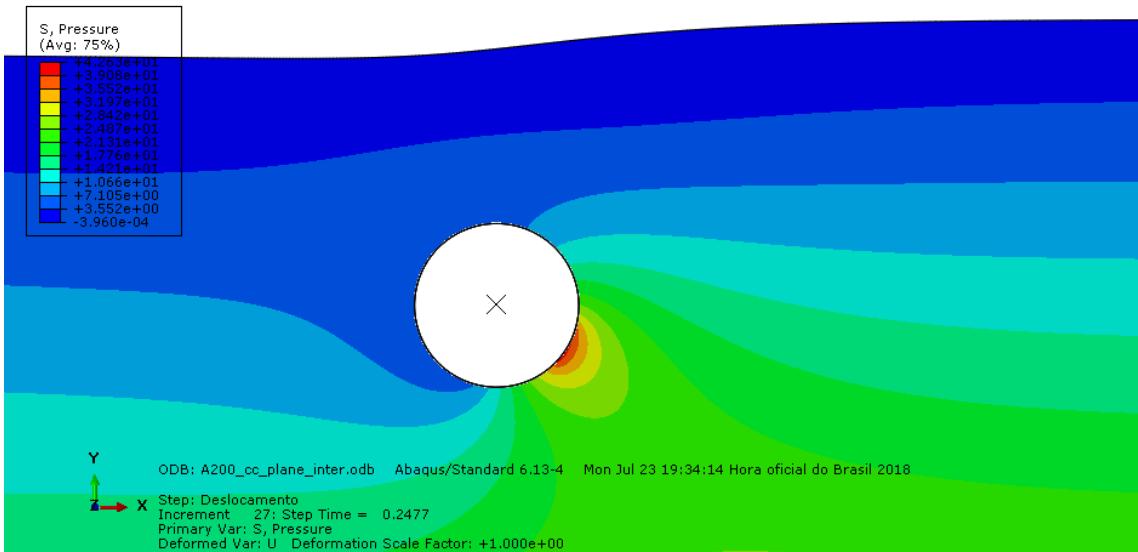


Figura 5-18 - Distribuição de tensões junto ao Duto 3D com 200% de enterramento após deslocamento de 0,226m da pá – Solo Cam-clay – Modo implícito

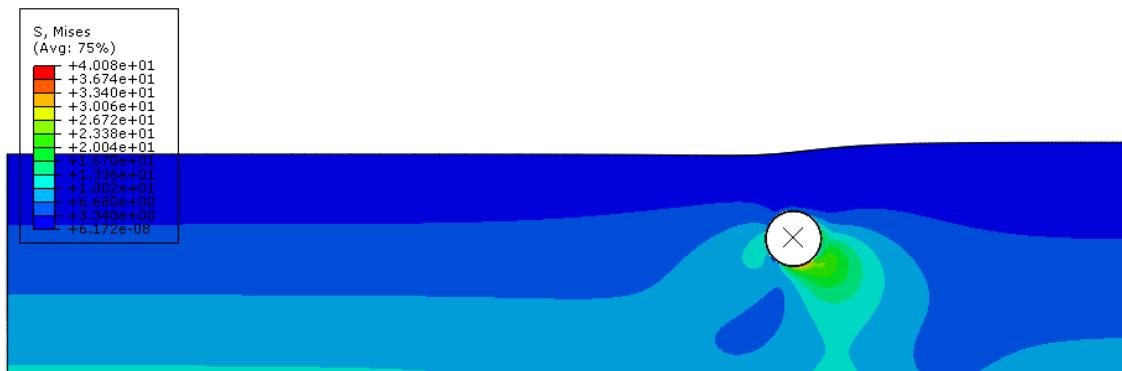


Figura 5-19 - Tensões de von Mises na massa de solo após deslocamento de 0,226m da pá contra Duto 3D com 200% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

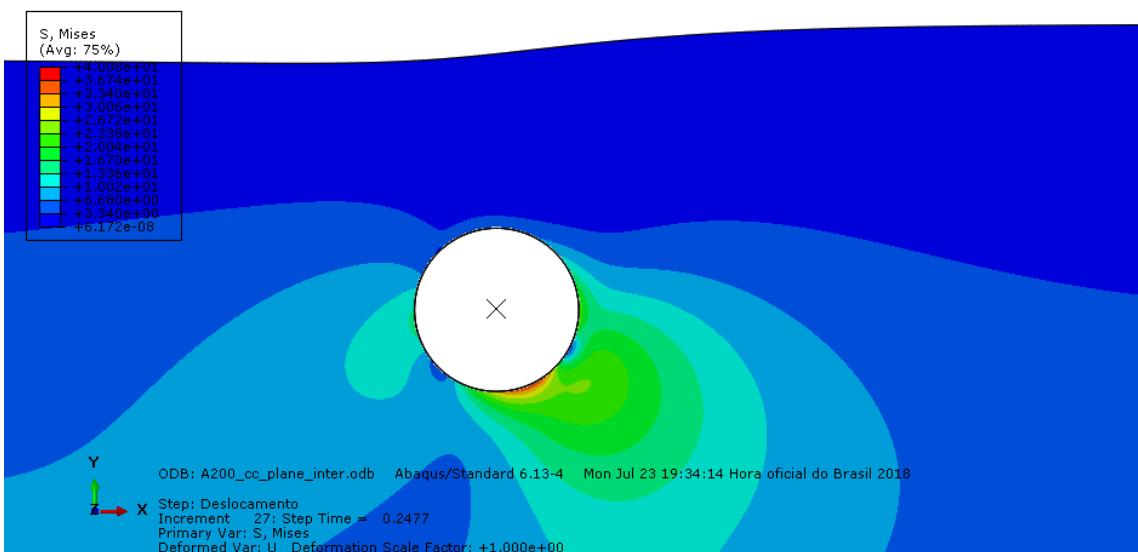


Figura 5-20 - Tensões de von Mises junto ao Duto 3D com 200% de enterramento após deslocamento de 0,226m da pá – Solo Cam-clay – Modo implícito

Da Figura 5-21 à Figura 5-24 apresentam-se a distribuição de tensões totais e de von Mises na massa de solo, com e sem ampliação, para o Duto 3D com 167% de enterramento.

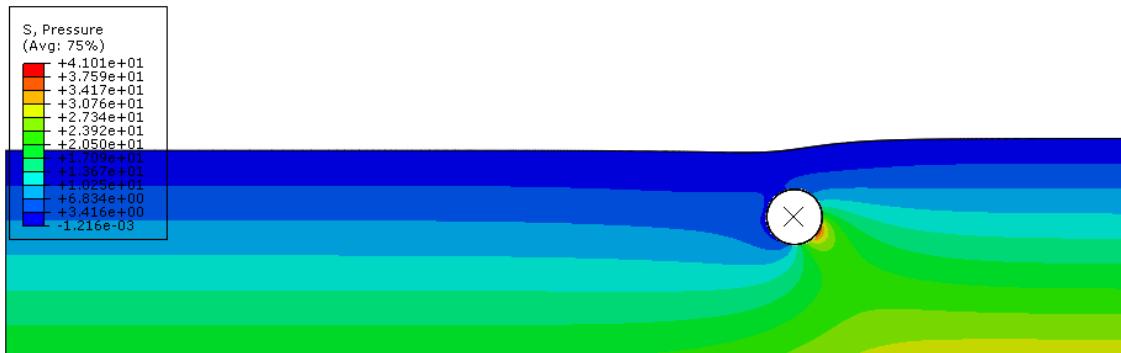


Figura 5-21 - Distribuição de tensões na massa de solo após deslocamento de 0,248m da pá contra Duto 3D com 167% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

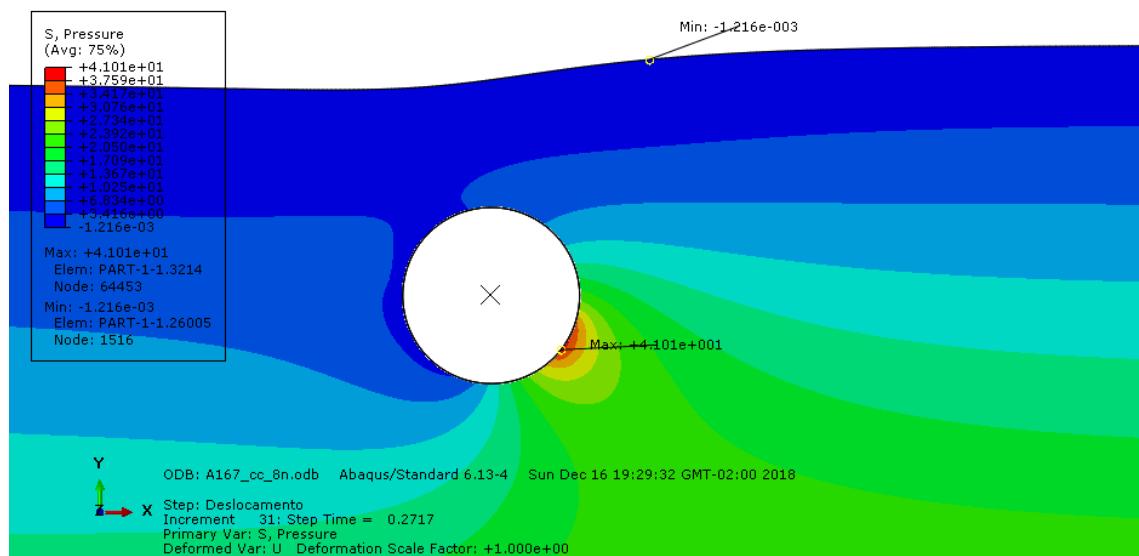


Figura 5-22 - Distribuição de tensões junto ao Duto 3D com 167% de enterramento após deslocamento de 0,248m da pá – Solo Cam-clay – Modo implícito

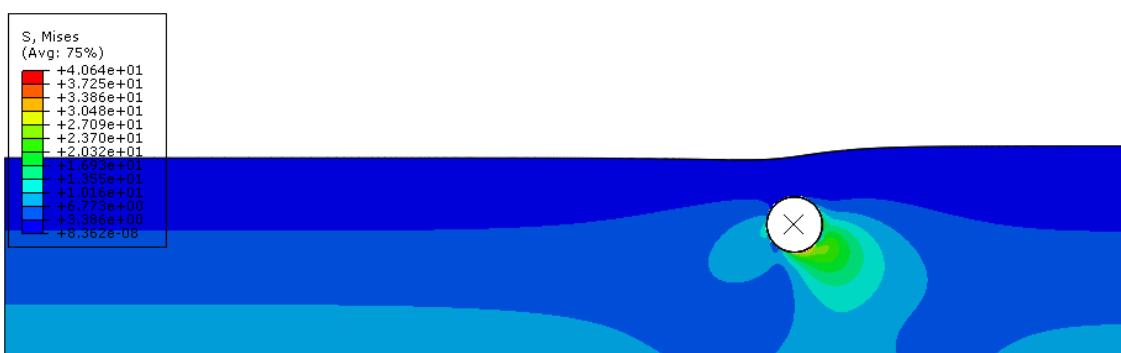


Figura 5-23 - Tensões de von Mises na massa de solo após deslocamento de 0,248m da pá contra Duto 3D com 167% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

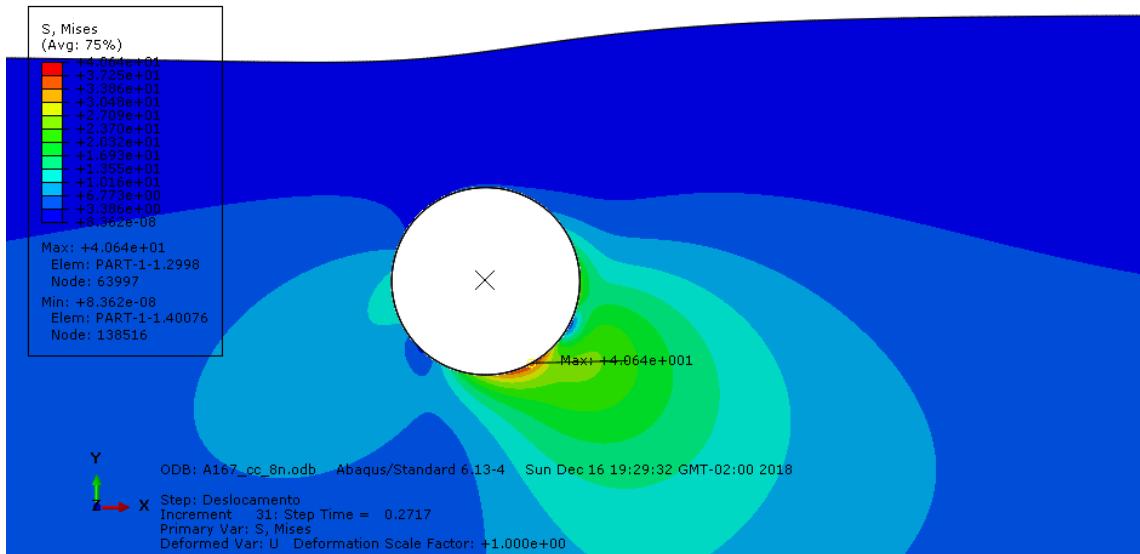


Figura 5-24 - Tensões de von Mises junto ao Duto 3D com 167% de enterramento após deslocamento de 0,248m da pá – Solo Cam-clay – Modo implícito

Da Figura 5-25 à Figura 5-28 apresentam a distribuição de tensões totais e de von Mises na massa de solo, com e sem ampliação, para o Duto 2D com 211% de enterramento.

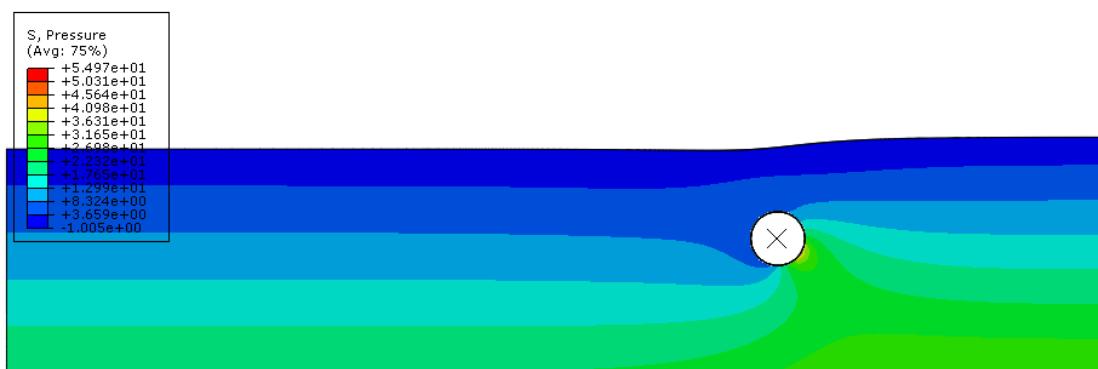


Figura 5-25 - Distribuição de tensões na massa de solo após deslocamento de 0,243m da pá contra Duto 2D com 211% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

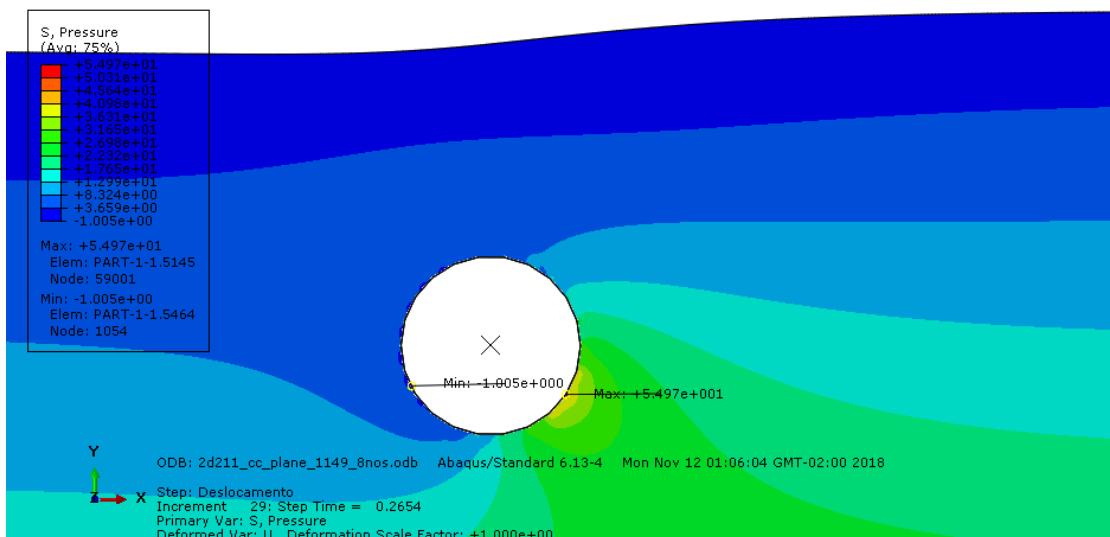


Figura 5-26 - Distribuição de tensões junto ao Duto 2D com 211% de enterramento após deslocamento de 0,243m da pá – Solo Cam-clay – Modo implícito

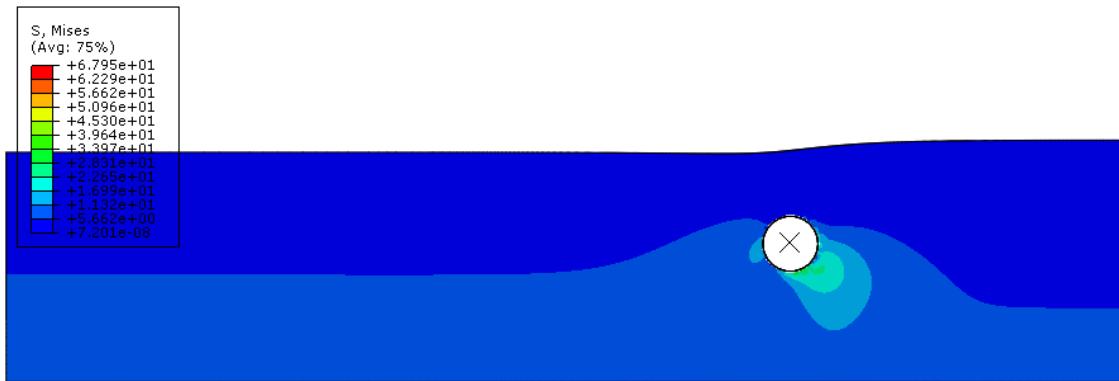


Figura 5-27 - Tensões de von Mises na massa de solo após deslocamento de 0,243m da pá contra Duto 2D com 211% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

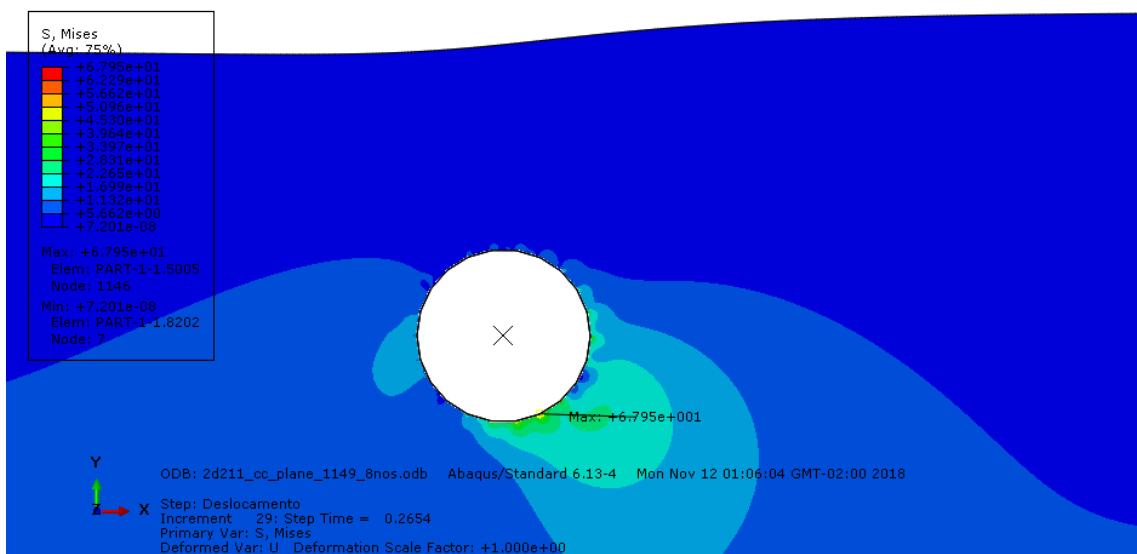


Figura 5-28 - Tensões de von Mises junto ao Duto 2D com 211% de enterramento após deslocamento de 0,243m da pá – Solo Cam-clay – Modo implícito

As Figuras 5.29 a 5.32 apresentam a distribuição de tensões totais e de von Mises na massa de solo, com e sem ampliação, para o Duto 2D com 144% de enterramento.

