

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Modelagem numérica com elementos Finitos de arrancamento de
Fundações em Solos tratados com fibra**

Adrian Torrico Siacara

Porto Alegre
2017

ADRIAN TORRICO SIACARA

**MODELAGEM NUMÉRICA COM ELEMENTOS FINITOS DE
ARRANCAMENTO DE FUNDAÇÕES EM SOLOS TRATADOS
COM FIBRA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Porto Alegre
2017

ADRIAN TORRICO SIACARA

**MODELAGEM NUMÉRICA COM ELEMENTOS FINITOS DE
ARRANCAMENTO DE FUNDAÇÕES EM SOLOS TRATADOS
COM FIBRA**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 03 de março de 2017

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University, Canadá
Orientador

Prof. Lucas Festugato
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Prof. Carlos Torres Formoso
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Antonio Thomé
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Fernando Schnaid
Ph. D. pela University of Oxford, Inglaterra

Prof^ª. Karla Salvagni Heineck
Dr^ª. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Dedico este trabalho a Deus, a meus pais, a meus irmãos e a toda minha família pela compreensão durante o período de seu desenvolvimento.

AGRADECIMENTOS

A Deus Pai, Filho e Espírito Santo pela forma que tem guiado e iluminado meus passos ao longo de minha vida e por todas as bênçãos que tive.

Agradeço de coração a meus pais Oscar e Telda pela educação, apoio, conselhos e por tudo o que fizeram para ajudar a ser uma boa pessoa.

A meus irmãos Martin, Pablo, Andrea, Mateo e Estefania pela motivação que eles representam na minha vida, pelo apoio e por tudo o que eles são para mim.

Ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS por aceitar-me como aluno.

A concretização deste trabalho somente foi possível com apoio e incentivo recebidos por parte do orientador Prof. PhD Nilo Cesar Consoli, a quem sou muito grato por tudo. Além da competente orientação, agradeço também à amizade.

Agradeço aos técnicos administrativos e professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da UFRGS da área de Geotecnia. Agradeço também aos colegas e amigos Arthur Ziebell, Jéssica Flesh, Laura Araque e Camila Kern pela ajuda e a amizade.

Ao amigo Ricardo Born, o qual mostrou extremo desprendimento com o próprio tempo, se dedicando a me ajudar num início na utilização do programa Abaqus. Foi essencial na realização deste trabalho. Muito obrigado.

Aos colegas de mestrado Francisco Pereira, Anderson Peccin da Silva e Eduardo Bittar, pela amizade e companheirismo.

A meus amigos do Brasil e da Bolívia pelos bons momentos e pela amizade que tivemos no tempo da realização de minha dissertação.

Ao Professor Lucas Festugato o qual sempre contribui com sua experiência em diversos momentos ao andar deste trabalho.

Meus sinceros e imensos agradecimento à Capes e ao CNPq pela concessão de bolsas de estudo, permitindo o crescimento e a continuidade dos estudos acadêmicos no país.

O segundo nada mais é do que o primeiro dos perdedores.
Ayrton Senna

RESUMO

SIACARA, A. T. **Modelagem numérica com elementos Finitos de arrancamento de Fundações em Solos tratados com fibra.** 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O objetivo principal do trabalho é determinar a capacidade última de tração (arrancamento) de uma fundação com solo tratado no topo a partir de uma modelagem numérica com o programa computacional Abaqus a partir dos ensaios feitos em solos tratados. Os modelos numéricos foram feitas a partir dos ensaios ao arrancamento em solos tratados por Ruver, 2011 e Girardello, 2014 para um aterro de areia (proveniente da cidade de Osório/RS) e areia com fibra (monofilamentos de polipropileno).

Foi feito um modelo numérico inicial com as propriedades geotécnicas de ensaios feitos em laboratório e campo para depois fazer um ajuste do modelo com os ensaios ao arrancamento.

Foi avaliado o modelo numérico de areia e areia-fibra para as tensões iniciais, deslocamentos iniciais e a etapa *geostatic* porque não só é ter bons resultados nas figuras do ajuste, mas se ter um modelo numérico bem feito que apresente um comportamento próximo da realidade numericamente.

Foram avaliados os benefícios gerados pelo aumento da capacidade de carga de fundações escavadas e reaterradas com areia fina e homogênea, areia-fibra, avaliando sua influência geotécnica (coesão, ângulo de atrito e módulo de elasticidade) a partir de uma análise paramétrica.

Foi feito um método de dimensionamento e estimativa da capacidade ao arrancamento para um aterro com areia e areia-fibra a partir das metodologias internacionais e os modelos numéricos.

Palavras-chave: arrancamento, placas, solo-fibra, capacidade ao arrancamento.

ABSTRACT

SIACARA, A. T. **Modelagem numérica com elementos Finitos de arrancamento de Fundações em Solos tratados com fibra.** 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The main objective of the work is to determine the ultimate traction (pullout) capacity of a foundation with treated soil at the top from a numerical modeling with the Abaqus computational program from the tests on treated soils.

The numerical models were made from the pullout tests on soils treated by Ruver, 2011 and Girardello, 2014 for a sand dump (from the city of Osório / RS) and sand with fiber (polypropylene monofilaments).

An initial numerical model was made with the geotechnical properties of laboratory and field tests to later calibrate the model with the pullout tests.

It was evaluated the numerical model of sand and sand-fiber for the initial stresses, displacements and the geostatic step because not only is it to have good results in the figures of the calibration, but it is necessary to have a well-designed numerical model that presents behavior close to reality numerically.

It was evaluated the benefits generated by the increase of the load capacity of excavated foundations and recovered with fine sand and homogeneous, sand-fiber, evaluating its geotechnical influence (cohesion, friction angle and modulus of elasticity) from a parametric analysis.

A method of dimensioning and estimation of the pullout capacity for a backfill with sand and sand-fiber was done from the international methodologies and the numerical models.

Key-words: pullout, plates, soil-fiber, Pullout capacity.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	21
1.1	ABORDAGEM DO PROBLEMA.....	21
1.2	RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	22
1.3	OBJETIVOS.....	24
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	24
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	26
2.1	FUNDAÇÕES SUBMETIDAS À TRACÇÃO.....	26
2.1.1	Método do cone.....	27
2.1.2	Método do Cilindro de atrito.....	28
2.1.3	Método de Balla.....	29
2.1.4	Método de Meyerhof e Adams.....	30
2.1.5	Método de Grenoble.....	31
2.2	MELHORAMENTO DOS SOLOS.....	34
2.2.1	Solo fibra.....	35
2.3	COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS.....	50
2.3.1	Tópicos de Mecânica dos Meios Contínuos.....	52
2.3.2	Teoria Clássica da Plasticidade.....	57
2.3.3	Elastoplasticidade (Mohr Coulomb – Abaqus CAE).....	62
2.4	METODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF).....	65
3	PROGRAMA DE PESQUISA.....	67

3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	67
3.2	PROGRAMA DE PESQUISA EXPERIMENTAL	67
3.2.1	Descrição do ensaio experimental	67
3.2.2	Materiais	68
3.2.3	Equipe de arrancamento e medição	69
3.2.4	Resultados do ensaio experimental	70
3.3	PROGRAMA DE PESQUISA NUMÉRICA	72
3.3.1	Software Abaqus®	72
3.3.2	Variáveis geométricas	72
3.3.3	Modelo Base	73
3.3.4	Sequência das Simulações	77
4	MODELO INICIAL	79
4.1	MODELO DE AREIA	79
4.1.1	Geometria	79
4.1.2	Condições de contorno	79
4.1.3	Definição da malha	80
4.1.4	Condições de contorno	81
4.1.5	Medição dos parâmetros	82
4.1.6	Propriedades dos materiais	83
4.1.7	Resultados do modelo inicial	87
4.2	MODELO DE AREIA E FIBRA	87
4.2.1	Geometria	87
4.2.2	Condições de contorno	87

4.2.3	Definição da malha.....	88
4.2.4	Interação entre os Materiais	88
4.2.5	Medição dos parâmetros.....	89
4.2.6	Propriedades dos materiais.....	89
4.2.7	Resultados do modelo inicial	91
4.3	ANÁLISE DOS RESULTADOS	92
5	AJUSTE DO MODELO.....	94
5.1	MODELO DE AREIA.....	94
5.1.1	Propriedades dos materiais ajustados	94
5.1.2	Resultados do ajuste do modelo	95
5.1.3	Resultados dos modelos em areia.....	96
5.2	MODELO DE AREIA E FIBRA.....	96
5.2.1	Propriedades dos materiais ajustados	96
5.2.2	Resultados do ajuste do modelo	98
5.2.3	Resultados dos modelos em areia e fibra	98
5.3	ANÁLISE DOS RESULTADOS	99
5.3.1	Modelos em areia	99
5.3.2	Modelos em areia e fibra	102
5.3.3	Comparação dos modelos em areia e fibra.....	104
6	AVALIAÇÃO DO MODELO AREIA E AREIA-FIBRA.....	110
6.1	ESTADO DE TENSÕES INICIAIS.....	110
6.2	DESLOCAMENTOS INICIAIS.....	112
6.3	ETAPA <i>GEOSTATIC</i>	113

6.4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	115
7	ANÁLISE PARAMÉTRICA	116
7.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	116
7.2	INFLUÊNCIA DOS MATERIAIS.....	116
7.3	DEFINIÇÃO DO MODELO REGRESSÃO MÚLTIPLA LINEAR	121
7.4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	123
8	DIMENSIONAMENTO E ESTIMATIVA DA CAPACIDADE AO ARRANCAMENTO.....	129
8.1	METODO DE DIMENSIONAMENTO E ESTIMATIVA	129
8.2	COMPARAÇÃO COM ESTUDOS PRÉVIOS	131
8.3	ANÁLISE DOS RESULTADOS	134
9	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS..	136
9.1	CONCLUSÕES	136
9.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	137
	REFERÊNCIAS	139
	ANEXOS	151
	ANEXO A.....	152
	ANEXO B.....	157
	ANEXO C.....	160

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Esquema da metodologia a seguir.....	25
Figura 2.1 – Superfície fictícia de ruptura do Método do Cone (baseado em Garcia, 2005)..	27
Figura 2.2 – Superfície de ruptura do Método do Cilindro de atrito (baseado em Danziger, 1983).....	28
Figura 2.3 – Superfície de ruptura do Método de Balla (baseado em Danziger, 1983).	29
Figura 2.4 – Superfície de ruptura do Método de Meyerhof e Adams (baseado em Danziger, 1983).....	30
Figura 2.5 – Formas de ruptura Caso A – Solos Fracos pelo Método de Grenoble (Baseado em Martin, 1966).....	32
Figura 2.6 – Formas de ruptura Caso B – Solos Resistentes pelo Método de Grenoble (Baseado em Danziger, 1983).	32
Figura 2.7 – Forma prática para determinação da profundidade crítica (Baseado em Martin, 1966 e 1973).....	33
Figura 2.8 – Comportamento dum material (baseado em Potts e Zdravkovic, 1999).....	51
Figura 2.9 – Modelo de superfície de plastificação em um plano, duas dimensões (baseado em Zienkiewicz e Taylor, 2000).....	58
Figura 2.10 – Comparação entre comportamentos elasto-plásticos de um solo (baseado em Zienkiewicz e Taylor, 2000).....	59
Figura 2.11 – Representação da superfície de plastificação do modelo (baseado em Zienkiewicz e Taylor, 2000).....	61
Figura 2.12 – Plano meridional (baseado em Hibbit, 1996).....	64
Figura 3.1 – Modelo do ensaio experimental (baseado em Consoli, 2012-b).....	67
Figura 3.2 – Ruptura no ensaio de areia (Baseado em Ruver, 2011).	70
Figura 3.3 – Ruptura no ensaio de areia com fibra (Baseado em Girardello, 2014).	70
Figura 3.4 – Curvas de Força -Deslocamento em areias (baseado em Consoli, 2013).	71
Figura 3.5 – Curvas de Força -Deslocamento em areias com fibra (baseado em Consoli, 2013).....	71
Figura 3.6 – Geometria dos modelos numericos (baseado em Consoli, 2013).	72
Figura 3.7 – Modelo Axissimetrico.....	73
Figura 3.8 – Malha de elementos e condições de contorno.....	75
Figura 3.9 – Pontos de aplicação de deslocamento e leitura de força de reação.	76

Figura 4.1 – Modelo de simulação axissimétrica.	79
Figura 4.2 – Condições de contorno no modelo axissimétrico para solos arenosos.	80
Figura 4.3 – Elemento contínuo axissimétrico de 4 nós (baseado em Abaqus, 2010).	80
Figura 4.4 – Contatos no modelo numérico sem escala.	81
Figura 4.5 – Contato superfície mestre (Vermelho) e superfície escrava (azul).	82
Figura 4.6 – Modelo numérico inicial para um aterro de areia $H/D=1.5$	87
Figura 4.7 – Modelo numérico inicial para um aterro de areia-fibra $H/D=1.0$	91
Figura 4.8 – Diferença do modelo numérico inicial e o ensaio de campo para um aterro de areia $H/D=1.5$	92
Figura 4.9 – Diferença do modelo numérico inicial e o ensaio de campo para um aterro de areia $H/D=1.0$	93
Figura 5.1 – Ajuste do modelo para um aterro de areia $H/D=1.5$	95
Figura 5.2 – Modelos ajustados para um aterro de areia $H/D=1.0, 1.5$ e 2.0	96
Figura 5.3 – Ajuste do modelo para um aterro de areia-fibra $H/D=1.0$	98
Figura 5.4 – Modelos ajustados para um aterro de areia-fibra $H/D=1.0, 1.5$ e 2.0	99
Figura 5.5 – Diferença do modelo numérico calibrado e o ensaio de campo para um aterro de areia $H/D=1.5$	100
Figura 5.6 – Diferença do modelo numérico calibrado e o ensaio de campo para um aterro de areia $H/D=1.0, 1.5$ e 2.0	101
Figura 5.7 – Diferença do modelo numérico calibrado e o ensaio de campo para um aterro de areia e fibra $H/D=1.0$	102
Figura 5.8 – Diferença do modelo numérico calibrado e o ensaio de campo para um aterro de areia $H/D=1.0, 1.5$ e 2.0	103
Figura 5.9 – Comparação das tensões de arrancamento.	105
Figura 5.10 – Deslocamentos, U [mm] num aterro de areia e areia-fibra	107
Figura 5.11 – Componentes da tensão nos pontos de integração (Mises), S [Pa] num aterro de areia e areia-fibra	108
Figura 5.12 – Componentes da deformação nos pontos de integração (Máximo no plano principal), E num aterro de areia e areia-fibra.	109
Figura 6.1 – Estado de tensões iniciais do modelo numérico $H/D=1.5$ para areia.	110
Figura 6.2 – Deslocamentos iniciais modelo numérico $H/D=1.0$ para areia-fibra.	112
Figura 6.3 – Estado de tensões iniciais do modelo numérico $H/D=1.5$ para areia no <i>tempo 0</i>	114

Figura 6.4 – Estado de tensões iniciais do modelo numérico H/D=1.5 para areia no <i>tempo 1</i>	114
Figura 7.1 – Curvas de δ/D pela q_u variando o ângulo de dilatância (ψ) com $E = 50.0$ [MPa], $\phi = 25.0$ [°], $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$	118
Figura 7.2 – Curvas de δ/D pela q_u variando o ângulo de dilatância (ψ) com $E = 10.0$ [MPa], $\phi = 35.0$ [°], $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$	118
Figura 7.3 – Curvas de δ/D pela q_u variando o ângulo de dilatância (ψ) com $E = 20.0$ [MPa], $\phi = 45.0$ [°], $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$	118
Figura 7.4 – Curvas de δ/D pela q_u variando o modulo de elasticidade (E) com $\phi = 35.0$ [°], $\psi =$ 7.0 [°], $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$	119
Figura 7.5 – Curvas de δ/D pela q_u variando o modulo de elasticidade (E) com $\phi = 45.0$ [°], $\psi =$ 8.0 [°], $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$	119
Figura 7.6 – Curvas de δ/D pela q_u variando o modulo de elasticidade (E) com $\phi = 25.0$ [°], $\psi =$ 5.0 [°], $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$	119
Figura 7.7 – Curvas de δ/D pela q_u variando o ângulo de atrito (ϕ) com $E = 20.0$ [MPa], $\psi =$ 7.0 [°], $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$	120
Figura 7.8 – Curvas de δ/D pela q_u variando o ângulo de atrito (ϕ) com $E = 50.0$ [MPa], $\psi =$ 5.0 [°], $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$	120
Figura 7.9 – Curvas de δ/D pela q_u variando o ângulo de atrito (ϕ) com $E = 10.0$ [MPa], $\psi =$ 10.0 [°], $D = 30$ [cm] e $H/D = 1.5$	120
Figura 7.10 – Curva do ψ pela q_u com $E = 50.0$ [MPa], $\phi = 25.0$ [°], $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$	123
Figura 7.11 – Curva do ψ pela q_u com $E = 10.0$ [MPa], $\phi = 35.0$ [°], $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$	124
Figura 7.12 – Curva do E pela q_u com $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$	125
Figura 7.13 – Curva do ϕ pela q_u com $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$	127
Figura 8.1 – Definição do problema (Baseado em Merifield, 2003).....	129
Figura 8.2 – Fator ao arrancamento para um aterro de areia.	130
Figura 8.3 – Fator ao arrancamento para um aterro de areia-fibra.	130
Figura 8.4 – Representação das prováveis superfícies de ruptura linear em aterro de areia (baseado em Ruver, 2011).	132
Figura 8.5 – Comparação entre as cargas de arrancamento medida no MEF e pelos modelos desenvolvidos na literatura.	133

Figura 8.6 – Comparação entre as cargas de arrancamento medida no MEF e pelos modelos desenvolvidos na literatura.....	133
--	-----

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Derivadas simplificadas da função potencial de fluxo (Baseado em Zienkiewicz e Taylor, 2000)	61
Tabela 4.1 – Quantidade de elementos e nós no modelo com areia.....	81
Tabela 4.2 – Propriedades dos materiais do modelo de aterro de areia.....	83
Tabela 4.3 – Quantidade de elementos e nós no modelo com areia e fibra.....	88
Tabela 4.4 – Propriedades dos materiais do modelo de aterro de areia-fibra.....	89
Tabela 5.1 – Propriedades dos materiais do modelo de aterro de areia com o ajuste.	95
Tabela 5.2 – Propriedades dos materiais do modelo de aterro de areia com ao ajuste.....	97
Tabela 7.1 – Conjunto de combinações simuladas variando os parâmetros geotécnicos do aterro areia e fibra.....	117
Tabela 7.2 – Alguns dos valores utilizados na regressão linear	121
Tabela 7.3 – Resultados da análise de regressão múltipla ($H/D=1.5$) com a normalização dos dados [0-1].....	122
Tabela 8.1 – Modelos empregados na previsão dos resultados de capacidade de carga.	131
Tabela 8.2 – Dados iniciais para a utilização dos modelos na previsão dos resultados de capacidade de carga	132

LISTA DE SÍMBOLOS

b	Metade da largura do fuste
B	Menor dimensão da fundação
c'	Coesão
c_2	Coesão que controla o ponto de fluxo do material
D	Diâmetro da fundação ou placa
D_c	Diâmetro do cabo de aço
D_{50}	Diâmetro médio passando na peneira ASTM 50
e	Excentricidade desviadora
E	Modulo de Young
F	Função de plastificação
F_a	Capacidade de carga a tração de uma fundação
F_e	Peso próprio da fundação
F_f	Resistência da aderência ao longo da superfície de ruptura
F_s	Peso do volume de solo
F_σ	Função que define a superfície de plastificação
g	Gravidade (m/s ²)
G	Modulo cisalhante (MPa)
G	Potencial de fluxo
G_o	Módulo cisalhante a baixas deformações (MPa)
H	Espessura ou profundidade do embutimento
H_{cr}	Espessura ou profundidade crítica
I_1	Traço do tensor de tensões
I_2	Somatório dos cofatores
I_3	Determinante do tensor
I_1, J_2 e J_3	Invariantes de tensão
J_1, J_2 e J_3	Os três invariantes de tensão desviadora
k	Coefficiente de enrijecimento
k_c	Coefficiente de enrijecimento cinemático
k_i	Coefficiente de enrijecimento isotrópico
p	Tensão media p
P_o	Sobrecarga

q_{pico}	Tensão de pico do ensaio triaxial (kPa)
q	Tensão cisalhante ou desvio (kPa)
Q	Potencial plástico
r	Raio da superfície de ruptura
R	Raio de uma fundação
R_{mc}	Medida da formação da superfície
R_{mw}	Função elíptica apresentada por Menetrey e Willam (1995)
R_f	Raio do fuste
s_{ij}	Componentes da tensão desviadora
S, S_{22}	<i>Stress Components at integrations points</i>
u, v e w	Componentes de deslocamento nas direções x, y e z
U, U_2	Spatial displacement at nodes
v	Espessura da fundação
Z	Profundidade da fundação
$Y_{(k)}$	Função de trabalho plástico
α	Ângulo de arrancamento
ϕ	Ângulo de atrito interno do solo
γ	Peso específico do solo
$\varepsilon_1, \varepsilon_2$ e ε_3	Deformações principais
ε	Deformação total
ε_{ij}	Tensor de deformações
ε^e	Deformação elástica
ε^p	Deformação plástica
σ	Tensão total (kN/m ² ou kPa)
σ_v	Tensão vertical (Pa)
σ_{media}	Média das tensões principais (kN/m ² ou kPa)
σ_x or σ_1	Tensão no eixo “x” (kN/m ² ou kPa)
σ_y or σ_2	Tensão no eixo “y” (kN/m ² ou kPa)
σ_z or σ_3	Tensão no eixo “z” (kN/m ² ou kPa)
σ_{ii}	Tensões normais (kN/m ² ou kPa)
σ_{ij}	Tensões cisalhantes (kN/m ² ou kPa)
σ_1, σ_2 e σ_3	Tensões principais (kN/m ² ou kPa)
δ_{ij}	Delta de Kronecker

$\delta\varepsilon_v$	Deformação volumétrica
$\delta\varepsilon_s$	Deformação distorcional
$\{D^{-1}\}$	Matriz do modulo elástico
θ_1	Ângulo de Lode
ν	Coefficiente de Poisson
λ	Parâmetro de consistência plástica
ρ	Densidade
ψ	Ângulo de dilatação no plano p-q
$[K_E]$	Matriz de rigidez do elemento
$\{\Delta d_E\}$	Vetor de incremento de deslocamento nodal do elemento
$\{\Delta R_E\}$	Vetor de incremento de força nodal do elemento
$[K_G]$	Matriz de rigidez global
$\{\Delta d_G\}$	Vetor de incremento de deslocamento nodal global
$\{\Delta R_G\}$	Vetor de incremento de força nodal global

LISTA DE SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
CAX4	<i>Axisymmetric Soil element</i>
CAX4P	<i>Axisymmetric pore pressure elements</i>
CIGRE	<i>Conférence Internationale des Grands Réseaux Électriques</i>
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CD	Consolidado Drenado
EPE	Empresa de Pesquisa Energética
EDF	<i>Électricité de France</i>
MEF	Método dos elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
ODB	Base de dados de saída
PET	Programa de Expansão da Transmissão
PET	Programa de Expansão da Transmissão
RS	Rio Grande do Sul
SUCS	Sistema Único de Classificação de Solos
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
USAGE	<i>United States Army Corps of Engineers</i>

1 INTRODUÇÃO

1.1 ABORDAGEM DO PROBLEMA

As fundações superficiais assentes em camadas de solos tratados com cimento e/ou fibras submetidas a cargas verticais de compressão já foram aprofundadas e estudadas amplamente por Consoli et al. (2003-a, 2003-b e 2009).

O estudo de fundações superficiais embutidas em camadas de solos tratados com agentes cimentantes e/ou fibras e submetidos a solicitações verticais de tração (arrancamento) ainda não se encontra consolidado, estudado e não tem uma metodologia determinada para resolver o problema desse tipo.

É comum na natureza a ocorrência de materiais que não preenchem as condições ideais para o assentamento de fundações superficiais, como boa capacidade de suporte e baixa deformabilidade.

A solução construtiva geralmente empregada em locais com perfis de solo de baixa capacidade de suporte e alta deformabilidade é a execução de fundações profundas, as quais, ou transferem as cargas predominantemente através de sua área lateral, ou são assentadas em estratos mais resistentes para suportar as cargas de projeto, o que nem sempre é viável técnica e economicamente, pois estas fundações podem vir a ser uma parcela considerável do custo total da obra.

Sabe-se que os esforços de tração predominam em diversos tipos de estruturas terrestres. Esses esforços de tração aos quais são submetidas às obras exemplificadas anteriormente, na maioria dos casos, ocorrem de forma cíclica/dinâmica, pela ação do vento, da água ou até mesmo de outros agentes como é o caso dos próprios cabos nas linhas de transmissão.

As fibras sintéticas e poliméricas apresentam o aprimoramento da técnica para estabilização de solos de fundação na atualidade. É uma técnica ambientalmente reconhecida por não gerar um impacto ambiental.

O solo natural é um material complexo e variável e é comum que este não preencha total ou parcialmente as exigências dos projetos de engenharia. Uma alternativa do engenheiro geotécnico para viabilizar a técnica e economicamente a realização de obras de engenharia sobre solos é remover o material existente no local e substituí-lo por outro com características adequadas para o projeto ou modificar e melhorar as propriedades do solo existente, de modo a criar um novo material que seja capaz de possibilitar o uso de fundações superficiais no projeto de engenharia (Ingles e Metcalf, 1972).

Conhecendo esses problemas e com a ideia de desenvolver um método numérico que estime os ganhos de resistências das fundações no arrancamento, optou-se pela utilização dum método de elementos finitos para a modelagem dos ensaios de arrancamento de placas com aterro de areia e areia-fibra.

Percebe-se a necessidade de aprofundar a investigação dos benefícios do tratamento das fundações com aterro de areia-fibra submetidas à tração, como uma alternativa para aumentar a capacidade de carga e consequentemente trazer benefícios econômicos e ambientais a projetos desta natureza.

1.2 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Não existe uma metodologia de dimensionamento determinada para fundações a tração (arrancamento) com solos tratados no topo e faz-se necessário o estudo das mesmas, por conta do significativo investimento existente no Brasil em estruturas com fundações.

Entre as principais estruturas que trabalham principalmente a tração (arrancamento) se tem as estruturas terrestres, podem-se destacar as torres de linhas de transmissão de energia (principalmente, as chamadas de ponta de rede), as torres de telecomunicações e de geração de energia eólica e as estruturas de contenção em geral. Entre as estruturas costeiras, destacam-se os ancoradouros e entre as marinhas, têm-se, principalmente, as plataformas de exploração de petróleo e gás.

Fazendo ênfase no investimento do Brasil em transmissão de energia elétrica, previsto pelo Programa de Expansão da Transmissão (PET) e realizado pela Empresa de Pesquisa Energética (EPE) em 2013, tem uma previsão de cerca de R\$ 17,9 bilhões pra ser investido entre os anos 2013-2018 (EPE, 2013).

De acordo com o exposto, pode-se afirmar que se justificam os investimentos em estudos de fundações a tração, pois os resultados trarão maior racionalidade no seu emprego, projetos mais adequados para os solos de cada região e menores custos para a implantação de sistemas de transmissão de energia elétrica. Um solo com a sua capacidade de carga melhorada, permite o uso de fundações mais leves, com menor consumo de materiais e menor mobilização de equipamentos de grande porte para a execução da fundação.

O solo tratado também pode ser utilizado como manobra para interromper o processo de recalque de fundação, permitindo uma recuperação rápida dos problemas de sua deformação e prevenindo até mesmo danos estruturais na estrutura; além disso, a prevenção de falha da fundação a arrancamento.

Para a construção de uma linha de transmissão, além do fator relacionado ao custo, a escolha de um traçado é realizada em função da diminuição dos conflitos ambientais provocados. A própria diminuição na quantidade de materiais, devido à racionalização de projetos, ainda contribui com a questão da sustentabilidade, respeitando as características originais do terreno.

O impacto ambiental da substituição de solos que não atendem às especificações de projeto é considerável. Além do solo retirado do local da obra, a ser descartado em uma área de rejeito devidamente licenciada, é necessário o material de empréstimo para o reaterro.

Jazidas de empréstimo e áreas de rejeito causam danos ambientais muitas vezes irreparáveis. O melhoramento do solo do próprio local da obra, tornando-o apto a atender os requisitos de projeto, evita a remoção do solo impróprio para a obra e a utilização de material de empréstimo. Salienta-se que muitas vezes a remoção e a utilização de material de empréstimo são inviáveis em virtude da inexistência de potenciais jazidas para a execução das obras.

Nesse contexto, o desenvolvimento de uma metodologia de dimensionamento e estimativa da capacidade última de tração de fundações com solicitações a tração foi o objetivo central desta dissertação de mestrado desenvolvida no PPGEC/UFRGS.

1.3 OBJETIVOS

Determinar a capacidade última de tração (arrancamento) de uma fundação com solo tratado no topo a partir de uma modelagem numérica dos ensaios feitos em solos tratados (Ruver, 2011 e Girardello, 2014) é o objetivo geral da pesquisa. Dentro do objetivo principal estão inseridos os seguintes objetivos específicos:

- a) Determinar as propriedades geotécnicas necessárias para fazer a modelagem numérica no programa computacional;
- b) Definir um modelo numérico adequado às características de análises geotécnicas, através do software de elementos finitos Abaqus 6.14.1;
- c) Realizar simulações numéricas em axisimetria dos ensaios feitos por Ruver (2011) e Girardello (2014);
- d) Determinar um método de dimensionamento mais adequado das fundações a tração.
- e) Determinar a capacidade última de tração da fundação em função das profundidades de embutimento da placa e da mistura do solo.
- f) Fazer uma comparação dos ganhos de resistência no arrancamento da fundação.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho tem a seguinte sequência de estudo visando cumprir os objetivos apresentados.

1. Recopilação da informação

- Recopilação da informação dos ensaios de campo e de fundações a tração.

2. Fundações submetidas à tração

- Método do Cone, Cilindro de atrito, Meyerhof e Adams , Balla e Grenoble.

3. Melhoramento do Solo

- Solo Fibra.

4. Comportamento dos Materiais

- Tópicos de Mecânica dos meios contínuos e Teoria Clássica da Plasticidade.

5. Método dos Elementos Finitos (MEF)

- Programa computacional de elementos finitos Abaqus 6.14.1.

6. Método numérico

- Dimensionamento da fundação e determinação da capacidade de arrancamento.

O esquema da metodologia está listado abaixo:

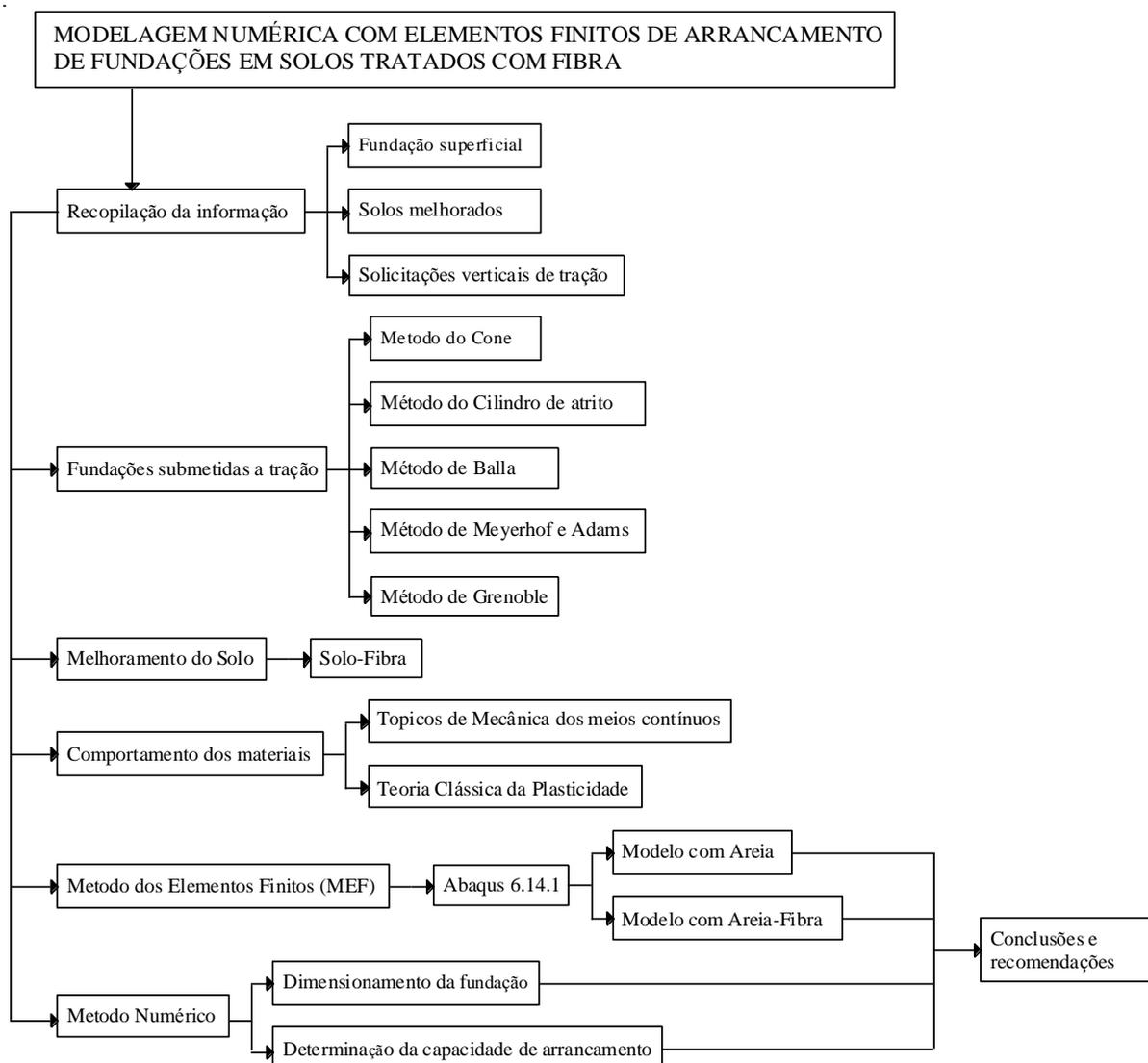


Figura 1.1 – Esquema da metodologia a seguir.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentada uma revisão da literatura relevante, abordando os pontos-chave relacionados ao trabalho visando cumprir os objetivos traçados.

2.1 FUNDAÇÕES SUBMETIDAS À TRAÇÃO

Uma série de investigações e pesquisas foram efetuados no passado para determinar a resistência ao arrancamento de tiras e placas circulares colocados horizontalmente num meio de solo homogêneo.

Os diferentes estudos foram baseados em ensaios de pequena escala (Das e Seeley 1975; Murray e Geddes 1987), o método de equilíbrio limite (Meyerhof 1973; Murray e Geddes 1987; Jesmani et al. 2013), o método dos elementos finitos elastoplástico (Rowe e Davis 1982a, b; Andresen et al. 2011; Jesmani et al. 2013), modelo de ensaio centrifuga (Dickin 1988; Ovesen 1981), o método das características de tensão (Subba Rao e Kumar 1994), a análise limite limite-superior (Murray e Geddes 1989; Kumar 2001; Merifield e Sloan 2006; Kumar e Kouzer 2008; Kouzer e Kumar 2009) e a análise limite limite-inferior (Merifield and Sloan 2006; Merifield et al 2006; Khatri and Kumar 2011).

A maior parte destes estudos foram voltados principalmente para placas incorporadas num meio homogêneo de uma camada única de solo.

A falta de concordância entre as várias teorias de capacidade de carga à tração se dá devido à dificuldade de se prever a geometria da zona de ruptura. No caso da capacidade de carga à compressão as tensões se dão abaixo das fundações em um meio contínuo, que é assumido ser homogêneo e isotrópico; sendo assim, as zonas de ruptura são previstas e coerentes com a Mecânica dos Solos Clássica (Bhattacharya e Kumar, 2016).

Na capacidade de carga última à tração as tensões são distribuídas acima da base e sua distribuição parece ser única e influenciada pela superfície do terreno: o comportamento à tração de fundações profundas tem sido geralmente distinguido das fundações rasas nos estudos (Cigre, 2008).

Nas areias densas, a forma de superfície de ruptura é geralmente parabólica em seção junto ao canto da fundação, tendendo a uma forma mais vertical (cilíndrica) à medida que a profundidade se torne maior. Em areias, a superfície de ruptura é mais complexa, pois são formadas trincas de tração, pelas quais eventualmente ocorrem rupturas. Diferentes curvas de ruptura para fundações rasas e profundas são apresentadas em trabalhos técnicos, tais como, Balla (1961), Sutherland (1965), Macdonald (1963) e Spence (1965).

A seguir alguns destes métodos mais importantes serão apresentados.

2.1.1 Método do cone

É considerado um dos métodos mais antigos para estimativa de capacidade de carga para fundações tracionadas. Segundo Santos (1985), o método define a capacidade de carga a tração de uma fundação (F_a) como sendo equivalente a soma de duas parcelas, o peso próprio da fundação (F_e) e o peso do solo de um tronco de cone invertido (F_s). O ângulo de arrancamento (α) é função do tipo de solo e é determinado conforme a experiência do projetista e ao tipo do solo.

Alguns autores como Adams e Hayes (1967) e Danziger e Pinto (1979) mencionam que o método do cone pode fornecer resultados tanto conservativos, como contrários à segurança. A superfície fictícia de ruptura pode ser observada na seguinte figura.

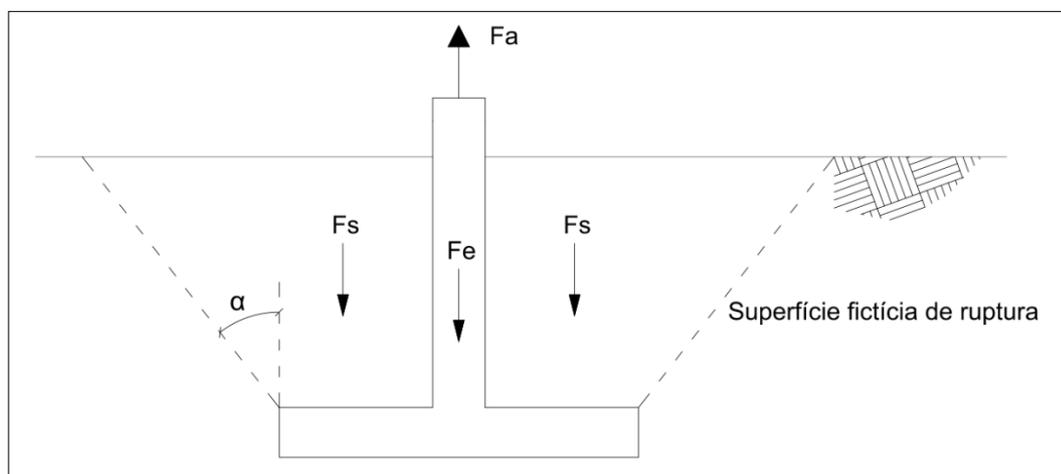


Figura 2.1 – Superfície fictícia de ruptura do Método do Cone (baseado em Garcia, 2005).

2.1.2 Método do Cilindro de atrito

Este método considera que a superfície de ruptura ocorre ao longo de um cilindro (ou prisma, no caso de fundações retangulares) cuja base coincide com a base da fundação, como mostra a figura 2.2-a. A capacidade de carga a tração de uma fundação (F_a) é calculada somando-se o peso do solo contido no cilindro (F_s), o peso próprio da fundação (F_e) e a resistência proveniente da aderência ao longo da superfície de ruptura (F_f) (Santos, 1985).

Danziger (1983) menciona que não se faz nenhuma referência na literatura técnica sobre a determinação da tensão de aderência, a não ser através de diagramas de empuxo horizontal multiplicados pela tangente do ângulo de atrito e somados à força de coesão, ou mais simplesmente, de tabelas semi-empíricas ou empíricas.

O método representa um avanço em relação ao Método do Cone, pois é mais próximo aos princípios da Mecânica dos Solos. Sua principal limitação decorre, fundamentalmente, de ter sido desenvolvido com base em uma superfície de ruptura admitida, que muitas vezes não corresponde à realidade. Para o caso de estacas e tubulões sem alargamento de base (Figura 2.2-b) ou tubulões curtos com alargamento de base (Figura 2.2-c), a superfície de ruptura admitida é bastante próxima da realidade (Santos, 1985).

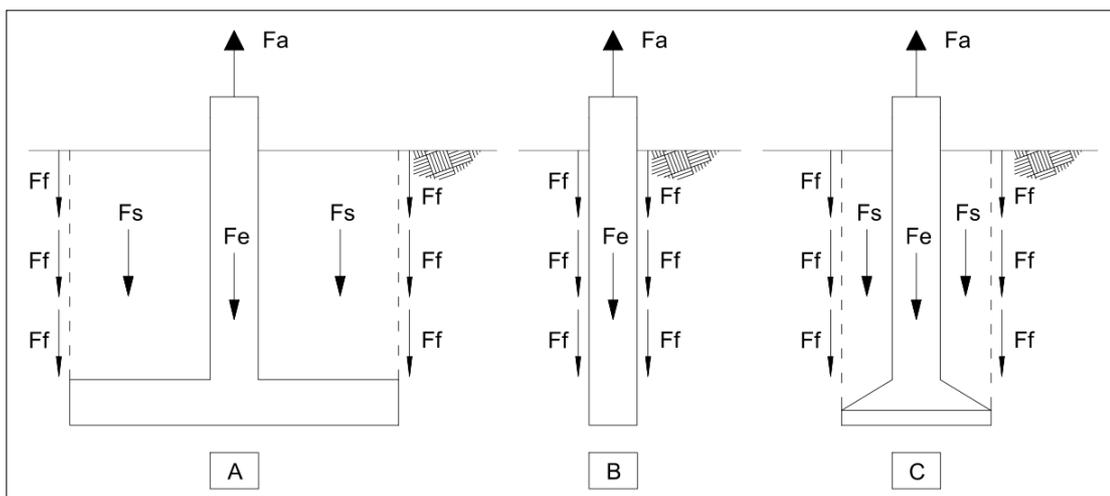


Figura 2.2 – Superfície de ruptura do Método do Cilindro de atrito (baseado em Danziger, 1983).

2.1.3 Método de Balla

O trabalho publicado por Balla (1961) constitui um marco na pesquisa moderna sobre o arrancamento de fundações. O autor realizou uma série de ensaios em areia utilizando modelos reduzidos e, através desses ensaios, observou diversos fatores que influenciam a capacidade de carga e o mecanismo de ruptura.

O método desenvolvido estima a capacidade de carga de uma fundação de raio (R), submetida a esforços de tração (F_a) como sendo a soma do peso próprio da fundação (F_e), do peso do volume de solo (F_s) contido na superfície de ruptura e das tensões de cisalhamento mobilizadas ao longo dessa superfície de ruptura (F_f) como se apresenta na Figura 2.3. A superfície de ruptura sugerida é formada por parte de uma circunferência que tem tangente vertical no contato com a base da fundação, e que se desenvolve até a superfície do terreno, onde forma um ângulo de $(45^\circ - \phi/2)$ com a horizontal (ϕ é o ângulo de atrito interno do solo) onde se tem o raio da superfície de ruptura (r) (Balla, 1961 e Garcia, 2005).

Apesar dos ensaios terem sido realizados apenas em areias, o desenvolvimento teórico deste método também englobou solos com coesão. A capacidade de carga é proporcional ao cubo da profundidade ($H-v$), e depende dos parâmetros de resistência do solo: coesão (c), ângulo de atrito interno (ϕ) e peso específico (γ) (Balla, 1961).

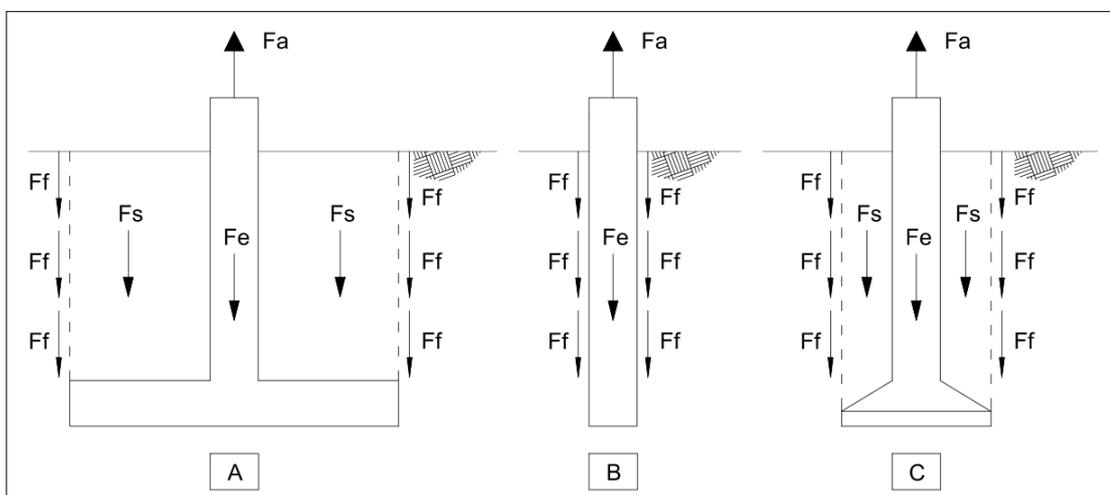


Figura 2.3 – Superfície de ruptura do Método de Balla (baseado em Danziger, 1983).

2.1.4 Método de Meyerhof e Adams

O processo de cálculo apresentado no trabalho de Meyerhof e Adams (1968) foi desenvolvido com base em uma série de experimentos realizados em duas instituições, a *Ontário Hydro Research Division* e a *Nova Scotia Technical College*.

Os ensaios foram feitos em modelos reduzidos utilizando discos metálicos de diâmetros (D) iguais a 2.0, 5.0 e 10.0 [cm]. Os testes realizados em areias foram descritos por MacDonald (1963) e Adams e Hayes (1967). Ensaio semelhante foram executados em argilas saturadas e estão descritos nos trabalhos de Spence (1965) e Adams e Hayes (1967).

Os autores fazem uma distinção entre as formas de ruptura para casos de fundações rasas e profundas (Figura 2.4). A carga de ruptura é atingida quando uma massa de solo em forma de um tronco pirâmide é levantada e a superfície de ruptura atinge o nível do terreno, considerando fundações a pequenas profundidades (Santos, 1985).

No caso de fundações profundas de diâmetro (D), onde a superfície de ruptura não atinge o nível do terreno, sendo limitada por uma altura (H) que é menor que a profundidade da fundação (Z). Na cota correspondente ao final da superfície de ruptura atuaria a sobrecarga (P_o) que é o peso próprio da camada de solo não rompida (Figura 2.4) (Bessa, 2005).

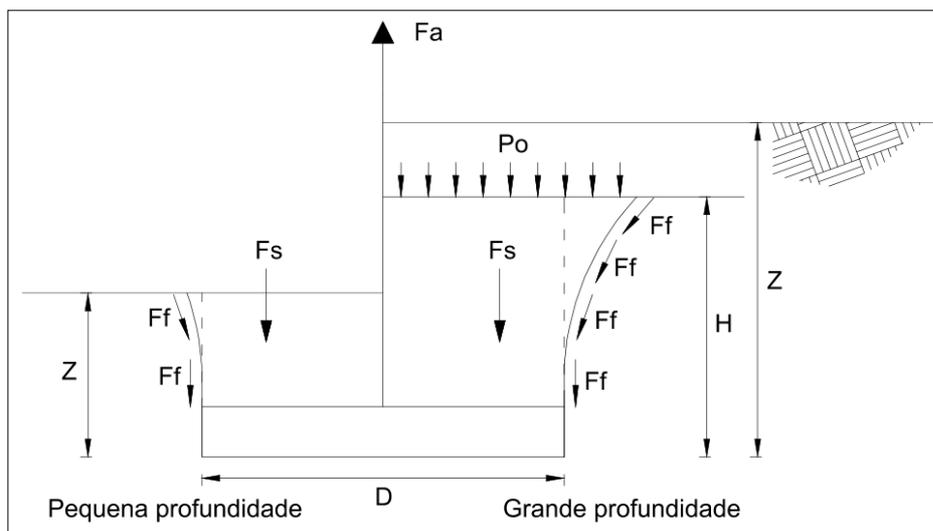


Figura 2.4 – Superfície de ruptura do Método de Meyerhof e Adams (baseado em Danziger, 1983).

2.1.5 Método de Grenoble

Este método foi desenvolvido na Universidade de Grenoble com apoio da *Electricité de France* (EDF), organização estatal francesa de energia elétrica, e abrange praticamente todos os tipos de fundações normalmente utilizados. O método teve origem a partir de ensaios em modelos reduzidos, onde foram observados os mecanismos de ruptura do solo. Além desses ensaios, diversas provas de carga em tamanho natural foram realizadas por uma série de instituições dos países membros da *Conférence Internationale des Grands Réseaux Électriques à Haute Tension* (CIGRE) (Santos, 1985).

O comportamento das fundações superficiais é comandado pelos diferentes processos de ruptura, de acordo com a categoria do solo, onde classificam-se como (Danziger e Pinto, 1979 e Santos, 1985):

Caso A. Solos fracos: solos argilosos, com elevado grau de saturação e ângulo de atrito interno (ϕ) $\leq 15^\circ$ (Figura 2.5).

Caso B. Solos resistentes: solos arenosos (saturados ou não) e argilosos com baixo grau de saturação e ângulo de atrito interno (ϕ) $> 15^\circ$ (Figura 2.6).

Diferentes formulações são aplicadas de acordo com a profundidade da fundação (H) em relação à chamada profundidade crítica (H_{cr}). Segundo Danziger e Pinto (1979) esta profundidade foi estimada, a partir de ensaios, como sendo $5(R-R_f)$ para o caso de sapatas circulares, onde R é o raio da base e R_f o raio do fuste. Para sapatas retangulares a profundidade crítica é equivalente a $5(R-b)$, onde R é o raio da base e b é metade da largura do fuste.

Tagaya e Aboshi (1988-b) discutem como deve ser feita a distinção prática entre o comportamento de fundação rasa e de fundação profunda. Os autores citam que o ponto de partida recai na determinação da profundidade crítica (H_{cr}). A recomendação é um procedimento matemático, que consiste em igualar a equação de Meyerhof (1973) para fundações rasas com a equação de Vesic (1972) para fundações profundas, eliminando o peso da fundação da primeira equação; assim, é obtida uma equação quadrática em função da profundidade (H), cuja solução fornece dois resultados; a profundidade crítica (H_{cr}) corresponde ao maior valor dos dois resultados fisicamente válidos.

Desta forma, determinado a profundidade crítica (H_{cr}), pode-se determinar, por exemplo, a capacidade de carga ou deformação para as fundações rasas ($H < H_{cr}$) ou para as fundações profundas ($H > H_{cr}$), utilizando a metodologia que for mais conveniente (Tagaya et al. e Aboshi, 1988-a e Velloso, 1987). Como pode ser visto na Figura 2.7, existe consenso na literatura em relação aos dois possíveis tipos de comportamento das fundações submetidas à tração: (a) rasa - superfície de ruptura emerge na superfície do terreno; e (b) profunda - ruptura local, sem aparecimento de fissuras na superfície do terreno. No entanto, o embutimento crítico apresenta diferentes valores. O embutimento crítico depende de diversos fatores, tais como tipo e estado do solo (Tagaya et al. e Aboshi, 1988-a e Velloso, 1987).

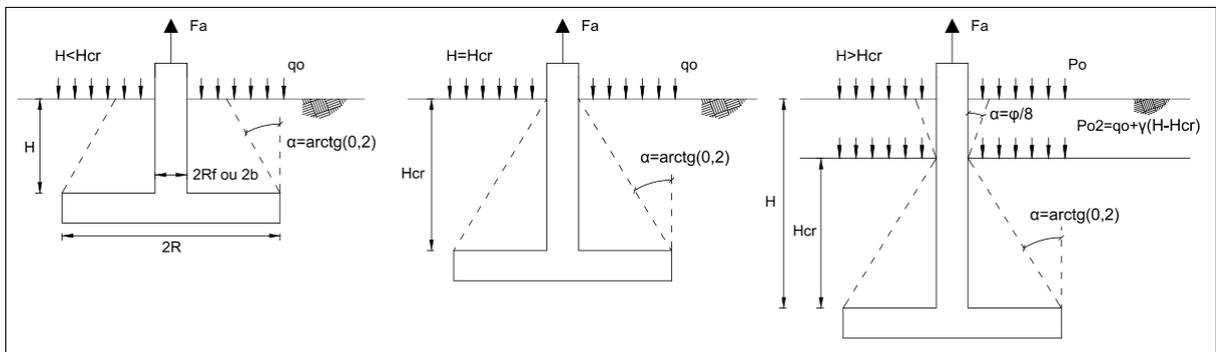


Figura 2.5 – Formas de ruptura Caso A – Solos Fracos pelo Método de Grenoble (Baseado em Martin, 1966).

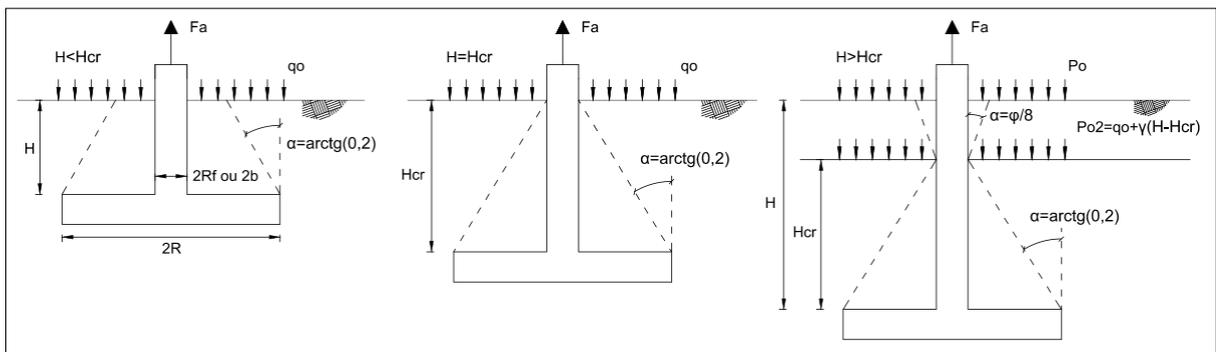


Figura 2.6 – Formas de ruptura Caso B – Solos Resistentes pelo Método de Grenoble (Baseado em Danziger, 1983).

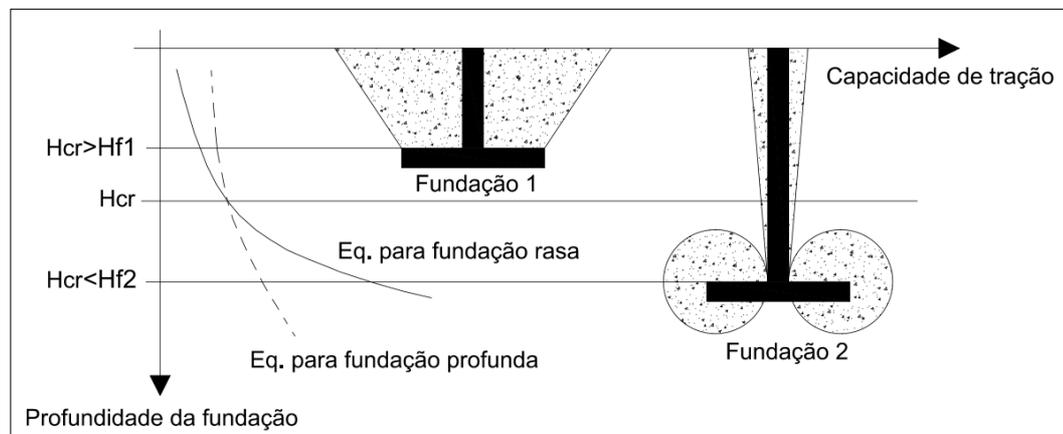


Figura 2.7 – Forma prática para determinação da profundidade crítica (Baseado em Martin, 1966 e 1973).

Pacheco et al. (2008) apresentam um trabalho que resume os estudos que vem sendo desenvolvidos pela Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), desde os anos 1970, com fundações de torres de transmissão de alta tensão submetidas à tração. Os autores citam que os resultados dos ensaios de verdadeira grandeza realizados pela UFRJ, ao longo dos últimos 30 anos, apresentam as melhores estimativas quando comparadas às teorias desenvolvidas na Universidade de Grenoble (Exemplo: Ribier, 1962; Montel, 1963; Martin, 1963 e 1966; Biarez e Barraud, 1968; Trân-Vô-Nhiêm, 1971; Martin, 1973; Batmanabane, 1973; Martin e Cochard, 1973; apud Pacheco et al., 2008).

Pacheco et al. (2008) citam que os esforços de tração em torres de alta tensão podem ser permanentes ou eventuais. Os esforços permanentes ocorrem em torres localizadas nas extremidades das linhas (início e final) ou quando ocorre mudança de direção das linhas de transmissão; já os esforços de tração eventuais são provocados pelo vento ou pela ruptura mecânica dos cabos de transmissão. Os autores citam ainda que existem dois tipos de torres: (a) autoportante e (b) estaiada. Nestas existe um apoio central onde atuam esforços de compressão e laterais, sendo que os esforços de tração são suportados por cabos de aço; já naquelas, as fundações são projetadas para suportarem todos os tipos de esforços (permanentes ou eventuais, e tração ou compressão ou lateral).

2.2 MELHORAMENTO DOS SOLOS

Sendo o solo natural um material com estrutura física e química complexa e variável, é comum a ocorrência daqueles que não atendam a determinadas exigências de projeto para a execução de fundações.

Uma alternativa disponível para viabilizar tecnicamente e economicamente a realização de obras sobre solos com baixa capacidade de carga é a remoção do material existente no local da obra e sua substituição por outro com características adequadas (Economicamente muitas vezes é a melhor opção, mas ambientalmente é a pior opção pela movimentação dos solos). Outra opção é modificar e melhorar as propriedades do solo existente, resultando em um novo material que seja capaz de possibilitar a execução de diferentes tipos de fundações (Economicamente muitas vezes é a pior opção, mas ambientalmente é a melhor opção pela movimentação dos solos).

Há várias técnicas para o melhoramento das propriedades dos solos, sendo os principais métodos: compactação, adensamento por pré-carregamento e/ou drenos verticais, injeção de material estabilizante, estabilização por processo físico-químico e reforços com a inclusão de elementos resistentes (geotextil, fibras, grelhas, etc.). Entretanto, existem poucas pesquisas direcionadas ao comportamento de fundações à tração com uso de melhorias a partir de materiais químicos.

Entende-se por melhoramento ou reforço de solos a utilização de processos físicos e/ou químicos que visem o melhoramento das propriedades mecânicas dos solos (resistência ao cisalhamento, compressibilidade e permeabilidade). Alguns autores fazem distinção entre a melhoria e a estabilização. A diferença está na quantidade de aditivo químico ou físico utilizado (a estabilização do solo emprega maior abundância de aditivos em relação à melhoria do solo).

Os materiais mais comuns utilizados para a estabilização de solos são a cal e o cimento. De forma geral, as adições desses materiais provocam modificações substanciais nas propriedades dos solos. O maior ou menor grau e a velocidade com que essas modificações se processam dependem de características específicas do solo e da injeção, quantidade de água, tipo e grau de compactação do solo, temperatura, dentre outros.