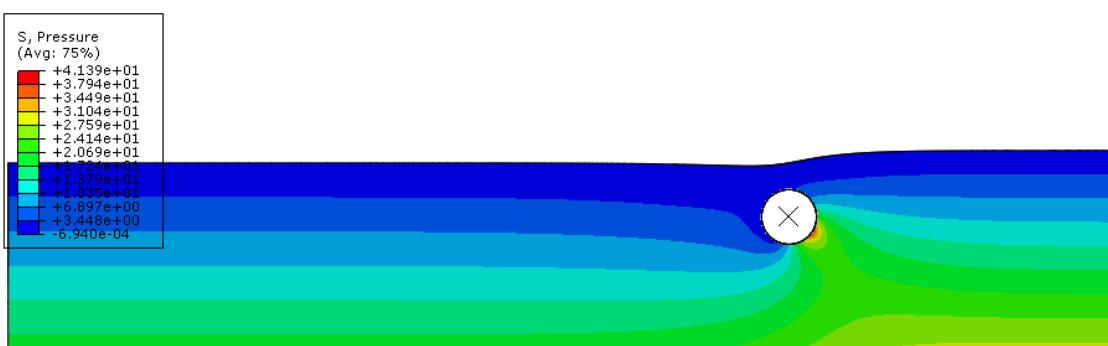


Figura 5-29 - Distribuição de tensões na massa de solo após deslocamento de 0,299m da pá contra Duto 2D com 144% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

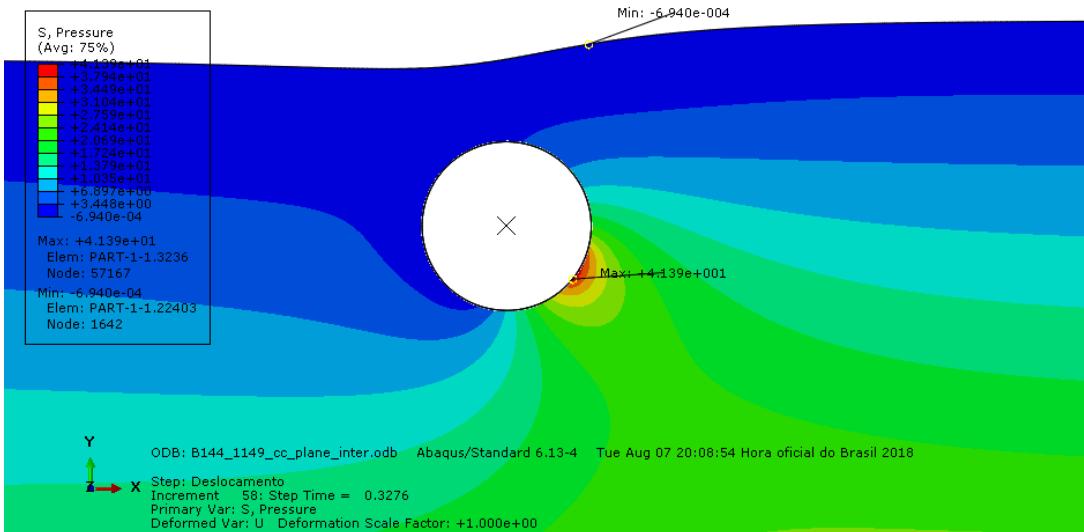


Figura 5-30 - Distribuição de tensões junto ao Duto 2D com 144% de enterramento após deslocamento de 0,299m da pá – Solo Cam-clay – Modo implícito

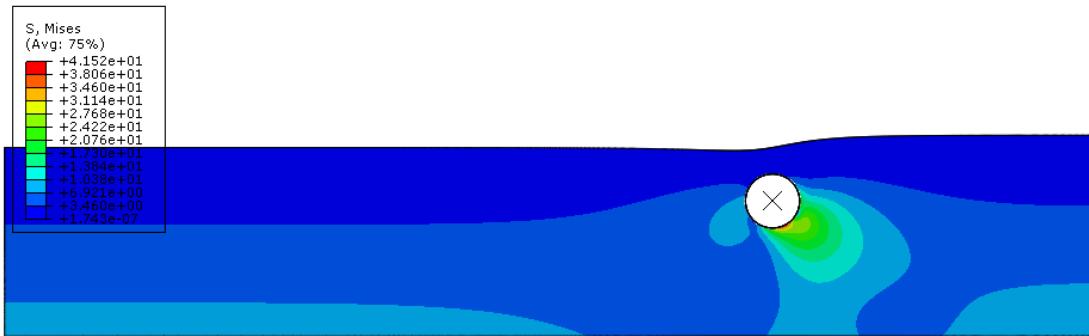


Figura 5-31 - Tensões de von Mises na massa de solo após deslocamento de 0,299m da pá contra Duto 2D com 144% de enterramento – Solo Cam-clay – Modo implícito

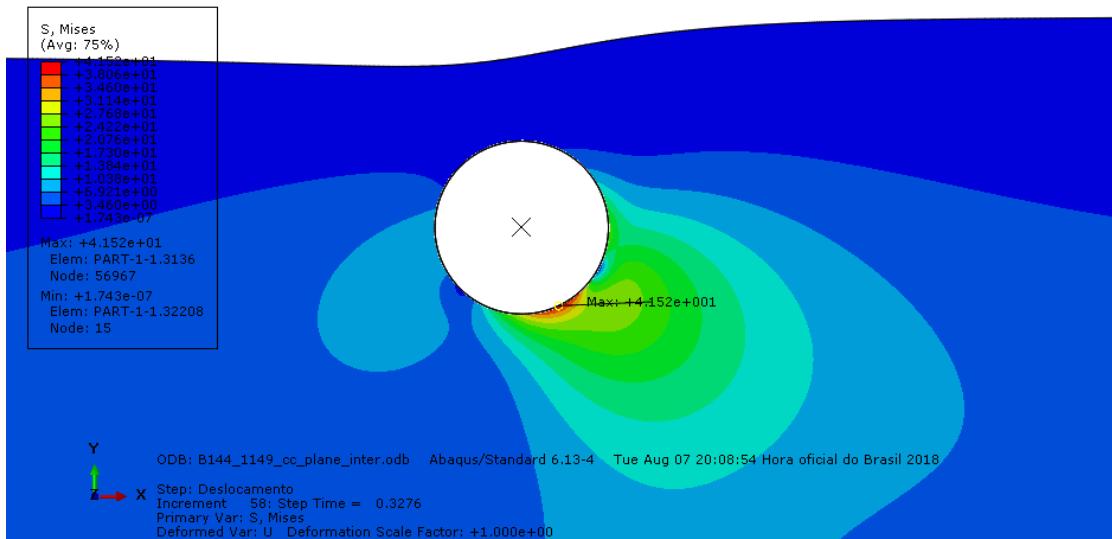


Figura 5-32 - Tensões de von Mises junto ao Duto 2D com 144% de enterramento após deslocamento de 0,299m da pá – Solo Cam-clay – Modo implícito

Para todos os casos, observam-se tensões concentradas próximo à diagonal inferior direita do duto. Neste ponto o solo sofre uma maior compressão contra o duto, que se desloca para cima e para a esquerda. Este comportamento é o esperado, uma vez que segue o

deslocamento imposto ao solo pela fronteira móvel da direita e restrição vertical na fronteira inferior.

5.1.3 Comparação numérico-experimental para reação na pá (Cam-clay – modo implícito)

Do ensaio físico realizado na centrífuga geotécnica obtiveram-se três saídas de dados: a reação horizontal na pá e as reações horizontal e vertical no duto, todas captadas em intervalos de tempo predeterminados durante todo o ensaio. A reação na pá é o dado de saída mais simples de ser analisado, pois suas condições de contorno são de fácil representação num modelo computacional de duas dimensões, e por isso servirá de referência para análise dos demais dados obtidos.

A reação na pá foi obtida a partir da soma das reações nos nós do limite lateral direito do modelo, que representa o contato do solo com a pá basculante. Combinando o deslocamento normalizado da pá com a reação na mesma, tem-se o primeiro gráfico comparativo numérico-experimental, representado nas Figuras 5.33 a 5.36 para as quatro geometrias estudadas.

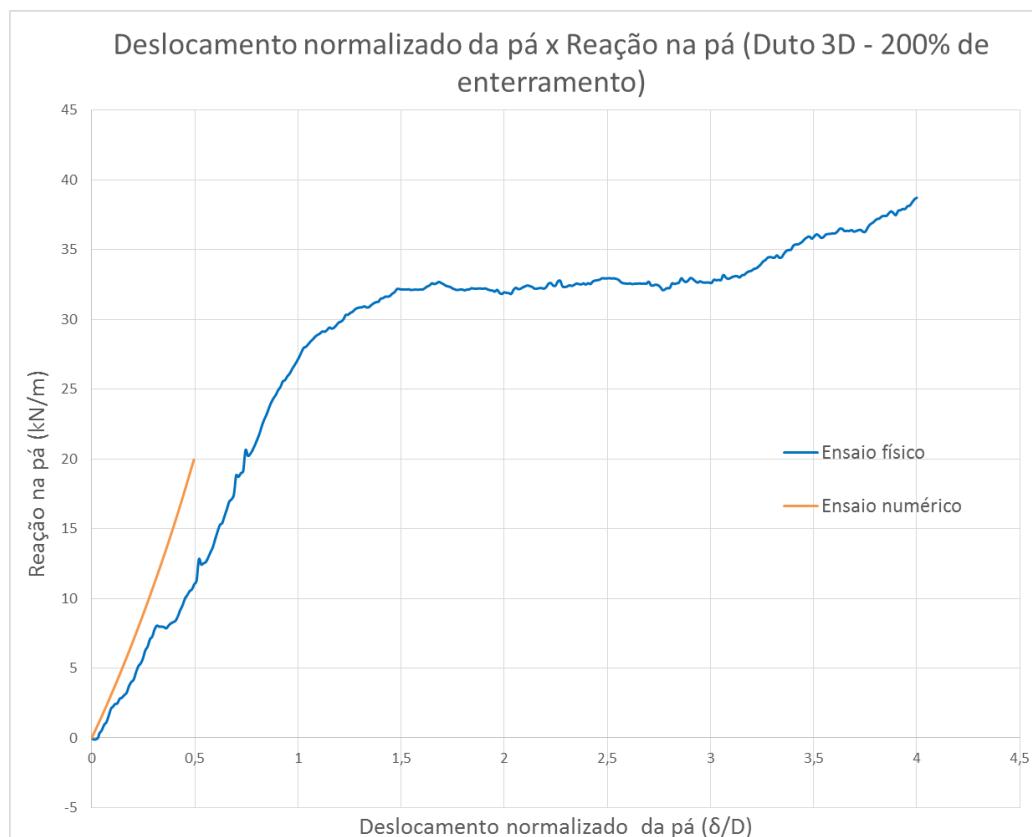


Figura 5-33 - Gráfico comparativo numérico-experimental para reação na pá com Duto 3D e 200% de enterramento (Cam-clay – modo implícito)

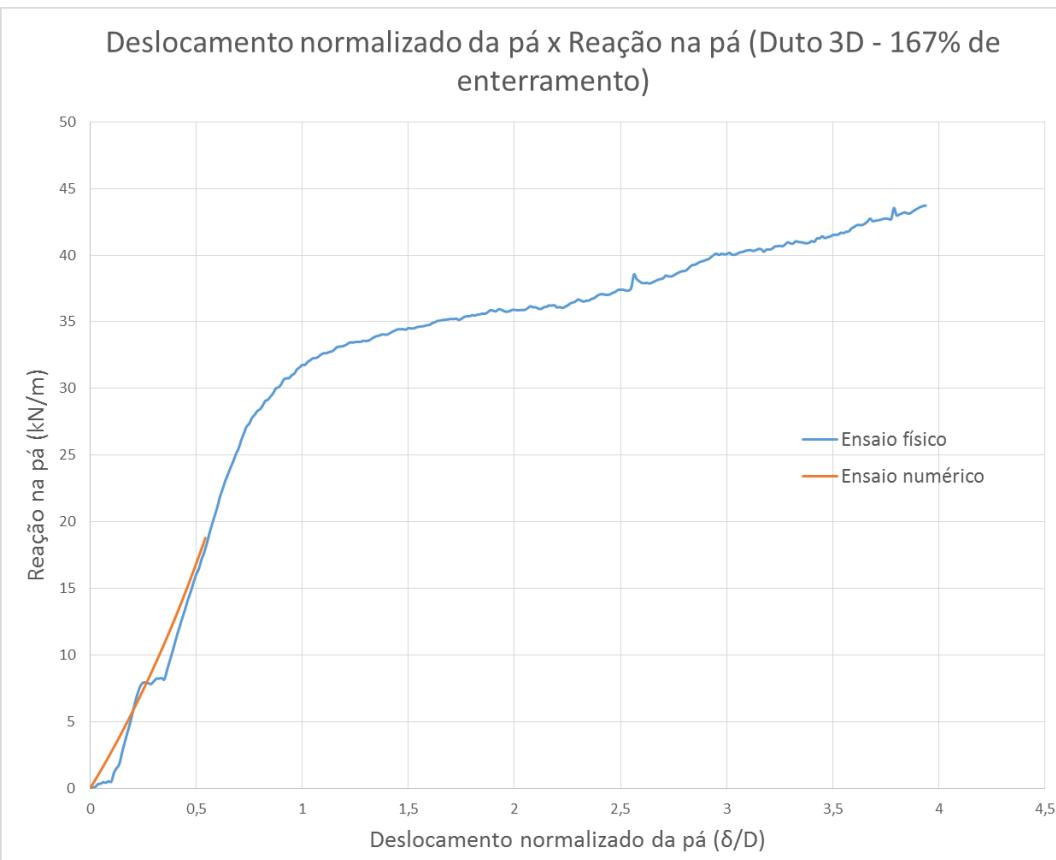


Figura 5-34 - Gráfico comparativo numérico-experimental para reação na pá com Duto 3D e 167% de enterramento (Cam-clay – modo implícito)

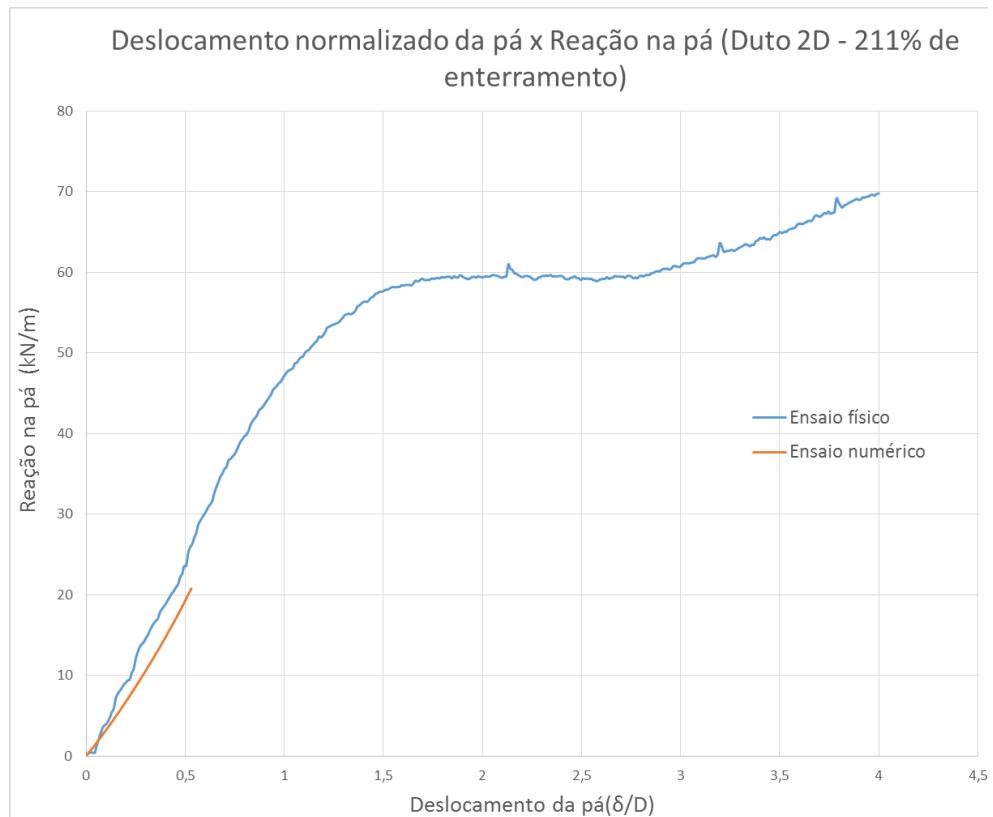


Figura 5-35 - Gráfico comparativo numérico-experimental para reação na pá com Duto 2D e 211% de enterramento (Cam-clay – modo implícito)

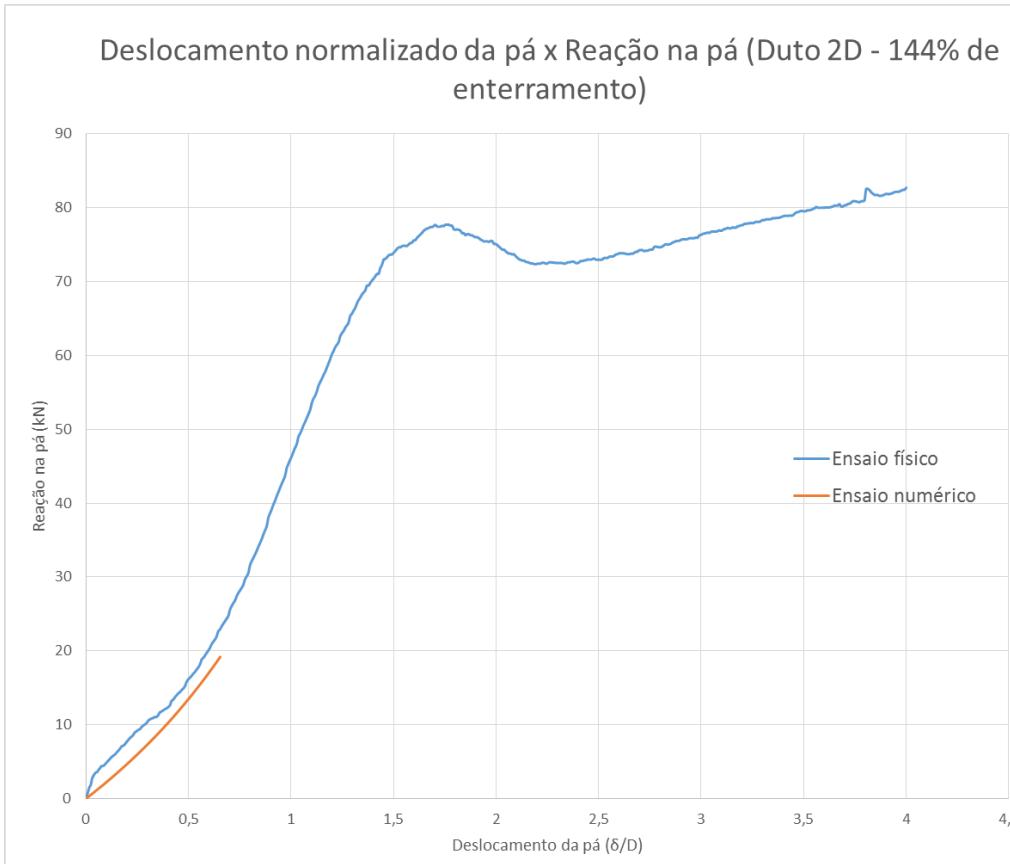


Figura 5-36 - Gráfico comparativo numérico-experimental para reação na pá com Duto 2D e 144% de enterramento (Cam-clay – modo implícito)

Como pode ser observado, para todas as geometrias obteve-se bons resultados na comparação numérico-experimental. Embora os resultados não sejam coincidentes, as curvas tem a mesma tendência e coeficientes angulares próximos. Verifica-se assim que os parâmetros do solo estão adequados, bem como as condições de contorno e os coeficientes de mola.