2.2.1 Solo fibra

A estabilização de solos com a utilização de fibras encontra-se inserida na tecnologia dos materiais compósitos, a qual vem despertando um interesse cada vez maior no meio científico. Prova disso se encontra em alguns dos livros mais recentes de engenharia dos materiais, onde os materiais compósitos fibrosos são abordados em capítulos específicos (Taylor, 1994; Hannant, 1994; Hollaway, 1994; Illston, 1994; Johnston, 1994 e Budinski, 1996).

O fibrossolo consiste na mistura de solo e fibras sintéticas para utilização em pavimentos (Specht, 2000; Homem, 2002), aterros sobre solos moles, estabilidade de taludes (Zornberg, 2002) e em fundações superficiais (Casagrande et al., 2002).

Para muitas situações a adição da fibra como reforço no solo pode ser a única solução para viabilizar uma obra de fundações. Problemas em solos moles, por exemplo, em locais onde é necessária a implantação de algum tipo de fundação ou até mesmo uma pista de rolamento, podem ser solucionados ou minimizados com a adição da fibra, o qual irá alterar as propriedades mecânicas do solo, conferindo a ele mais resistência, ou menores deformações, entre outros aspectos.

Existe uma ampla variedade de fibras para serem testadas. As características de comportamento de cada uma delas, as propriedades físicas, químicas e mecânicas, que por sua vez irão afetar o comportamento do material compósito, estão intimamente relacionadas ao material do qual são compostas e ao seu processo de fabricação.

No entanto, a compreensão do mecanismo de interação matriz-reforço e da parcela de contribuição de cada uma das fases no comportamento do material compósito como um todo é fundamental para a definição do tipo de fibra a ser empregado. Esta definição dependerá fundamentalmente das características da matriz a ser reforçada e das características desejadas do material compósito resultante.

Várias pesquisas têm demonstrado que o uso de materiais de reforço com maior capacidade de alongação tem conduzido a melhores resultados do que quando se utilizam fibras com módulo muito elevado, como fibras de aço (Taylor, 1994).

Algumas características relevantes devem ser consideradas na escolha da fibra para reforço de materiais: a fibra deve ser quimicamente neutra e não deteriorável, não sofrer ataque de fungos, bactérias ou álcalis e não ser prejudicial à saúde humana, além de apresentar características físicas e mecânicas adequadas.

As fibras podem ser classificadas em quatro grandes classes: naturais, poliméricas, minerais e metálicas, abordadas individualmente a seguir.

Segundo Bueno e Lima (1997) a utilização das fibras no solo chamado fibrossolo possui um grande potencial de aplicação em diversos tipos de obras de engenharia como, por exemplo, reforço de solos para apoio de fundação rasa, barreiras de vedação, capas de proteção de aterros sanitários, etc.

As fibras desempenham um papel fundamental, pois melhoram o desempenho das matrizes frágeis quando da exigência de esforços dinâmicos (John et al., 1999). Essas modificações se refletem no aumento da capacidade de carga do solo e na redução de sua compressibilidade. Como qualquer estabilizante químico tradicional o mesmo deve ser dosado para poder ser utilizado com sucesso na engenharia obtendo-se, com isso, melhores ganhos de desempenho mecânico (Teixeira et al., 1994).

Trindade et al. (2005) consideram que a presença das fibras de qualquer natureza modifica o comportamento do solo desenvolvendo um material mais dúctil, mais coesivo e levemente mais compressível. Segundo o autor, os solos arenosos com a adição das fibras apresentam maiores ângulos de atrito interno. Por outro lado, a presença das fibras afeta levemente a permeabilidade dos solos, causam uma redução no coeficiente de permeabilidade de solos mais permeáveis além de provocar um efeito inverso nos menos permeáveis.

As fibras inibem a amplitude das fissuras associadas à ruptura do compósito. Este fato leva a um aumento nas áreas sob as curvas tensão-deformação. Esta propriedade é comumente referida como tenacidade, e representa o trabalho da fratura ou a capacidade de absorção de energia do compósito.

Com base no que foi descrito anteriormente, conclui-se que o solo fibra é uma técnica de tratamento de solo bastante promissora, tendo sido já utilizada em diversas áreas da geotecnia.

2.2.1.1 Alterações nas Propriedades

As alterações nas propriedades dos solos com fibra são apresentadas a continuação.

Compactação

Hoare (1979) estudou a influência da adição de fibras de polipropileno na compactação de um cascalho com areia. Observou que as fibras conferem certa resistência à compactação, resultando em porosidades maiores da mistura, para as mesmas energias de compactação, sendo este aumento linear em relação à quantidade de fibra e independente do tipo de compactação empregada. Resultados de ensaios empregando-se dois tipos de reforços diferentes sugeriram ainda que a influência na compactação é comandada pela interação entre solo e reforço, atentando para aspectos como a granulometria do solo, forma das partículas, textura e área superficial do reforço.

Al Wahab e Al-Qurna (1995) avaliaram os efeitos da inclusão de vários teores de fibra (zero; 0.5, 1.0 e 2.0 % em peso do solo seco) na curva de compactação de uma argila. Os resultados encontrados demonstraram um decréscimo da densidade e um acréscimo na umidade ótima para a adição de 2.0 % de fibra, considerados não muito significativos.

Bueno et al. (1996) observaram o mesmo comportamento com relação à umidade para um solo arenoso, ao contrário do solo argiloso, onde não foi observada nenhuma alteração na umidade ótima. Em ambos os casos, a densidade máxima não sofreu alterações com a inclusão de fibras.

Vários outros autores relataram também não ter encontrado nenhuma alteração significativa com a inclusão de fibras (Maher e Ho, 1994; Ulbrich, 1997; Consoli et al, 1999; Casagrande, 2001; Heineck, 2002).

Resistência ao cisalhamento de pico

Em geral, as fibras inibem a amplitude das fissuras associadas à rotura do compósito. Este fato leva a um aumento nas áreas sobre as curvas tensão-deformação. Essa propriedade é comumente referida como tenacidade e representa o trabalho da fratura ou a capacidade de absorção de energia do compósito (Festugato, 2008).

Estudos comparativos entre um material granular e um coesivo realizado por Bueno et al. (1996) mostraram que os solos coesivos são menos sensíveis ao aumento do comprimento das fibras. Análises baseadas em ensaios triaxiais revelaram um acréscimo no ângulo de atrito com a adição do reforço, sendo este maior quanto maior for à quantidade de fibras.

Ranjan e Charan (1996) observaram que a curva tensão x deformação de uma areia fina reforçada exibiu tendências a crescimento mesmo a deformações axiais da ordem de 20 %.

Teodoro (1999) observou um aumento na resistência de uma areia siltosa com o aumento no comprimento das fibras de polipropileno de 0 para 30 mm, comportamento este distinto do solo argiloso, que apresentou um máximo de resistência para fibras de 15 mm.

O estudo realizado por Maher e Gray (1990), utilizando duas composições de bolas de vidro em lugar do solo, ambas com granulometrias uniformes, porém diferentes diâmetros médios das partículas mostrou que o aumento do tamanho das partículas (De um $D_{50} = 0.25$ [mm] para 0.6 [mm]) não alterou a tensão de confinamento crítica, mas diminuiu a contribuição das fibras para a resistência.

Acrescimos na resistência pela inclusão de fibras ao solo foram relatados por vários autores. Alguns constataram um aumento da resistência de forma linear com o aumento da quantidade de reforço (Gray e Ohashi, 1983; Gray e Al-Refeai, 1986), por outro lado, outros constataram um aumento não linear (Shewbridge e Sitar, 1989; Jewell e Wroth, 1987; Teodoro, 1999). Montardo (1999) relatou o aumento do ângulo de atrito interno de uma areia uniforme com e sem cimentação artificial, reforçada com diferentes tipos de fibras. Com relação ao intercepto coesivo, o autor somente encontrou um aumento para a areia não cimentada reforçada com fibras de polipropileno.

O aumento do ângulo de atrito e do intercepto coesivo com a inclusão de fibras e com o aumento do teor de fibras também foi relatado por diversos pesquisadores (Hoare, 1979; Gray e Ohashi, 1983; Bueno et al., 1996; Nataraj et al., 1996; Stauffer e Holtz, 1996). Porém, Teodoro (1999) e Casagrande (2001) observaram somente o aumento da parcela coesiva de uma areia siltosa reforçada, sem alterações significativas no ângulo de atrito. Por outro lado, Heineck (2002) e Casagrande (2005) constataram uma bi-linearidade na envoltória de ruptura de uma areia siltosa reforçada com fibras.

A bi-linearidade foi também observada por vários autores (Gray e Ohashi, 1983; Gray e Al-Refeai, 1986; Maher e Gray, 1990; Stauffer e Holtz, 1996; Morel e Gourc, 1997; Kaniraj e Havanagi; 2001).

Foi observado ainda que quanto menor for a rugosidade ou aderência da interface solo-fibra, maior é a tensão de confinamento crítica. Fibras mais rugosas tendem a ser mais efetivas no aumento da resistência.

Segundo Vendruscolo (2003), as fibras possuem a característica de conferir um intercepto coesivo ao solo arenoso, além de proporcionarem um aumento do ângulo de atrito, já para o solo cimentado, as fibras têm uma influência maior sobre a coesão última e o ângulo de atrito último.

Montardo (1999) e Consoli et al. (2002) constataram o aumento do ângulo de atrito de uma areia uniforme cimentada e não cimentada reforçada com vários tipos de fibra.

Acréscimos da coesão somente foram verificados para a areia não cimentada reforçada com fibras. Resultados semelhantes também foram obtidos por Heineck (2002) para uma areia reforçada com fibras. Não foi constatada pelos autores a existência de uma tensão de confinamento crítica para estes materiais.

Com relação à granulometria do solo, Stauffer e Holtz (1996) realizaram vários ensaios triaxiais em duas areias reforçadas com distribuições granulométricas distintas, uma bem graduada e uma uniforme, porém com mesmo diâmetro médio (D_{50}) dos grãos do solo. Os autores observaram um aumento maior de resistência na areia bem graduada com a adição de fibras. A forma das partículas também é um fator que influencia na resistência do solo reforçado com fibras (Gray e Maher, 1989). A contribuição das fibras na resistência diminui com o aumento do índice de esfericidade das partículas, ou seja, partículas de solo mais arredondadas prejudicam a eficiência do reforço.

Resistência ao cisalhamento pós-pico

Praticamente todos os trabalhos que analisaram o comportamento de solos reforçados em termos da resistência concluíram que a adição de fibras reduz a queda da resistência pós-pico (Gray e Ohashi, 1983; Gray e Al-Refeai, 1986; Fatani et al., 1991; Ranjan et al., 1996; Consoli et al.; 1997-b, 1999, 2002-b; Donato et al., 2004 e Casagrande, 2005).

Deformabilidade

Foi observado por McGown et al. (1988), através de um ensaio de placa de pequenas dimensões, uma grande parcela de deformação recuperada com o descarregamento, referente a 20.0 % da deformação total imposta.

McGown et al. (1988), para areias e Maher e Ho (1994) e Nataraj et al. (1996), para argilas, relataram um aumento no módulo de deformação, tanto maior quanto maior o teor de fibras. Contrariamente, Ulbrich (1997) e Consoli et al. (1999) obtiveram redução do módulo com a inclusão de fibras, para areias cimentadas e não cimentadas.

Stauffer e Holtz (1996) relataram que a adição de fibras aumenta as deformações volumétricas de compressão na ruptura, sendo este aumento mais pronunciado para uma areia mal graduada que para uma bem graduada (Ambas com mesmo diâmetro D_{50} Vinícius Girardello, 2014).

Para Heineck (2002) e Heineck et al. (2003-a), a taxa de deformação onde as fibras passam a contribuir de forma mais significativa para o acréscimo de resistência ao cisalhamento depende do tipo de matriz.

Modo de ruptura

O aumento da ductilidade do solo com a adição de fibras (Hoare, 1979; McGown et al., 1988; Maher e Ho, 1993; Nataraj et al., 1996; Consoli et al., 1999), sendo este aumento mais pronunciado quanto maior a quantidade de fibras.

O modo de ruptura de areias reforçadas por malhas de polipropileno foi estudado por Morel e Gourc (1997) em um ensaio biaxial. Os resultados mostraram que a inserção do reforço não modifica a posição da banda de cisalhamento, porém, modifica o comportamento de ruptura. Em função da ductilidade do reforço, mesmo após a formação da banda de cisalhamento, as tensões continuam a crescer, pois parte da carga passa a ser absorvida pelo reforço. O desenvolvimento da banda também é diferente, pois após um nível de deformações limite, elas se tornam menos ativas com o aumento das deformações. Mas por outro lado, na medida em que as deformações progridem, bandas de cisalhamento secundárias se iniciam e vão se tornando mais largas, localizadas próximas da primeira banda.

Segundo Feuerharmel (2000), a forma de ruptura do solo é grandemente alterada pela inclusão de fibras de polipropileno, reduzindo a fragilidade dos solos. A amplitude dessas alterações depende fundamentalmente de uma boa adesão solo-fibra, que pode ser atingida pela ação de um agente cimentante, formando uma estrutura cimentada bastante resistente.

Variação volumétrica

A adição de fibras aumenta as deformações volumétricas de compressão na ruptura, segundo relatos de Stauffer e Holtz (1996), sendo este aumento mais pronunciado para uma areia uniforme do que para uma areia bem graduada, ambas com mesmo diâmetro médio (D_{50}).

O aumento da compressibilidade do solo com a inclusão de fibras também foi observado por Bueno et al. (1996). Segundo Shewbridge e Sitar (1989), a deformação volumétrica aumenta com o acréscimo da quantidade de reforço, porém, de forma não linear, semelhante ao observado por Nataraj et al. (1996).

Rigidez inicial

McGown et al. (1988) para areias, Maher e Ho (1994) e Nataraj et al. (1996) para argilas relataram aumento no módulo de deformação, tanto maior quanto maior o teor de fibras. Contrariamente, Ulbrich (1997), Consoli et al. (1999) e Casagrande (2001) obtiveram redução do módulo com a inclusão de fibras. Portanto, o efeito do reforço fibroso na rigidez inicial do composto depende das características do mesmo.

Michalowski e Cermák (2003) observaram que a adição de uma fibra sintética em um solo arenoso causou uma queda da rigidez inicial, por outro lado, a adição de fibras de aço aumentou a rigidez inicial.

Para Feuerharmel (2000) a intensidade das alterações no módulo de elasticidade depende também do tipo e das características de cada solo. Estudos realizados pelo autor em argila e areia siltosa reforçada com fibras de polipropileno indicaram grande redução do módulo, enquanto que, os resultados de ensaios realizados em areia reforçada mostraram pequenas alterações no módulo.

Os resultados de ensaios dinâmicos utilizando *bender elements* realizados por Heineck (2002) não indicaram alteração do G_0 do solo arenoso quando da inclusão das fibras.

2.2.1.2 Estudos Experimentais

A grande maioria dos autores concentraram seus esforços em comparar o comportamento de solos reforçados com o de solos não reforçados através dos respectivos parâmetros de resistência ou deformabilidade, analisado principalmente as consequências em detrimento das causas. Sendo assim, deseja-se focalizar e identificar as causas, ou seja, os mecanismos que regem o comportamento do material compósito, sem desprezar as consequências, pois elas nos permitem identificar quando ocorrem mudanças nos mecanismos.

As características de resistência e deformabilidade do elemento de reforço têm uma influência fundamental no comportamento tensão x deformação do solo reforçado. McGown et al. (1978) propuseram a divisão de reforço de solos em inclusões extensíveis e não extensíveis. O elemento de reforço extensível tem deformação de ruptura maior que a máxima deformação de tração no solo sem reforço. Sua principal função é de aumentar a ductilidade e diminuir a perda de resistência pós-pico, além do acréscimo de resistência mecânica. Já o elemento de reforço não-extensível tem deformação de ruptura menor que a máxima deformação de tração no solo sem reforço, confere ganho de resistência mecânica, porém, rupturas catastróficas podem ocorrer se o reforço romper.

Gray e Ohashi (1983) propuseram um modelo teórico para prever o comportamento de uma areia reforçada com fibras. Ensaio de cisalhamento direto foram executados com areia, nos estados fofo e denso, reforçada com fibras naturais, sintéticas e metálicas. Os resultados mostraram que a inclusão da fibra aumentou a resistência ao cisalhamento de pico e reduziu a queda pós-pico. Foi possível observar a existência de uma tensão de confinamento crítica onde, abaixo desta, as fibras são arrancadas e, acima desta, as fibras são alongadas.

Freitag (1986) examinou os efeitos da inclusão de fibras na resistência à compressão simples de um solo residual de calcário compactado segundo uma larga faixa de teores de umidade. Os resultados indicaram que houve aumento da resistência à compressão não confinada, principalmente para teores de umidade próximos à ótima e no ramo úmido da curva de compactação. As curvas tensão x deformação mostraram que o solo reforçado rompe em uma deformação bem superior à do solo não reforçado, sendo capaz de absorver maior energia de deformação.

McGown et al. (1988) estudaram a influência da adição de malhas de polipropileno na resistência de um solo granular. A adição do reforço aumentou de forma considerável a resistência do solo obtida em ensaios triaxiais e ensaios de placa em escala reduzida.

Gray e Maher (1989) salientam que uma massa de solo reforçada com fibras discretas distribuídas aleatoriamente utiliza processos tradicionais de mistura do solo estabilizado com cimento, cal ou outro aditivo. O mesmo pode-se dizer para o processo de compactação. Uma das principais vantagens de fibras distribuídas aleatoriamente é a manutenção da resistência isotrópica e a ausência de planos de fraqueza que podem ser desenvolvidos em sistemas de reforço orientado. O crescimento da resistência ao cisalhamento com o aumento do teor de fibra é observado até um certo limite.

Shewbridge e Sitar (1989) avaliaram o mecanismo de desenvolvimento da zona de cisalhamento de um solo granular reforçado com vários tipos de fibras. Foram realizados ensaios em equipamento de cisalhamento direto cujas dimensões eram maiores que as convencionais. Para o solo reforçado, a zona de cisalhamento era mais larga e aumentava com a concentração, rigidez e aderência entre o solo e o reforço.

A técnica de reforço alvo de grande parte dos trabalhos mais recentes é o emprego de fibras discretas aleatoriamente distribuídas, pois ela possui duas grandes vantagens em relação aos solos reforçados com inclusões orientadas, contínuas ou não: minimiza o surgimento de qualquer tipo de anisotropia e não induz planos preferenciais de fraqueza (Maher e Gray, 1990).

Fatani et al. (1991) realizaram ensaios de cisalhamento direto para avaliar o comportamento de uma areia siltosa reforçada. Os elementos de reforço consistiam de fibras metálicas flexíveis, semi-rígidas e rígidas. A influência da orientação das fibras segundo o plano de cisalhamento foi investigada. Reforços posicionados a 90° em relação ao plano de cisalhamento e distribuídos aleatoriamente são mais efetivos no aumento da resistência.

Embora o Fatani et al. (1991) cita que 90° em relação ao plano de cisalhamento teria um aumento mais efetivo, outros estudos mais recentes dizem que $45^\circ + \phi/2$ é que seria o ângulo em que se obteria a maior efetividade no aumento da resistência.

As propriedades mecânicas e hidráulicas de um compósito caulinita/fibra foram estudadas por Maher e Ho (1994) através de ensaios de compressão não confinada, compressão diametral, flexão e condutividade hidráulica. Foram utilizadas fibras de polipropileno, vidro e celulose. Porém, após a ruptura, as fibras mais curtas são arrancadas mais facilmente, o que denota a importância de fibras mais longas quando se deseja melhorar a ductilidade e a capacidade de absorção de energia. A adição de reforços fibrosos aumentou a permeabilidade da argila estudada, sendo mais pronunciada para maiores teores de fibra.

Silva et al. (1995) realizaram ensaios de compactação, compressão não-confinada e ensaios de placa para verificar a influência da inclusão de fibras (laminetes plásticos de 3.6 [mm] de largura; 0.2 [mm] de espessura com 5.0, 10.0 e 20.0 [mm] de comprimento) em um solo argiloso e outro arenoso. Os autores verificaram que não há mudanças significativas nos parâmetros de compactação quando as fibras são adicionadas, nem problemas para compactar os solos estudados. A resistência à compressão não confinada do solo argiloso reforçado com inclusões foi sempre superior ao valor correspondente ao solo sem inclusões, independente do teor e do comprimento das inclusões. O solo arenoso é sensível às variações de comprimento e teor, e várias combinações destas duas variáveis podem determinar um comportamento melhor ou pior do solo reforçado em relação ao do solo sem inclusões. Ensaio de placa também acusaram aumento da capacidade de suporte dos solos quando reforçados com os laminetes plásticos.

Para tensões confinantes baixas, a inclusão de fibras afeta a parcela friccional da resistência. Para tensões maiores existe um ponto que define uma clara mudança no mecanismo de interação solo-fibra a partir da qual a parcela friccional atinge o mesmo patamar do solo sem reforço, correspondendo a alteração de comportamento somente à parcela coesiva. Abaixo da tensão crítica, a resistência última à tração da fibra é maior e a forma de ruptura nas zonas de cisalhamento do material compósito se dá por deslizamento entre solo e fibra.

Nataraj et al. (1996) apresentaram os resultados de uma série de ensaios de laboratório em um solo arenoso e outro argiloso reforçados com fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente. Com a adição de fibras não houve alterações significativas nos parâmetros de compactação do solo, porém, houve um aumento da resistência ao cisalhamento das areias, sendo o aumento mais pronunciado para maiores teores de fibras. Tanto o solo arenoso quanto o argiloso apresentaram valores de CBR maiores com a inclusão das fibras.

Ulbrich (1997) e Consoli et al. (1998-a) avaliaram o efeito da inclusão de fibras de vidro em um solo arenoso artificialmente cimentado e não cimentado através de ensaios de compressão não-confinada, diametral e triaxiais drenados. Fibras relativamente rígidas exercem efeito mais pronunciado na resistência de pico, ao passo que fibras relativamente flexíveis exercem efeito mais pronunciado no modo de ruptura e no comportamento último.

Teodoro e Bueno (1998) avaliaram o comportamento de dois solos reforçados com fibras curtas de polipropileno. Foram avaliados diferentes teores e comprimentos de fibras através de ensaios de compressão não-confinada e triaxiais não-drenados. Os autores verificaram que a inclusão de fibras curtas de polipropileno ao solo melhora, no geral, sua resistência ao cisalhamento e reduz a queda de resistência pós-pico.

Murray et al. (2000) executaram ensaios de compactação e de compressão triaxial para avaliar as características de compactação e o potencial de deformação de um solo siltoarenoso reforçado com fibras de carpete recicladas e fibras de polipropileno fibriladas, distribuídas aleatoriamente. Inclusões de fibras discretas aumentaram a resistência de pico significativamente reduzindo a perda de resistência pós-pico, mudando em alguns casos, o comportamento do material, de rígido para dúctil. Os ensaios de compactação indicaram que o peso específico seco máximo diminuiu, aumentando o teor de umidade ótimo, com o aumento do teor de fibra. Os ensaios triaxiais revelaram que ambos os tipos de fibras aumentaram a resistência na ruptura e modificaram a taxa de deformação de um solo siltoarenoso.

Feuerharmel (2000) estudou o comportamento de uma argila caulínica, artificialmente cimentada e não-cimentada, reforçada com fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente na massa de solo. Concluiu-se que: (1) a adição de fibras de polipropileno provocou reduções no módulo de deformação inicial do solo; (2) quanto à resistência ao cisalhamento, o comportamento resistente dos solos não cimentados reforçados pode ser dividido em três etapas, uma inicial, onde o comportamento é controlado basicamente pela matriz de solo, uma etapa intermediária, na qual o comportamento do material compósito é comandado juntamente pela matriz e pelos elementos de reforço, e uma etapa final, onde o comportamento do material é comandado exclusivamente pelas fibras; (3) para os solos não-cimentados, cujas deformações se distribuem por toda a amostra, as fibras constituem uma

estrutura entrelaçada que impõe uma resistência às deformações radiais na amostra, aumentando assim as deformações de compressão do solo.

Estudos experimentais realizados por Casagrande (2001) e Casagrande e Consoli (2002) em areia siltosa reforçada com fibras de polipropileno mostraram um crescimento constante da resistência com o aumento da deformação axial, caracterizando um comportamento elasto-plástico de enrijecimento. Segundo os autores, as fibras passaram a contribuir de forma mais significativa para o acréscimo da resistência a partir de 2.5% de deformação axial.

Zornberg (2002) propôs uma metodologia para analisar o equilíbrio limite de solos reforçados através de uma caracterização estrutural independente, do solo e das fibras, baseando-se em um equacionamento de estruturas discretas. Porém uma discussão proposta por Heineck e Consoli (2004), mostra que a diferença entre os parâmetros obtidos experimentalmente e analiticamente é possivelmente causada por características das fibras e aspectos distintos do programa de ensaios utilizado.

O comportamento hidráulico e mecânico de novos materiais geotécnicos compósitos, tentando adequar suas características à utilização em barreiras hidráulicas, foi analisado por Heineck (2002). Fibras de polipropileno de 24 mm de comprimento e bentonita foram adicionadas a amostras compactadas de solo, cinza, areia e caulim. Prosseguindo o estudo, Heineck et al. (2003-a) e Heineck et al. (2005) avaliaram a contribuição de fibras para grandes deformações de cisalhamento (ensaios de ring shear), acima dos valores usuais em testes padrões de laboratório, bem como a influência da inserção de fibras em solos para pequeníssimas deformações (ensaios triaxiais com bender elements). Os resultados mostraram que a influência do reforço fibroso nos solos continua após grandes deformações de cisalhamento, não havendo perda de resistência mesmo para deslocamentos horizontais da ordem de 250.0 [mm] e que a introdução de fibras de polipropileno não influencia a rigidez inicial dos materiais estudados.

O estudo realizado por Donato (2003), seguido por Donato et al. (2002 e 2004), teve como propósito avaliar o comportamento mecânico de concreto compactado com rolo com adição de fibras de polipropileno. A partir dos resultados de ensaios de resistência à compressão simples e triaxial pode-se observar que as fibras provocam uma queda do módulo inicial dos compósitos estudados, tanto para os cimentados, quanto para os não cimentados, levando a uma melhoria significativa na resistência à compressão e na ductilidade do material reforçado,

bem como reduções da rigidez inicial e do índice de fragilidade do material, sendo estas modificações de comportamento tão mais efetivas quanto mais fina a granulometria da matriz. Além disso, um aumento considerável da resistência à tração foi observado através dos resultados de ensaios de resistência à tração por compressão diametral.

Vendruscolo (2003) verificou a influência da adição de fibras de polipropileno no comportamento de um solo arenoso cimentado e não cimentado através de ensaios triaxiais e concluiu que a influência desta inclusão sobre as propriedades mecânicas do compósito depende fundamentalmente das propriedades da matriz, onde o efeito da adição de fibras é mais evidente para maiores comprimentos e maiores teores de fibras, sendo seu efeito mais pronunciado para materiais compósitos com maiores densidades. O autor cita também que a influência das fibras na resistência de pico e última do material depende do diâmetro das fibras e da distribuição granulométrica do solo.

Um amplo estudo realizado por Consoli et al. (2004) avaliou o comportamento de uma areia cimentada e não cimentada reforçada com fibras de vidro, de poliéster e de polipropileno. A influência das fibras de poliéster e vidro é perceptível na redução da rigidez e no aumento do ângulo de atrito interno de ambas as matrizes (cimentada e não cimentada) e a redução da fragilidade e do valor de intercepto coesivo se acentua para o compósito cimentado.

Santos (2004) desenvolveu um equipamento de compressão confinada com medição de tensão lateral e avaliou o comportamento, sobre a trajetória de tensões K , de uma areia e de misturas de areia-fibra, considerando a influência da adição de fibras de diferentes comprimentos. Os resultados mostraram que: (1) a inclusão de fibras torna-se cada vez mais significativa com o aumento das tensões e que a variação do comprimento das fibras também tem efeito sobre a trajetória de tensões, sendo maior a influência quanto maior for o comprimento destas; (2) a tensão lateral diminui com a inclusão de fibras, sendo esta redução cada vez mais significativa com o aumento das tensões verticais e proporcional ao comprimento das fibras; (3) a presença de fibras modifica o comportamento tensão-deformação no carregamento principalmente nas tensões iniciais e praticamente mantém a mesma forma da curva da areia sem fibras nas tensões maiores e no descarregamento e (4) os valores de K_0 diminuem com a inclusão de fibras e com o aumento do comprimento das mesmas para todos os níveis de tensão tanto no carregamento quanto no descarregamento, mantendo-se praticamente constantes no carregamento e crescendo no descarregamento.

Casagrande (2005) estudou o comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno, submetidos a grandes deformações, que possuíam características adequadas para o emprego em *liners* de cobertura de aterros sanitários e aterros sobre solos moles. Foram realizados ensaios triaxiais consolidados drenados com distintas trajetórias de tensões e isotrópicos com aplicação de altas tensões, em amostras de areia e areia-fibra, como também em ensaios de cisalhamento do tipo *ring shear* e provas de carga em placa de 0.30 [m] de diâmetro sobre espessas camadas de areia compactada, reforçada e não reforçada com fibras. A adição de fibras influenciou o comportamento compressivo da areia, aumentou os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e pós-pico das matrizes estudadas após grandes deslocamentos horizontais, sem quedas significativas de resistência pós-pico no caso da matriz arenosa. O efeito da inclusão de fibras foi mais evidente para baixas tensões efetivas médias iniciais, menores diâmetros, maiores comprimentos e maiores teores de fibras, sendo seu efeito mais pronunciado para misturas mais densas. O comportamento carga-recalque do solo arenoso foi significativamente influenciado pela adição de fibras, aumentando a capacidade de suporte deste e alterando mecanismos de ruptura.

Segundo Consoli et al. (2012-a), a inclusão de fibras ocasiona uma mudança na forma de ruptura do material, apresentando na superfície fissuras radiais para a areia sem reforço, enquanto que na mistura com fibras, foram observadas apenas algumas fissuras concêntricas. Ele cita também que a areia reforçada com fibras de polipropileno apresenta um ganho de resistência mesmo com grandes deslocamentos.

Consoli et al., (2012-b), percebe que em uma mistura de areia e cimento Portland, quando acrescida de fibras, a resistência do material continua aumentando mesmo com deslocamentos muito grandes, sem a presença de um pico definido de resistência, como no caso da mistura de areia e cimento, sem adição de fibras.

Lovisa et. al. (2010) realizou ensaios de cisalhamento direto para investigar a influência do teor de água sobre o comportamento da resistência ao cisalhamento de uma areia reforçada com 0.25% de fibras de vidro distribuídas aleatoriamente. Segundo o autor, a inclusão de fibras confere ao material um aparente intercepto coesivo, no estado seco, o que permanece praticamente inalterado com o acréscimo de certa quantidade de água. O ângulo de atrito de pico fica expresso como função da densidade relativa da areia para ambos os casos, reforçados e não reforçados.

Edinçliler et. al. (2010) realizou ensaios de cisalhamento direto em areia reforçada com fibras de borracha de pneus. Ele determinou que o aumento na proporção de fibras aumentam a resistência ao cisalhamento do material.

Kumar et. al (2012) realizou ensaios de placa sobre camada de areia reforçada com fibras distribuídas aleatoriamente, com percentuais de 0.50, 0.75, 1.00 e 1.25%. Os resultados mostram que há um aumento significativo na capacidade de suporte de carga sobre um leito de areia reforçada com fibras, e que a inclusão de fibras é mais eficaz se a camada de areia reforçada é compactada com uma densidade relativa de 55.00%, em comparação com a que foi compactado em 25.00% de densidade relativa.

Olgun (2013) adicionou fibras de polipropileno em um solo estabilizado com cimento e cinzas volantes, o que segundo ele conferiu à mistura um aumento na resistência à ruptura quando solicitados à esforços de compressão.

Conforme Nguyen et. al. (2013), através de ensaios de compressão triaxial em laboratório em areia reforçada com geotextil, a resistência entre a areia reforçada e a não reforçada foi fortemente correlacionada com a soma da resistência à tração máxima mobilizada em todas as camadas de reforço, indicando que a resistência à tração do reforço mobilizada melhora diretamente a resistência ao cisalhamento do solo reforçado.

Vinícius (2014) estudou os benefícios gerados pela cimentação e a adição de fibra em areias finas e homogêneas em relação à capacidade de carga ao arrancamento. Ensaios de arrancamento de placas circulares embutidas em camadas de areia, areia-fibra, areiamento, e areia-cimento-fibra foram executados, a fim de se obter cargas de ruptura e acréscimo de resistência com o aumento dos agentes de reforço e também com o aumento da relação de embutimento da placa nas camadas de areia e areia reforçada. As formas de ruptura também são avaliadas através da exumação das camadas de solo após a realização dos ensaios em areia e areia reforçada com fibras. A metodologia proposta para determinação de ângulo de atrito e coesão através de ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral se mostrou eficiente, com resultados satisfatórios dos materiais estudados. Resultados indicam aumento da força necessária para arrancamento das placas embutidas nas camadas de areiamento, areia-cimento-fibras e até mesmo nas camadas somente de areia-fibra, quando comparadas ao arrancamento de placas embutidas em areia.

2.3 COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS

É necessário ter conhecimento das teorias que representam as suas condições em determinado estado, como as teorias da elasticidade e plasticidade.

Os solos são materiais bastante complexos, repletos de variáveis e parâmetros para representar o seu comportamento sob diversos tipos de condicionantes, busca-se a adequação de teorias já desenvolvidas para materiais de comportamento bem definido, como os metais, para que se possa determinar as suas variáveis de influência.

De Vos e Wenham (2005) postularam que, devido à natureza extremamente complexa e variável dos solos naturais, nenhum modelo constitutivo é capaz de englobar integralmente o real comportamento do solo.

Apesar disso, Krishna (2000) cita que os modelos computacionais oferecem ótimas aproximações, bem superiores às dos modelos analíticos consagrados na literatura.

Os modelos constitutivos que representam o comportamento dos solos, de uma forma generalizada, são divididos em dois grupos. De comportamento elástico, podendo ser lineares ou não lineares, e de comportamento plástico, onde se enquadram os modelos plásticos de Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager e Cam-Clay (De Vos e Wenham, 2005).

Segundo Poulos e Davis (1974), o comportamento elástico é caracterizado pelo fato da curva tensão-deformação ser a mesma no carregamento, descarregamento e recarregamento. Os autores apresentam um trabalho com uma compilação completa de soluções elásticas, isotrópicas e anisotrópicas para os mais diversos casos de obras geotécnicas.

Zienkiewicz e Taylor (2000) definiram que a não linearidade dos materiais pode ocorrer através de duas formas: Comportamento físico não linear dos materiais, dependendo do modelo constitutivo a ser adotado; comportamento geométrico não linear, provocado por grandes deformações.

De acordo com Krishna (2000), ainda pode ocorrer uma terceira situação, referente à combinação das duas situações anteriores.

Simplificadamente, a não linearidade dos materiais é caracterizada pela desproporcionalidade entre tensão e deformação, podendo ser ou não elástica (Zienkiewicz e Taylor, 2000).

Conforme Zienkiewicz e Taylor (2000), nos materiais elastoplásticos o comportamento na fase plástica é distinto no carregamento, descarregamento e recarregamento (Figura 2.8-a). Além disso, nos materiais plásticos, as deformações plásticas não são recuperadas com o descarregamento.

Nos materiais elasto-perfeitamente plásticos, o comportamento mecânico após se atingir a ruptura de plastificação deixa de ser dependente das deformações, como se pode observar na Figura 2.8-b. Diferenciados deste tipo de comportamento, os materiais geotécnicos apresentam um comportamento de enrijecimento ou amolecimento quando é atingido o ponto de plastificação. Assim, neste caso, o comportamento é comandado pelo acúmulo de deformações plásticas, ver Figuras 2.8-c e Figuras 2.8-d (Zienkiewicz e Taylor, 2000).

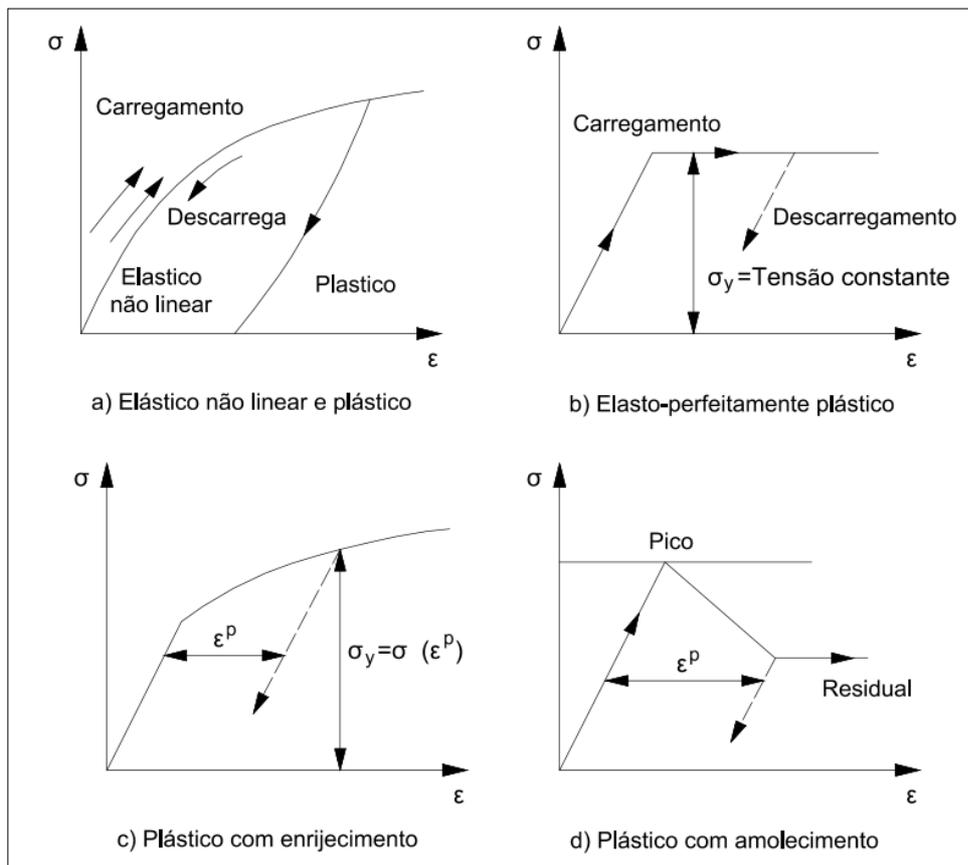


Figura 2.8 – Comportamento dum material (baseado em Potts e Zdravkovic, 1999)

Segundo De Vos e Wenham (2005), modelos elastoplásticos são os que melhor descrevem o comportamento dos solos. Nestes modelos, uma vez atingida a fase plástica, as deformações nunca mais são recuperadas, dependendo a relação tensão x deformação do histórico de carregamentos.

Para materiais elastoplásticos, as deformações (ε) são compostas por uma parcela elástica (ε^e) e outra plástica (ε^p), como se pode observar na equação seguinte (Zienkiewicz e Taylor, 2000; De Vos e Wenham, 2005).

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad \text{Equação 2.1}$$

A parcela elástica da deformação (ε^e) é dada pela seguinte equação. A parcela plástica, de natureza incremental, será posteriormente apresentada, uma vez que para um melhor entendimento é previamente necessária a discussão de alguns conceitos básicos da teoria de plasticidade.

$$\varepsilon^e = \{D^{-1}\} * \sigma \quad \text{Equação 2.2}$$

Em que $\{D^{-1}\}$ é a matriz do módulo elástico e σ é a tensão total.

2.3.1 Tópicos de Mecânica dos Meios Contínuos

Os elementos da mecânica do contínuo são essenciais ao entendimento e desenvolvimento das teorias da elasticidade e plasticidade. Na geotecnia, apesar da maioria dos problemas serem simplificados de três para duas dimensões, com análises em tensões ou deformações planas, a abordagem ideal deveria ser considerando o problema de forma tridimensional.

2.3.1.1 Estado de Tensões e Equilíbrio

O estado de tensões 3D em um ponto, pode ser definido por uma matriz contendo nove componentes, sendo três normais (σ_{ii}) e seis cisalhantes (σ_{ij}) de acordo com a seguinte equação.

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} = \sigma_{ij} \quad \text{Equação 2.3}$$

Para se manter o equilíbrio de momentos, é necessário que as tensões cisalhantes complementares sejam iguais ($\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$), resultando assim em seis componentes de tensão independentes: três normais e três cisalhantes.

O estado de tensões 3D em um ponto pode ser definido através de três tensões principais: σ_1 , σ_2 e σ_3 . Estas tensões podem ser obtidas por uma equação cúbica, onde os coeficientes são chamados de invariantes de tensão, conforme a seguinte equação.

$$\sigma^3 - I_1\sigma + I_2\sigma + I_3 = 0 \quad \text{Equação 2.4}$$

Onde I_1 é o traço do tensor de tensões, I_2 é o somatório dos cofatores e I_3 é o determinante do tensor.

Em termos de tensões principais, as equações que definem os invariantes de tensão tomam a seguinte forma.

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad \text{Equação 2.5}$$

$$I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1 \quad \text{Equação 2.6}$$

$$I_3 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3 \quad \text{Equação 2.7}$$

A tensão média p de um ponto sob tensão pode ser definida pela média das tensões normais nas três dimensões:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}) = \frac{1}{3}I_1 \quad \text{Equação 2.8}$$

As componentes de tensão desviadora são definidas segundo a equação:

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - p\delta_{ij} \quad \text{Equação 2.9}$$

Onde δ_{ij} é o Delta de Kronecker, cuja forma é semelhante à da matriz identidade. Este artifício é utilizado para converter o tensor de tensões num tensor de tensões desviadoras. Os três invariantes de tensão desviadora são.

$$J_1 = 0 \quad \text{Equação 2.10}$$

$$J_2 = \frac{1}{3}(I_1^2 + 2I_3) \quad \text{Equação 2.11}$$

$$J_3 = \frac{1}{27}(2I_1^3 + 9I_1I_2 + 27I_3) \quad \text{Equação 2.12}$$

Note-se que na teoria da plasticidade aplicada a solos, os invariantes mais usados são I_1 , J_2 , J_3 , onde fisicamente I_1 indica o efeito da tensão média, J_2 a magnitude da tensão cisalhante, e J_3 determina a direção da tensão cisalhante. Desta forma, as tensões principais podem ser escritas em função destes três invariantes.

$$\sigma_1 = \frac{1}{3}I_1 + \frac{2}{\sqrt{3}}\sqrt{J_2} \sin(\theta_1 + 120) \quad \text{Equação 2.13}$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{3}I_1 + \frac{2}{\sqrt{3}}\sqrt{J_2} \sin(\theta_1) \quad \text{Equação 2.14}$$

$$\sigma_3 = \frac{1}{3}I_1 + \frac{2}{\sqrt{3}}\sqrt{J_2} \sin(\theta_1 - 120) \quad \text{Equação 2.15}$$

Onde θ_1 é conhecido como Ângulo de Lode, variável entre -30° e 30° , definido por.

$$\theta_1 = -\frac{1}{3} \sin^{-1} \left[\frac{3\sqrt{3}}{2} \left(\frac{J_3}{J_2^{3/2}} \right) \right] \quad \text{Equação 2.16}$$

Na mecânica dos solos, a tensão média p , é frequentemente usada em conjunto com a tensão cisalhante q , definido por.

$$q = \sqrt{3J_2} \quad \text{Equação 2.17}$$

No caso de carregamento triaxial ($\sigma_2 = \sigma_3$), esta tensão cisalhante (q) toma a forma de.

$$q = \sigma_1 - \sigma_2 \quad \text{Equação 2.18}$$

Em termos de tensão cisalhante (q) e tensão média (p), as tensões principais podem ser reescritas.

$$\sigma_1 = p + \frac{2}{3}q \sin(\theta_1 + 120) \quad \text{Equação 2.19}$$

$$\sigma_2 = p + \frac{2}{3}q \sin(\theta_1) \quad \text{Equação 2.20}$$

$$\sigma_3 = p + \frac{2}{3}q \sin(\theta_1 - 120) \quad \text{Equação 2.21}$$

Considerando as forças de corpo, as condições de equilíbrio de tensões contidas nas equações seguintes devem ser satisfeitas.

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} = X \quad \text{Equação 2.22}$$

$$\frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} = Y \quad \text{Equação 2.23}$$

$$\frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} = Z \quad \text{Equação 2.24}$$

2.3.1.2 Estado de Deformações

O estado de deformações 3D em um ponto, o tensor de deformações é expresso na seguinte equação onde $\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ji}$.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{bmatrix} = \varepsilon_{ij} \quad \text{Equação 2.25}$$

Utilizando u , v e w para denotar as componentes de deslocamentos nas direções x , y e z , respectivamente, as componentes de deformação são expressas nas seguintes equações.

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \text{Equação 2.26}$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y} \quad \text{Equação 2.27}$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\partial w}{\partial z} \quad \text{Equação 2.28}$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad \text{Equação 2.29}$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \quad \text{Equação 2.30}$$

$$\varepsilon_{yz} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \quad \text{Equação 2.31}$$

2.3.1.3 Relações Elásticas Tensão-Deformação

Este ponto reserva-se para uma breve revisão da Lei de Hooke em três dimensões (3D). Segundo esta lei, as relações tensão-deformação dependem de constantes elásticas como o Módulo de Young (E), Coeficiente de Poisson (ν), e Módulo Cisalhante (G) como são apresentadas a continuação.

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} [\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz})] \quad \text{Equação 2.32}$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} [\sigma_{yy} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{zz})] \quad \text{Equação 2.33}$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} [\sigma_{zz} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})] \quad \text{Equação 2.34}$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{xy} = \frac{\sigma_{xy}}{2G} \quad \text{Equação 2.35}$$

$$\varepsilon_{yz} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{yz} = \frac{\sigma_{yz}}{2G} \quad \text{Equação 2.36}$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{xz} = \frac{\sigma_{xz}}{2G} \quad \text{Equação 2.37}$$

A relação entre tensão e deformação é bastante complexa e dependente dos tipos de materiais e condições de carregamento. Para um material elástico linear e isotrópico, essas relações são perfeitamente expressas pela Lei de Hooke. No caso da sua utilização para determinação do comportamento plástico (consideração de elasticidade incremental), é usual assumir-se a relação tensão-deformação da seguinte forma.

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \dot{\sigma}_{ij} + \frac{\nu}{E} \dot{\sigma}_{kk} \delta_{ij} \quad \text{Equação 2.38}$$

$$\dot{\sigma}_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \dot{\varepsilon}_{ij} + \frac{\nu E}{(1-\nu)(1+2\nu)} \dot{\varepsilon}_{kk} \delta_{ij} \quad \text{Equação 2.39}$$

Onde as parcelas de ε e σ são variáveis com o tempo (devido à aproximação por elasticidade incremental), sendo E é o módulo de Young e ν o coeficiente de Poisson.

2.3.2 Teoria Clássica da Plasticidade

A condição que define o limite entre o regime elástico e o início das deformações plásticas é denominada Critério de Plastificação. Na região elástica todas as deformações causadas por uma aplicação de carga são recuperáveis. Entretanto, uma vez atingido o Critério de Plastificação, as deformações não são totalmente recuperáveis.

No caso de carregamento unidimensional, o critério de Plastificação é definido graficamente por um ponto no espaço de tensões; bidimensionalmente, este critério representa uma curva neste espaço e da mesma forma, no caso de carregamento tridimensional, o Critério de Plastificação será uma superfície. De forma geral, quando o estado de tensões está contido na superfície de plastificação, o comportamento do material é elástico e quando está fora o material apresenta comportamento plástico.

De acordo com De Vos e Wenham (2005), a natureza complexa dos modelos elasto-plásticos exige a definição de alguns parâmetros básicos: (1) Função ou ponto de plastificação (yield function), que define o nível de tensões em que se iniciam as deformações plásticas, ou seja, define o ponto onde ocorre a separação entre comportamento elástico e plástico. (2) Lei de fluxo (flow rule), que descreve a trajetória das deformações. (3) Lei de enrijecimento ou amolecimento (hardening and softening rules), descrevem o estado do material com as deformações plásticas subsequentes ao ponto de plastificação.

Apenas ocorre a plastificação de um material quando é satisfeita a função de plastificação ($F(\{\sigma\}, k_c, k_i) = 0$), qual é dependente da matriz de tensão, constituída por nove tensores, e dos coeficientes de enrijecimento cinemático (k_c) e enrijecimento isotrópico (k_i) (Zienkiewicz e Taylor, 2000). A seguinte Figura apresenta graficamente um modelo de superfície.

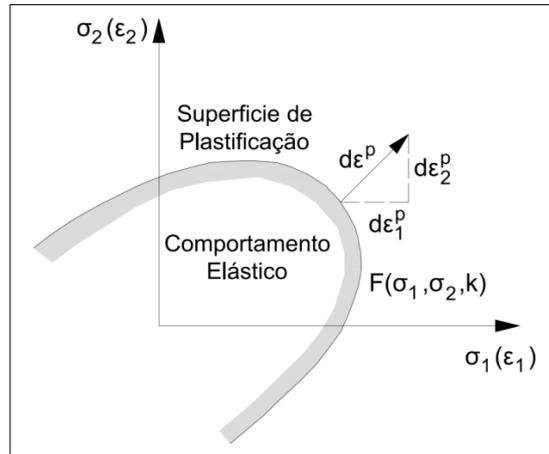


Figura 2.9 – Modelo de superfície de plastificação em um plano, duas dimensões (baseado em Zienkiewicz e Taylor, 2000).

A componente incremental de deformação plástica normal à superfície de plastificação é dada pela seguinte equação, sendo que λ é um parâmetro de consistência plástica. Esta condição é conhecida como o Princípio da Normalidade (Zienkiewicz e Taylor, 2000).

$$\partial \varepsilon^p = \lambda * F_\sigma \quad \text{Equação 2.40}$$

Onde a função que define a superfície de plastificação, $F_\sigma = \frac{\partial F}{\partial \sigma}$

Durante a plastificação tem-se $F = 0$ e $\lambda > 0$. No tramo elástico é satisfeita a condição de $F \neq 0$ e $\lambda = 0$.

Após o ponto de plastificação, e à semelhança da equação 2.40, as deformações plásticas de um material seguem uma lei potencial de fluxo, dada pela seguinte equação.

$$\partial \varepsilon^p = \lambda * Q_\sigma \quad \text{Equação 2.41}$$

Onde, $Q_\sigma = Q_\sigma(\sigma, k)$

O potencial plástico (Q) pode ou não ser representado pela mesma função que define a superfície de plastificação (F). Zienkiewicz e Taylor (2000) salientam que quando $Q = F$ tem-se a plastificação associada ou fluxo associado, caso contrário tem-se um regime de fluxo não associado.

Os autores citam ainda que se a lei potencial de fluxo obedecer ao princípio da normalidade (fluxo associado), também são atendidos os teoremas do limite superior (upper bound) e inferior (lower bound), traduzindo-se numa solução única. No caso de fluxo não associado, o teorema dos limites não ocorre, fazendo com que a solução não seja única.

A superfície de plastificação não é fixa no espaço de tensões, ou seja, a sua expansão (hardening) ou contração (softening) depende das deformações plásticas anteriores e do histórico de tensões. A figura 2.10 apresenta a comparação entre um modelo elástico-perfeitamente plástico com modelos tensão-deformação que levam em conta os efeitos de hardening e softening.

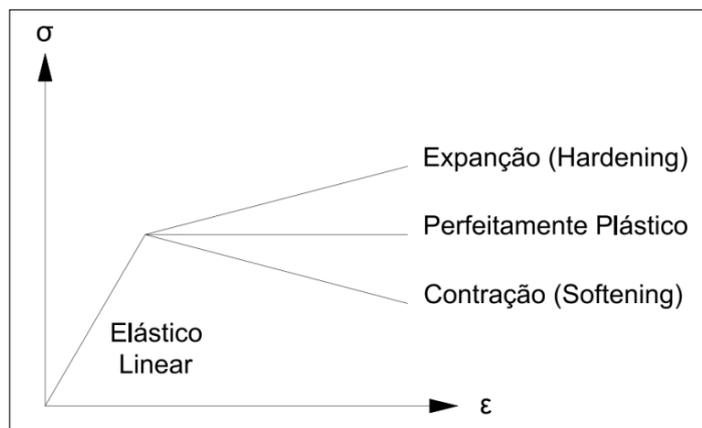


Figura 2.10 – Comparação entre comportamentos elasto-plásticos de um solo (baseado em Zienkiewicz e Taylor, 2000).

De Vos e Wenham (2005) citam que as deformações plásticas nos solos ocorrem sempre imediatamente antes da ruptura. Assim, os modelos que consideram os efeitos de enrijecimento e amolecimento levam em conta que as deformações plásticas alteram a superfície de plastificação. No enrijecimento, a superfície de plastificação é constantemente alterada com o avanço da plastificação. Assim, o enrijecimento é comandado pela lei de serviço ou isotrópico (*work* ou *isotropic hardening*) e lei cinemática (*kinematic hardening*).

A partir dos conceitos descritos anteriormente, a deformação total de um material com comportamento elastoplástico pode ser obtida somando (De modo incremental) a parcela elástica da deformação (Equação 2.2) com a parcela plástica de deformação (Equação 2.41), conforme mostra a seguinte equação.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \Leftrightarrow \varepsilon = \{D^{-1}\} * \sigma + \lambda * Q_\sigma \quad \text{Equação 2.42}$$

2.3.2.1 Relações Elásticas Tensão-Deformação

De acordo com o apresentado por Zienkiewicz e Taylor (2000), para materiais isotrópicos, a função de plastificação é representada por três invariantes de tensão, I_1 , J_2 e J_3 (Equações 2.43, 2.44 e 2.45).

$$I_1 = 3\sigma_{média} \quad \text{Equação 2.43}$$

Onde, $\sigma_{média} = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$

$$\bar{\sigma} = \sqrt{J_2} \quad \text{Equação 2.44}$$

$$3\theta = \sin^{-1}\left(\frac{3 * \sqrt{3} * J_3^{1/3}}{2 * \bar{\sigma}}\right) \text{ sendo } -\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6} \quad \text{Equação 2.45}$$

Com base nesta representação dos três invariantes de tensão, diversos autores propuseram modelos de superfície de plastificação, de entre os quais destacam-se.

Modelo de Mohr – Coulomb

$$F = \sigma_m \sin(\phi') + \bar{\sigma} \left(\cos(\theta) - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin(\phi')^2 \right) - c' \cos(\phi') \quad \text{Equação 2.46}$$

Onde, $Y_{(k)}$ é uma função de trabalho plástico.

Zieckiewicz e Taylor (2000) salientam que o modelo de Tresca e Huber – Von Mises são os que melhor representam os metais (materiais não friccionais). Já os materiais friccionais, tais como os solos e o concreto, são melhor representados pelos modelos de Mohr – Coulomb e Drucker – Prager.

A função potencial de fluxo pode ser expressa através da seguinte equação.

$$F_{\sigma}(\text{ou } Q_{\sigma}) = F_{\sigma_m} * \frac{\partial \sigma_m}{\partial \sigma} + F_{J_2} * \frac{\partial J_2}{\partial \sigma} + F_{J_3} * \frac{\partial J_3}{\partial \sigma} \quad \text{Equação 2.47}$$

A Tabela 2.1 apresenta uma derivação simplificada de cada um dos componentes da equação 2.47, para cada tipo de modelo.

Tabela 2.1 – Derivadas simplificadas da função potencial de fluxo
(Baseado em Zienkiewicz e Taylor, 2000)

Modelo	F_{σ_m}	$\sqrt{J_2} \cdot F_{J_2}$	$J_2 \cdot F_{J_3}$
Mohr-Coulomb	$\sin(\phi')$	$\frac{1}{2} \cos(\theta) \cdot \left[\begin{array}{l} 1 + \tan(\theta) \tan(3\theta) + \dots \\ + \frac{1}{\sqrt{3}} \sin(\phi') \cdot (\tan(3\theta) - \tan(\theta)) \end{array} \right]$	$\frac{\sqrt{3} \sin(\theta) + \sin(\phi') \cos(\theta)}{2 \cos(3\theta)}$

A seguinte Figura mostra a superfície de plastificação para o modelo Mohr-Coulomb da função potencial de fluxo descrito anteriormente.

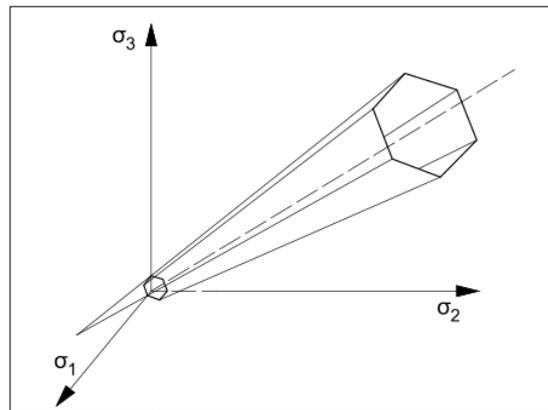


Figura 2.11 – Representação da superfície de plastificação do modelo
(baseado em Zienkiewicz e Taylor, 2000).

De acordo com De Vos e Wenham (2005), os modelos de Tresca e Huber – Von Mises são em termos de tensões totais, podendo, no caso da geotecnia, ser apenas aplicados para representar o comportamento de solos não drenados. Os modelos de Mohr-Coulomb e Drucker-Prager são em termos de tensões efetivas, sendo estes os mais adequados para os problemas geotécnicos convencionais.

2.3.3 Elastoplasticidade (Mohr Coulomb – Abaqus CAE)

O critério de falha de Mohr-Coulomb é um modelo constitutivo elastoplástico que está controlado pelas leis da fluência, fluxo e expansão (*hardening*). O modelo constitutivo Mohr-Coulomb, que pode ser executado pelo programa Abaqus, tem alguns requisitos que são importantes no momento de se estudar ou utilizar o modelo nos problemas geotécnicos (Hibbit, 1996). Os requisitos são os seguintes:

- Os esforços e deformações não dependem do tempo.
- O material estudado deve ser isotrópico.
- O material se expande (*hardening*) ou se contrai (*softening*) isotropicamente. O modelo não utiliza uma equação que controle a expansão do material, mas esta é controlada pelo usuário por meio do controle da coesão com a deformação plástica.
- A coesão tem duas funções, i) primeira, a função de fluência onde o parâmetro de resistência do material é conhecido pelo modelo constitutivo Mohr-Coulomb tradicional; ii) segunda, a função do potencial plástico onde se controla o esforço no momento em que são geradas deformações plásticas chamadas *Cohesion yield stress*.