5.2 Modelo constitutivo elasto-perfeitamente-plástico com parâmetros Mohr-Coulomb

A teoria de Mohr-Coulomb é aplicável para verificações relativas à ruptura, porém não é a mais adequada para avaliações na situação pós ruptura, quando o material está em sua fase plástica. Além disso, a caracterização do material não foi suficientemente detalhada para a entrada de dados em um programa de elementos finitos, sendo necessárias correlações e adaptações. No entanto, no programa Abaqus a utilização do modelo constitutivo de Mohr-Coulomb é a melhor opção quando é necessário o método de simulação com matriz explícita.

Para obter o módulo de elasticidade do solo foram realizadas diversas simulações variando a magnitude do mesmo até encontrar o que apresentasse resultados de reação na pá mais próximos dos obtidos no ensaio físico e na simulação com parâmetros Cam-clay. Para isso, considerou-se haver uma relação entre o módulo de elasticidade e a resistência não-drenada do material, seguindo a literatura. Uma vez que tem-se confiabilidade no ensaio realizado na centrífuga para definição do perfil de resistência não drenada do solo, a correlação com esse parâmetro apresentou-se como a melhor maneira de se orientar a determinação dos módulos de elasticidade a serem testados. Tendo em mãos os perfis de resistência não-drenada do solo para todos os ensaios em centrífuga, obtidos através do mini T-bar, procurou-se o coeficiente capaz de relacionar as propriedades com melhor repetibilidade quando observados os quatro ensaios físicos disponíveis. Durante as simulações foram testados valores que trouxessem gráficos razoáveis para as geometrias estudadas. Ao final, chegou-se a um coeficiente igual a 50.

Na Tabela 5.1 é apresentada a resistência não-drenada média na região de alcance da pá obtida através de ensaio mini-T-bar (PEQUENO, 2013) e o módulo de elasticidade adotado na simulação numérica.

Tabela 5.1 - Resistência não-drenada média na região de alcance da pá x Módulo de elasticidade adotado para o solo nos modelos numéricos

Ensaio	Resistência não-drenada (kPa)	Módulo de elasticidade (kPa)
Duto 3D – 200% de enterramento	4,38	219
Duto 3D – 167% de enterramento	4,66	233
Duto 2D – 211% de enterramento	4,80	240
Duto 2D – 144% de enterramento	7,00	350

Como já dito anteriormente, a resolução por meio do modo explícito no programa AbaqusCae 6.13 não admite elementos quadráticos, por isso optou-se pelo elemento quadrilátero de 4 nós. No entanto, a simulação apresentava problemas junto à interface solo-duto quando o descolamento era impedido. Por isso mostra-se aqui apenas o resultado com permissão de descolamento da interface solo-duto.

Para impedir este descolamento seria necessário utilizar o elemento triangular de 3 nós, no entanto, a utilização deste tipo de elemento gerou oscilações no cálculo das tensões na massa de solo. As reações obtidas na pá e no duto para as proposições sem e com descolamento solo-duto, no entanto, são bastante similares, apesar de terem sido

utilizados elementos de 3 e 4 nós (respectivamente). Sendo assim, não há ganho em se apresentar todos os gráficos. Apenas para ilustração do comportamento das tensões quando utilizado o elemento de 3 nós, segue a Figura 5-37 com a saída de tensões de Von Mises para o Duto 3D com 200% de enterramento na área junto ao duto. A seguir, quando desenvolvidas as comparações, serão incluídos nos gráficos os resultados obtidos também com a malha de elemento de 3 nós, para o Duto 3D com 200% de enterramento apenas.

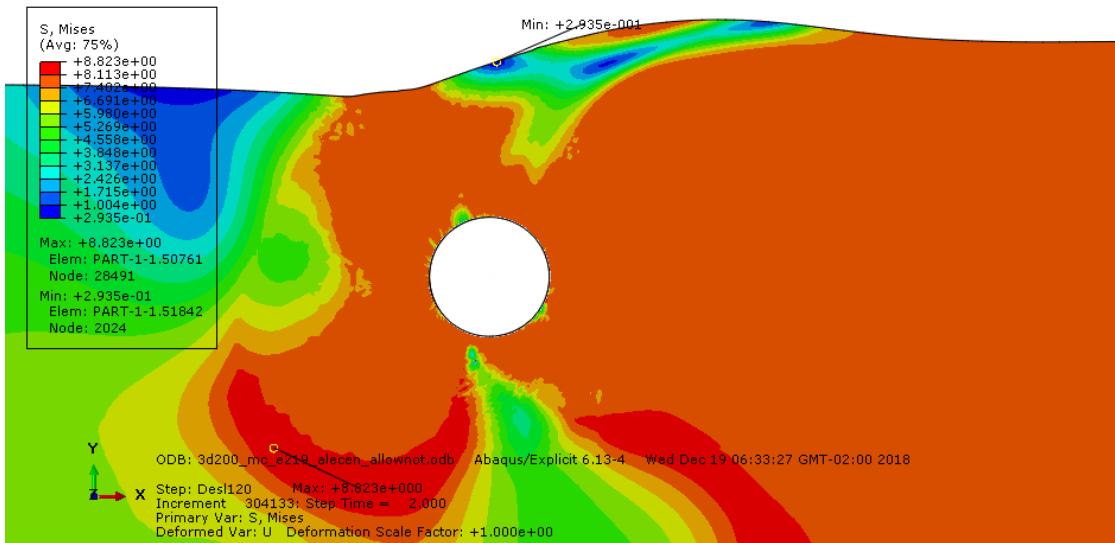


Figura 5-37 - Distribuição de tensões junto ao Duto 3D com 200% de enterramento após deslocamento de 0,531m da pá utilizando elemento de 3 nós (Mohr-Coulomb - modo explícito)

Utilizando o modo explícito, foi possível avançar bastante no deslocamento da pá em relação ao avanço obtido no modo implícito, pois dispensa-se a resolução da matriz de rigidez implícita que precocemente tornava-se singular, interrompendo a simulação.

Durante o desenvolvimento do modelo numérico, verificou-se que a determinação da região a se utilizar o ALE, e o momento de fazê-lo, é de grande importância para garantir o maior avanço possível do deslocamento da pá, além de restringir as distorções de maneira mais eficiente. Foram realizadas diversas simulações a fim de obter o maior avanço possível. Foi constatado que deve-se utilizar o artifício de adaptação da malha inicialmente apenas junto ao duto, e, paulatinamente, estender a aplicação para áreas maiores, conforme apresentação das anomalias da malha. No entanto, a utilização do referido artifício em áreas muito extensas prejudica a correta apresentação das franjas de deslocamento do material. Sendo assim, não é possível a apresentação destas franjas no momento do deslocamento máximo alcançado. Serão apresentadas as franjas de deslocamento em campo vetorial, para verificação do fluxo de deslocamento do solo, no último passo onde a utilização da ALE se limitou à área adjacente ao duto.

A seguir são apresentadas estas saídas para as quatro geometrias propostas utilizando o modo explícito, elemento de 4 nós e descolamento solo-duto permitido. Tem-se como saídas mais representativas da simulação o fluxo de deslocamento da massa de solo (máximo possível de ser apresentado graficamente, não o máximo alcançado no programa), as tensões totais e as tensões de Von Mises.

5.2.1 Deslocamento e tensões na massa de solo para o Duto 3D e 200% de enterramento (Mohr-Coulomb – modo explícito)

Na simulação com o Duto 3D e 200% de enterramento, o deslocamento horizontal da pá chegou a 0,869m, tendo abortado em seguida por instabilidade da malha. A Figura 5-38 apresenta o deslocamento da massa de solo ensaiada após 0,624m de deslocamento da pá e um deslocamento total do solo de 0,678m. Da Figura 5-39 à Figura 5-42 apresentam-se as distribuições de tensões totais e de von Mises na massa de solo, com e sem ampliação, após finalizada a simulação numérica.

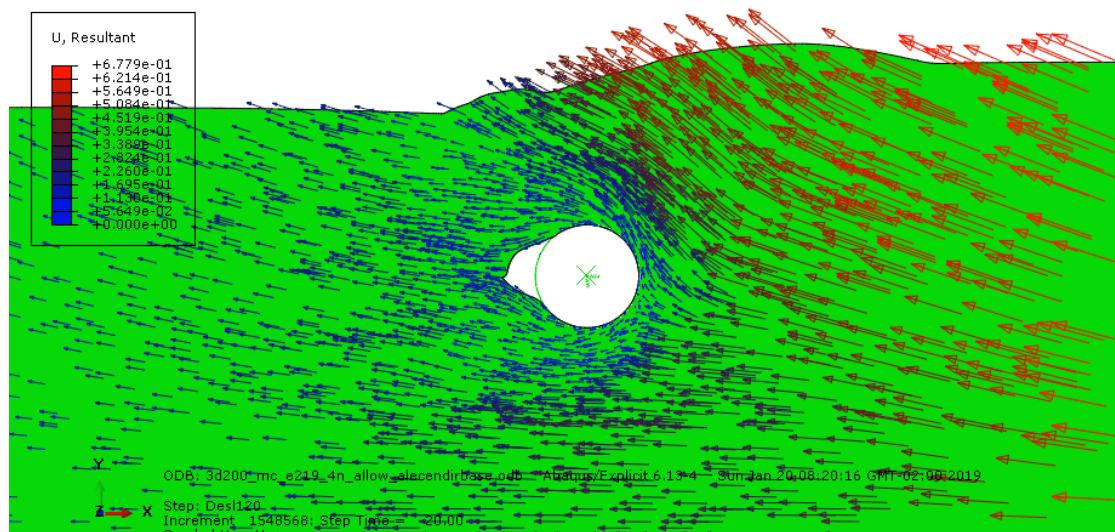


Figura 5-38 - Deslocamento parcial (0,624m) para Duto 3D com 200% de enterramento (Mohr-Coulomb - modo explícito)

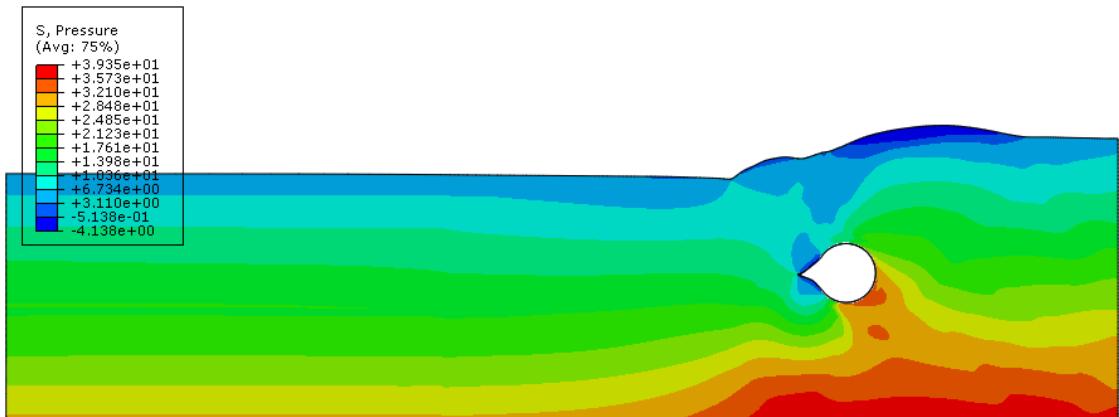


Figura 5-39 - Distribuição de tensões na massa de solo após deslocamento de 0,869m da pá contra Duto 3D com 200% de enterramento (Mohr-Coulomb - modo explícito)

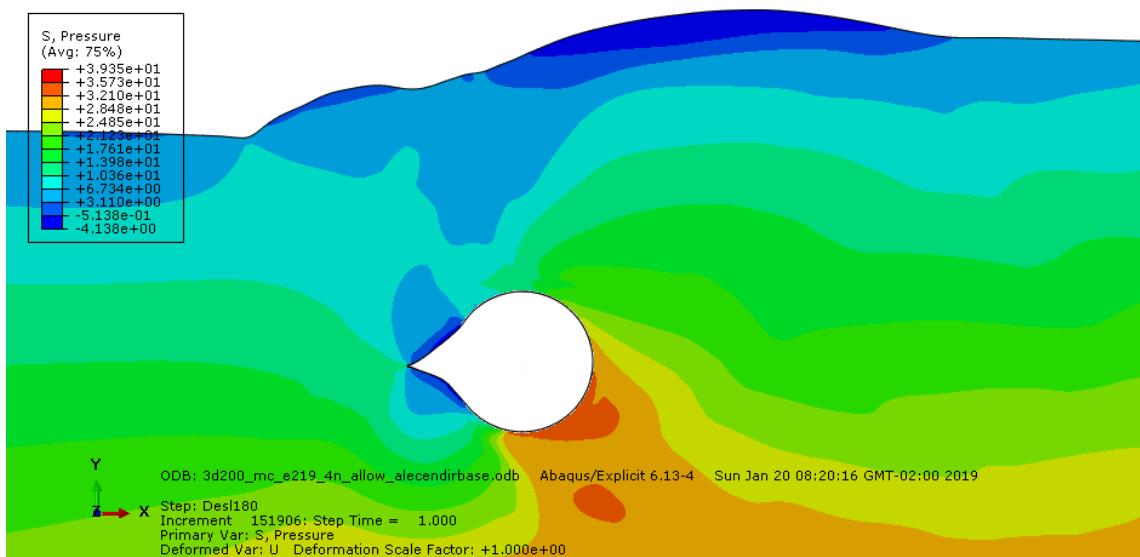


Figura 5-40 - Distribuição de tensões junto ao Duto 3D com 200% de enterramento após deslocamento de 0,869m da pá (Mohr-Culomb - modo explícito)

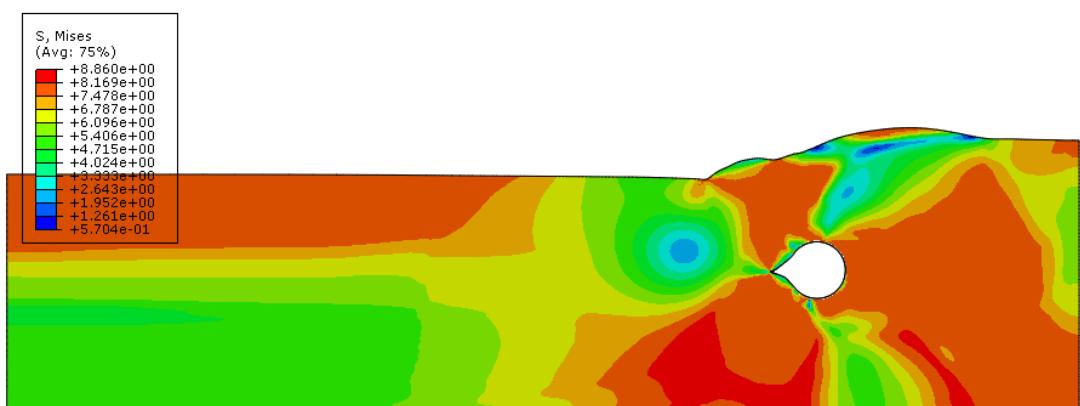


Figura 5-41 - Tensões de von Mises na massa de solo após deslocamento de 0,869m da pá contra Duto 3D com 200% de enterramento (Mohr-Coulomb - modo explícito)

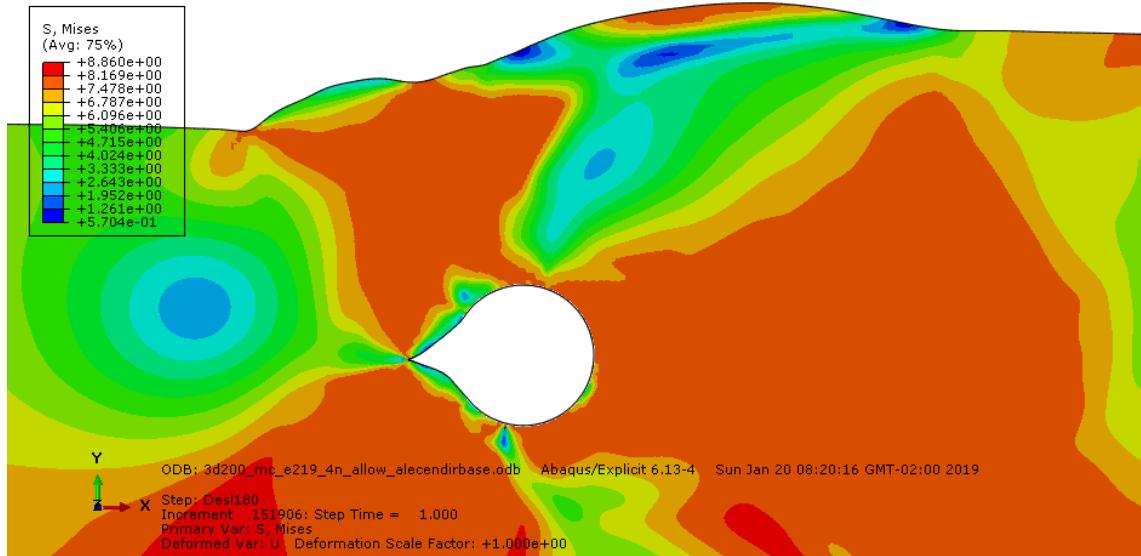


Figura 5-42 - Tensões de von Mises junto ao Duto 3D com 200% de enterramento após deslocamento de 0,869m da pá (Mohr-Coulomb - modo explícito)

5.2.2 Deslocamento e tensões na massa de solo para o Duto 3D e 167% de enterramento (Mohr-Coulomb – modo explícito)

Na simulação com o Duto 3D e 167% de enterramento, o deslocamento horizontal da pá chegou a 0,769m, tendo abortado em seguida por instabilidade da malha. A Figura 5-43 apresenta o deslocamento da massa de solo ensaiada após 0,622m de deslocamento da pá e um deslocamento total do solo de 0,683m. Da Figura 5-44 à Figura 5-47 apresentam-se as distribuições de tensões totais e de von Mises na massa de solo, com e sem ampliação, após finalizada a simulação numérica.