A formulação do critério de falha de Mohr-Coulomb que é desenvolvida por Abaqus é função de três invariantes de esforço e parâmetros de estado presentes nas seguintes equações. A lei de fluência de Mohr-Coulomb está associada à função de fluência conformando uma superfície de fluência nas coordenadas Haigh-Westergaard, demonstrada em termos dos esforços principais conforme a Figura 2.11 (Hibbit, 1996).

$$F = Rmc * q - p * \tan(\phi) - c \quad \text{Equação 2.48}$$

Onde F é a função de fluência; Rmc é uma medida da formação da superfície que está em função do ângulo de Lode (θ) e o ângulo de atrito interno do material (ϕ) conforme a equação 2.49; q é a segunda invariante de esforços que Abaqus denomina esforço equivalente Von Mises presente na equação 2.53; p é o esforço hidrostático sendo a primeira invariante do esforço que está na equação 2.51; c é a coesão do material; e ϕ é o ângulo de atrito interno do material.

$$Rmc(\theta, \phi) = \frac{1}{(\sqrt{3} * \cos \phi)} \operatorname{sen}\left(\theta + \frac{\Pi}{3}\right) + \frac{1}{3} \cos\left(\theta + \frac{\Pi}{3}\right) * \tan \phi \quad \text{Equação 2.49}$$

$$\cos(3\theta) = \frac{r^3}{q^3} \quad \text{Equação 2.50}$$

Onde θ é o ângulo entre a trajetória de esforços do material e o esforço principal presente na equação 2.50 e r é a terceira invariante do esforço presente na equação 2.54.

$$p = \frac{-(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})}{3} \quad \text{Equação 2.51}$$

A invariante do esforço equivalente Von Mises (q) e a terceira invariante (r) estão em função do esforço desviador (S_{ij}). Na equação 2.52 são expressas as variáveis em termos de tensores de esforços.

$$\sigma = S - pI \quad \text{Equação 2.52}$$

$$q = \sqrt{\frac{9}{2}(S : S)} \quad \text{Equação 2.53}$$

$$r = \left[\frac{9}{2}(S : S : S) \right]^{\frac{1}{3}} \quad \text{Equação 2.54}$$

O modelo constitutivo é caracterizado por ter uma plasticidade não associada onde não há uma igualdade entre a função de fluência (F) e a do potencial plástico (G). A função do potencial plástico da seguinte equação define a direção das deformações plásticas que são perpendiculares à superfície do potencial plástico como é apresentada na figura 2.11.

$$G = \sqrt{(E * c_2 * \tan \psi)^2 + (Rmw * q)} - p * \tan \psi \quad \text{Equação 2.55}$$

Onde E é a excentricidade meridional que controla a deformabilidade da função (G) no plano meridional (Rwm - q) e se aproxima da linha assintótica conforme se observa na Figura 2.12. O software Abaqus define como defeito o parâmetro ($E=0.1$). O plano meridional representa um corte da superfície do potencial plástico nas quais as direções das deformações plásticas estão perpendiculares à superfície.

O c_2 é a coesão que controla o ponto de fluxo do material (*cohesion Yield Stress*), ψ é o ângulo de dilatância que relaciona a deformação volumétrica e cortante no rango plástico, diferente ao ângulo de atrito devido à seleção do fluxo não associado (Houlsby, 1991). R_{mw} é a função elíptica apresentada por Menetrey e Willam (1995) que gera a forma côncava à função do potencial plástico por meio do ângulo de Lode (θ) e a variável (e) chamada de excentricidade desviadora. A variável (e) permite suavizar a função que rege a superfície do potencial plástico.

$$e = \frac{(3 - \text{sen}\phi)}{(3 + \text{sen}\phi)} \quad \text{Equação 2.56}$$

$$R_{mc}\left(\frac{\Pi}{3}, \phi\right) = \frac{(3 - \text{sen}\phi)}{(6 * \cos\phi)} \quad \text{Equação 2.57}$$

$$R_{mc} = \left(\frac{4(1 - e^2) * (\cos\theta)^2 + (2e - 1)^2}{2(1 - e^2) * (\cos\theta) + (2e - 1) * \sqrt{4(1 - e^2) * (\cos\theta)^2 + (5e^2 - 4e)}} \right) R_{mc}\left(\frac{\Pi}{3}, \phi\right) \quad \text{Equação 2.58}$$

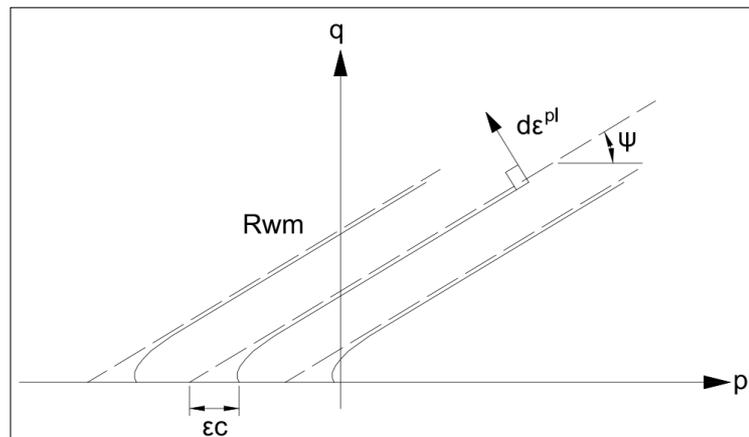


Figura 2.12 – Plano meridional (baseado em Hibbit, 1996).

A lei de expansão (*hardening*) do modelo é controlada pelo parâmetro da coesão sob pressão de confinamento e o nível de carga do ensaio.

2.4 METODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

Muitos problemas relacionados a engenharia e as ciências podem ser apresentados em termos de equações parciais diferenciais e podem ser resolvidos pelos métodos analíticos ou pelos métodos aproximados.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma ferramenta que permite aos engenheiros resolver os problemas complexos que não podem ser resolvidos mediante a análise tradicional sem fazer simplificações que afetariam o valor do resultado final (Hellwany, 2007).

O MEF é uma das ferramentas mais poderosas para resolver problemas lineares e não lineares. Esse método aproxima variáveis de campo, em termos de parâmetros desconhecidos, em sub-regiões chamadas elementos e chegam a uma solução aproximada para todo o domínio mediante a relação entre as incógnitas (Fung e Tong, 2001).

O MEF consiste em subdividir o domínio do problema em um número finito de subdomínios (elementos) e escolher, para cada subdomínio, apropriados esquemas de interpolação entre os valores das variáveis de campo dentro do elemento, e o valor das mesmas variáveis em pontos específicos (pontos nodais). Com o sistema de interpolações estabelecido, é possível transformar o sistema de equações diferenciais em um sistema de equações algébricas em que são desconhecidos os valores das variáveis nos pontos nodais (Vendruscolo, 1996).

Do ponto de vista matemático, o Método dos Elementos Finitos pode ser descrito como uma técnica que permite aproximar as equações diferenciais não lineares que controlam o comportamento de um meio contínuo, num sistema de equações algébricas que relacionam o número finito de variáveis (Zienkiewicz e Taylor, 2000)

Em uma sequência lógica simplificada o método dos elementos finitos envolve os seguintes passos:

Discretização dos elementos: Este é o processo da modelagem da geometria do problema sob análise, com a montagem de pequenas regiões denominadas elementos finitos. Estes elementos possuem nós definidos nas bordas dos elementos, ou em pontos intermediários.

Aproximação da variável inicial: Uma variável inicial deve se selecionada (i.e. deslocamento, força, etc.) e regras de como isso deve variar sobre o elemento finito. Esta variação é expressa em termos de valores nodais. Em geotecnia é usual adotar deslocamentos como variável primária.

Equações do elemento: Utilização de um princípio de redução das equações adequado (i.e. princípio dos trabalhos virtuais, método de rigidez direta, métodos variacionais, métodos residuais, etc.):

$$[K_E]\{\Delta d_E\} = \{\Delta R_E\} \quad \text{Equação 2.59}$$

Onde $[K_E]$ é a matriz de rigidez do elemento, $\{\Delta d_E\}$ é o vetor de incremento de deslocamento nodal do elemento, e $\{\Delta R_E\}$ é o vetor de incremento de força nodal do elemento.

Equações globais: Combina-se as equações dos elementos para formar a equação global

$$[K_G]\{\Delta d_G\} = \{\Delta R_G\} \quad \text{Equação 2.60}$$

Onde $[K_G]$ é a matriz de rigidez global, $\{\Delta d_G\}$ é o vetor de incremento de deslocamento nodal global, e $\{\Delta R_G\}$ é o vetor de incremento de força nodal global.

Condições de contorno: Atribuir condições de contorno e modificar as equações globais. Carregamentos (i.e. forças pontuais, pressões ou peso próprio) afetam $\{\Delta R_G\}$, enquanto o deslocamento afeta $\{\Delta d_G\}$.

Resolução do sistema de equações: As equações globais (Equação 2.60) estão sob forma de um grande número de equações simultâneas. Estas são resolvidas para obter-se o deslocamento $\{\Delta d_G\}$ em todos os nós. Para estes valores secundários de deslocamentos, forças e deformações são calculados.

Para obter uma solução razoável, milhares de nodos são geralmente necessários, pelo que é importante o tipo de computador para resolver as equações. Geralmente a precisão da solução melhora com o aumento do número de elementos, mas também aumenta o tempo computacional e em consequência o custo (Assan, 2003).

3 PROGRAMA DE PESQUISA

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Diante do constatado, em que o comportamento de placas de aço ao arrancamento este diretamente ligado com as características de resistência do material de aterro. Busca-se através das análises numéricas avaliar o efeito dos ganhos de resistência ao arrancamento de areias misturadas com fibra.

O programa de pesquisa é numérica, mas neste capítulo serão definidos as informações pertinentes e a sequência feita na pesquisa experimental e às simulações numéricas.

3.2 PROGRAMA DE PESQUISA EXPERIMENTAL

3.2.1 Descrição do ensaio experimental

O projeto experimental foi feito na UFRGS por Ruver (2011) e Girardello (2014) e consiste na construção de três sistemas de fundações superficiais com aterro de solo arenosos, com cimento e/ou fibra. Cada um com uma profundidade de embutimento diferente de acordo a relação de $H/D=1.0, 1.5$ e 2.0 onde H é a altitude do aterro por acima da fundação e D é o diâmetro da fundação superficial como é apresentado na seguinte Figura.

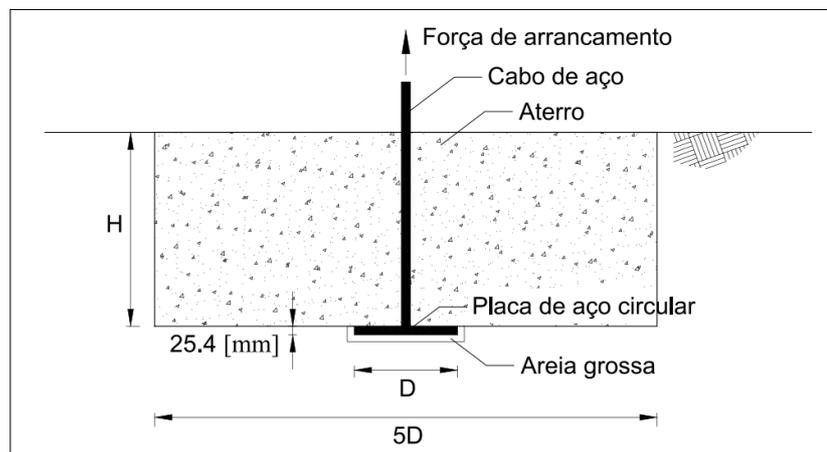


Figura 3.1 – Modelo do ensaio experimental (baseado em Consoli, 2012-b).

O solo foi removido de acordo com as medidas definidas para o aterro que são 1.50x1.50 [m] e profundidades de 0.30, 0.45 e 0.60 [m] para cada aterro. Foram utilizadas placas circulares de aço com diâmetros de 0.30 e 0.45 [cm].

O solo do aterro foi preparado num misturador de concreto pequeno para misturar o material com areia, água e fibra (quando seja adequado), logo foi depositado num buraco em capas consecutivas de 15.0 [cm] de espessura utilizando uma placa vibratória (Soquete manual) para obter um peso específico aparente úmido de 17.0 [kN/m³] com um mesmo tempo de cura de 7 dias (Ruver, 2011). Todas as dosagens foram utilizadas com um mesmo teor de água (10.0 [%] em massa em relação à soma da massa seca da areia e do cimento) adotado por Cruz (2008).

Durante os trabalhos de campo foi necessária execução de ensaios auxiliares in situ, tais como, determinação da umidade da areia e peso específico aparente úmido, além da extração de amostras. Os ensaios de determinação da umidade e do peso específico foram utilizados para o controle da execução dos aterros e os testemunhos para a realização de ensaios de resistência à compressão simples (não confinada) e medição da sucção.

Foram feitas ensaios triaxiais do tipo consolidado e drenado (CD) ao material do solo de aterro utilizando areia de um peso unitário seco 15.8 [kN/m³] a um confinamento de 20.0, 100.0 e 200.0 [kPa] (Consoli, Ruver e Schnaid, 2013).

A partir dos ensaios triaxiais de Consoli (2012-a) de uma areia e uma areia misturada com fibra se tem os resultados a um confinamento de 20.0, 100.0 e 200.0 [kPa].

3.2.2 Materiais

3.2.2.1 Areia

A areia utilizada neste estudo é proveniente de uma jazida localizada no município de Osório-Rio Grande do Sul. Este material caracteriza-se por ser uma areia fina (NBR 6502-ABNT,1995 e ASTM D 2487, 1993), características de ser uniforme, fina, não plástica, peso específico dos grãos 26.5 [kN/m³] e tamanho meio das partículas é 0.16 [mm] (Cruz, 2008 e Dalla Rosa, 2009).

3.2.2.2 Fibra

As fibras utilizadas consistem em monofilamentos de polipropileno de 50.0 [mm] de longitude e 0.01 [mm] de diâmetro, densidade relativa de 0.91, resistência a tração de 120.0 [MPa], modulo de elasticidade de 3.0 [GPa] e deformação na ruptura de 80.0 [%]. O conteúdo de fibra utilizado foi de 0.50 [%] do peso da areia seca.

3.2.2.3 Água

Água destilada foi utilizada na preparação das amostras e na realização dos ensaios triaxiais, mas na realização dos ensaios de placa foi utilizada água de poço artesiano.

3.2.3 Equipe de arrancamento e medição

Nas provas de carga é feita a medição da carga e dos deslocamentos. A instrumentação das provas de carga para a medição dos deslocamentos foram utilizados deflectômetros digitais e analógicos. A carga aplicada era transferida para uma célula de carga, cujas leituras eram feitas por meio de uma leitora digital. O registro, tanto da carga como dos deslocamentos, era feito de forma manual. Como os maiores deslocamentos ocorrem mais na região central, os dois primeiros deflectômetros eram digitais e os dois localizados mais nas extremidades eram analógicos, todos com resolução de 0.01 [mm].

A configuração feita para fazer o ensaio de arrancamento segue as instruções da ASTM D 1194. A fundação consiste num cabo de aço e uma placa rígida circular de aço de 300.0 [mm] de diâmetro e 25.4 [mm] de espessura.

A carga foi aplicada através de um sistema hidráulico e elementos associados (Figura 3.4) onde foram medidos os deslocamentos na superfície do aterro. A força de arrancamento é aplicada em incrementos iguais de não mais de um décimo da capacidade ultima de arrancamento estimada. Para cada incremento de carga os deslocamentos foram medidos nos seguintes tempos: 30.0 [seg], 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 15.0, 30.0, 60.0 e 120.0 [min]. Conforme com a ASTM D 1194 cada incremento é mantido por um mínimo de 30.0 minutos. A medição da carga era realizada por meio de células de carga onde foram necessárias duas células com capacidades distintas, sendo utilizada uma ou outra, em função da carga a ser aplicada.

3.2.4 Resultados do ensaio experimental

Os ensaios de arrancamento de placas mostram que aumentando a relação H/D aumenta a resistência ao arrancamento com um solo reforçado ou não.

Na Figura 3.2 se apresentam as falhas para aterros de solos arenosos para uma relação H/D=1.0 (Figura 3.2-a), 1.5 (Figura 3.2-b) e 2.0 (Figura 3.2-c).



Figura 3.2 – Ruptura no ensaio de areia (Baseado em Ruver, 2011).

Na seguinte figura estão apresentadas as rupturas ocorridas no material reforçado com fibra para uma relação H/D=1.0 (Figura 3.3-a), 1.5 (Figura 3.3-b) e 2.0 (Figura 3.3-c).

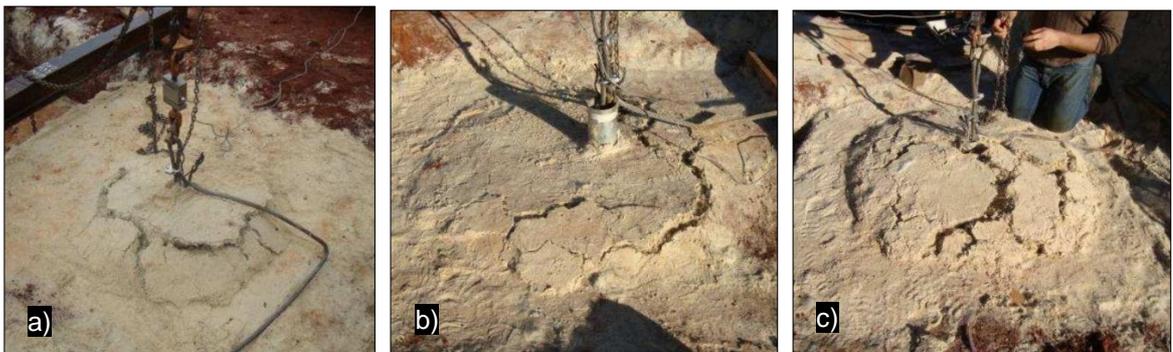


Figura 3.3 – Ruptura no ensaio de areia com fibra (Baseado em Girardello, 2014).

Se considerada uma superfície de ruptura cônica, o ângulo de abertura em relação à vertical varia entre 21.80 [°] e 30.26 [°], tendo como média o valor de 26.04 [°] com a horizontal.

Os resultados mostram que se podem obter um incremento da resistência ao arrancamento mediante a adição de pequenas quantidades de fibras (Ruver, 2011 e Consoli, 2012-a).

Os resultados dos ensaios de arrancamento de placa embutidas em camadas de areia (Figura 3.4) e solo-fibra (Figura 3.5) foram plotados gráficos com as curvas de Força x Deslocamento da placa, nas diferentes profundidades de embutimento $H/D=1.0$, 1.5 e 2.0 .

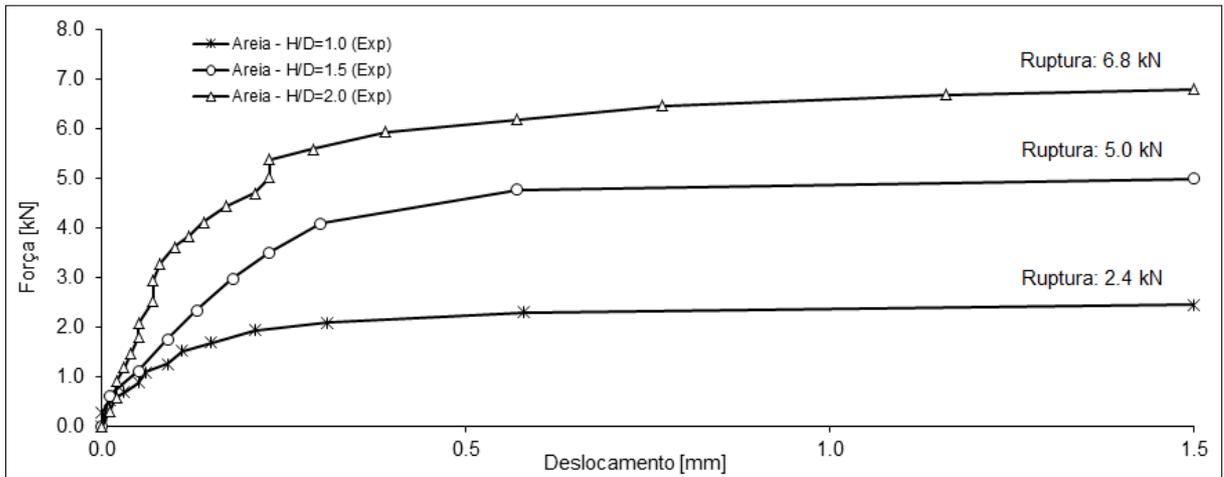


Figura 3.4 – Curvas de Força -Deslocamento em areias (baseado em Consoli, 2013).

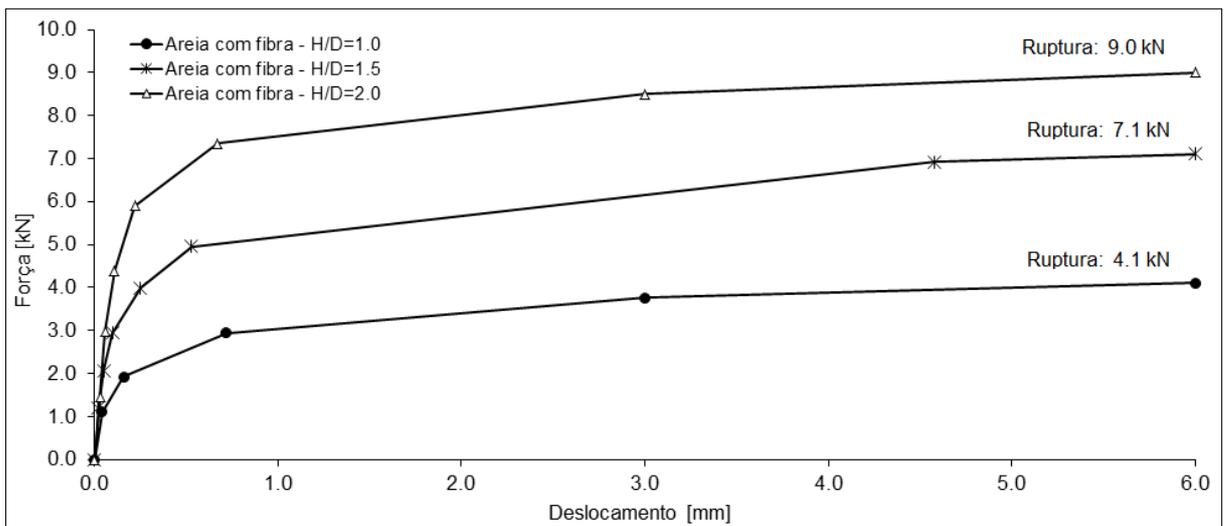


Figura 3.5 – Curvas de Força -Deslocamento em areias com fibra (baseado em Consoli, 2013).

3.3 PROGRAMA DE PESQUISA NUMÉRICA

3.3.1 Software Abaqus®

A escolha da utilização do Software Abaqus® deu-se pela versatilidade e confiabilidade dada por sua utilização por engenheiros de todo o mundo, na resolução de vários tipos de problema de engenharia civil e mecânica. Uma das maiores vantagens de sua utilização é a capacidade de resolução de quase todos os problemas da engenharia geotécnica. O programa pode ser utilizado com modelos em duas ou três dimensões, que podem incluir elementos de solo e estruturais, análises em termos de tensões totais e efetivas, análises de adensamento, análises de fluxo, análises estáticas e dinâmicas, entre outros.

3.3.2 Variáveis geométricas

Neste item são definidas as variáveis geométricas dos modelos numéricos como é apresentado na seguinte figura, onde se tem.

D = Diâmetro da fundação superficial (30.0 [cm]).

D_c = Diâmetro do cabo de aço (76.2 [mm]).

H = Altitude do aterro por acima da fundação (1.0, 1.5 ou 2.0 vezes D).

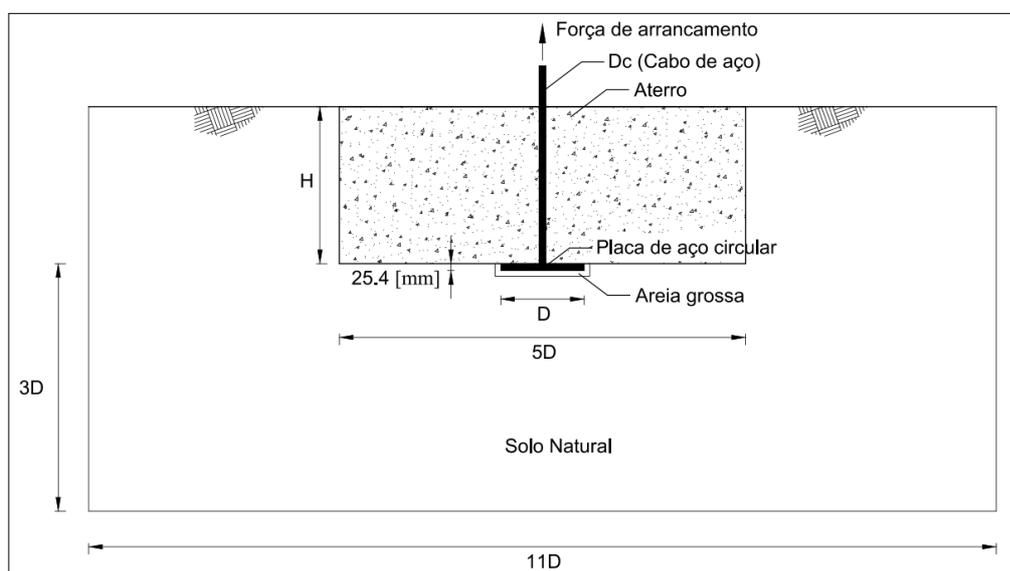


Figura 3.6 – Geometria dos modelos numéricos (baseado em Consoli, 2013).

3.3.3 Modelo Base

Dentre um modelo numérico, algumas condições devem ser satisfeitas para garantir um resultado condizente com a realidade. Assim, elucida-se a importância da criação de um modelo base testado. Os seguintes itens apontam situações que se busca satisfazer:

- Placas de aço com solicitações a tração podem ser resolvidos em axissimetria, 2D planar ou tridimensionalmente, mas nesta pesquisa vão ser resolvidos em axissimetria (Figura 3.7) pela facilidade que representa e pelo tipo de modelo.

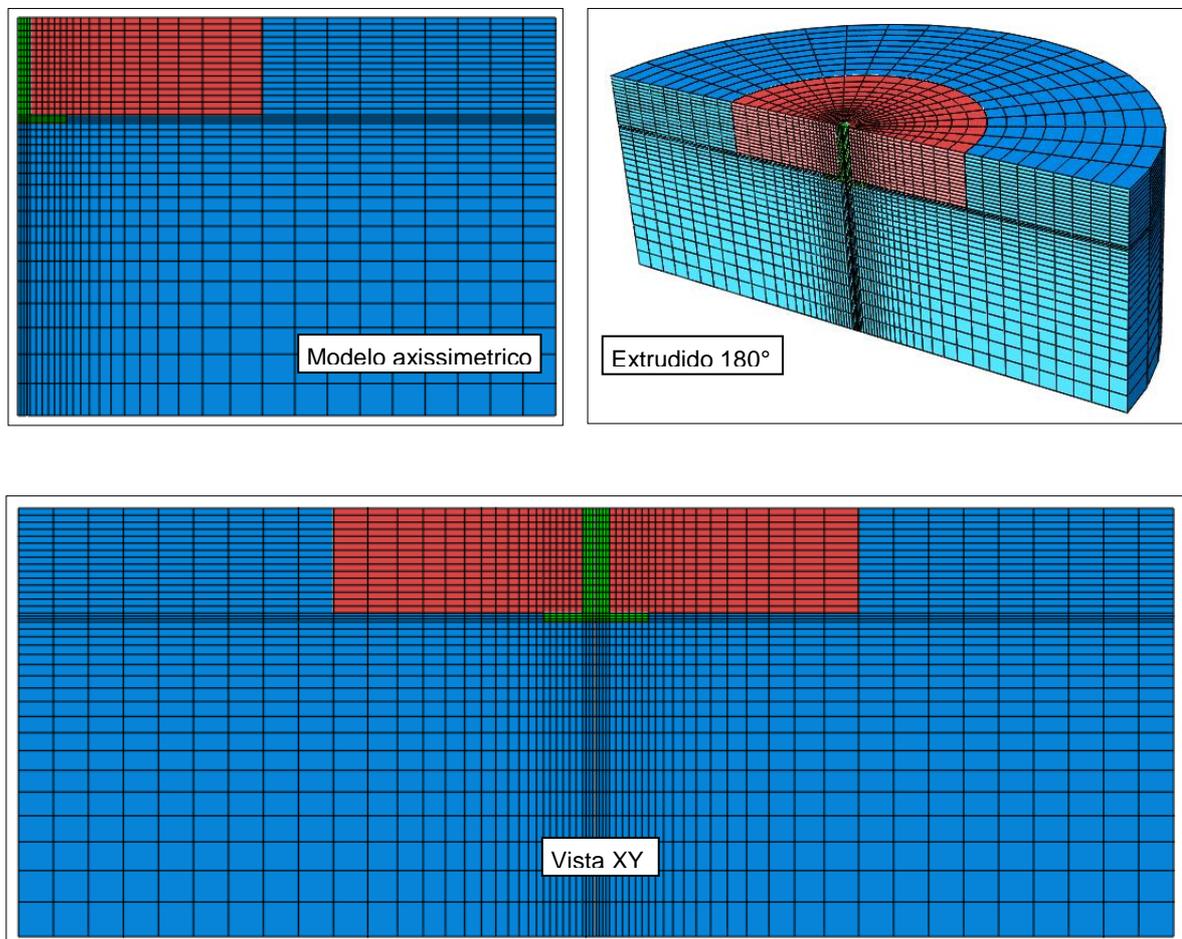


Figura 3.7 – Modelo Axissimetrico.

- Verificação do estado de tensões do solo, verificando se a ordem de grandeza dos resultados satisfaz o esperado *in situ*.
- O controle da malha é de elementos tipo quadrado e uma técnica estruturada em tudo o modelo (Figura 3.8).