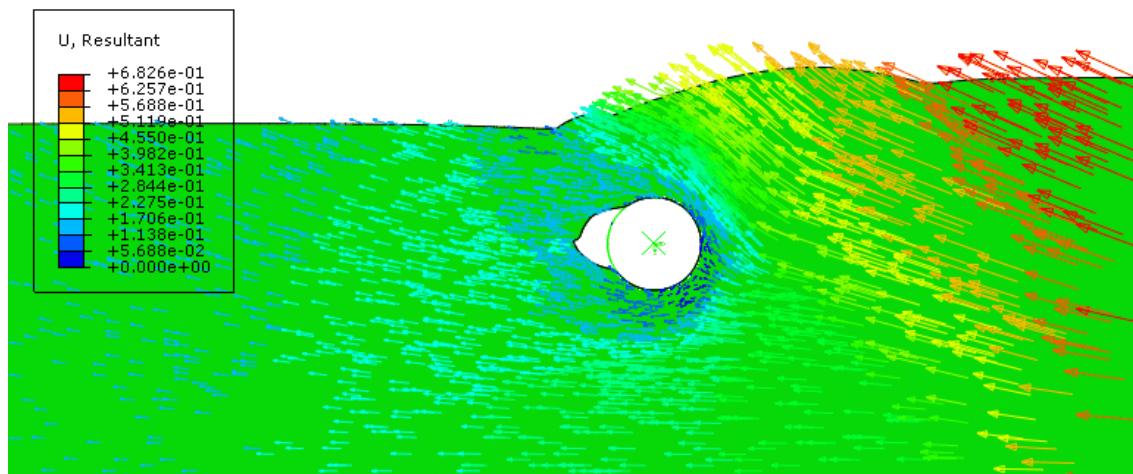


Figura 5-43 - Deslocamento parcial (0,622m) para Duto 3D com 167% de enterramento (Mohr-Coulomb - modo explícito)

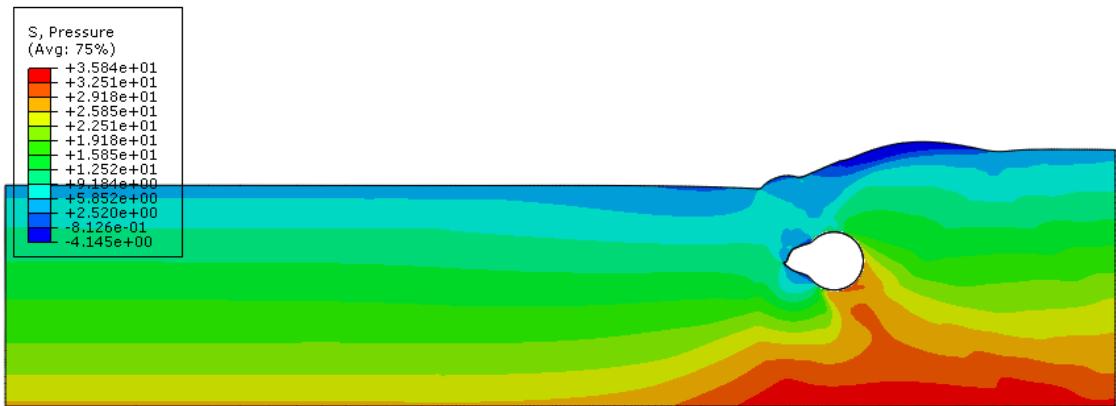


Figura 5-44 - Distribuição de tensões na massa de solo após deslocamento de 0,769m da pá contra Duto 3D com 167% de enterramento (Mohr-Coulomb - modo explícito)

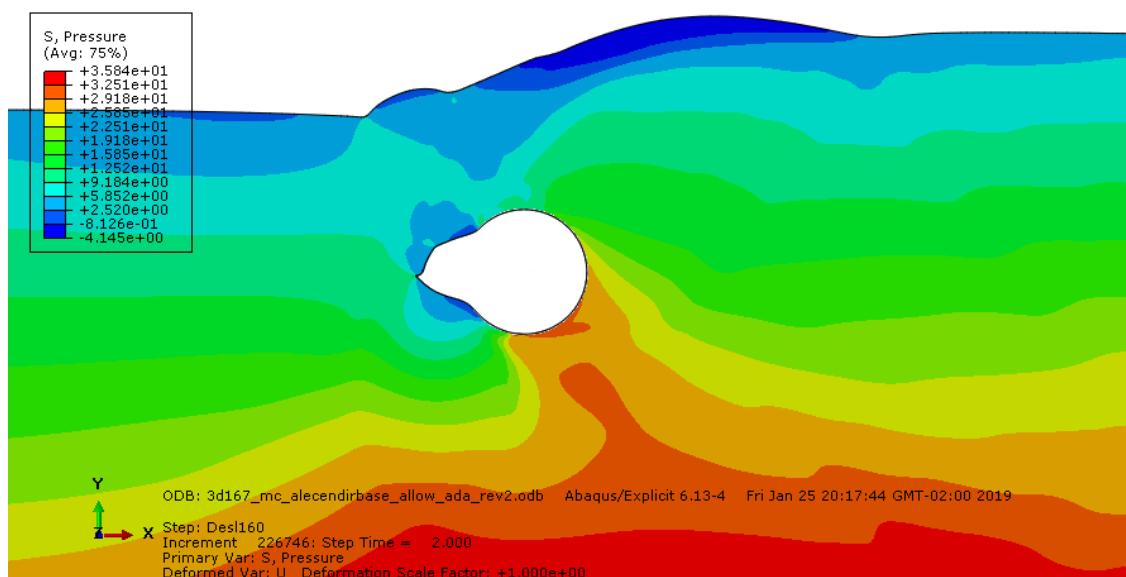


Figura 5-45 - Distribuição de tensões junto ao Duto 3D com 167% de enterramento após deslocamento de 0,769m da pá (Mohr-Culomb - modo explícito)

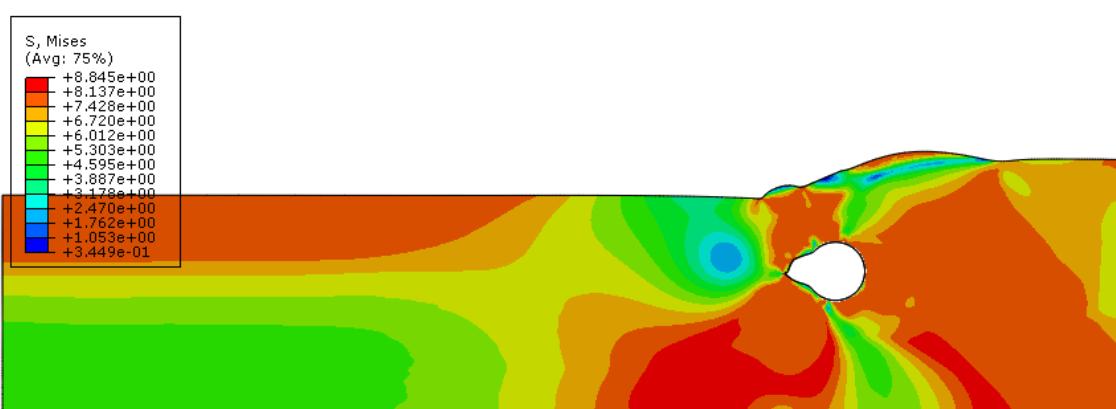


Figura 5-46 - Tensões de von Mises na massa de solo após deslocamento de 0,769m da pá contra Duto 3D com 167% de enterramento (Mohr-Coulomb - modo explícito)

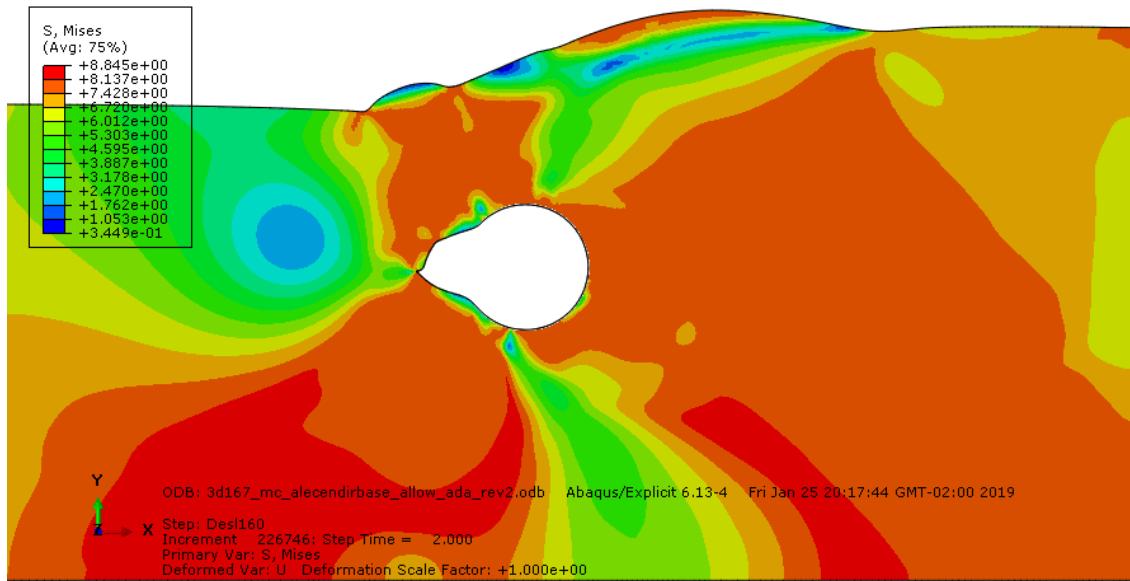


Figura 5-47 - Tensões de von Mises junto ao Duto 3D com 167% de enterramento após deslocamento de 0,769m da pá (Mohr-Coulomb - modo explícito)

5.2.3 Deslocamento e tensões na massa de solo para o Duto 2D e 211% de enterramento (Mohr-Coulomb – modo explícito)

Na simulação com o Duto 3D e 167% de enterramento, o deslocamento horizontal da pá chegou a 0,711m, tendo abortado em seguida por instabilidade da malha. A Figura 5-48 apresenta o deslocamento da massa de solo ensaiada após 0,656m de deslocamento da pá e um deslocamento total do solo de 0,717m. Da Figura 5-49 à Figura 5-52 apresentam-se as distribuições de tensões totais e de von Mises na massa de solo, com e sem ampliação, após finalizada a simulação numérica.

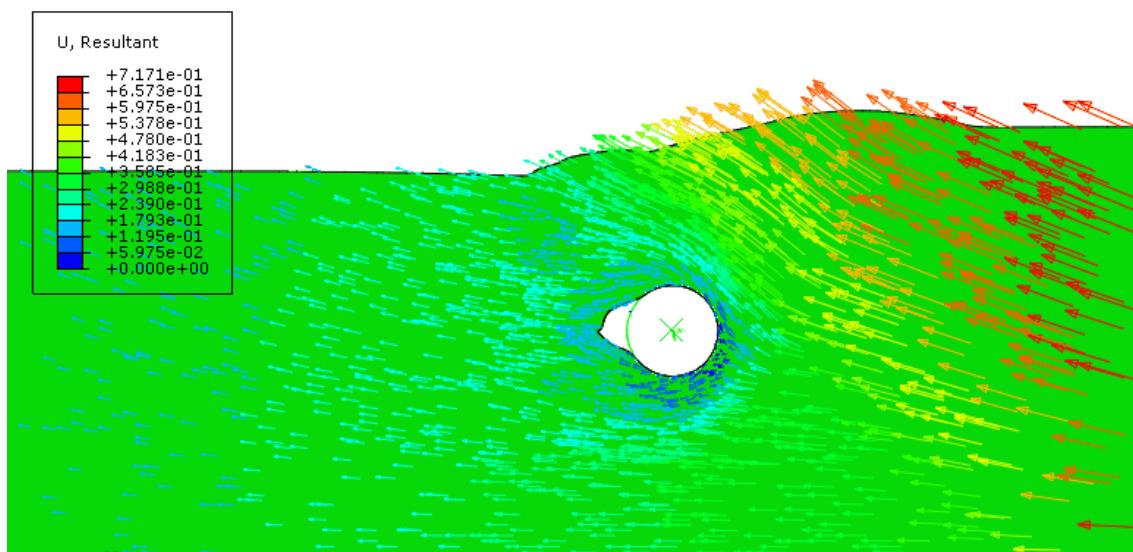


Figura 5-48 - Deslocamento parcial (0,656m) para Duto 2D com 211% de enterramento (Mohr-Coulomb - modo explícito)

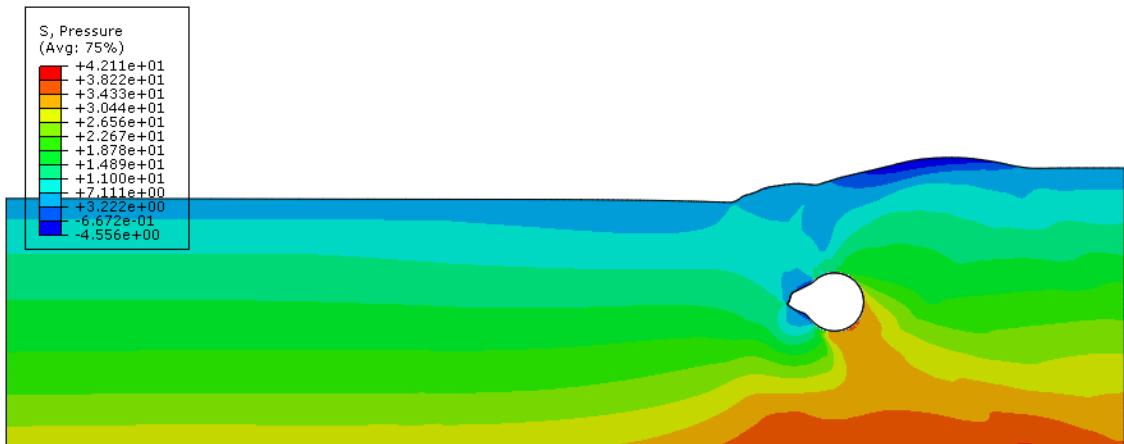


Figura 5-49 - Distribuição de tensões na massa de solo após deslocamento de 0,711m da pá contra Duto 2D com 211% de enterramento (Mohr-Coulomb - modo explícito)

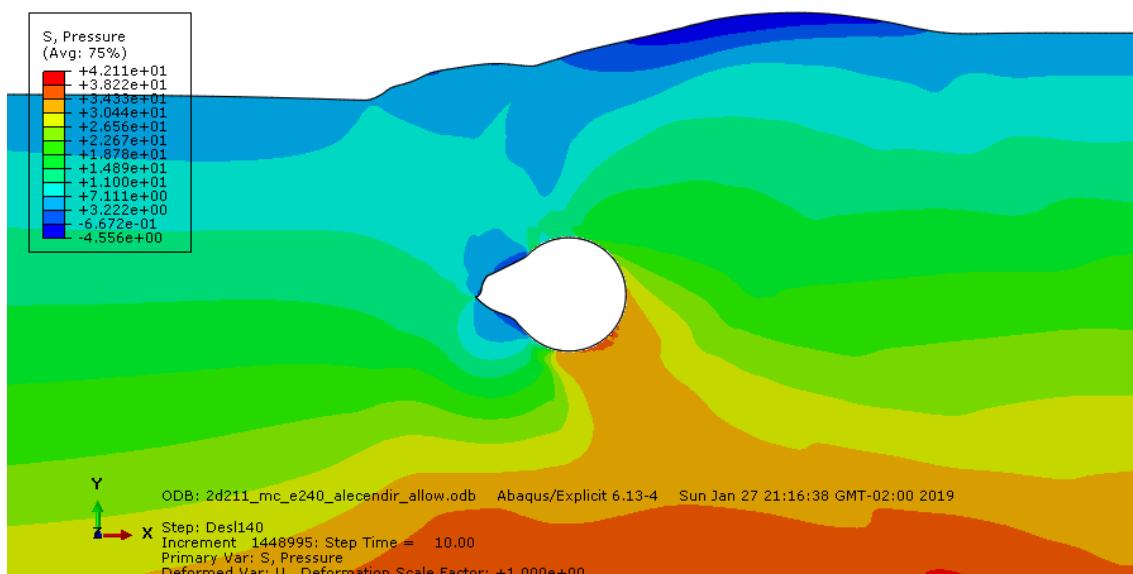


Figura 5-50 - Distribuição de tensões junto ao Duto 2D com 211% de enterramento após deslocamento de 0,711m da pá (Mohr-Culomb - modo explícito)

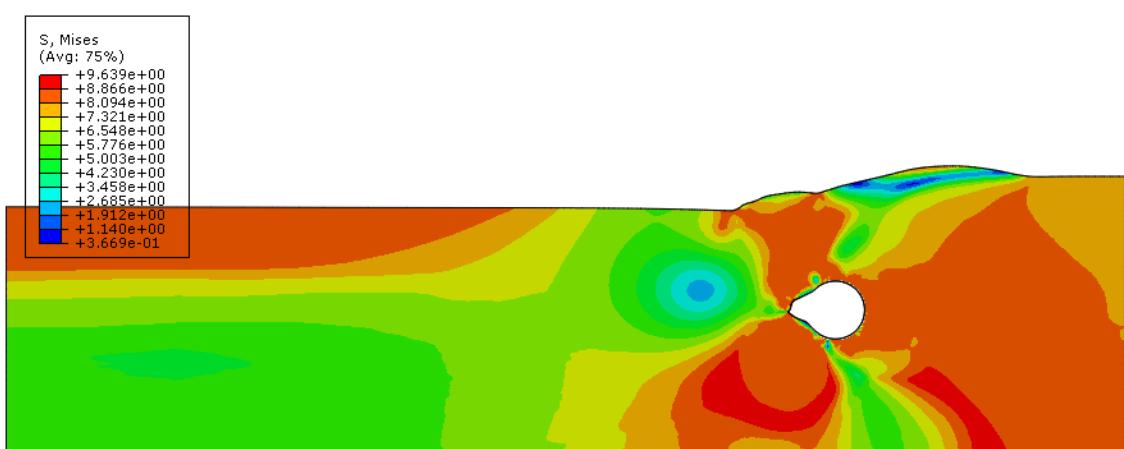


Figura 5-51 - Tensões de von Mises na massa de solo após deslocamento de 0,711m da pá contra Duto 2D com 211% de enterramento (Mohr-Coulomb - modo explícito)

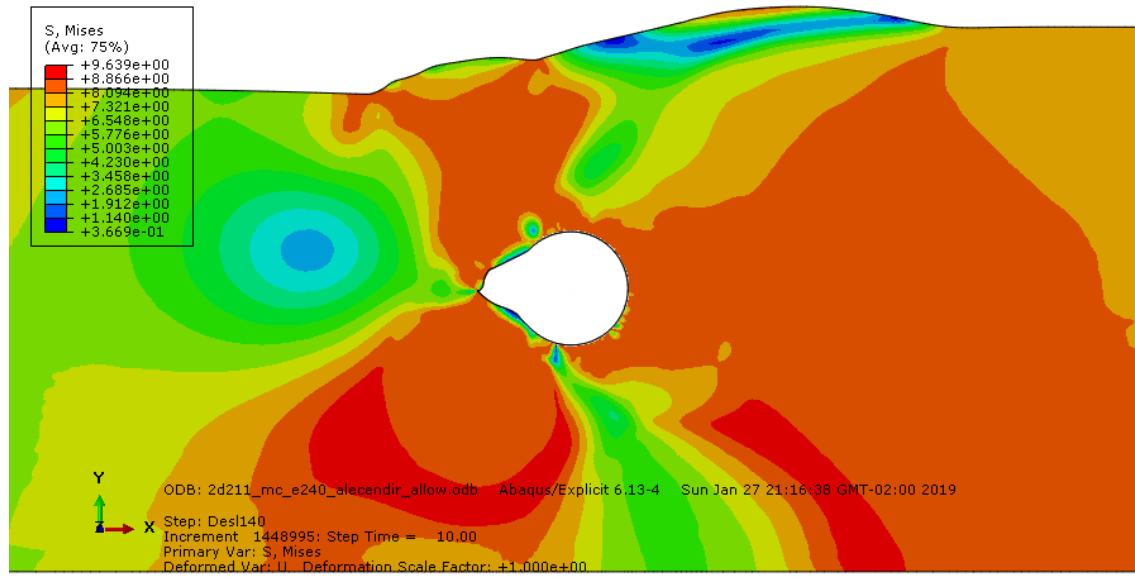


Figura 5-52 - Tensões de von Mises junto ao Duto 2D com 211% de enterramento após deslocamento de 0,711m da pá (Mohr-Coulomb - modo explícito)

5.2.4 Deslocamento e tensões na massa de solo para o Duto 2D e 144% de enterramento (Mohr-Coulomb – modo explícito)

Na simulação com o Duto 2D e 144% de enterramento, o deslocamento horizontal da pá chegou a 0,569m, tendo abortado em seguida por instabilidade da malha. A Figura 5-53 apresenta o deslocamento da massa de solo e da Figura 5-54 à Figura 5-57 apresentam-se as distribuições de tensões totais e de von Mises na massa de solo, com e sem ampliação, após finalizada a simulação numérica.