- Foi utilizado o modelo Mohr-Coulomb porque este faz uma boa simulação do comportamento do solo. O nível de falha para os diferentes estados de tensões de corte não é constante e o modelo de Mohr-Coulomb reflete esse comportamento. O modelo prediz a resistência cisalhante para condições de compressão triaxial e em condições de tensão triaxial (Watermann e Álvarez, 2012).
- Assume-se que a placa de aço está em contato perfeito com o solo ao início. A interação entre a placa e o solo é simulada utilizando elementos de interface, com coeficiente de atrito de 0.30 para a interação entre os materiais. Este tipo de interface é capaz de reproduzir a interação friccional do tipo Coulomb, entre a superfície da placa e o solo em contato (Hellwany, 2007).
- A extensão da malha deve ser suficientemente grande, para evitar discrepâncias com as condições de contorno. Assim adotou-se um espaçamento mínimo de 11 vezes diâmetro da placa, e 3 vezes o comprimento na profundidade (Figura 3.6).
- Bhattacharya et al. (2008) adotaram uma distância lateral e profundidade de 5D, em relação ao centro da fundação, para suas simulações em areia. Já Consoli et al. (2007) e Ratley et al. (2008), em suas simulações numéricas, adotaram um raio e profundidade de 3D, para reaterros com areia-fibra. A extensão da malha é suficientemente grande, para evitar discrepâncias com as condições de contorno conforme a Figura 3.7.
- Após o passo de aplicação do estado de tensões, deve-se verificar o valor de deslocamentos verticais, os quais devem tender a zero. Sugere-se uma tolerância por volta de 1×10^{-5} [m].
- Adoção de malha de elementos CAX4 (*Axisymmetric Soil element*), com elementos de quatro nós axisimétricos quadriláteros e controle de *hourglass* (controle de distorção) para a placa de aço.
- Adoção de malha de elementos CAX4P (*Axisymmetric pore pressure elements*), com elementos de quatro nós axisimétricos quadriláteros, com deslocamento bilinear, poropressão bilinear e controle de *hourglass* (controle de distorção) para o solo natural e melhorado.

- A base do modelo é restringida no eixo X e Y, enquanto as laterais dos modelos são restringidas apenas no eixo X. As condições de contorno quanto às restrições de deslocamento são apresentadas na Figura 3.8.
- Não é considerado o excesso de poropressão no solo.

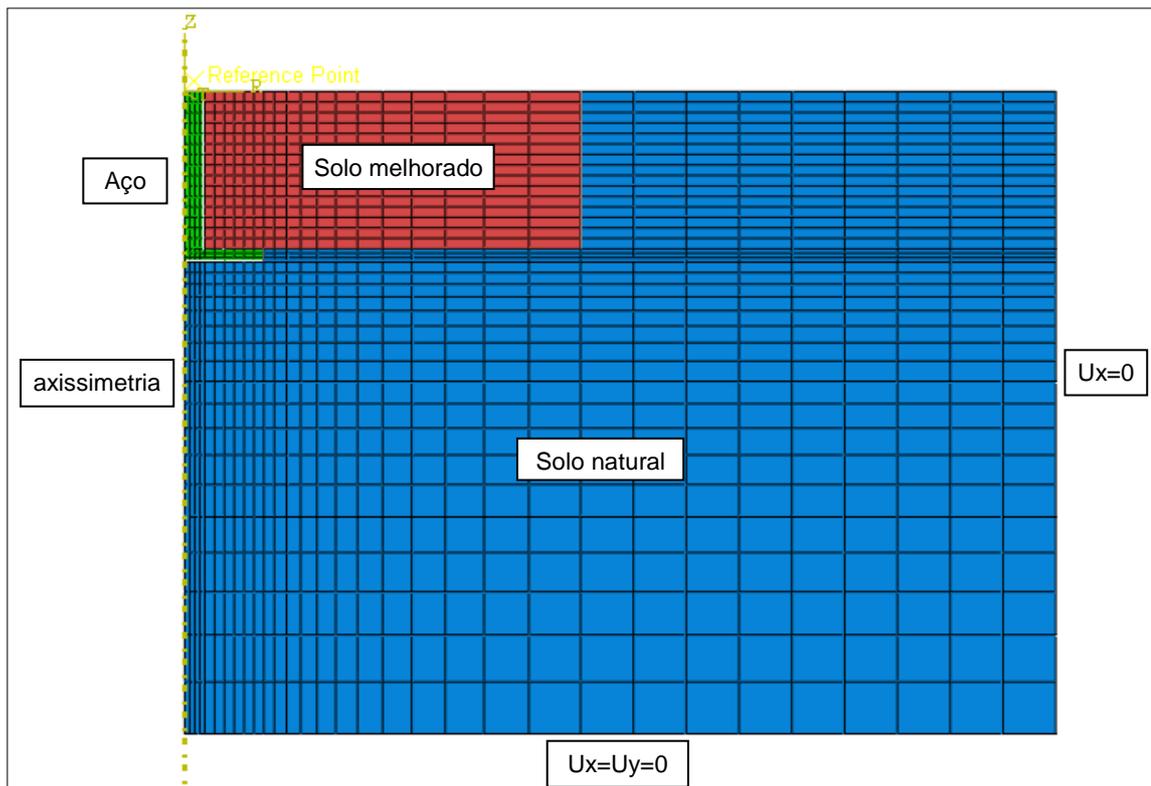


Figura 3.8 – Malha de elementos e condições de contorno.

- Optou-se pela aplicação de deslocamento (devido a mostrar-se facilitador enquanto a convergência do modelo), com posterior resposta a leitura da força de reação. Na Figura 3.9 ilustra-se a superfície de aplicação do deslocamento e o ponto de leitura da força de reação chamado *Reference Point* (1). Foi tomado um *constrain* para facilitar a leitura de força de reação num ponto porque na realidade esta sendo aplicado o deslocamento na superfície do aço e a reação é da mesma (2).
- O modelo constitutivo adotado para o solo natural, areia e areia-fibra, foi de Mohr-Coulomb (elástico perfeitamente plástico), no qual os parâmetros de entrada são relativamente fáceis de obtenção, e os resultados mostrariam bom acordo com os resultados de campo.

- Em fundações tracionadas, um componente importante a ser considerado é o peso do solo. Na modelagem numérica, o peso do material é definido por meio da massa específica e da aplicação da aceleração da gravidade (g), com valor de $9,81 \text{ [m/s}^2\text{]}$ (Halliday et al., 1997), aplicada na direção do eixo “y”, com sentido negativo (cima para baixo).

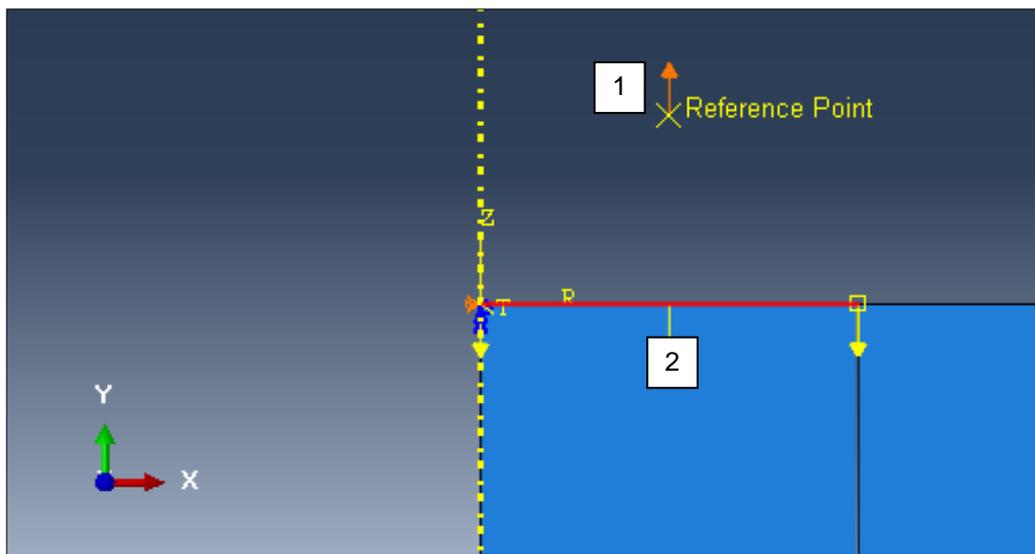


Figura 3.9 – Pontos de aplicação de deslocamento e leitura de força de reação.

- No modelo numérico da Areia-Fibra foi utilizado a opção Mohr-Coulomb *hardening*, esta opção é usada para definir o comportamento linear do material em *hardening/softening* (Abaqus, 2010).
- Todas as análises foram realizadas na condição isotrópica ($k = 1.0$). Conforme Burd e Frydman (1997) e Thomé (1999), a consideração de diferentes condições anisotrópicas ($k \neq 1.0$), para fundações superficiais submetidas à compressão não mostrou diferenças nos resultados obtidos, para o modelo elasto-perfeitamente plástico. Rowe e Booker (1981), ao estudarem a influência da anisotropia em fundações submetidas ao arrancamento, verificaram que a anisotropia não causa diferenças significativas nos deslocamentos. Os autores, ao considerarem o terreno anisotrópico ou isotrópico, verificaram diferenças menores que 5.0 [%] para terrenos não homogêneos e menores que 2.0 [%] para terrenos homogêneos, em termos de deslocamentos, independente do embutimento.

- Sendo suas variáveis de entrada para o tubo, placa de aço e solo natural a densidade (ρ), módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν).
- Sendo suas variáveis de entrada para a areia e o solo melhorado a densidade (ρ), módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν), ângulo de dilatância (ψ), coesão efetiva (c') e ângulo de atrito efetivo (ϕ').
- Foram determinados três passos para a sequência do algoritmo:
 - Inicial: é feita a inserção numérica do estado inicial de tensões, suas condições de contorno, e propriedades de contato entre as diferentes partes.
 - Geostática: o comando *geostatic* é ativado, o qual verifica se as tensões geostáticas aplicadas no passo anterior provocaram deformações significativa.
 - Carregamento: neste passo o deslocamento é aplicado gradualmente no tubo de aço, e a leitura de forças de reação e deslocamentos são conferidos.
- No passo *Geostatic* a opção *Nlgeom* está desligada e no passo do Carregamento está ligado porque a opção *Nlgeom* controla a inclusão dos efeitos não lineares dos grandes deslocamentos que afeita os passos subsequentes (Abaqus, 2010).
- O passo *Geostatic* é usado para estabelecer tensões *in situ* no perfil do solo sem nenhuma deformação que é o caso para a maioria dos problemas de engenharia geotécnica (Abaqus, 2010). Se o passo é utilizado com gravidade pode-se ter uma pequena deformação desprezível.

3.3.4 Sequência das Simulações

3.3.4.1 Modelo inicial

O primeiro passo é fazer um modelo inicial com as propriedades dos materiais dos ensaios que se tem buscando uma primeira aproximação com os resultados de campo. Fazendo uma comparação dos resultados do modelo com os resultados de Ruver (2011) e Girardello (2014) se tem que ajustar os parâmetros de resistência dos materiais do modelo.

3.3.4.2 Ajuste

Para o ajuste do modelo em função dos resultados da pesquisa de campo de Ruver (2011) e Girardello (2014), reproduziu-se a geometria da placa circular de aço, e realizou-se um retroanálise, com redução dos parâmetros de resistência, buscando aproximação com os resultados de campo.

3.3.4.3 Validação do Modelo

Dentre os objetivos deste trabalho, está analisar os resultados da pesquisa de campo de Ruver (2011) e Girardello (2014). Primeiramente vai ser feito a modelagem das placas com aterro de areia natural para validar o modelo e depois do solo melhorado.

3.3.4.4 Aplicação de camada e variação geométrica

Depois vai ser feito a modelagem das placas com e sem aterro de areia-fibra para diferentes embutimentos $H/D=1.0$, 1.5 e 2.0 em base ao ajuste do modelo.

3.3.4.5 Análise paramétrica

Depois vai ser feito o estudo dos parâmetros mais representativos do modelo numérico a partir de um modelo com placa de diâmetro de 30 [cm] para uma variação H/D de 1.5 num aterro de areia-fibra.

4 MODELO INICIAL

4.1 MODELO DE AREIA

4.1.1 Geometria

Buscando reproduzir numericamente os resultados dos ensaios de arrancamento de placas de aço circular realizados em campo por Ruver (2011) e Girardello (2014), utilizou-se os dados dos ensaios para uma placa de aço embutida num aterro de areia para os valores de $H/D=2.0$, $H/D=1.5$ e $H/D=1.0$. Para a modelagem numérica vão ser resolvidos em axissimetria e a geometria utilizada é apresentada na Figura 4.1.

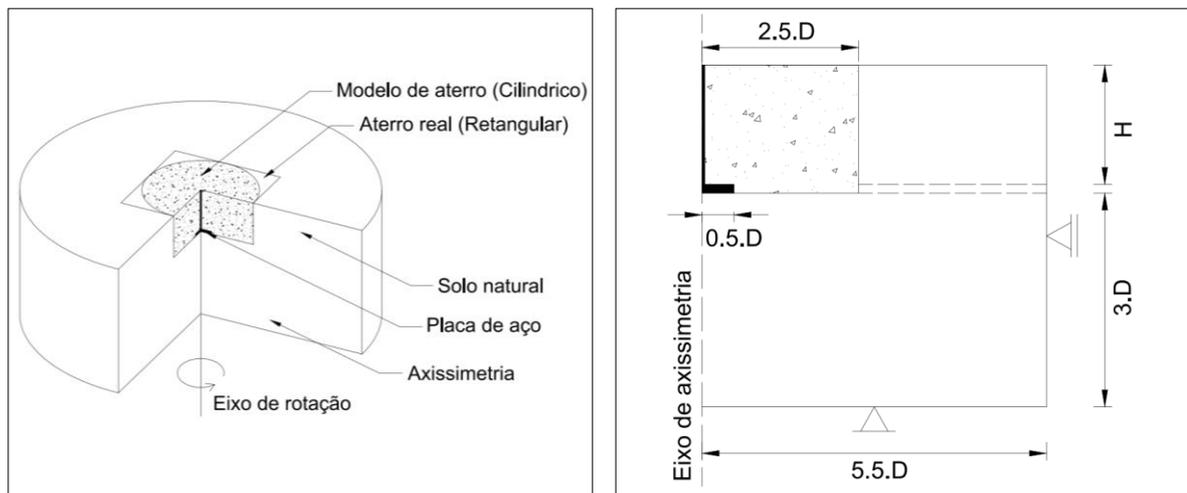


Figura 4.1 – Modelo de simulação axissimétrica.

4.1.2 Condições de contorno

Num modelo axissimétrico no eixo de rotação somente devem ser permitidos movimentos longitudinais (eixo “y”) e não transversais (eixo “x”). No presente modelo na margem esquerda e na margem direita foram permitidos deslocamentos verticais ($\Delta x=0$ e $\Delta y \neq 0$) sendo que no fundo (margem inferior) nenhuma deformação foi permitida ($\Delta x=0$ e $\Delta y=0$). A Figura 4.2 apresenta um exemplo de condições de contorno.

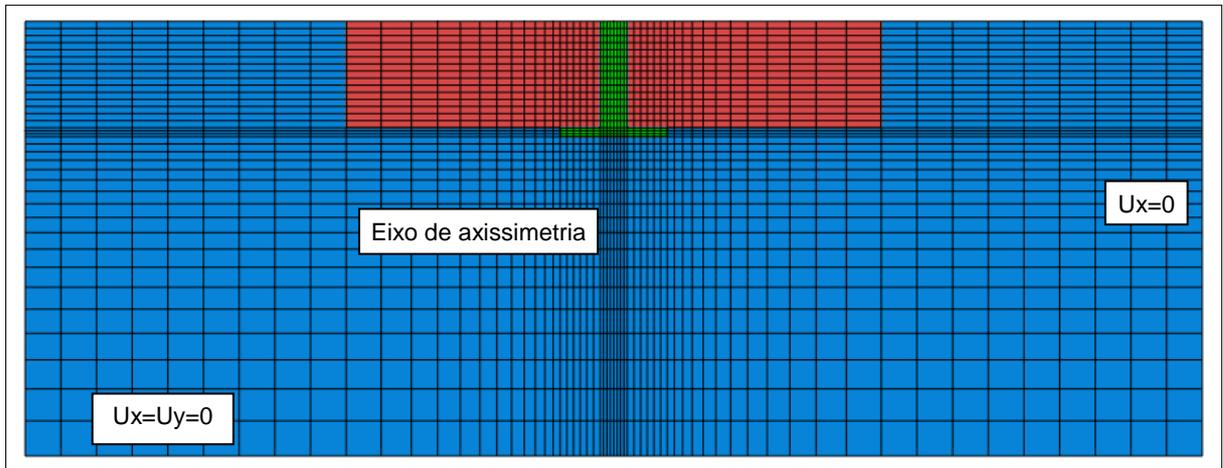


Figura 4.2 – Condições de contorno no modelo axissimétrico para solos arenosos.

4.1.3 Definição da malha

A malha definida é composta por quadriláteros contendo quatro nós CAX4: Elemento contínuo axissimétrico de 4 nós (No material de aço), quadrilátero e CAX4P: Elemento contínuo axissimétrico de 4 nós (No material de solo natural, areia ou areia-fibra), quadrilátero, poropressão bilinear, com quatro pontos de integração cada (Figura 4.3).

De modo a otimizar o tempo de processamento e reduzir a possibilidade de erros, a malha de elementos finitos é mais concentrada na área do aterro. Este mesmo procedimento também foi adotado por Mantáras (1995), Thomé (1999), Consoli et al. (2007) e Ratley et al. (2008). A Figura 3.8 apresenta um exemplo de malha.

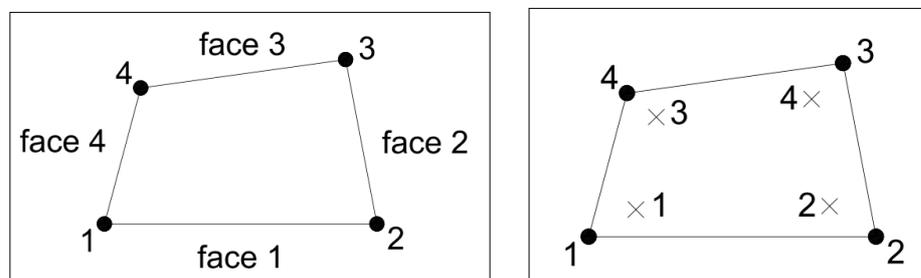


Figura 4.3 – Elemento contínuo axissimétrico de 4 nós (baseado em Abaqus, 2010).

Na seguinte Tabela se tem um resumo da quantidade de elementos e nós resultantes do modelo com areia.

Tabela 4.1 – Quantidade de elementos e nós no modelo com areia

Descrição	Elemento CAX4P	Elemento CAX4	Nós
H/D=1,0			
Solo natural	757.0	-	824.0
Areia ou solo melhorado	270.0	-	304.0
Fundação	-	90.0	119.0
H/D=1,5			
Solo natural	819.0	-	894.0
Areia ou solo melhorado	396.0	-	437.0
Fundação	-	122.0	159.0
H/D=2,0			
Solo natural	891.0	-	974.0
Areia ou solo melhorado	540.0	-	589.0
Fundação	-	150.0	194.0

4.1.4 Condições de contorno

Nestas análises numéricas tem-se a interação entre três materiais: (a) solo natural; (b) areia e (c) fundação (placa e encamisamento em aço). É definido o contato entre (a) e (c), sendo a superfície máster (c) e a superfície escravas (a) como é apresentado na seguinte figura. No caso da entre (b) e (c), sendo (c) a superfície máster e (b) a superfície escrava. No caso da entre (a) e (b), sendo (b) a superfície máster e (a) a superfície escrava. A Figura 4.4 apresenta os contatos que se tem no modelo.

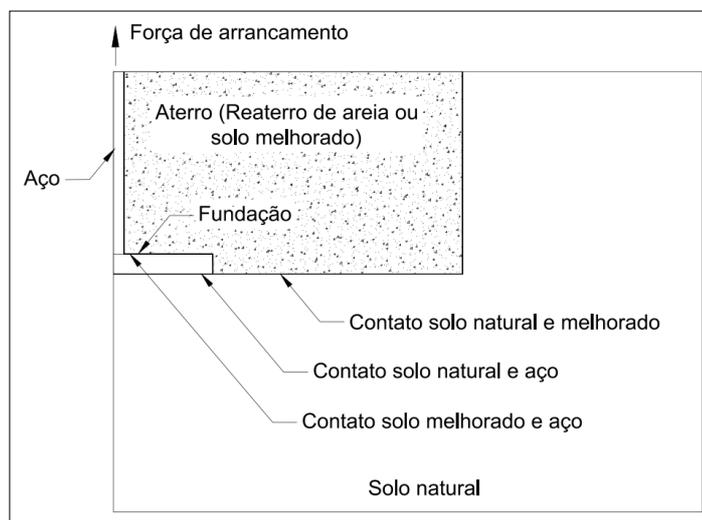


Figura 4.4 – Contatos no modelo numérico sem escala.

O coeficiente tangencial consiste na lei de fricção de Coulomb com um coeficiente de fricção de 0.3, direcional isotrópica e a formulação de fricção utilizada é penalidade pura. O comportamento normal, a força normal de contato atua se existe penetração entre os elementos. É permitida a separação entre as superfícies (Figura 4.5).

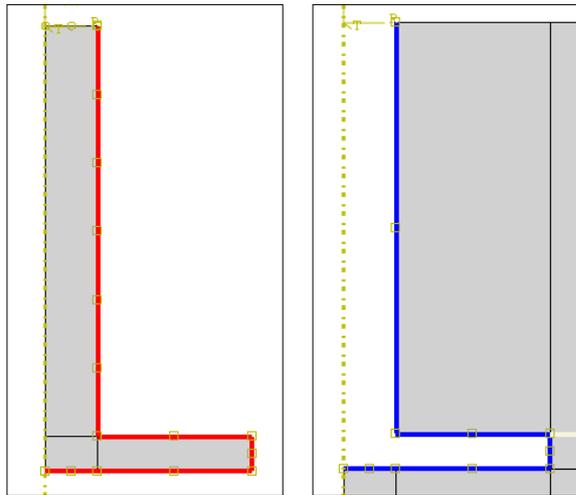


Figura 4.5 – Contato superfície mestre (Vermelho) e superfície escravas (azul).

4.1.5 Medição dos parâmetros

As análises numéricas foram conduzidas por meio do uso de deformações controladas. Thomé (1999) cita que o emprego de tensões controladas em suas análises causava problemas de convergência e demandava maior tempo de processamento.

Foram aplicados deslocamentos iguais ao longo do topo do tubo de aço, no sentido ascendente (Figura 3.9). Por meio deste procedimento, pode-se inferir que as placas são rígidas por serem constituídas de aço e pelo fato que o laço do cabo de aço estar fixo por meio de uma barra de aço, o que reforça a rigidez da placa. Os deslocamentos foram conduzidos até o dobro dos deslocamentos verificados na carga máxima das provas de carga, de modo a garantir a ruptura plena. Estes eram aplicados na forma de incrementos de igual tamanho.

Como na metodologia por elementos finitos, a deformação em um nó tem como resposta uma carga, ou vice-versa, a soma da carga individual reativa em cada nó do aço corresponde à carga reativa total para a deformação imposta.

4.1.6 Propriedades dos materiais

Após a interpretação de ser apresentada a investigação geotécnica de campo e laboratório conforme no Programa de Pesquisa Experimental (Seção 3.2), definiram-se as propriedades do modelo com os parâmetros para cada tipo de solo e para a placa circular de aço (Tabela 4.2).

Tabela 4.2 – Propriedades dos materiais do modelo de aterro de areia

Descrição	Propriedades	Areia	Solo natural	Placa de Aço	Tubo de Aço
Densidade	ρ [kg/m ³]	1770.0	1650.0	7850.0	1600.0
Elasticidade	E [kPa]	52000.0	15000.0	210000000.0	210000000.0
	ν	0.3	0.3	0.3	0.3
Plasticidade	c' [Pa]	100.0	-	-	-
	ϕ' [graus]	37.0	-	-	-
	ψ [graus]	10.0	-	-	-

Em quanto aos materiais envolvidos, definiu-se um comportamento elástico linear para a fundação e o solo natural escavado. Para o aterro, foi adotado o modelo elasto-perfeitamente plástico, com critério de ruptura Mohr-Coulomb. Os modelos constitutivos dos materiais foram apresentados na seção 2.3.

O modelo elástico perfeitamente plástico depende suas variáveis de entrada são a densidade (ρ), módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν), ângulo de dilatância (ψ), coesão efetiva (c') e ângulo de atrito efetivo (ϕ').

O modelo elástico linear depende suas variáveis de entrada a densidade (ρ), módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν).

4.1.6.1 Placa de aço

Para a placa de aço, utilizaram-se as características técnicas do tipo de aço utilizado em sua confecção (Souza, 1974).

4.1.6.2 Solo natural

O solo escavado que serviu de base para a execução das provas de carga é do tipo residual homogêneo, oriundo da composição de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos (sedimentar).

No anexo A apresenta os resultados de duas sondagens à percussão (SPT) realizadas no campo experimental (Lopes Jr. e Thomé, 2005). Através do resultado da sondagem, pode-se perceber que o campo experimental apresenta um perfil homogêneo de argila ao longo do perfil até os 15.0 [m]. Nesta profundidade não foi encontrado nível de água.

Dalla Rosa et al. (2004-a; 2004-b) realizaram uma investigação geotécnica (Anexo A), ao longo do perfil até uma profundidade de 5.0 [m] para determinar as propriedades e os índices físicos ao longo da profundidade (Umidade, peso específico, distribuição granulométrica e limites de liquidez e plasticidade).

Considerando os parâmetros geotécnicos acima apresentados (granulometria e limites de Atterberg), o solo do campo experimental pode ser classificado como um solo A-5-7 (solo silto-argiloso) pelo sistema da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e CL (argila de baixa a alta liquidez) pelo sistema unificado de classificação de solos (SUCS).

Dalla Rosa et al. (2004-a; 2004-b) ainda realizaram ensaios odométricos na condição natural e inundada, ensaios de resistência à compressão simples e Donato (2005) caracterizou a partir de ensaios triaxiais (Anexo A), do tipo consolidados drenados (CD). O módulo de elasticidade secante parte de valores da ordem de 100.0 [MPa] no início do ensaio (a baixíssimas deformações), passando para valores de 15.0 [MPa] a 20.0 [MPa] a deformações de 0.5 [%] e chegando a 10.0 [MPa] a 1.0 [%] de deformação, até atingir um valor da ordem de 5.0 [MPa] à 5.0 [%] de deformação.

Além da caracterização geotécnica do campo experimental, Dalla Rosa et al. (2004a) realizaram provas de carga à compressão, em placas de aço, com diâmetros de 30, 60 e 90 [cm] e assentes a uma profundidade de 80.0 [cm]. Lopes Jr. e Thomé (2005) realizaram seis provas de carga estática em estacas escavadas (sendo que em três a ponta foi isolada com isopor), com diâmetro de 25.0 [cm] e cravadas entre as profundidades de 3.86 e 4.70 [m]. No Anexo A apresenta os resultados normalizados das provas de carga em placas realizadas e apresenta os resultados das provas de carga realizados nas estacas.

4.1.6.3 Areia

Os parâmetros geotécnicos da coesão (c') e do ângulo de atrito (ϕ') foram obtidos diretamente da Figura 1 (c) do Anexo B. Em termos de módulo de elasticidade, Thomé (1999) definiu como sendo o valor secante para uma deformação de 0.1%. Este mesmo critério foi adotado neste trabalho. Como Festugato (2008), em seus ensaios triaxiais, apresentou somente os valores do módulo cisalhante pela deformação distorcional (Figura 1 (d) do Anexo B), o módulo de elasticidade foi determinado a partir deste. Desta forma, a partir da Figura 1 (b) do Anexo B, obteve-se a deformação distorcional, para uma deformação axial de 0.1 [%], em seguida determinou-se o módulo cisalhante, 60000.0 [kPa], a partir da Figura 1 (d) do Anexo B para uma densidade relativa de 50.0 [%]; e por fim, através de equação 4.1, determinou-se o módulo de elasticidade. Os parâmetros geotécnicos (E , c' e ϕ') da areia estão apresentados na tabela 4.2.

Para a areia foram adotadas as propriedades geotécnicas obtidas por Festugato (2008) e Santos (2008), apresentadas no Anexo B respectivamente. Conforme Festugato (2008), as amostras cisalhadas apresentam, inicialmente, um comportamento compressivo, seguido de expansão volumétrica para as três tensões confinantes adotadas. Conforme o mesmo autor, as amostras não apresentaram pico de resistência.

O módulo de elasticidade (E) pode ser obtido através da correlação com o módulo cisalhante (G) pelas relações da teoria da elasticidade como é apresentada a continuação onde se tem um módulo cisalhante de 20.0 [MPa] de acordo com (Consoli, 2013) em seguida determinou-se o módulo cisalhante.

$$E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G \quad \text{Equação 4.1}$$

Nas análises preliminares variou-se o valor de ν , entre 0.2 e 0.4, tanto para o solo natural, como para o material do aterro, não sendo verificada influência nas curvas tensão vs. deslocamento relativo, para a faixa de variação adotada. Desta forma, considerou-se um valor médio de 0.3 para todos os materiais envolvidos. Estas considerações são compatíveis com os resultados de Rowe e Booker (1981) que verificaram que, para um solo homogêneo, não há variação no deslocamento para uma variação de ν entre os valores 0.0 e 0.5. Cudmani (1994) verificou o mesmo resultado para suas análises em fundações submetidas à compressão.

Outro aspecto importante a ser considerado é a dilatância. Para as análises numéricas iniciais foram realizados dois tipos de análises: (a) dilatância zero; e (b) dilatância com valor de $0.3 \cdot \phi'$, utilizado por Thomé (1999) em suas análises paramétricas. As provas de arrancamento com areia de aterro apresentam um melhor comportamento na análise numérica com uma dilatância maior a zero para ter um comportamento elasto-perfeitamente plástico. As análises numéricas onde foi considerada a dilatância igual a zero resultam com distorções. O ângulo de dilatância é apresentado na tabela 4.2.

Entretanto, existe um aspecto das simulações que merece esclarecimento. As análises numéricas simulam um meio contínuo, estando próximo à ruptura às provas de carga são acompanhadas de um processo de propagação de fissuras no material cimentado. Este processo não é simulado numericamente, pois pela teoria da modelagem numérica por elementos finitos (FEM), jamais ocorre a separação de nós ou elementos, logo, os programas computacionais não conseguem simular a ruptura brusca ou a abertura de fissuras, numericamente, ao menos que sejam inseridos elementos de junta ou de fragilidade. Desta forma, quando um material frágil é simulado, na ruptura, estes acusam divergência, erro ou entram em estado de repetição (*looping*).