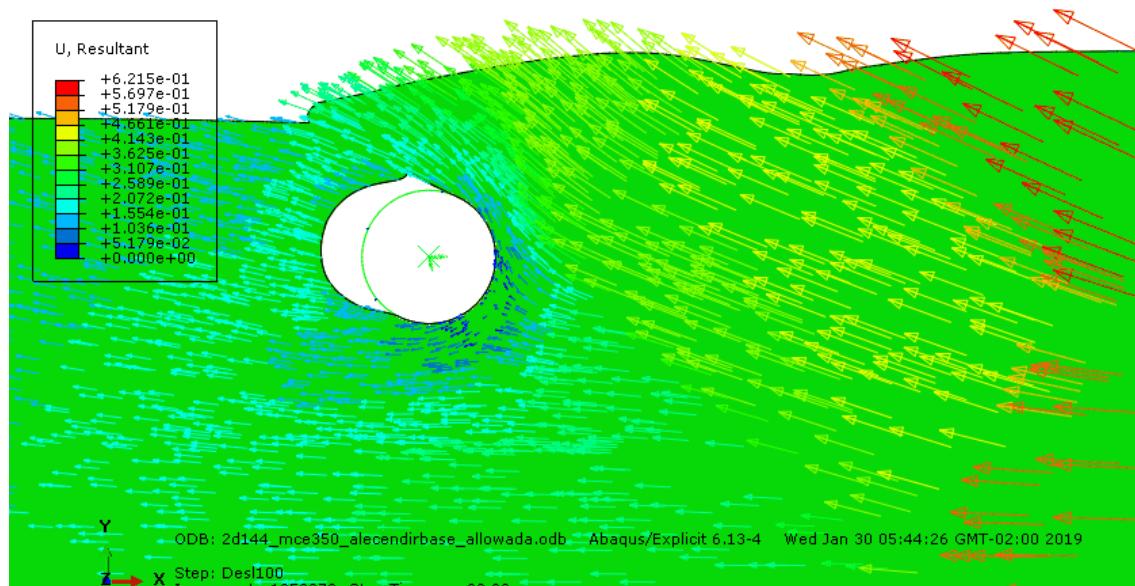


Figura 5-53 - Deslocamento total para Duto 2D com 144% de enterramento após deslocamento horizontal de 0,569m (Mohr-Coulomb - modo explícito)

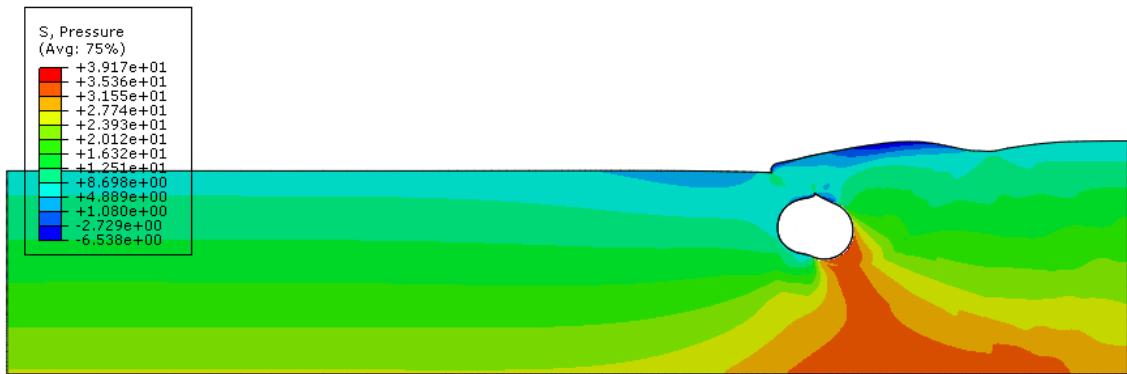


Figura 5-54 - Distribuição de tensões na massa de solo após deslocamento de 0,569m da pá contra Duto 2D com 144% de enterramento (Mohr-Coulomb - modo explícito)

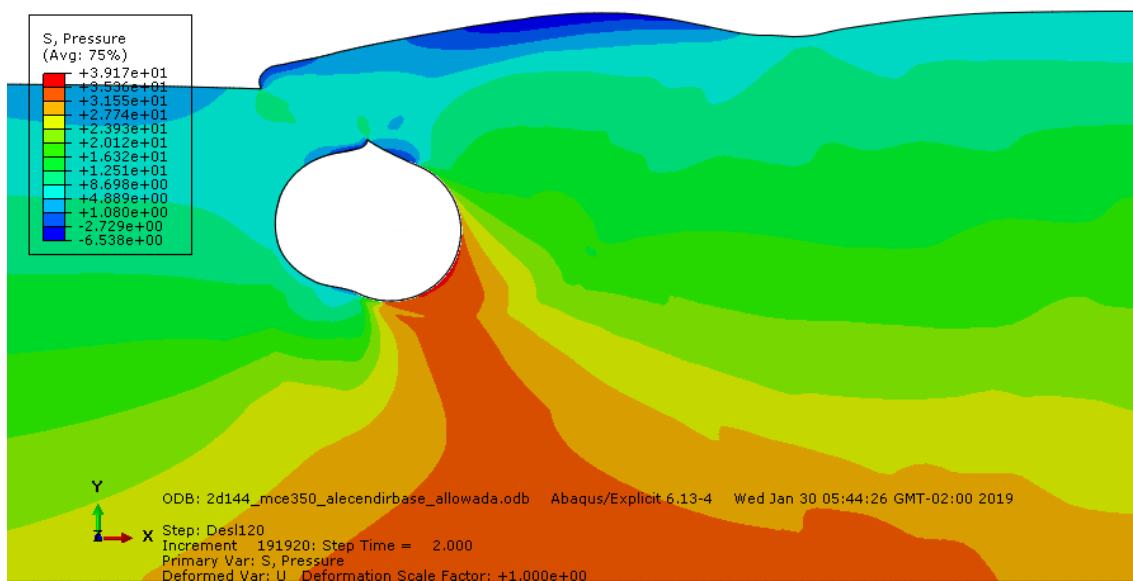


Figura 5-55 - Distribuição de tensões junto ao Duto 2D com 144% de enterramento após deslocamento de 0,569m da pá (Mohr-Culomb - modo explícito)

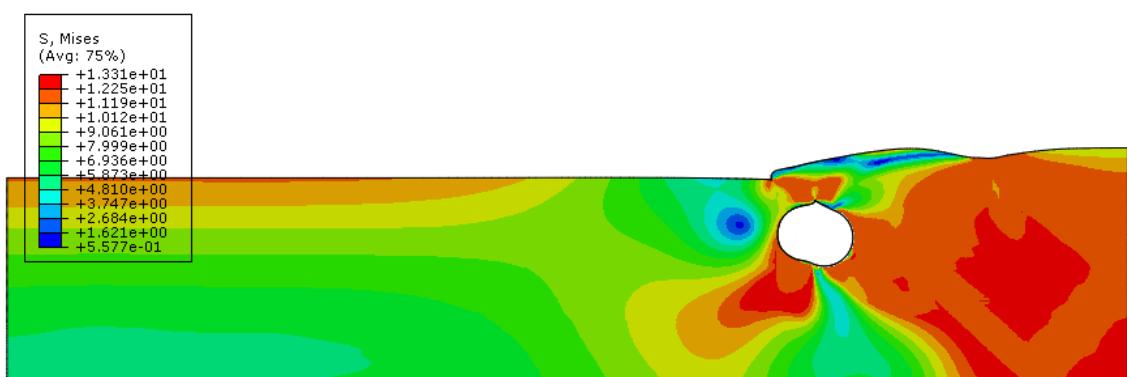


Figura 5-56 - Tensões de von Mises na massa de solo após deslocamento de 0,569m da pá contra Duto 2D com 144% de enterramento (Mohr-Coulomb - modo explícito)

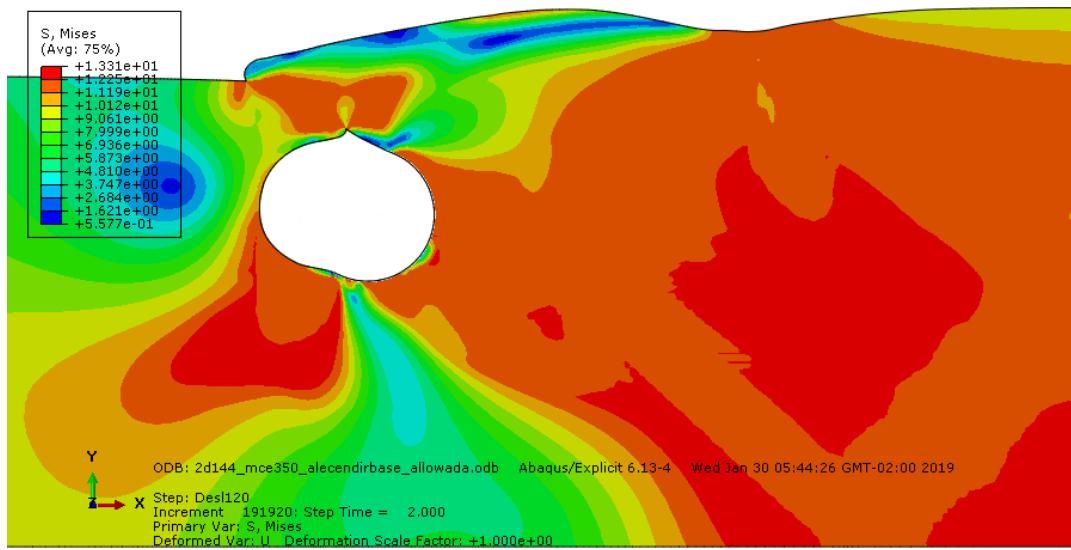


Figura 5-57 - Tensões de von Mises junto ao Duto 2D com 144% de enterramento após deslocamento de 0,569m da pá (Mohr-Coulomb - modo explícito)

Estas saídas representam o último estado alcançado após a simulação, não cabendo comparações entre as mesmas, pois são retratos de estados de tensões resultantes de solicitações diferentes, uma vez que as simulações foram interrompidas após diferentes alcances do deslocamento da pá. Verifica-se porém que seguem entre si o mesmo padrão as figuras que apresentam o fluxo de deslocamento do solo, que, inclusive, condiz com o observado no ensaio físico. Na Figura 5-58 pode-se verificar a massa de solo deslocada que passa por cima do duto e as diversas “ondas” de solo formadas à frente da pá. Observa-se também que há um pequeno espalhamento do solo para as laterais, formando um bulbo entre a pá e a estrutura que representa o duto. Outra evidência importante é que o trecho mais periférico não é atingido por estas “ondas”, apesar do espalhamento do solo deslocado para as laterais



Figura 5-58 - Foto do ensaio na centrífuga com o Duto 3D após o deslocamento da pá

Quanto às tensões totais observadas, seguem o padrão do modelo anterior, com concentração de tensões de compressão na diagonal inferior direita. Como neste caso o descolamento entre as superfícies do solo e do duto foi permitido, foram observadas pequenas tensões de tração no trecho da superfície do solo que se deu o descolamento.

5.3 Comparação teórico-numérico-experimental para reação na pá considerando diferentes modelos constitutivos

A reação observada na pá quando se atinge o patamar quase horizontal também pode ser comparada com a solução teórica clássica de limite superior de Rankine para a componente normal da força passiva em um muro de arrimo rugoso. Entende-se que quando a reação na pá alcança esse patamar, todo o empuxo passivo está mobilizado e tem-se a força passiva máxima.

Para calcular a magnitude do limite superior desta componente normal da força passiva, utilizou-se a Equação (4.1, apresentada no capítulo anterior. A Tabela 5.2 apresenta o limite superior de Rankine calculado para cada uma das configurações estudadas considerando a largura de 1m de pá.

Tabela 5.2 - Limite superior teórico para força passiva na pá

Ensaio	Resistência não-drenada (kPa)	Limite superior teórico para força passiva na pá (kN/m)
Duto 3D – 200% de enterramento	4,38	46,41
Duto 3D – 167% de enterramento	4,66	41,76
Duto 2D – 211% de enterramento	4,80	50,41
Duto 2D – 144% de enterramento	7,00	47,03

Da Figura 5-59 à Figura 5-62 apresentam-se os gráficos comparativos teórico-numérico-experimental para as quatro geometrias estudadas. Nestes gráficos podem ser visualizadas as reações na pá para os dois modelos numéricos, o modelo físico e o limite superior teórico. Para o Duto 3D com 200% de enterramento consta também a simulação realizada com o elemento de 3 nós.

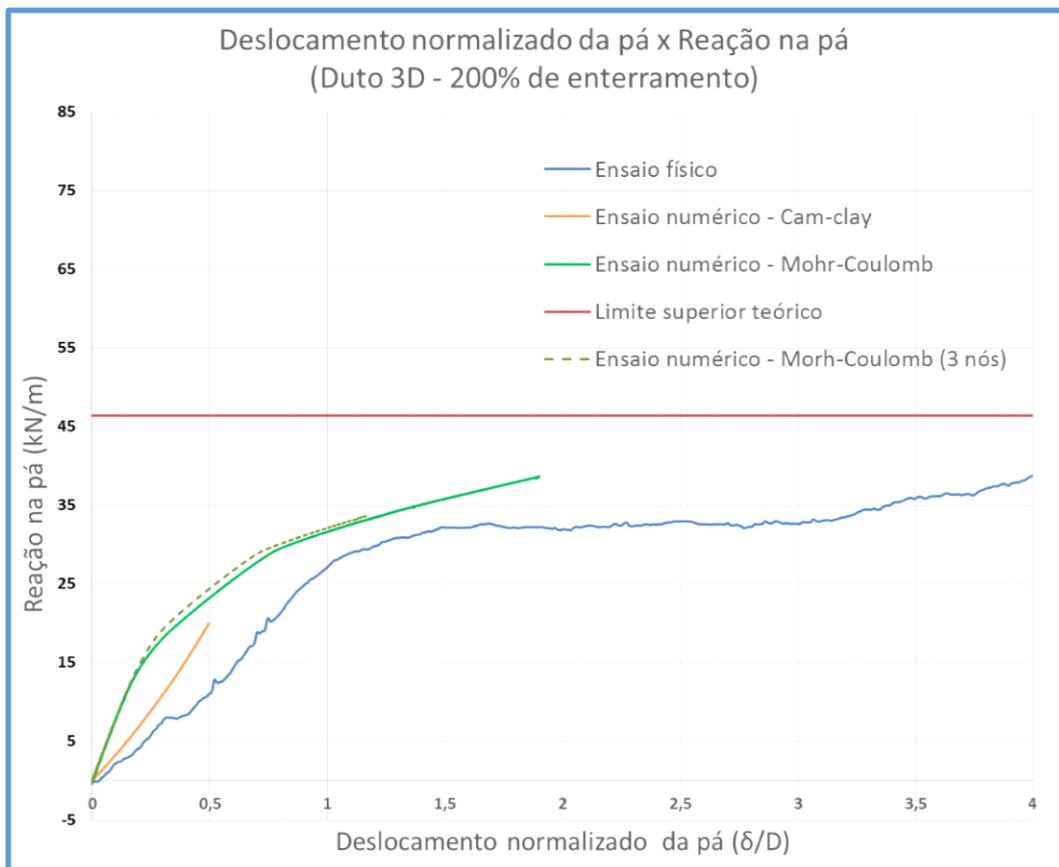


Figura 5-59 - Gráfico deslocamento *versus* reação na pá com Duto 3D e 200% de enterramento

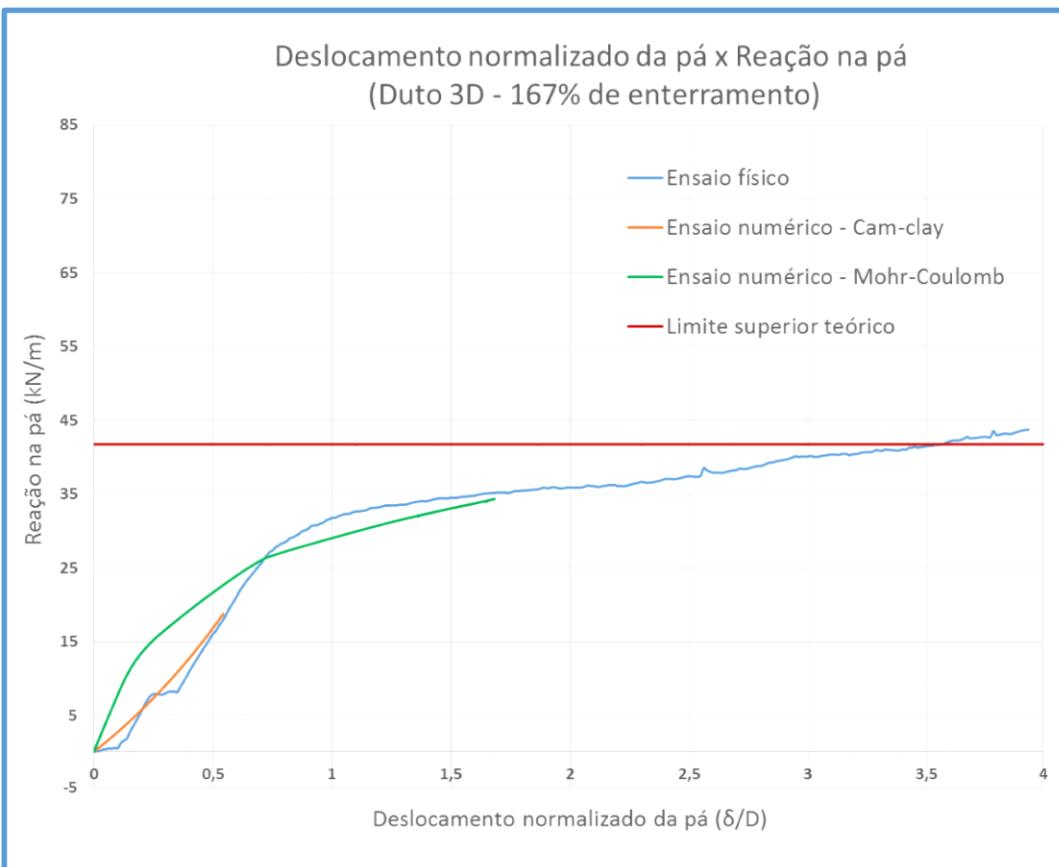


Figura 5-60 - Gráfico deslocamento *versus* reação na pá com Duto 3D e 167% de enterramento

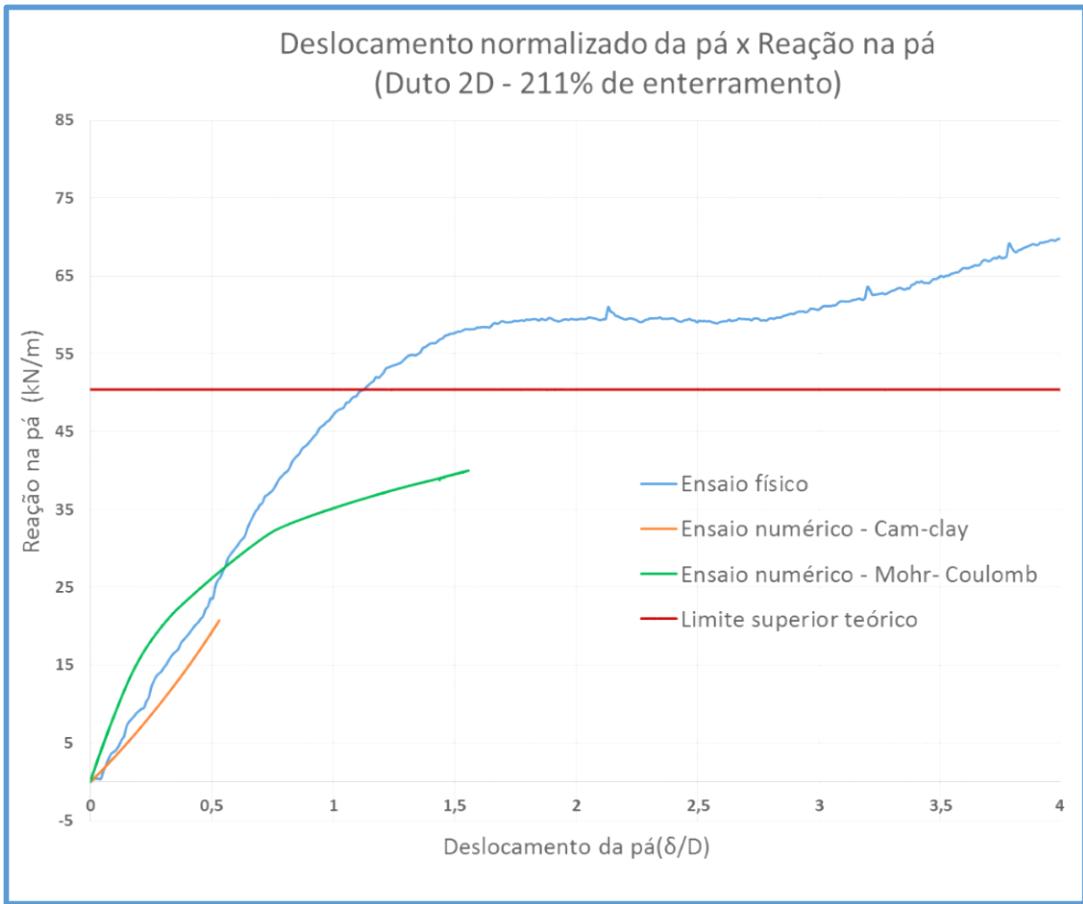


Figura 5-61 - Gráfico deslocamento versus reação na pá com Duto 2D e 211% de enterramento

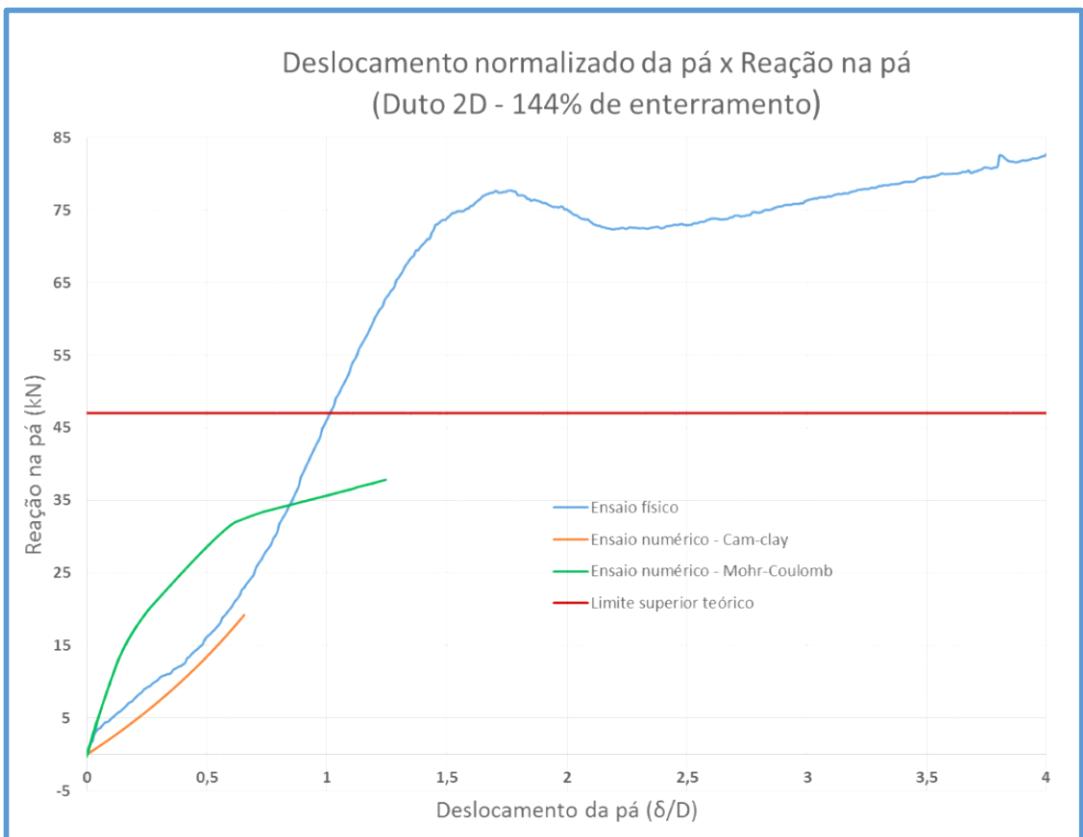


Figura 5-62 - Gráfico deslocamento versus reação na pá com Duto 2D e 144% de enterramento

É fato que, com o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb e modo explícito, nenhum dos gráficos apresentou bons resultados com relação à inclinação do trecho linear inicial nem com relação ao patamar. No entanto, pode-se dizer que o formato da curva obtida condiz com o esperado. Ainda que o coeficiente angular do trecho linear (inicial) seja bem maior que o do ensaio físico e o pico não seja suficientemente suave, o modelo elasto-perfeitamente-plástico é capaz de reproduzir a evolução da reação na pá em duas etapas.

De acordo com OLIVEIRA (2016), o trecho linear do gráfico deslocamento *versus* reação na pá tem correspondência com a crescente mobilização da resistência não-drenada do solo na superfície de ruptura. Pode-se afirmar também que a reação na pá deve-se basicamente à resistência passiva do solo. Após a completa mobilização do empuxo passivo, a reação na pá atingiria um patamar quase que horizontal. Nota-se que o patamar observado no gráfico “Ensaio numérico – Mohr-Coulomb” é comparável ao “Limite superior teórico”.

Vale destacar que, para o Duto 3D, houve uma aderência maior entre os ensaios físico e numérico quando se compara os valores do patamar obtido. Para o Duto 2D, os valores são mais discrepantes, entretanto, o ensaio físico apresentou um patamar com reações mais elevadas não só com relação ao ensaio numérico, mas também ao limite superior teórico. No ensaio com Duto 2D e 144% de enterramento a discrepância entre os ensaios físico e numérico é ainda maior, no entanto, o patamar apresentado pelo ensaio numérico não difere tanto do limite superior teórico. Como a definição do coeficiente de mola do Duto 2D é complexa, pois a geometria da haste é irregular e não são conhecidas todas as dimensões, é possível que os valores definidos para o coeficiente de mola do Duto 2D estejam mais distante da realidade que os definidos para o Duto 3D, resultando em uma não aderência entre a abordagem física e numérica, uma vez que apenas um dos ensaios apresentou problemas quanto à aderência ao limite superior teórico.

Nota-se que em todas as simulações numéricas o patamar alcançado é menor que o limite superior teórico. De acordo com HELWANY (2007), isto ocorre sempre que uma solução teórica que considera o solo como um elemento rígido perfeitamente plástico, como é o caso do muro rugoso de Rankine, é comparada com uma solução em elementos finitos. Esse tipo de solução teórica define um limite de colapso generalizado da estrutura estudada (como por exemplo uma fundação ou um muro de arrimo), enquanto que a análise em elementos finitos discretiza o problema, permitindo que cada elemento plastifique individualmente. Como resultado, temos um colapso gradual: cada elemento

que escoa promove o escoamento do elemento adjacente até que se forme a superfície de ruptura.

5.4 Comparação numérico-experimental para reação horizontal no duto considerando diferentes modelos constitutivos

Nos modelos numéricos, a reação horizontal no duto foi obtida através da plotagem da reação na mola horizontal ligada ao centro do duto ao longo do tempo e, posteriormente, associada ao deslocamento da pá. Já no ensaio em centrífuga, a reação horizontal foi obtida através de extensômetros aderidos à parede do duto. Nota-se porém que o modelo numérico considera o estado plano de deformações, enquanto que o ensaio físico é tridimensional. Isso foi observado inclusive no trabalho de SUSILA (2018), que desenvolveu um modelo tridimensional para um problema bastante similar e verificou que o deslocamento da estrutura do solo em grande apenas no terço central submetido ao deslocamento da massa de solo. Para equacionar o problema, seria necessário fazer um recorte para observar apenas a fatia correspondente ao metro central do modelo físico, pois esta região estaria submetida a condições de confinamento mais próximas do que seria o estado plano de deformações.

O primeiro problema desta simplificação é o fato dos extensômetros refletirem a reação horizontal do duto como um todo sendo submetido ao arraste de solo, dificultando o isolamento do metro central, uma vez que a solicitação proveniente do arraste de solo pela pá não se dá de maneira uniforme ao longo do duto. Sabe-se que, obviamente, o metro central é mais carregado que a região periférica, mas para uma análise efetiva seria necessário conhecer quão mais carregado é o metro central em relação às demais seções do duto. Ocorre que a distribuição destas tensões ao longo do tempo de ensaio se modifica substancialmente: de início o metro central absorve grande parte das tensões geradas no duto pela movimentação da pá, e, posteriormente, com a aproximação destes dois corpos, a distribuição de tensões ao longo do duto fica gradativamente menos concentrada na região central.

O segundo problema é a impossibilidade de representar dentro de um modelo em duas dimensões o deslocamento do solo para as laterais. Nos dados obtidos da centrífuga, não se observa reações relevantes no duto logo que o movimento da pá é iniciado. Pode-se

inferir que, estando a pá a uma distância razoável (6 vezes o diâmetro do duto), o espraiamento do solo deslocado seja grande o suficiente para que apenas uma pequena parcela de carga seja observada no duto. Em oposição a isso, no ambiente numérico não há perdas nesse processo: todo o solo deslocado pela pá é direcionado ao duto devido à imposição de confinamento inerente ao estado plano de deformação.

Para ilustrar a perda de solo para as laterais da pá e a modificação do estado de tensões na área onde estariam fixados os dois modelos de duto durante o ensaio físico, foi desenvolvido um modelo em duas dimensões onde o ensaio é observado a partir de uma vista superior. Nesta modelagem a estrutura que representa o duto foi suprimida, pois, no plano horizontal, sua dimensão é pequena em relação à pá. Entende-se, inclusive, que esta modelagem é meramente ilustrativa da movimentação do solo e da forma do espraiamento das tensões, uma vez que o plano horizontal não é o plano principal de desenvolvimento do evento simulado. Sendo assim, não cabe qualquer análise da magnitude das reações na pá e das tensões geradas no solo obtidas nesta simulação.

Nesta chamada “Simulação horizontal”, o solo foi descrito a partir do modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, os parâmetros utilizados foram definidos a partir da média dos demais ensaios. A pá foi definida como um corpo rígido com interface com o solo e atrito tendendo a zero. Considerou-se a simetria do evento para simplificação do modelo. Foi utilizada malha com elementos quadriláteros de 4 nós e adaptação do tipo ALE, modo explícito. A Figura 5-63 apresenta as tensões de von Mises apóis o deslocamento da pá de 10; 15; 20 e 30cm.

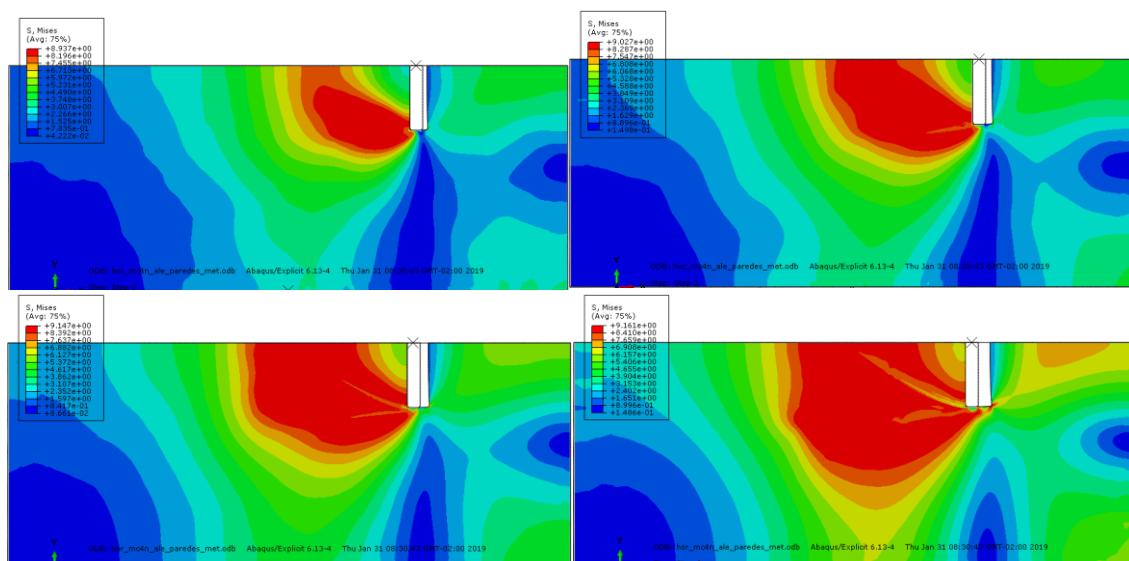


Figura 5-63 - Tensões de von Mises no plano horizontal após deslocamento da pá de 0,10m (esquerda superior); 0,15m (direita superior); 0,20m (esquerda inferior) e 0,30m (direita inferior)

No alinhamento do duto é possível verificar que, para pequenos deslocamentos, observa-se as maiores tensões na área central apenas, e, conforme se dá o avanço da pá, as tensões no trecho mais periférico do duto se equilibram com as tensões encontradas na área central para o mesmo instante de tempo. Com isso, e por todo o exposto acima, constata-se que não é viável obter resultados compatíveis entre ensaio físico e numérico para a reação no duto se este último for baseado numa análise bidimensional.

O item 5.4.1 cuidará da reação horizontal para o duto 3D e o item 5.4.2 cuidará do duto 2D.

5.4.1 Reação horizontal para o Duto 3D

A Figura 5-64 e a Figura 5-65 apresentam os gráfico comparativos teórico-numérico da reação horizontal no duto para as geometrias com Duto 3D. Nestes gráficos podem ser visualizadas as reações para os dois modelos numéricos, considerando apenas o metro central do duto, e para o modelo físico, que considera toda a reação medida no extensômetro.

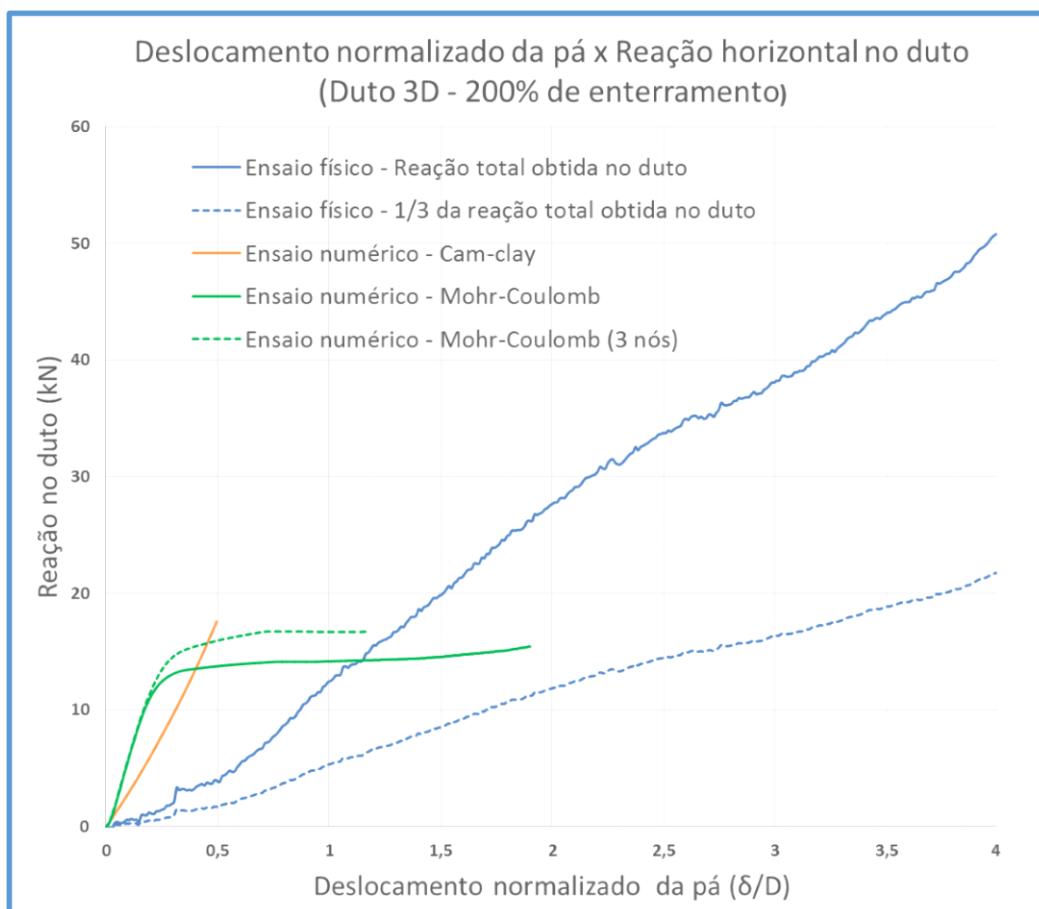


Figura 5-64 - Gráfico deslocamento *versus* reação horizontal no duto com Duto 3D e 200% de enterramento

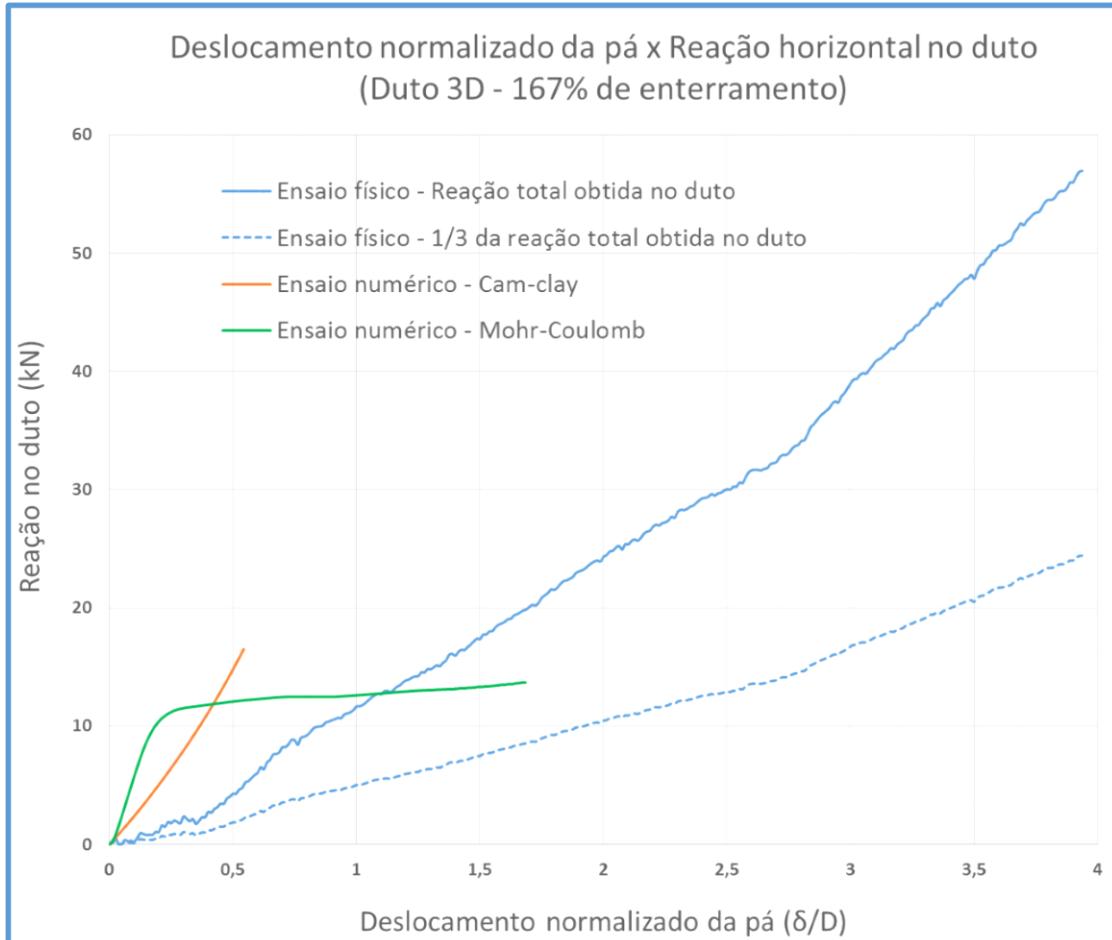


Figura 5-65 - Gráfico deslocamento *versus* reação horizontal no duto com Duto 3D e 167% de enterramento

Comparando os dois ensaios numéricos entre si, observamos que o modelo que utiliza parâmetros de Mohr-Coulomb é consideravelmente mais rígido no trecho inicial que o modelo que utiliza Cam-clay. Lembrando que o mesmo ocorreu com relação à reação na pá. Uma das justificativas é o fato do modelo constitutivo Mohr-Coulomb não ser o mais adequado para solos de baixa consistência.

Comparando a reação obtida no ensaio físico com as obtidas nos numéricos, percebe-se que são de ordem de grandeza muito distintas, além de apresentarem comportamentos completamente diferentes quanto à taxa de crescimento ao longo do ensaio. Retomando as considerações levantadas nos primeiros parágrafos do item 5.4, e observando as saídas de distribuição de tensões na chamada “simulação horizontal”, pode-se dizer no entanto que a evolução da reação horizontal no duto para as condições simplificadoras do estado plano de deformação é relativamente aceitável.

Já era esperado que, considerando o confinamento imposto nas condições de contorno (estado plano de tensões), não houvesse perda de energia devido ao espraiamento do solo,

fazendo com que o crescimento da reação horizontal no duto fosse mais rápido que o devido. Após atingido um patamar, a taxa desse crescimento é drasticamente reduzida, tal qual também é observado na “simulação horizontal”, quando o metro central é muito solicitado no início do ensaio e posteriormente a tensão se estabiliza, crescendo em pequenas proporções. Enquanto isso, o ensaio físico retorna no gráfico o valor total da reação horizontal obtida no extensômetro colado ao duto. Sabe-se que, inicialmente, grande parte desta reação é devida à tensão no metro central, porém o carregamento crescente das demais seções do duto faz com que os extensômetros retornem cargas cada vez maiores, apesar de elas já estarem estabilizadas no metro central. Comparando com a literatura descrita no Capítulo 2, o trabalho de ZHU (2010) também mostrou que, numa análise plano deformação, a reação/ tensão observada no duto se estabiliza após algum deslocamento do solo, formando um patamar.