As curvas de dilatância (razão de tensões - q vs. dilatância - $\delta\varepsilon_v / \delta\varepsilon_s$) para os ensaios triaxiais da areia são apresentadas no Anexo B (Santos, 2008 e Festugato, 2008). O ângulo de dilatância pode ser obtido diretamente por meio desta curva e através da equação 4.2, cujos valores variam entre 25.0 [°] e 6.0 [°], para uma tensão confinante de 50.0 [kPa] com 50.0 [%] de densidade relativa da areia. Para as primeiras análises foi considerado um valor inicial, como pode ser visto na tabela 4.2.

$$\tan(\Psi) = \delta\varepsilon_v / \delta\varepsilon_s \quad \text{Equação 4.2}$$

Onde ψ é o ângulo de dilatância, $\delta\varepsilon_v$ é a deformação volumétrica e $\delta\varepsilon_s$ é a deformação pelo cisalhamento.

Como $\phi \neq \psi$ (fluxo não associado) a matriz de rigidez é não simétrica. É necessário utilizar a opção “*Unsymmetric Matrix Storage*” em ABAQUS (Abaqus, 2010).

4.1.7 Resultados do modelo inicial

A comparação direta entre o resultado medido no ensaio em escala real e os resultados do modelo numérico é apresentada na seguinte figura (Areia-HD15_01(FEM)) para uma relação $H/D=1.5$ com as propriedades dos materiais da tabela 4.2.

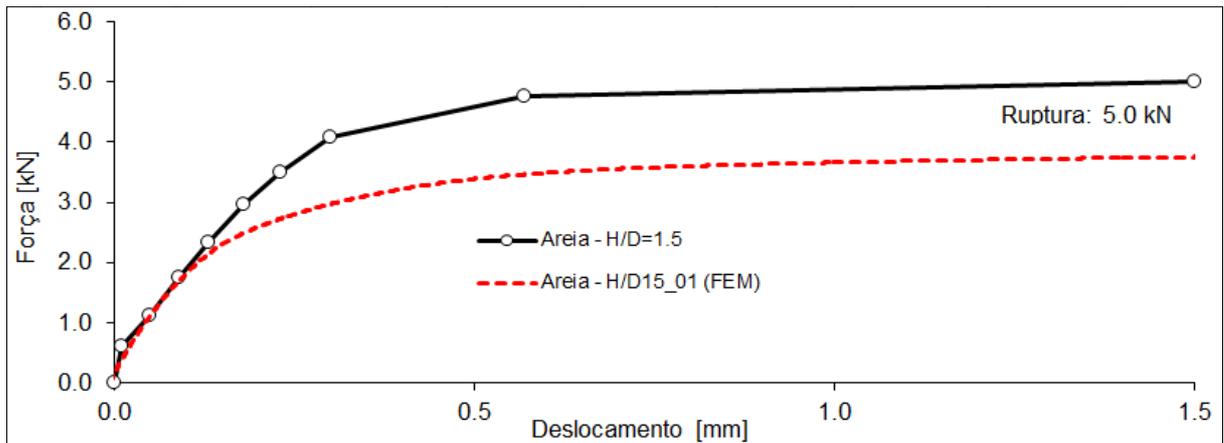


Figura 4.6 – Modelo numérico inicial para um aterro de areia $H/D=1.5$

Os resultados do modelo numérico inicial em ambas as placas de aço mostraram uma diferença acentuada em relação ao resultado medido no ensaio de campo.

4.2 MODELO DE AREIA E FIBRA

4.2.1 Geometria

Buscando reproduzir numericamente os resultados dos ensaios de arrancamento de placas de aço circular realizados em campo por Ruver (2011) e Girardello (2014), utilizou-se os dados dos ensaios para uma placa de aço embutida num aterro de areia-fibra para os valores de $H/D=2.0$, $H/D=1.5$ e $H/D=1.0$. Para a modelagem numérica vão ser resolvidos em axissimetria e a geometria utilizada é apresentada na Figura 4.1.

4.2.2 Condições de contorno

As condições de contorno são as mesmas do modelo de aterro de areia que foram apresentadas na seção 4.1.2. A Figura 4.2 apresenta um exemplo de condições de contorno.

4.2.3 Definição da malha

A malha do modelo é a mesma do modelo de aterro de areia que foram apresentadas na seção 4.1.3. Na seguinte Tabela se tem um resumo da quantidade de elementos e nós resultantes do modelo com areia-fibra.

Tabela 4.3 – Quantidade de elementos e nós no modelo com areia e fibra

Descrição	Elemento CAX4P	Elemento CAX4	Nós
H/D=1,0			
Solo natural	757.0	-	824.0
Areia ou solo melhorado	270.0	-	304.0
Fundação	-	90.0	119.0
H/D=1,5			
Solo natural	819.0	-	894.0
Areia ou solo melhorado	396.0	-	437.0
Fundação	-	122.0	159.0
H/D=2,0			
Solo natural	891.0	-	974.0
Areia ou solo melhorado	540.0	-	589.0
Fundação	-	150.0	194.0

4.2.4 Interação entre os Materiais

Nestas análises numéricas tem-se a interação entre três materiais: (a) solo natural; (b) solo melhorado e (c) fundação (placa e encamisamento em aço). É definido o contato entre (a) e (c), sendo a superfície máster (c) e a superfície escrava (a) como é apresentado na seguinte figura. No caso da entre (b) e (c), sendo (c) a superfície máster e (b) a superfície escrava. No caso da entre (a) e (b), sendo (b) a superfície máster e (a) a superfície escrava. A Figura 4.4 apresenta os contatos que se tem no modelo.

O coeficiente tangencial consiste na lei de fricção de Coulomb com um coeficiente de fricção de 0.3, direcional isotrópica e a formulação de fricção utilizada é penalidade pura. O comportamento normal, a força normal de contato atua se existe penetração entre os elementos. É permitida a separação entre as superfícies (Figura 4.5).

4.2.5 Medição dos parâmetros

A malha do modelo é a mesma do modelo de aterro de areia que foram apresentadas na seção 4.1.5. Foram aplicados deslocamentos iguais ao longo do topo do tubo de aço, no sentido ascendente (Figura 3.9).

4.2.6 Propriedades dos materiais

Após a interpretação de ser apresentada a investigação geotécnica de campo e laboratório conforme no Programa de Pesquisa Experimental (Seção 3.2), definiram-se as propriedades do modelo com os parâmetros para cada tipo de solo e para a placa circular de aço na seguinte tabela.

Tabela 4.4 – Propriedades dos materiais do modelo de aterro de areia-fibra.

Descrição	Propriedades	Areia-Fibra	Solo natural	Placa de Aço	Tubo de Aço
Densidade	ρ [kg/m ³]	1770.0	1650.0	7850.0	1600.0
Elasticidade	E [kPa]	80000.0	15000.0	210000000.0	210000000.0
	ν	0.3	0.3	0.3	0.3
Plasticidade	c' [Pa]	4800.0	-	-	-
	ϕ' [graus]	43.4	-	-	-
	ψ [graus]	15.0	-	-	-

Em quanto aos materiais envolvidos, definiu-se um comportamento elástico linear para a fundação e o solo natural escavado.

Para o aterro, foi adotado o modelo elasto-perfeitamente plástico, com critério de ruptura Mohr Coulomb. Os modelos constitutivos dos materiais foram apresentados na seção 2.3.

O modelo elástico perfeitamente plástico depende suas variáveis de entrada são a densidade (ρ), módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν), ângulo de dilatância (ψ), coesão efetiva (c') e ângulo de atrito efetivo (ϕ').

O modelo elástico linear depende suas variáveis de entrada a densidade (ρ), módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν).

A placa de aço e o solo natural são as mesmas do modelo de aterro de areia que foram apresentadas na seção 4.1.6.1 e 4.1.6.2 respectivamente.

4.2.6.1 Areia-fibra

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais apresentados na Figura 1, 2, 3 e 4 do Anexo C, realizados sob diferentes tensões confinantes efetivas para uma areia com fibra com 50.0 [%] de densidade relativa, os parâmetros de resistência das misturas analisadas, ângulo de atrito interno (ϕ'), e intercepto coesivo (c'), são definidos através de suas envoltórias de ruptura (Festugato, 2008) e são apresentados na Tabela 4.5 o valor adotado no modelo numérico inicial.

Em termos de módulo de elasticidade, Thomé (1999) definiu como sendo o valor secante para uma deformação de 0.1 [%]. Este mesmo critério foi adotado neste trabalho. Como Festugato (2008), em seus ensaios triaxiais, apresentou somente os valores do módulo cisalhante pela deformação distorcional (Figura 3 do Anexo C), o módulo de elasticidade foi determinado a partir deste. Desta forma, a partir da Figura 1 (a, b ou c) do Anexo C, obteve-se a deformação distorcional, para uma deformação axial de 0.1 [%], em seguida determinou-se o módulo cisalhante, 160200.0 [kPa], a partir da Figura 3 do Anexo C; e por fim, através de equação 4.1, determinou-se o módulo de elasticidade. Os parâmetros geotécnicos (E , c' e ϕ') da areia-fibra que foram utilizados no modelo numérico inicial estão apresentados na tabela 4.5.

Os valores de ângulo de atrito interno das misturas não são influenciados pelo índice aspecto das fibras. As envoltórias de ruptura são paralelas. Em contrapartida, os valores de intercepto coesivo dos compósitos são fortemente influenciados pelo índice aspecto dos reforços. Quanto maior o índice aspecto, maior o intercepto coesivo (Festugato, 2008).

Nas análises preliminares variou-se o valor de ν , entre 0.2 e 0.4, tanto para o solo natural, como para o material de aterro, não sendo verificada influência nas curvas tensão vs. deslocamento relativo, para a faixa de variação adotada. Desta forma, considerou-se um valor médio de 0.3 para todos os materiais envolvidos. Estas considerações são compatíveis com os resultados de Rowe e Booker (1981) que verificaram que, para um solo homogêneo, não há variação no deslocamento para uma variação de ν entre os valores 0.0 e 0.5. Cudmani (1994) verificou o mesmo resultado para suas análises em fundações submetidas à compressão.

Outro aspecto importante a ser considerado é a dilatância. Para as análises numéricas iniciais foram realizados dois tipos de análises: (a) dilatância zero; e (b) dilatância com valor de $0.3 \cdot \phi'$, utilizado por Thomé (1999) em suas análises paramétricas. As provas de arrancamento com areia de aterro apresentam um melhor comportamento na análise numérica com uma dilatância maior a zero para ter um comportamento elasto perfeitamente plástico. As análises numéricas onde foi considerada a dilatância igual a zero resultam com distorções. O ângulo de dilatância é apresentado na tabela 4.5.

As curvas de dilatância (razão de tensões - q vs. dilatância - $\delta\varepsilon_v / \delta\varepsilon_s$) para os ensaios triaxiais da areia são apresentadas no Anexo C (Festugato, 2008). O ângulo de dilatância pode ser obtido diretamente por meio desta curva e através da equação 4.2, cujos valores variam entre 30.0 [°] e 5.0 [°], para uma tensão confinante de 100.0 [kPa] com 50.0 [%] de densidade relativa da areia. Para as primeiras análises foi considerado um valor inicial, como pode ser visto na tabela 4.5.

4.2.7 Resultados do modelo inicial

A comparação direta entre o resultado medido no ensaio em escala real e o resultado do modelo numérico é apresentada na seguinte figura (Areia fibra-HD10_01(FEM)) para uma relação $H/D=1.0$ com as propriedades dos materiais da tabela 4.7.

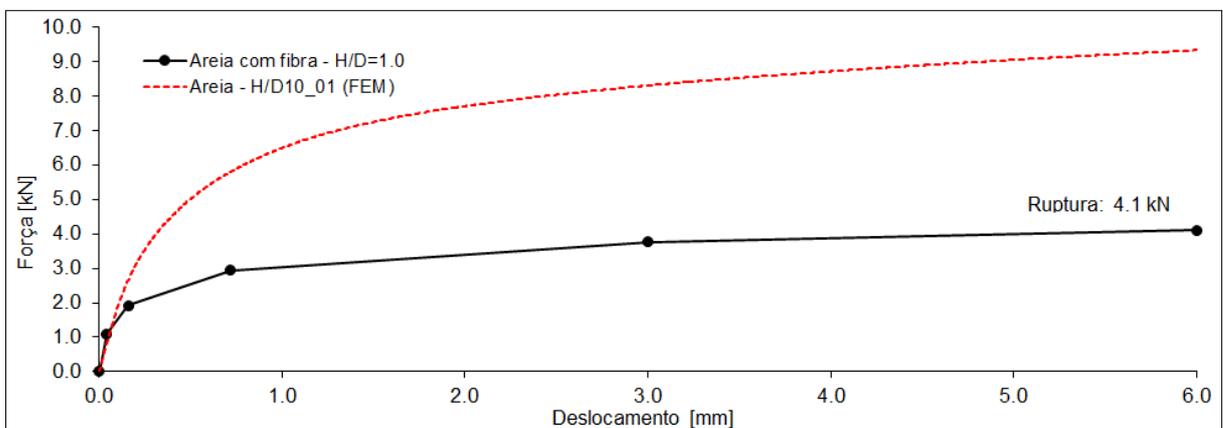


Figura 4.7 – Modelo numérico inicial para um aterro de areia-fibra $H/D=1.0$

Os resultados do modelo numérico inicial em ambas a placa de aço mostraram uma diferença acentuada em relação ao resultado medido no ensaio de campo.

4.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A força última no aterro de areia em campo foi de 5.0 [kN] e na modelagem numérica a partir dos parâmetros dos ensaios feitos em laboratório foi de 3.8 [kN] para um deslocamento de 1.5 [mm] nos dos casos em uma relação H/D de 1.5 com uma placa de aço de 30.0 [cm]. A diferença na força última no aterro é principalmente porque o modelo numérico toma os parâmetros dos ensaios que foram obtidas no laboratório e no ensaio de campo os parâmetros podem ser outros porque não se tem controle de alguns parâmetros, por exemplo, a temperatura, clima e tempo do ensaio.

O ensaio de campo tem uma resistência superior ao modelo numérico inicial e tem um comportamento diferente com ganhos de resistência nos diferentes deslocamentos como é apresentado na seguinte figura.

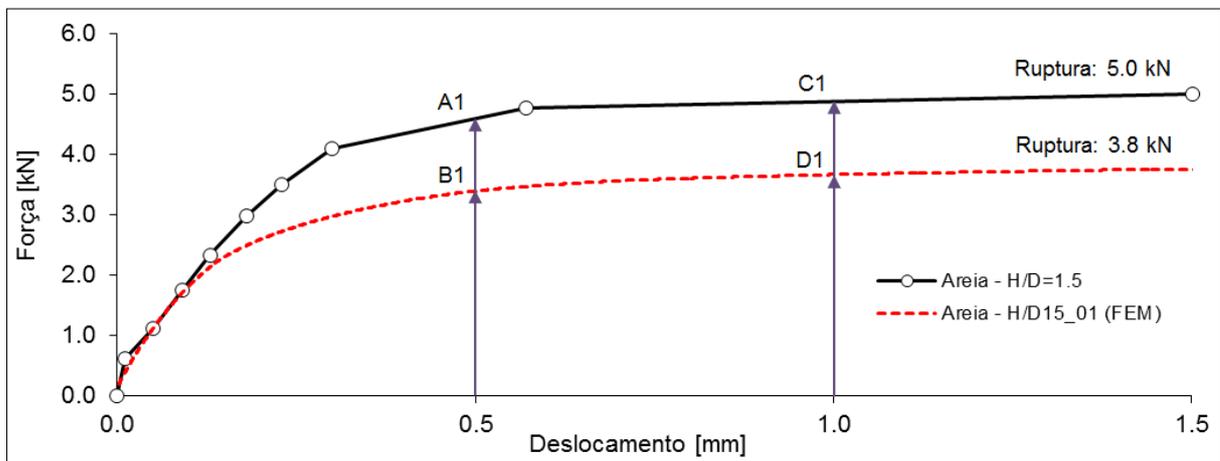


Figura 4.8 – Diferença do modelo numérico inicial e o ensaio de campo para um aterro de areia H/D=1.5

Da Figura 4.8 no ponto A1 de deslocamento 0.5 [mm] temos uma força de 4.5 [kN] para o ensaio em campo e no ponto B1 de igual deslocamento temos uma força de 3.4 [kN] para o modelo numérico com uma diferença de 1.1 [kN] que é aproximadamente 25.0 [%] mais de resistência no ensaio de campo que no modelo numérico.

Da Figura 4.8 no ponto C1 de deslocamento 1.0 [mm] temos uma força de 4.8 [kN] para o ensaio em campo e no ponto D1 de igual deslocamento temos uma força de 3.7 [kN] para o modelo numérico com uma diferença de 1.1 [kN] que é aproximadamente 25.0 [%] mais de resistência no ensaio de campo que no modelo numérico.

Na mesma linha a força última no aterro de areia e fibra em campo foi de 4.1 [kN] e na modelagem numérica a partir dos parâmetros dos ensaios feitos em laboratório foi de 9.3 [kN] para um deslocamento de 6.0 [mm] nos dos casos numa relação H/D de 1.0 com uma placa de aço de 30.0 [cm]. A diferença na força última no aterro é principalmente porque o modelo numérico toma os parâmetros dos ensaios que foram obtidas no laboratório e no ensaio de campo os parâmetros podem ser outros porque não se tem controle de alguns parâmetros.

O modelo numérico inicial tem uma resistência superior ao ensaio de campo e tem um comportamento diferente com ganhos de resistência nos diferentes deslocamentos como é apresentado na seguinte figura.

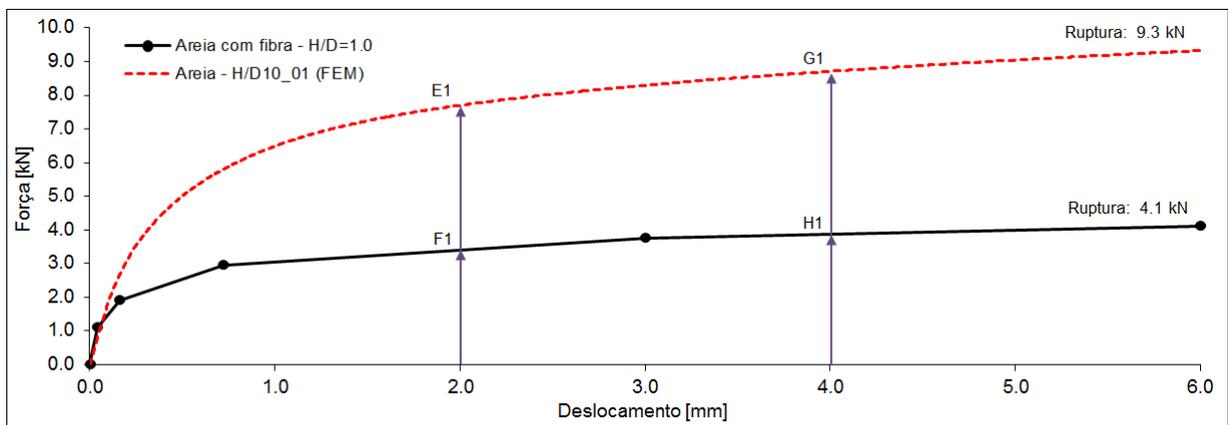


Figura 4.9 – Diferença do modelo numérico inicial e o ensaio de campo para um aterro de areia H/D=1.0

Da figura 4.9 no ponto F1 de deslocamento 2.0 [mm] temos uma força de 3.0 [kN] para o ensaio em campo e no ponto E1 de igual deslocamento temos uma força de 7.7 [kN] para o modelo numérico com uma diferença de 4.7 [kN] que é aproximadamente 60.0 [%] mais de resistência na modelagem numérica que no ensaio de campo.

Da figura 4.9 no ponto H1 de deslocamento 4.0 [mm] temos uma força de 4.0 [kN] para o ensaio em campo e no ponto G1 de igual deslocamento temos uma força de 8.7 [kN] para o modelo numérico com uma diferença de 4.7 [kN] que é aproximadamente 60.0 [%] mais de resistência na modelagem numérica que no ensaio de campo.

Pelas diferenças apresentadas nos modelos é preciso fazer um ajuste do modelo numérico e diminuir ou acrescentar as propriedades resistentes dos materiais do aterro.

5 AJUSTE DO MODELO

5.1 MODELO DE AREIA

5.1.1 Propriedades dos materiais ajustados

A partir do modelo inicial e olhando os resultados dos mesmos é preciso fazer um ajuste dos parâmetros resistentes do modelo numérico para o modelo de areia e com os resultados dos mesmos modificar a relação geometria H/D (Figura 3.1) do modelo tomando os parâmetros resistentes ajustados.

Para obter este ajuste, foi necessária a redução do valor do ângulo de dilatância. Inicialmente, considerou-se um valor de 10.0 [°] e com uma redução para 7.0 [°]. O valor do ângulo dilatância encontra-se dentro da faixa medida nos ensaios triaxiais (5.0 a 26.0 [°]). Por meio do ajuste numérico, pode-se verificar que o resultado é compatível com os valores do ensaio de campo.

Para ter um melhor resultado no modelo número e poder representar o comportamento da areia no momento do arrancamento das placas de aço foi necessário fazer a análise com um modelo numérico com coesão de 3.0 [kPa]. No modelo inicial mostraram que o modelo com coesão 0.1 [kPa] não apresentava um bom resultado.

O módulo inicial de corte (G_0) é de 20.0 [MPa] (Consoli, 2013) e com isso calculamos o módulo de elasticidade (E) que é de 52.0 [MPa], mas no modelo numérico foi acrescentado a 60.0 [MPa] para ter um melhor resultado que concordam com os ensaios de Festugato (2008) para uma deformação de 0.1 [%] com uma densidade relativa do 50 [%].

O ângulo de atrito (ϕ') foi mudado de 37.0 [°] de acordo com Festugato (2008) a 39.2 [°] de acordo com Consoli (2013) e com esses parâmetros foi obtido um melhor resultado. Só com a variação de 37.0 [°] a 39.2 [°] não se obtém bons resultados, mas se com a variação de todos os parâmetros apresentados anteriormente.

Definiram-se as propriedades do modelo com os parâmetros para cada tipo de solo e para a placa circular de aço (Tabela 5.1) conforme ao ajuste feito.

Tabela 5.1 – Propriedades dos materiais do modelo de aterro de areia com o ajuste.

Descrição	Propriedades	Areia	Solo natural	Placa de Aço	Tubo de Aço
Densidade	ρ [kg/m ³]	1770.0	1650.0	7850.0	1600.0
Elasticidade	E [kPa]	60000.0	15000.0	210000000.0	210000000.0
	ν	0.3	0.3	0.3	0.3
Plasticidade	c' [Pa]	3000.0	-	-	-
	ϕ' [graus]	39.2	-	-	-
	ψ [graus]	7.0	-	-	-

5.1.2 Resultados do ajuste do modelo

O resultado do ajuste do modelo se tem na seguinte Figura para o modelo Areia-HD15_02v15(FEM) para uma relação H/D de 1.5 e um diâmetro da placa de aço de 30 [cm]. Na tabela 5.1 se tem as propriedades dos materiais obtidos a partir do ajuste do modelo. A partir do ajuste feito se fizeram as análises para uma relação H/D de 1.0 e 2.0.

Os resultados do modelo numérico mostraram uma boa correlação com os valores medidos, subestimando os valores reais no início, enquanto sobre-estimando no final do carregamento.

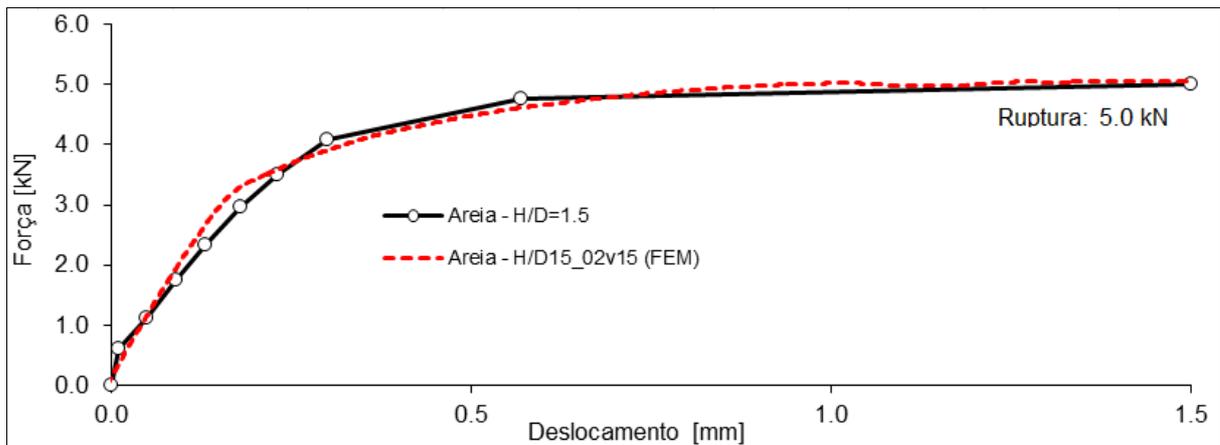


Figura 5.1 – Ajuste do modelo para um aterro de areia H/D=1.5

O desvio dos valores medidos da Figura 5.1, na maioria dos pontos mostrou valores abaixo e para cima de 5.0 [%], considerou-se o modelo com comportamento satisfatório pela diferença que se tem no ensaio em campo e o modelo numérico.

5.1.3 Resultados dos modelos em areia

Na seguinte Figura se tem a comparação dos resultados dos ensaios experimentais com os da simulação para o aterro de Areia.

Onde Areia-H/D=1.0 (Exp), Areia-H/D=1.5 (Exp) e Areia-H/D=2.0 (Exp) são as curvas Deslocamento vs Força das provas de carga e Areia-H/D=1.0 (MEF), Areia-H/D=1.5 (MEF) e Areia-H/D=2.0 (MEF) são as curvas dos Métodos dos Elementos Finitos (MEF).

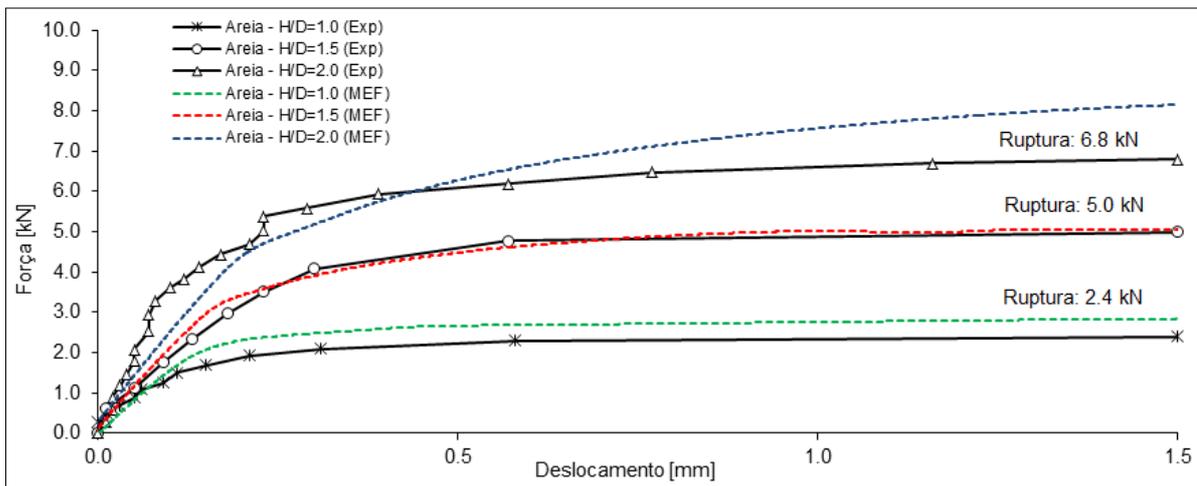


Figura 5.2 – Modelos ajustados para um aterro de areia H/D=1.0, 1.5 e 2.0

As curvas de Força-Deslocamento apresentam um comportamento semelhante dos ensaios experimentais e o modelo numérico para as relações H/D=1.0 e H/D=1.5 aonde as curvas experimentais e as de simulação numérica chegam a plastificar completamente, mas para a relação H/D=2.0 a curva do modelo numérico ainda não chegou a sua força máxima e a curva experimental está praticamente horizontal.

5.2 MODELO DE AREIA E FIBRA

5.2.1 Propriedades dos materiais ajustados

A partir do modelo inicial e olhando os resultados dos mesmos é preciso fazer um ajuste dos parâmetros resistentes do modelo numérico para o modelo de areia-fibra e com os resultados dos mesmos modificar a relação geometria H/D (Figura 3.1) do modelo tomando os parâmetros resistentes ajustados.

Para obter este ajuste, foi necessária a redução do valor do ângulo de dilatância. Inicialmente, considerou-se um valor de 15.0 [°] e com uma redução para 8.0 [°]. O valor do ângulo de dilatância encontra-se dentro da faixa medida nos ensaios triaxiais (5.0 a 30.0 [°]). Por meio do ajuste numérico, pode-se verificar que o resultado é compatível com os valores do ensaio de campo.

Para ter um melhor resultado no modelo numérico e poder representar o comportamento da areia e fibra no momento do arrancamento das placas de aço foi necessário fazer a análise utilizando a opção *hardening* (apresentado no ponto 2.3.3 de Elastoplasticidade (Mohr Coulomb – Abaqus CAE)) com um modelo com coesão de 0.3 a 2.0 [kPa]. No modelo inicial mostraram que o modelo com uma coesão 4.8 [kPa] (sem a opção de *hardening*) não apresentava um bom resultado.