Outra questão a observar é que, por ser um corpo sólido, toda a estrutura do duto é deslocada mesmo que apenas uma pequena parcela da mesma seja solicitada, porém, na simulação bidimensional, nem todo o empuxo passivo mobilizado é considerado. Observa-se que, mesmo no trecho onde não há influência da movimentação de solo contra o duto, há empuxo passivo de resistência ao deslocamento sendo mobilizado, porém a restrição do estudo ao metro central do duto não permite a computação desta força. Sendo assim, essa resistência é também uma das responsáveis por reduzir as tensões horizontais na parede do duto no início do ensaio na centrífuga, o que não é possível de se representar ao ambiente computacional. Quantificar esta resistência passiva, no entanto, não é viável, pois depende do conhecimento da deformada longitudinal do duto nos vários instantes de tempo.

O trecho inicial do gráfico da Figura 5-64 e da Figura 5-65, onde se vê um crescimento aproximadamente linear da reação horizontal no duto, está diretamente relacionado à mobilização do empuxo passivo devido ao deslocamento do mesmo, da mesma forma que ocorre para o crescimento da reação na pá. Como a altura do duto é 4 vezes menor que a da pá, o empuxo passivo máximo é 16 vezes menor, sendo totalmente mobilizado para deslocamentos muito menores que o necessário para a pá. Por isso a reação no duto alcança um patamar de estabilização após pouco tempo de ensaio, ao contrário do que ocorre com a pá.

Para facilitar a visualização da proporção entre a reação total obtida nos extensômetros e suas frações, foram incluídos nos gráficos também os valores de 1/3 da reação total obtida

no duto, que é a relação entre a extensão do duto e da pá. Apesar de a simulação numérica ter abortado antes a conclusão de todo o ensaio proposto, pode-se inferir, pela tendência do gráfico, que a reação horizontal obtida no ensaio numérico que utiliza o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb tende a alinhar-se com os valores de 1/3 da reação medida no ensaio físico após a pá alcançar um deslocamento de aproximadamente duas vezes o diâmetro do duto. A simulação numérica com modelo constitutivo cam-clay não alcançou o patamar, inviabilizando a análise por este viés.

5.4.2 Reação horizontal para o Duto 2D

A Figura 5-66 e a Figura 5-67 apresentam os gráficos comparativos teórico-numérico da reação horizontal no duto para as geometrias com Duto 2D. Nestes gráficos podem ser visualizadas as reações para os dois modelos numéricos, considerando apenas o metro central do duto, e para o modelo físico, que considera toda a reação medida no extensômetro.

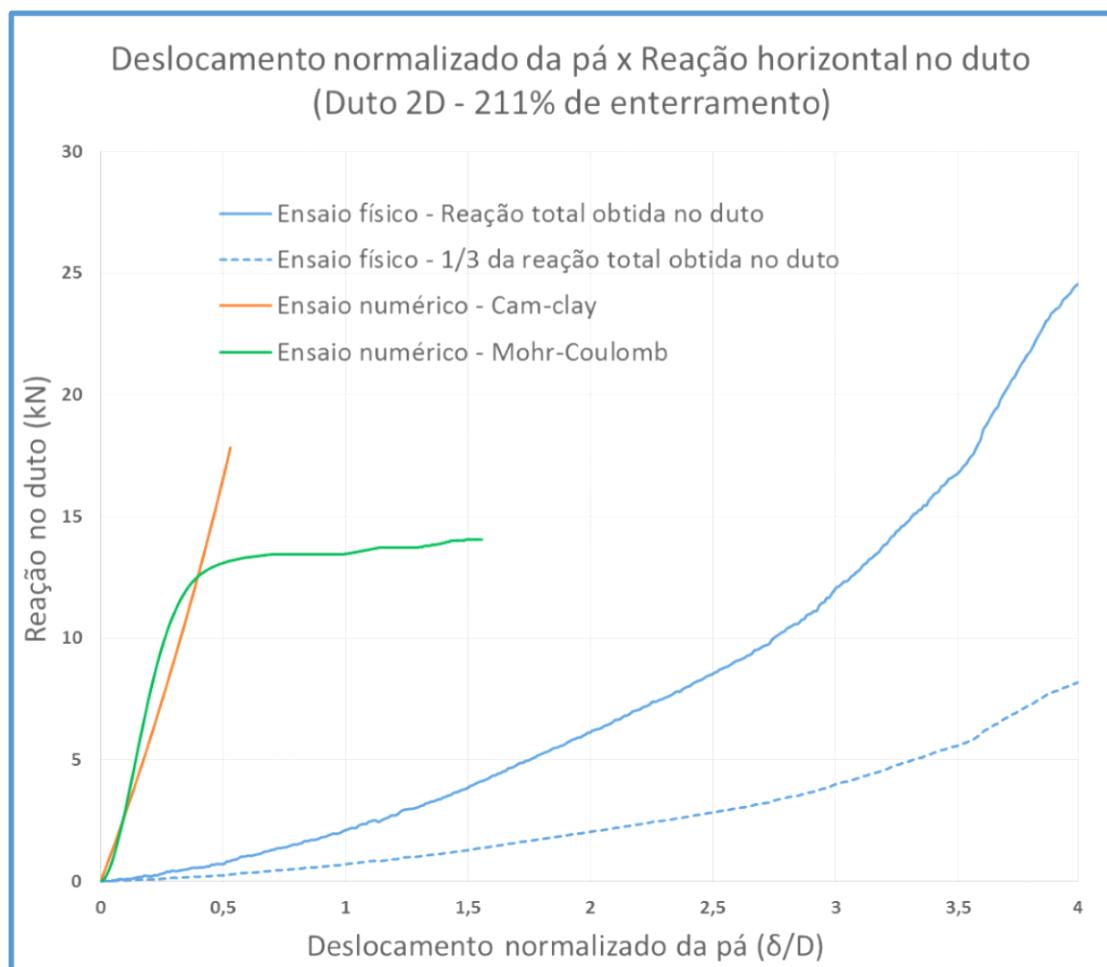


Figura 5-66 - Gráfico deslocamento versus reação horizontal no duto com Duto 2D e 211% de enterramento

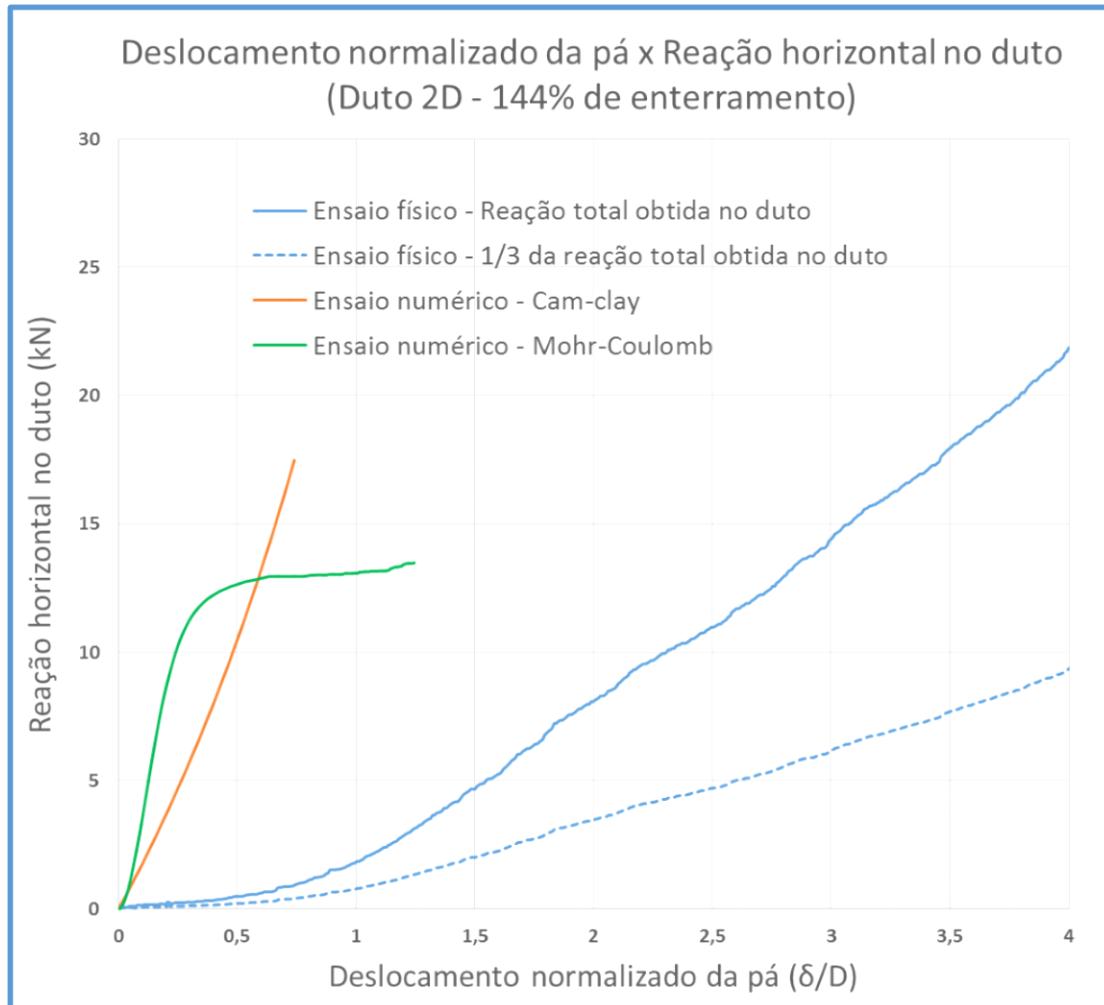


Figura 5-67 - Gráfico deslocamento *versus* reação horizontal no duto com Duto 2D e 144% de enterramento

Comparando as duas modelagens numéricas, observa-se que o modelo Mohr-Coulomb é mais rígido no trecho inicial que o modelo Cam-clay, porém com menos discrepância que o observado com relação à reação na pá e também com o que se observa no comparativo para o Duto 3D. No entanto, as comparações entre os resultados experimental e numérico não são boas.

Embora todas as justificativas apresentadas no item 5.4.1 para esta divergência com relação à simulação para o Duto 3D também sejam aplicáveis para o Duto 2D, a diferença de ordem de grandeza entre as reações horizontais obtidas para o Duto 2D nos ensaios físico e numérico é muito maior. Observa-se que para o deslocamento da pá alcançado na simulação numérica, a reação horizontal no duto obtida no ensaio físico é irrisória.

5.5 Comparação numérico-experimental para reação vertical no duto considerando diferentes modelos constitutivos

A análise da reação vertical no duto é análoga à da reação horizontal. O que se obtinha da instrumentação do ensaio físico era a reação vertical total. A mesma problemática descrita no item 5.4 serve para a análise dos gráficos de reação vertical.

Da Figura 5-68 à Figura 5-71 são apresentados os gráficos comparativos teórico-numérico da reação vertical no duto para as geometrias com Duto 3D e 2D. Nestes gráficos podem ser visualizadas as reações para os dois modelos numéricos, considerando apenas o metro central do duto, e para o modelo físico, que considera toda a reação obtida através dos extensômetros.

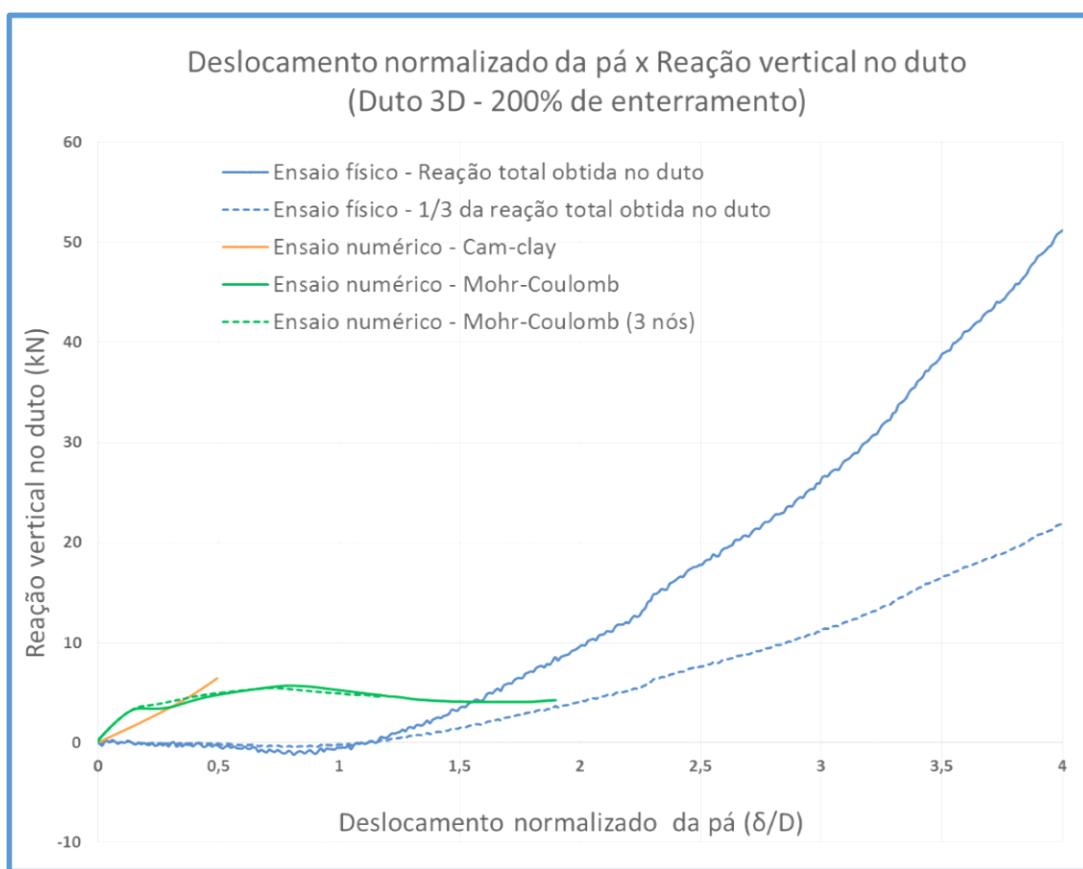


Figura 5-68 - Gráfico deslocamento versus reação vertical no duto com Duto 3D e 200% de enterramento

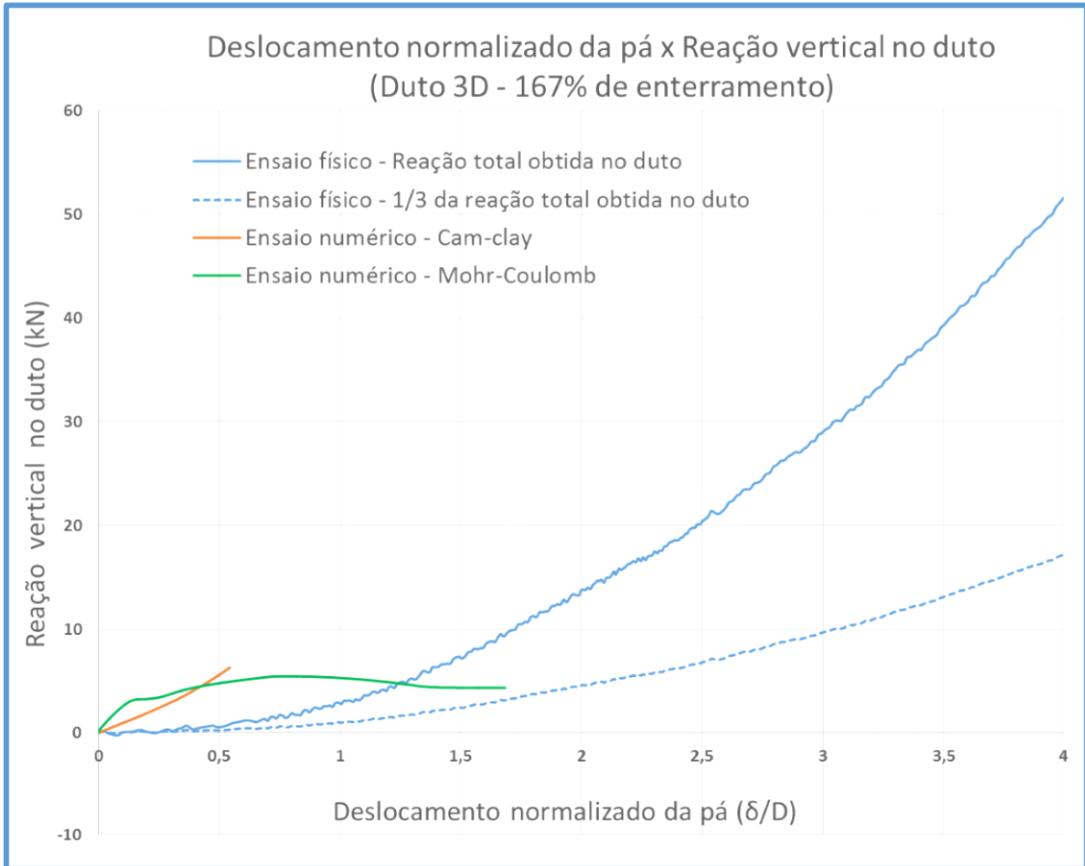


Figura 5-69 - Gráfico deslocamento versus reação vertical no duto com Duto 3D e 167% de enterramento

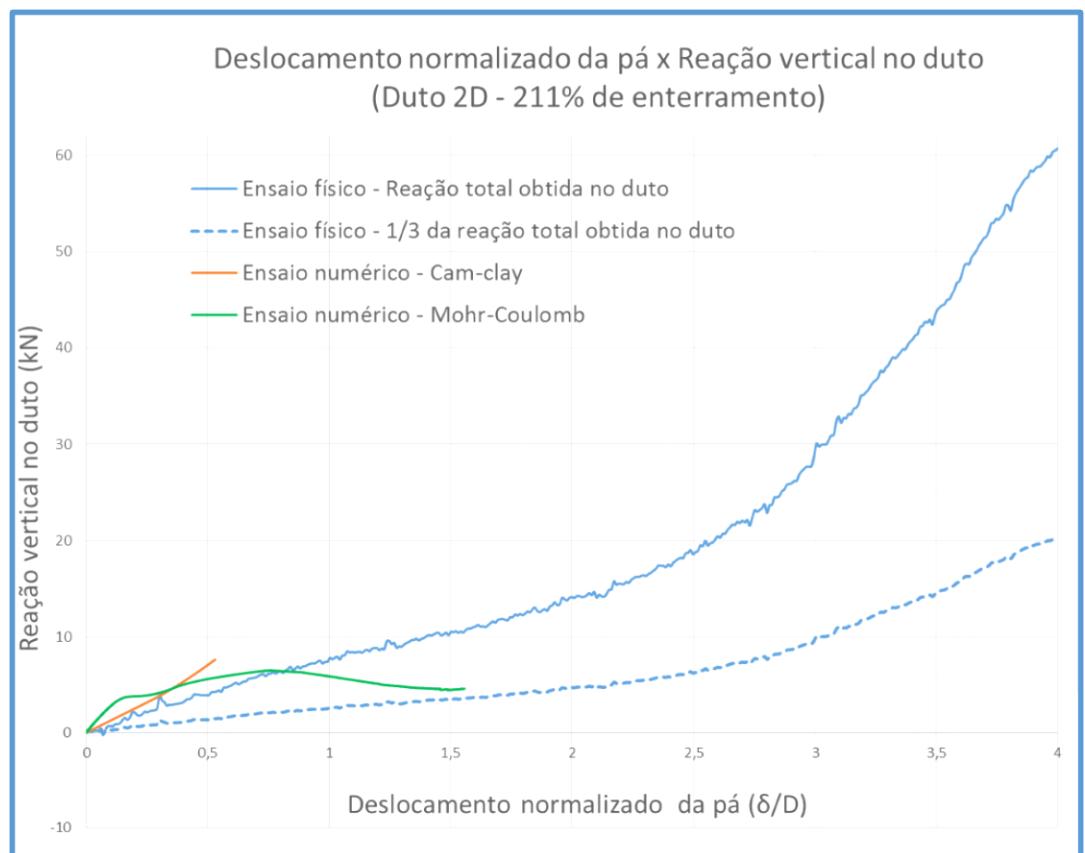


Figura 5-70 - Gráfico deslocamento versus reação vertical no duto com Duto 2D e 211% de enterramento

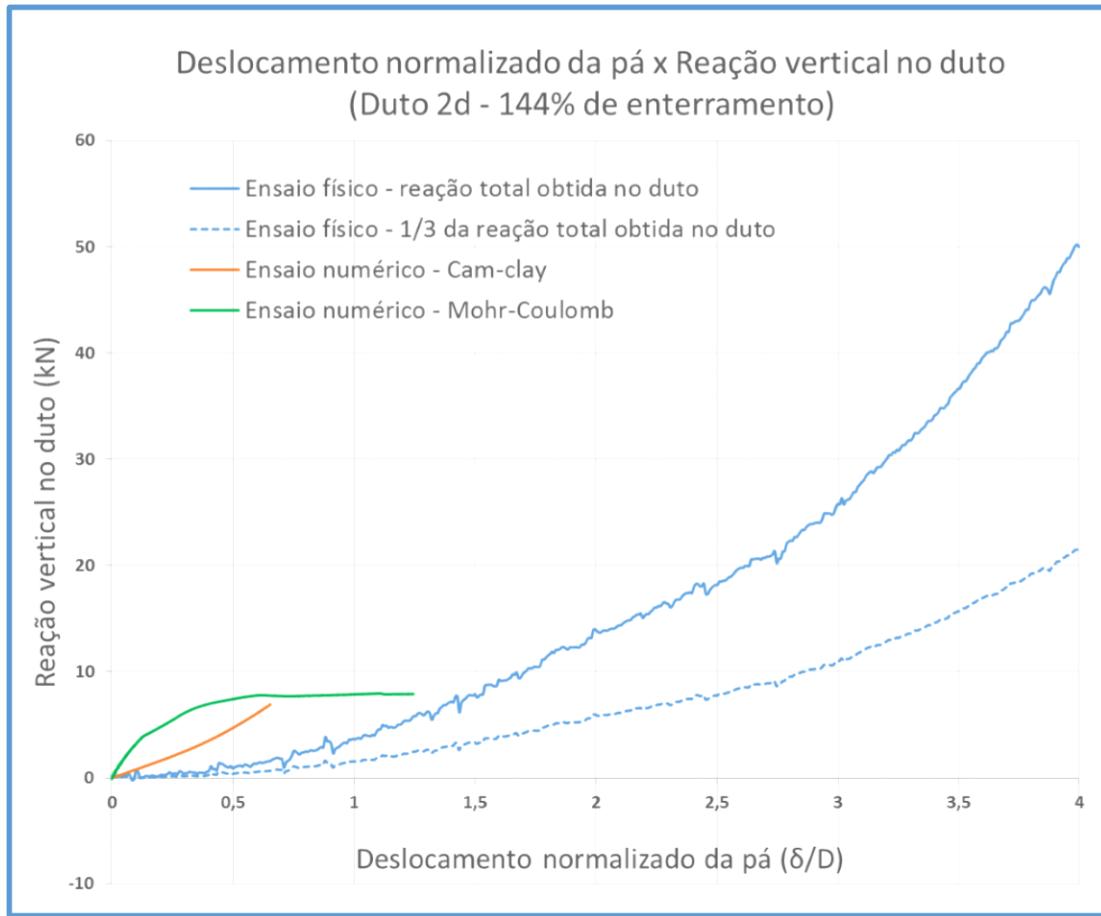


Figura 5-71 - Gráfico deslocamento *versus* reação vertical no duto com Duto 2D e 144% de enterramento

Comparando os dois ensaios numéricos entre si, observamos que o modelo que utiliza parâmetros de Mohr-Coulomb é muito mais rígido no trecho inicial que o modelo que utiliza cam-clay. Uma das justificativas é o fato do modelo constitutivo Mohr-Coulomb não ser o mais adequado para solos de baixa consistência.

Comparando a reação obtida no ensaio físico com as obtidas nos numéricos, percebe-se que são de ordem de grandeza muito distintas, além de apresentarem comportamentos completamente diferentes quanto à taxa de crescimento e redução ao longo do ensaio. Mais uma vez tem-se como fator determinante para essa grave divergência a simplificação do evento para o estado plano de deformação, que destoa da realidade da centrífuga. No ambiente computacional todo o trecho de duto estudado está sofrendo levantamento forçado pelo arraste do solo, enquanto que na centrífuga apenas o metro central sofre esta solicitação. Na centrífuga, todo o trecho periférico do duto que não sofre influência da pá tem como solicitação vertical principal o peso do solo acima da sua geratriz superior, contrabalanceando o levantamento que o trecho central sofre.

Tendo em vista que os extensômetros foram calibrados para retornar a reação vertical total sofrida pelo duto, é necessário que primeiramente a componente da força de arraste do solo responsável pelo levantamento do duto supere o peso de solo acima do mesmo, não só no trecho que sofre influência da pá, como ocorre no ambiente computacional, mas também de todo o trecho periférico que não é abarcado na simulação numérica. Por isso, durante os primeiros centímetros de arraste da pá (aproximadamente um diâmetro do duto) não se observa valores relevantes de reação vertical nos extensômetros, ao contrário do que ocorre na mola utilizada na simulação numérica.

Apesar de a simulação numérica ter abortado antes a conclusão de todo o ensaio proposto, pode-se inferir, pela tendência do gráfico, que, da mesma forma que a reação horizontal, a reação vertical obtida no ensaio numérico tende a alinhar-se com os valores de 1/3 da reação medida no ensaio físico após a pá alcançar um deslocamento de aproximadamente duas vezes o diâmetro do duto.

6 Conclusões

Este trabalho foi motivado pela necessidade de se abordar a problemática dos dutos *onshore* enterrados em terrenos sujeitos a movimento de massa. Adotou-se por método a simulação numérica no programa Abaqus Cae 6.13, objetivando modelar computacional alguns ensaios realizados anteriormente em centrífuga geotécnica, simulando a movimentação de uma massa de solo sobre uma estrutura que corresponderia a um duto. Buscou-se calibrar modelo constitutivo e condições de contorno a fim de encontrar comportamentos padrão para melhor descrição do fenômeno estudado, com foco na interação solo-duto.

Foi explorada a capacidade do programa escolhido a partir de uma abordagem lagrangeana. Entendeu-se ser esta a abordagem que melhor se adequaria ao problema, uma vez que o solo ensaiado apresentava consistência suficiente para ser descrito como um material sólido, em oposição a uma abordagem euleriana, mais adequada para fluidos. No entanto, em nenhuma das simulações numéricas foi possível representar toda a extensão do movimento como ocorre no ensaio em centrífuga.

Ressalta-se que a utilização de ferramentas computacionais para estudar fenômenos complexos tem se mostrado eficiente, ao passo que apresenta um custo bastante reduzido se comparado aos modelos físicos. O desenvolvimento de pesquisas utilizando modelos físicos e numéricos de maneira complementar e comparativa auxilia a evolução do conhecimento científico e validação de um ensaio através de outro.

6.1 Modelos constitutivos e métodos de modelagem numérica

Foram utilizados dois tipos diferentes de modelos constitutivos: um que utiliza parâmetros Cam-clay, e outro com parâmetros Mohr-Coulomb. O modelo constitutivo com Cam-clay se mostrou mais adequado na descrição do comportamento do solo, houve maior aderência entre os resultados nas simulações física e numérica. Entretanto não foi possível avançar com a simulação até o deslocamento pretendido utilizando este modelo constitutivo, pois a solução abortava precocemente. Para avançar com a análise foi

necessário utilizar método de modelagem explícito e malha adaptativa arbitrária langrangeana-euleriana, utilitários que, para o programa, eram incompatíveis com o referido modelo constitutivo.

Para viabilizar o avanço da análise, utilizou-se o modelo constitutivo com parâmetros Mohr-Coulomb. Havia porém uma carência de informações precisas sobre os parâmetros do solo necessários na entrada de dados do programa. O parâmetro de maior relevância nesta simulação, o módulo de elasticidade do solo, foi determinado com base em correlações. Somando-se ao fato de ser um modelo elástico-perfeitamente-plástico (carecia também de parâmetros para simular o enrijecimento do solo), a modelagem com parâmetros Mohr-Coulomb ficou aquém da expectativa.

Apesar das limitações do programa e da carência de parâmetros, foi possível uma simulação suficientemente representativa do ensaio em centrífuga para a obtenção de alguns dados e observação de alguns fenômenos.

6.2 Reações na pá

As reações na pá, obtidas na modelagem numérica com modelo constitutivo Cam-clay, ficaram próximas das reações na pá obtidas através da instrumentação dos dutos na centrífuga. Com isso, pode-se afirmar que houve sucesso com este modelo para a simulação do arraste de solo pela pá, apesar de a limitação do método de elementos finitos não permitir o avanço de todo o deslocamento pretendido.

Quando utilizado o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, a reprodução da reação na pá para pequenos deslocamentos não foi tão bem sucedida. Para adequação, seria necessário definir melhor os parâmetros do solo.

6.3 Reações no duto

Não foi possível encontrar correspondência entre as reações obtidas através da instrumentação do duto na centrífuga e as reações encontradas nas mola do duto da

modelagem numérica. Apesar do resultado obtido na modelagem numérica ser razoável, percebeu-se que as simplificações feitas, principalmente ao considerar o estado plano de deformação, impossibilitaram fazer as devidas comparações entre as reações encontradas no duto nos ensaios físico e numérico.

Entretanto, foi possível corroborar algumas observações feitas por Pequeno (2013) e Oliveira (2016) no estudo do evento na centrífuga, a saber:

- Quanto maiores as restrições do duto, maiores as reações no mesmo. Ou seja, há uma tendência de os esforços serem maiores no Duto 3D, que tem coeficiente de mola horizontal maior.
- A reação vertical no Duto 2D tem magnitude similar à horizontal (ligeiramente maior), enquanto que no Duto 3D é consideravelmente inferior.
- Há uma tendência de os esforços horizontais serem mobilizados ligeiramente antes dos esforços verticais em ambos modelos de duto.
- Apenas uma parcela da força impressa ao solo pela movimentação da pá é transmitida ao duto. Quanto maior o coeficiente de mola, maior é a parcela de força transmitida.

6.4 Propostas para trabalhos futuros

Para melhoria da modelagem numérica, sugere-se fazer uma modelagem tridimensional, garantindo que as condições de contorno sejam as mais realistas possíveis, eliminando os problemas de representatividade oriundos da simplificação do evento ao se considerar estado plano de deformações. Observou-se também que uma melhor documentação da geometria do problema e de outros parâmetros do solo podem tornar a modelagem mais acurada.

Também seria conveniente a proposição de um modelo do tipo *Coupled Eulerian-Lagrangian* (CEL), com representação do solo como um material fluido. Para viabilizar este tipo de modelagem, seria necessário realizar ensaio de laboratório para aquisição de parâmetros de viscosidade do solo (reologia).

Uma outra maneira de realizar modelagem computacional de maneira eficiente para grandes deformações é a utilização do método de elementos discretos. Seria de grande valia comparar ambos modelos computacionais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABAQUS, 2013. Software Documentation. Version 6.13 by SIMULIA.
- ABEELE, F., SPINEWINE, B., BALLARD, J.C., DENIS R., KNIGHT, M., 2013, SIMULIA Community Conference.
- ALMEIDA M.S.S., ALMEIDA M.C.F., OLIVEIRA J.R.M.S., NACINOVIC M., CASTRO C., SORIANO C., NORÉÑA P.C.T., 2015, “Perfis de resistência utilizados nos ensaios de interação solo-riser: Projeto TDP”. Relatório referente a caracterização do material (caulim) a partir de ensaios de laboratório, realizados na mini centrífuga geotécnica de braço no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ.
- ATKINSON, J.H., BRANSBY, P.L. 1978, The Mechanics of Soils: An Introduction to Critical State Soil Mechanics. McGraw-Hill Book Company, Berkshire.
- ATKINSON, J.H., 1981, Foundations and Slopes: An Introduction to Applications of Critical State Soil Mechanics. McGraw-Hill Book Company, Berkshire.
- AUGUSTO FILHO, O, 1992, Escorregamentos em Encostas Naturais e Ocupadas: Análise e Controle. Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo.
- AZEVEDO, I.C.D., 2007, Análise de Tensões e Deformações em Solos. Editora da Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.
- BELYTSCHKO,T., LIU, W. K., MORAN, B., 2000, Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures. John Wiley & Sons, Chichester.
- BUENO, B. S. e COSTA, Y. D. J., 2009, Dutos Enterrados: Aspectos Geotécnicos. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.
- CARDOSO, C.O., Metodologia para Análise e Projeto de Dutos Submarinos Submetidos a Altas Pressões e Temperaturas via Aplicação do Método dos Elementos Finitos. Dissertação M.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro
- FAGUNDES, D. F., 2010, Modelagem Centrífuga de estruturas Offshore Assentes em Leito Marinho, Dissertação M.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

FINNIE, I. M. S., RANDOLPH, M.F., 1994, Punch-Through and Liquefaction Induced Failure on Shallow Foundations on Calcareous Sediments, Proceeding 122 International Conference on Behaviour of Off-Shore Structures – BOSS '94, Boston, Vol. 1, p. 217-230.

FREITAS, N. C., 2004, Estudos dos Movimentos de um Colúvio no Sudeste Brasileiro, Dissertação M.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

GUIDICINI, G. e NIEBLE, C. M., 1984, Estabilidade de Taludes naturais e de Escavação, Editora Edgard Bluncher, São Paulo.

GUIMARÃES, M.P.P., 2014,. Modelagem Centrífuga da Movimentação Lateral de Dutos em Areia. Dissertação M.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

HELWANY, S., 2007, Applied Soil Mechanics with Abaqus Applications. John Willey & Sons, New Jersey.

JAKY, J., 1944, The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineering, Budapest, p.355–358.

KIM, N., SANKAR, B.V., 2011, Introdução à Análise e ao Projeto em Elementos Finitos. Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro.

LOPES, F. R., 2006, Métodos Numéricos em Geotecnia, Notas de Apoio às Aulas do Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

MELLO, V.F.B., 2014, Geotecnia do Subsolo e de Materiais Terrosos-Pedregosos Construídos: Primórdios, Questionamentos, Atualizações, Oficina de Textos, São Paulo.

MICHAELSEN, F. M., 2011, Risco Geotécnicos em Dutos: Instrumentação para o Monitoramento de Oleodutos e Gasodutos em Encostas Instáveis, Trabalho de Diplomação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul.

MOSER, A. P. e FOLKMAN, S., 2008, Buried Pipe Design, McGraw-Hill, United States of America, 3rd Edition.

OLIVEIRA, J. R. M. S., 2005, Modelagem em Centrífuga de um Problema de Interação Solo-Estrutura, Tese D.Sc., Universidade federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

OLIVEIRA, J. R. M. S., ALMEIDA, M. S. S., ASCE, M., ALMEIDA, M. C. F. e BORGES, R. G., 2010, Physical Modelling of Lateral Clay-Pipe Interaction, Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE.

OLIVEIRA, J. R. M. S., RAMMAH, K.I., TREJO, P.C., ALMEIDA, M. S. S. e ALMEIDA, M. C. F., 2016, Modelling of a pipeline subjected to soil mass movements, International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, ICE.

FAGUNDES, D. F., RAMMAH, K. I., PEQUENO, J. G. A., ALMEIDA, M.C.F. e ALMEIDA, M. S. S., 2012, Ensaios em Laboratório e em Centrífuga de Argilas Marinhas da Região Offshore da Bacia de Campos, Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, ICE.

McCARRON, W., 2011, Deepwater Foundations and Pipeline Geomechanics, J.Ross Publishing, Fort Lauderdale.

NETO, E.A.S., PERIC, D., OWEN, D.R.J., 2008, Computacional Method for Plasticity, Wiley, Chichester.

PAGANELLI, L. M., 2012, Soluções de Tensões com Grandes Deslocamentos em Dutos Inicialmente Retos, Submetidos a Cargas Laterais Distribuídas, Relatório Técnico, Centro de Pesquisa e Desenvolvimento Leopoldo A. Miguez de Mello, Rio de Janeiro.

PACHECO, L. A., 2006, Modelagem Física e Numérica de um Duto Enterrado em Areia Sujeito a Deslocamento Lateral., Dissertação M.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

PEQUENO, J. G. A., 2010, Determinação de Parâmetros de Estado Crítico do Modelo Cam-Clay de Argila Marinha Reconstituída do Campo de Roncador, Trabalho de Diplomação, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

PEQUENO, J. G. A., 2013, Comportamento de Dutos Enterrados Sujeitos a Movimentos de Massa em Solos, Dissertação M.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

PINTO, C. S., 2000, Curso Básico de Mecânica dos Solos– Oficina de Textos, São Paulo.

POTTS, D., AXELSSON, K., GRANDE, L., SCHWEIGER, H., LONG, M. 2001, Guidelines for the use of advanced numerical analysis, 1^a ed., Londres, Thomas Telford Ltda.

RABACO, L. M.P., 2005, Avaliação de Modelos de Susceptibilidade a Movimentos Gravitacionais de Massa numa Faixa de Dutos., Dissertação M.Sc., Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

RANDOLPH, M. F., SEO, D., WHITE, D., 2010, Parametric Solutions for Slide Impact on Pipelines, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, p. 940-949.

RANDOLPH, M. F., GOUVERNEC, S., 2011, Offshore Geotechnical Engineering, Spon Press, United States of America, 1st Edition.

RANDOLPH, M. F., HOUSBY, G. T., 1984, The Limiting Pressure on a Circular Pile Loaded Laterally in Cohesive Soil, Géotechnique, Vol. 34, n° 4, p. 613-623.

RANDOLPH, M. F., HOUSE, A. R., 2001, The Complementary Roles of Physical and Computational., The International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol. 1, n° 27, p. 151-158.

SAHDI, F, GAUDIN, C, WHITE, D, BOYLAN, N, RANDOLPH, M, 2014, Centrifuge modelling of active slide-pipeline loading in soft clay. Geotechnique, Vol. 64 (1), p.16

RANDOLPH, M. F., ZHU, H., 2010, Large Deformation Finite-Element Analysis of Submarine Landslide Interaction with Embedded Pipelines, International Journal of Geomechanics, p. 145-152.

SANDRONI, S. S., 2004, Instrumentação Geotécnica para Monitoramento de Tubulações de Aço que Atravessam Línguas Coluviais no Sudeste Brasileiro, 5º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, ABMS, Vol. 1, p. 233-250, São Paulo.

SANDRONI, S. S., LACERDA, W. A., SILVA, S. R. B., BRANDT, J. R. T, 2001, Segurança geotécnica de dutos em encostas da zona costeira brasileira, 3º Seminário de Dutos - IBP 7301 – Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás, Rio de Janeiro.

STEWART, D. P. e RANDOLPH, M. F., 1991, A New Site Investigation Tool for the Centrifuge, Proceedings International Conference on the Centrifuge Modelling – Centrifuge '91, Boulder/Colorado, p. 531-538.

SUSILA, E., AGRENSA, F., 2018, Behaviors of Pipe-Soil Interaction on Unstable Slopes by Finite Element Simulation, Jurnal Teknik Sipil ITB, ISSN 0853-2982, DOI: 10.5614/jts.2018.25.2.1.

SUZUKI, S., 2004, Propriedades Geomecânicas de Alguns Solos Residuais e Coluvionares ao Longo do Oleoduto Curitiba-Paranaguá. Dissertação M.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

TAYLOR, R. N., 1995, Geotechnical Centrifuge Technology, 1st Ed., Blackie Academic e Professional.

THOMAZ, T. B., 2015, Análise da resistência lateral na interação solo-duto, Dissertação M.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

TRANSPETRO, 2017. Disponível em: <http://www.transpetro.com.br>

TREJO, P.C. N., 2015, “Interação cíclica solo-duto em argila mole: modelagem física em centrífuga”. Tese D.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

ZHANG, W., ASKARINEJAD, A., 2019, Behaviour of buried pipes in unstable sandy slopes. Landslides, Vol.16(2), p.283

ZHU, H., RANDOLPH, M. F., 2010, Large Deformation Finite-Element Analysis of Submarine Landslide Interaction with Embedded Pipelines, International Journal of Geomechanics, p. 145-152.