O cálculo do Módulo de elasticidade (E) feito pelos ensaios de Festugato (2008) para areia-fibra não foram das melhores é por isso que foi adotado um módulo de elasticidade (E) que é de 80.0 [MPa]. No modelo numérico foi mantido o valor pelo resultado que apresentou no modelo inicial.

O ângulo de atrito (ϕ') foi mudado de 43.4 [°] de acordo com Festugato (2008) a 43.0 [°] pelos resultados obtidos no ajuste. Só com a variação de 43.4 a 43.0 [°] não se tem bons resultados, mas se com a variação de todos os parâmetros apresentados anteriormente.

Definiram-se as propriedades do modelo com os parâmetros para cada tipo de solo e para a placa circular de aço (Tabela 5.2) conforme ao ajuste feita.

Tabela 5.2 – Propriedades dos materiais do modelo de aterro de areia com ao ajuste.

Descrição	Propriedades	Areia-Fibra	Solo natural	Placa de Aço	Tubo de Aço
Densidade	ρ [kg/m ³]	1770.0	1650.0	7850.0	1600.0
Elasticidade	E [kPa]	80000.0	15000.0	210000000.0	210000000.0
	ν	0.3	0.3	0.3	0.3
Plasticidade	c' [Pa]	300.0-2000.0	-	-	-
	ϕ' [graus]	43.0	-	-	-
	ψ [graus]	8.0	-	-	-

5.2.2 Resultados do ajuste do modelo

O resultado do ajuste do modelo se tem na seguinte Figura para o modelo Areia Fibra-HD10_48v2(FEM) para uma relação H/D de 1.0 e um diâmetro da placa de aço de 30 [cm]. Na tabela 5.2 se tem as propriedades dos materiais obtidos a partir do ajuste do modelo. A partir do ajuste feito se fizeram as análises para uma relação H/D=1.5 e 2.0.

Os resultados do modelo numérico mostraram uma boa correlação com os valores medidos, subestimando os valores reais no início, enquanto sobre-estimando no final do carregamento.

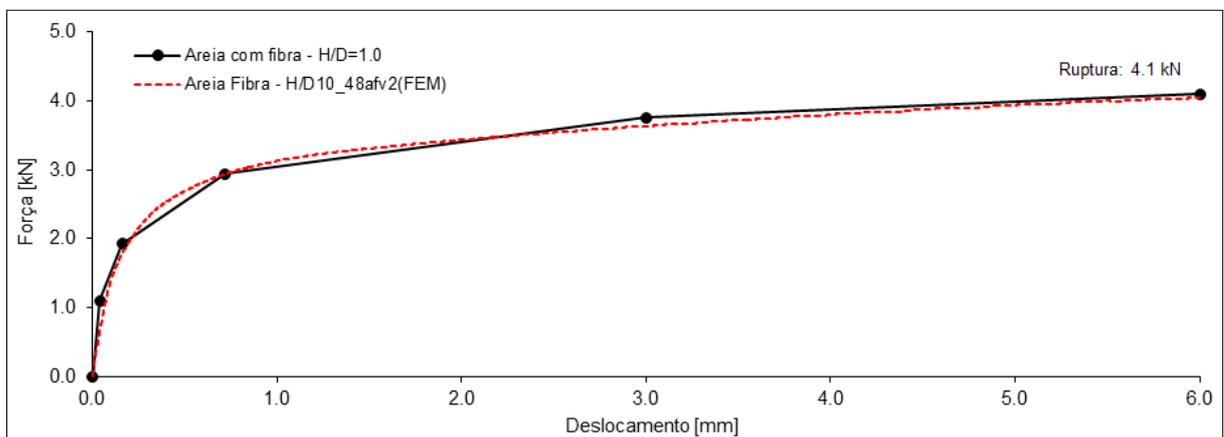


Figura 5.3 – Ajuste do modelo para um aterro de areia-fibra H/D=1.0

O desvio dos valores medidos da Figura 5.3, na maioria dos pontos mostrou valores abaixo e para cima de 5.0 [%], considerou-se o modelo com comportamento satisfatório pela diferença que se tem no ensaio em campo e o modelo numérico.

5.2.3 Resultados dos modelos em areia e fibra

Na seguinte Figura se tem a comparação dos resultados dos ensaios experimentais com os da simulação para o aterro de Areia.

Onde Areia Fibra-H/D=1.0 (Exp), Areia Fibra -H/D=1.5 (Exp) e Areia Fibra -H/D=2.0 (Exp) são as curvas Deslocamento vs Força das provas de carga e Areia Fibra -H/D=1.0 (MEF), Areia Fibra -H/D=1.5 (MEF) e Areia Fibra -H/D=2.0 (MEF) são as curvas dos Métodos dos Elementos Finitos (MEF).

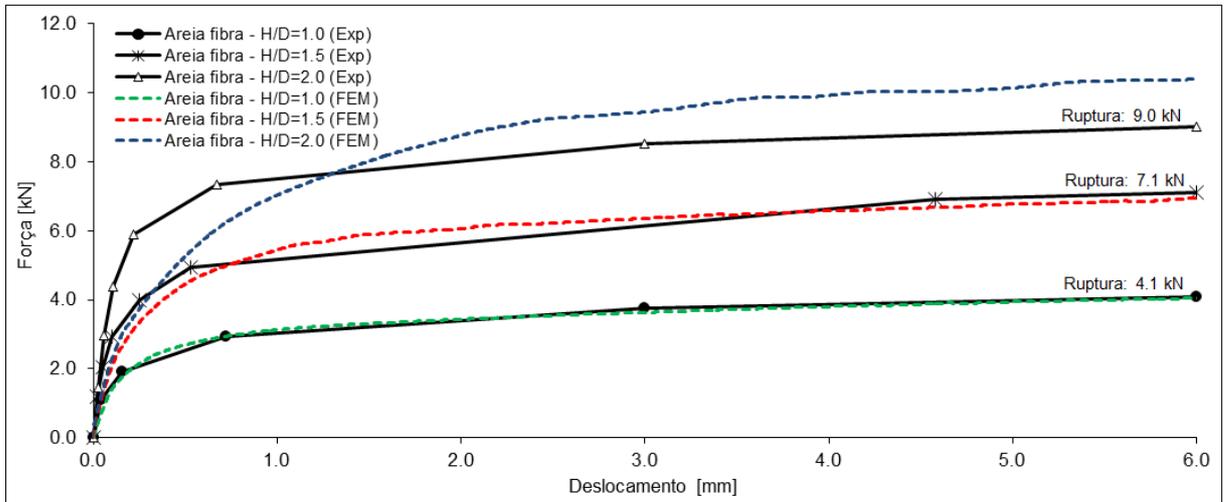


Figura 5.4 – Modelos ajustados para um aterro de areia-fibra H/D=1.0, 1.5 e 2.0

As curvas de Força-Deslocamento apresentam um comportamento semelhante dos ensaios experimentais e o modelo numérico para as relações H/D=1.0 e H/D=1.5 aonde as curvas experimentais e as de simulação numérica chegam a plastificar completamente, mas para a relação H/D=2.0 a curva de simulação ainda não chegou a sua força máxima e a curva experimental está praticamente horizontal.

5.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.3.1 Modelos em areia

A força última no aterro de areia em campo foi de 5.0 [kN] e na modelagem numérica a partir dos parâmetros dos ensaios feitos em laboratório e com o ajuste foi de 5.1 [kN] para um deslocamento de 1.5 [mm] nos dos casos numa relação H/D de 1.5 com uma placa de aço de 30.0 [cm]. Temos uma diferença na força última de 0.1 [kN] que é aproximadamente 2.0 [%] mais de resistência no modelo numérico que no ensaio de campo o que é considerado um modelo satisfatório.

O ensaio de campo e o modelo numérico com as propriedades resistentes calibradas tem um comportamento semelhante na resistência ao arrancamento para uma relação H/D de 1.5 nos diferentes deslocamentos como é apresentado na seguinte figura.

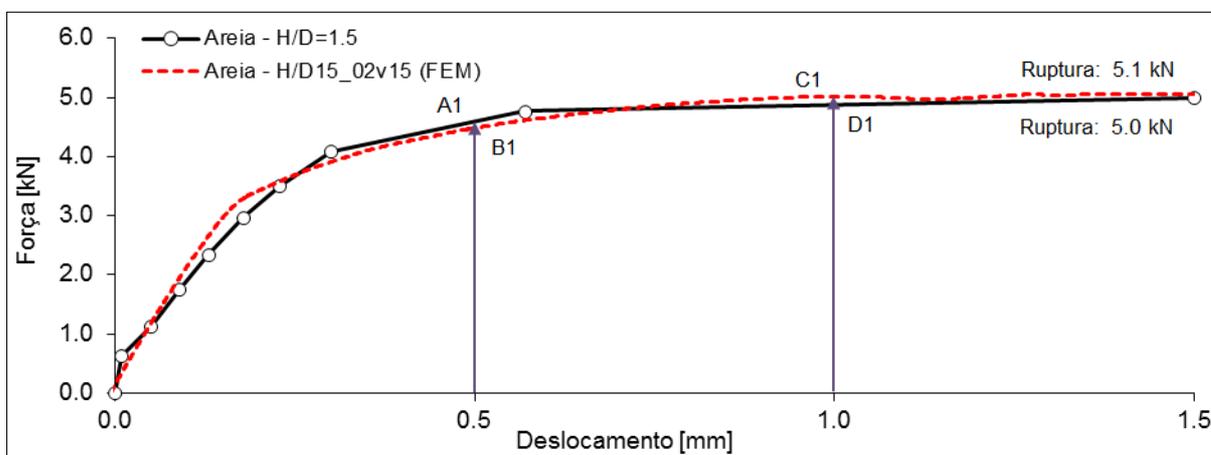


Figura 5.5 – Diferença do modelo numérico calibrado e o ensaio de campo para um aterro de areia H/D=1.5

Da Figura 5.5 no ponto A1 de deslocamento 0.5 [mm] temos uma força de 4.5 [kN] para o ensaio em campo e no ponto B1 de igual deslocamento temos uma força de 4.4 [kN] para o modelo numérico com uma diferença de 0.1 [kN] que é aproximadamente 2.0 [%] mais de resistência no ensaio de campo que no modelo numérico.

Da Figura 5.5 no ponto C1 de deslocamento 1.0 [mm] temos uma força de 5.0 [kN] para o modelo numérico e no ponto D1 de igual deslocamento temos uma força de 4.8 [kN] para o ensaio em campo com uma diferença de 0.2 [kN] que é aproximadamente 4.0 [%] mais de resistência no modelo numérico que no ensaio de campo.

A partir da Figura 5.5 que apresentou bons resultados no modelo numérico calibrado foi feito os modelos numéricos para uma relação de H/D de 1.0 e 2.0 como é apresentado na seguinte Figura aonde para uma relação H/D de 1.0 o modelo numérico apresentou um comportamento semelhante ao ensaio de campo e já na relação H/D de 2.0 o modelo numérico apresentou um comportamento diferente.

Para uma relação H/D de 1.0 a força última no aterro de areia em campo foi de 2.4 [kN] e na modelagem numérica a partir dos parâmetros dos ensaios feitos em laboratório e com o ajuste foi de 2.8 [kN] para um deslocamento de 1.5 [mm]. Temos uma diferença na força última de 0.4 [kN] que é aproximadamente 15.0 [%] mais de resistência no modelo numérico que no ensaio de campo como é apresentado na Figura 5.6.

Para uma relação H/D de 2.0 a força última no aterro de areia em campo foi de 6.8 [kN] e na modelagem numérica a partir dos parâmetros dos ensaios feitos em laboratório e com o ajuste foi de 8.2 [kN] para um deslocamento de 1.5 [mm]. Temos uma diferença na força última de 1.4 [kN] que é aproximadamente 15.0 [%] mais de resistência no modelo numérico que no ensaio de campo como é apresentado na Figura 5.6.

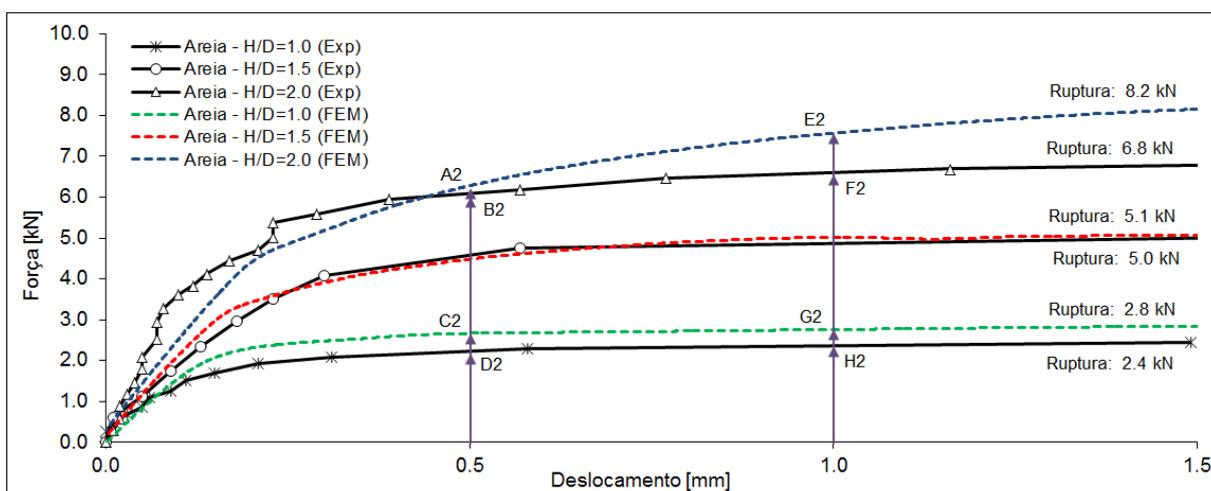


Figura 5.6 – Diferença do modelo numérico calibrado e o ensaio de campo para um aterro de areia H/D=1.0, 1.5 e 2.0

Da Figura 5.6 para a relação H/D de 2.0 no ponto B2 de deslocamento 0.5 [mm] temos uma força de 6.0 [kN] para o ensaio em campo e no ponto A2 de igual deslocamento temos uma força de 6.3 [kN] para o modelo numérico com os parâmetros resistentes ajustados com uma diferença de 0.3 [kN] que é aproximadamente 5.0 [%] mais de resistência no modelo numérico que no ensaio de campo. Da mesma Figura e para a mesma relação no ponto F2 de deslocamento 1.0 [mm] temos uma força de 6.5 [kN] para o ensaio em campo e no ponto E2 de igual deslocamento temos uma força de 7.6 [kN] para o modelo numérico com os parâmetros resistentes ajustados com uma diferença de 1.1 [kN] que é aproximadamente 15.0 [%] mais de resistência no modelo numérico que no ensaio de campo.

Da Figura 5.6 para a relação H/D de 1.0 no ponto D2 de deslocamento 0.5 [mm] temos uma força de 2.2 [kN] para o ensaio em campo e no ponto C2 de igual deslocamento temos uma força de 2.7 [kN] para o modelo numérico com os parâmetros resistentes ajustados com uma diferença de 0.5 [kN] que é aproximadamente 20.0 [%] mais de resistência no modelo numérico que no ensaio de campo.

Da mesma Figura e para a mesma relação no ponto H2 de deslocamento 1.0 [mm] temos uma força de 2.3 [kN] para o ensaio em campo e no ponto G2 de igual deslocamento temos uma força de 2.7 [kN] para o modelo numérico com os parâmetros resistentes ajustados com uma diferença de 0.4 [kN] que é aproximadamente 15.0 [%] mais de resistência no modelo numérico que no ensaio de campo.

5.3.2 Modelos em areia e fibra

A força última no aterro de areia e fibra em campo foi de 4.1 [kN] e na modelagem numérica a partir dos parâmetros dos ensaios feitos em laboratório e com o ajuste foi de 4.0 [kN] para um deslocamento de 6.0 [mm] nos dos casos numa relação H/D de 1.0 com uma placa de aço de 30 [cm]. Temos uma diferença na força última de 0.1 [kN] que é aproximadamente 2.0 [%] mais de resistência ensaio de campo que no modelo numérico o que é considerado um modelo satisfatório.

O ensaio de campo e o modelo numérico com as propriedades resistentes calibradas tem um comportamento semelhante na resistência ao arrancamento para uma relação H/D de 1.0 nos diferentes deslocamentos como é apresentado na seguinte figura.

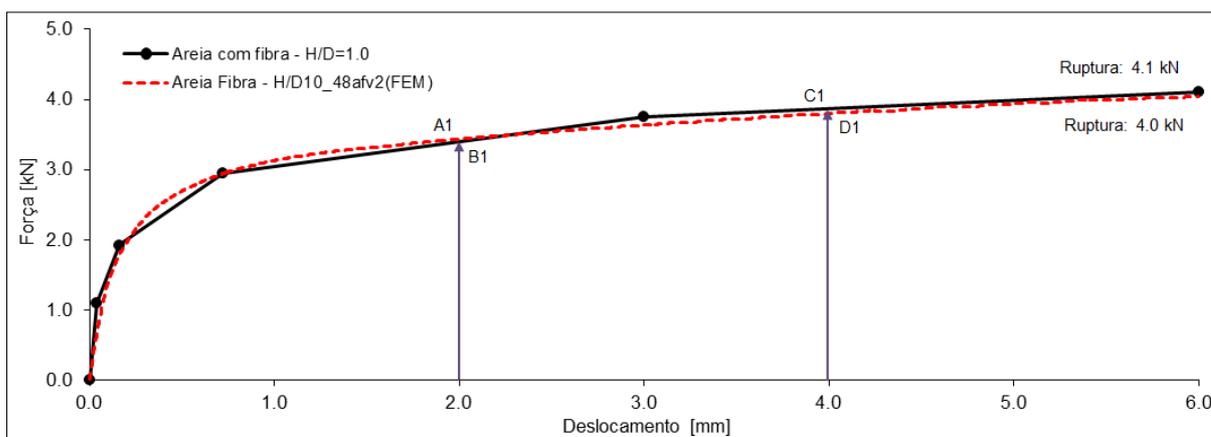


Figura 5.7 – Diferença do modelo numérico calibrado e o ensaio de campo para um aterro de areia e fibra H/D=1.0

Da Figura 5.7 no ponto A1 de deslocamento 0.5 [mm] temos uma força de 3.3 [kN] para o ensaio em campo e no ponto B1 de igual deslocamento temos uma força de 3.4 [kN] para o modelo numérico com uma diferença de 0.1 [kN] que é aproximadamente 3.0 [%] mais de resistência no modelo numérico que no ensaio de campo.

Da Figura 5.7 no ponto D1 de deslocamento 1.0 [mm] temos uma força de 4.0 [kN] para o modelo numérico e no ponto C1 de igual deslocamento temos uma força de 4.1 [kN] para o ensaio em campo com uma diferença de 0.1 [kN] que é aproximadamente 3.0 [%] mais de resistência no ensaio de campo que no modelo numérico.

A partir da Figura 5.7 que apresentou bons resultados no modelo numérico calibrado foi feito os modelos numéricos para uma relação de H/D de 1.5 e 2.0 como é apresentado na seguinte Figura aonde para uma relação H/D de 1.5 o modelo numérico apresentou um comportamento semelhante ao ensaio de campo e já na relação H/D de 2.0 o modelo numérico apresentou um comportamento diferente.

Para uma relação H/D de 1.5 a força última no aterro de areia e fibra no ensaio em campo foi de 7.1 [kN] e na modelagem numérica a partir dos parâmetros dos ensaios feitos em laboratório e com o ajuste foi de 6.9 [kN] para um deslocamento de 6.0 [mm]. Temos uma diferença na força última de 0.2 [kN] que é aproximadamente 3.0 [%] mais de resistência no ensaio de campo que no modelo numérico como é apresentado na Figura 5.8.

Para uma relação H/D de 2.0 a força última no aterro de areia e fibra no ensaio em campo foi de 9.0 [kN] e na modelagem numérica a partir dos parâmetros dos ensaios feitos em laboratório e com o ajuste foi de 10.4 [kN] para um deslocamento de 6.0 [mm]. Temos uma diferença na força última de 1.4 [kN] que é aproximadamente 15.0 [%] mais de resistência no modelo numérico que no ensaio de campo como é apresentado na Figura 5.8.

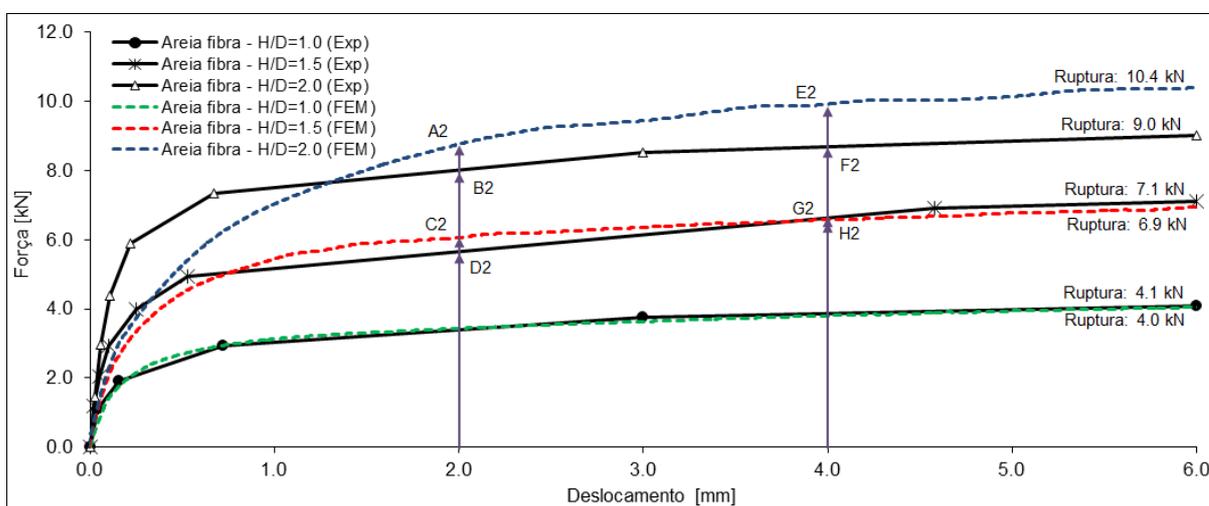


Figura 5.8 – Diferença do modelo numérico calibrado e o ensaio de campo para um aterro de areia H/D=1.0, 1.5 e 2.0

Da Figura 5.8 para a relação H/D de 2.0 no ponto B2 de deslocamento 2.0 [mm] temos uma força de 7.9 [kN] para o ensaio em campo e no ponto A2 de igual deslocamento temos uma força de 8.8 [kN] para o modelo numérico com os parâmetros resistentes ajustados com uma diferença de 1.1 [kN] que é aproximadamente 10.0 [%] mais de resistência no modelo numérico que no ensaio de campo. Da mesma Figura e para a mesma relação no ponto F2 de deslocamento 4.0 [mm] temos uma força de 8.4 [kN] para o ensaio em campo e no ponto E2 de igual deslocamento temos uma força de 9.9 [kN] para o modelo numérico com os parâmetros resistentes ajustados com uma diferença de 1.5 [kN] que é aproximadamente 15.0 [%] mais de resistência no modelo numérico que no ensaio de campo.

Da Figura 5.8 para a relação H/D de 1.5 no ponto D2 de deslocamento 2.0 [mm] temos uma força de 5.8 [kN] para o ensaio em campo e no ponto C2 de igual deslocamento temos uma força de 6.0 [kN] para o modelo numérico com os parâmetros resistentes ajustados com uma diferença de 0.2 [kN] que é aproximadamente 3.0 [%] mais de resistência no modelo numérico que no ensaio de campo. Da mesma Figura e para a mesma relação no ponto H2 de deslocamento 4.0 [mm] temos uma força de 6.6 [kN] para o ensaio em campo e no ponto G2 de igual deslocamento temos uma força de 6.6 [kN] para o modelo numérico com os parâmetros resistentes ajustados onde não se tem uma diferença.

5.3.3 Comparação dos modelos em areia e fibra

Na seguinte Figura se tem uma comparação das tensões de arrancamento dos modelos numéricos e dos ensaios em campo.

Na Figura 5.9 pode-se ver a força última de arrancamento para cada relação H/D dos modelos numéricos e os ensaios de campo. Pode-se ver que nas comparações da força última a relação de H/D de 1.0 e 1.5 tem uns ganhos de resistência muito semelhantes com uma diferença de 0.1 [kN] na areia-fibra e 0.4 [kN] na areia para um H/D de 1.0 e 0.2 [kN] na areia-fibra e 0.1 [kN] na areia para um H/D de 1.5 , mas na relação H/D de 2.0 se tem uma diferença considerável já que para a areia-fibra temos uma diferença de 1.4 [kN] e para a areia temos uma diferença de 1.4 [kN].

A variação do modelo numérico e o ensaio de campo é de 0.1 a 0.4 [kN]. para uma relação H/D de 1.0 e 1.5 nos aterros de areia e areia-fibra, mas na relação H/D de 2.0 temos uma variação de 1.4 [kN].

Da Figura 5.9 fazendo uma comparação dos ganhos de resistência no ensaio dos aterros com fibra e sem fibra temos que para uma relação H/D de 1.0 no ensaio de campo de 2.4 [kN] num aterro de areia e 4.1 [kN] num aterro de areia-fibra que é um ganho de resistência aproximada de 40.0 [%]. Já no modelo numérico com os parâmetros de resistência ajustados para a mesma relação temos 2.8 [kN] num aterro de areia e 4.0 [kN] num aterro de areia-fibra que é um ganho de resistência aproximada de 30.0 [%].

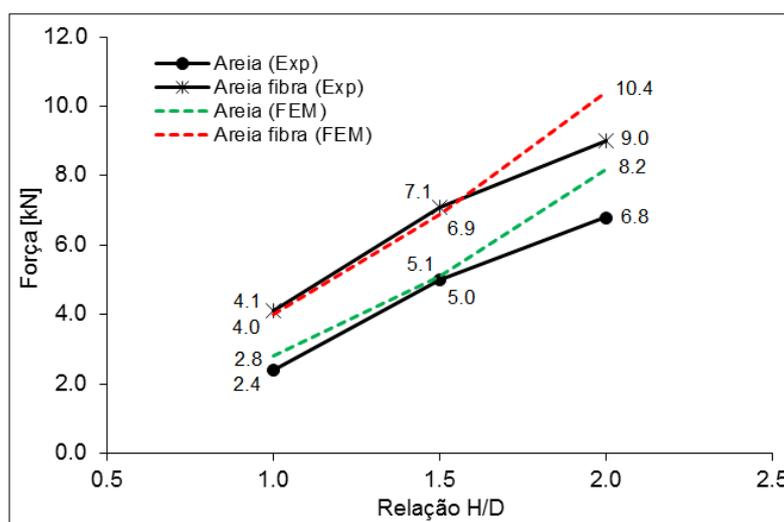


Figura 5.9 – Comparação das tensões de arrancamento

Da Figura 5.9 para uma relação H/D de 1.5 no ensaio de campo temos uma resistência de arrancamento de 5.0 [kN] num aterro de areia e 7.1 [kN] num aterro de areia-fibra que é um ganho de resistência aproximada de 30.0 [%]. Já no modelo numérico com os parâmetros de resistência ajustados para a mesma relação temos 5.1 [kN] num aterro de areia e 6.9 [kN] num aterro de areia-fibra que é um ganho de resistência aproximada de 30.0 [%].

Da mesma Figura para uma relação H/D de 2.0 no ensaio de campo temos uma resistência de arrancamento de 6.8 [kN] num aterro de areia e 9.0 [kN] num aterro de areia-fibra que é um ganho de resistência aproximada de 30.0 [%]. Já no modelo numérico com os parâmetros de resistência ajustados para a mesma relação temos 8.2 [kN] num aterro de areia e 10.4 [kN] num aterro de areia-fibra que é um ganho de resistência aproximada de 30.0 [%].

Numa média aritmética temos um ganho de resistência dum aterro com fibra de 40.0 [%] nos ensaios em campo e 35.0 [%] nos modelos numéricos com o material calibrado.

Na Figura 5.10 os maiores deslocamentos são observados no solo que está na cima da cara superior da placa de aço. Neste caso a simulação foi feita com elementos contínuos e é por isso que o sólido não apresenta fissuras. No entanto o gradiente (transição) do deslocamento indica a localização provável da superfície de ruptura, que se pode observar uma forma tronco-cônica. A geratriz das superfícies de falha no caso da areia-fibra forma um ângulo maior com a vertical em comparação com o caso do aterro com areia. Da mesma Figura podemos ver que foi utilizada para o modelo de aterro de areia um deslocamento de 2.0 [mm] e para o modelo de aterro de areia-fibra um deslocamento de 6.0 [mm]

As tensões e deformações são desenvolvidas em várias direções e uma forma de apresentar essas tensões consiste em resumir numa tensão equivalente que é também chamado de Mises. Em modelos de três dimensões a combinação dos seis componentes de tensão numa única tensão equivalente é relacionada com o sistema de tensões reais (Abaqus, 2010). As tensões de Mises ou as tensões equivalentes apresentam as solicitações ao cisalhamento e estão concentradas na zona do aterro como é apresentado na Figura 5.11 e as mesmas vão aumentando enquanto aumenta a relação H/D. Pode-se ver que no caso do solo arenoso as tensões são distribuídas em forma mais aleatória que no caso do solo reforçado com fibra no qual se concentram em sentido da rotura. Em geral no caso dos solos reforçados (Areia-fibra) alcançam valores maiores de tensão que no solo arenoso.

A deformação plástica nos pontos de integração (E) é uma variável escalar usada para apresentar a deformação não elástica do material. Quando a variável é maior a zero significa que o material atingiu a fluência e quando a variável é menor que zero significa que o material ainda está em elasticidade (Abaqus, 2010). A zona de cor azul na Figura 5.12 indica que o material tem comportamento elástico, pode-se observar que a plastificação em todos os casos é concentrada nos elementos que estão pertos a esquina superior da placa e seguem a trajetória da superfície de ruptura obtida experimentalmente.

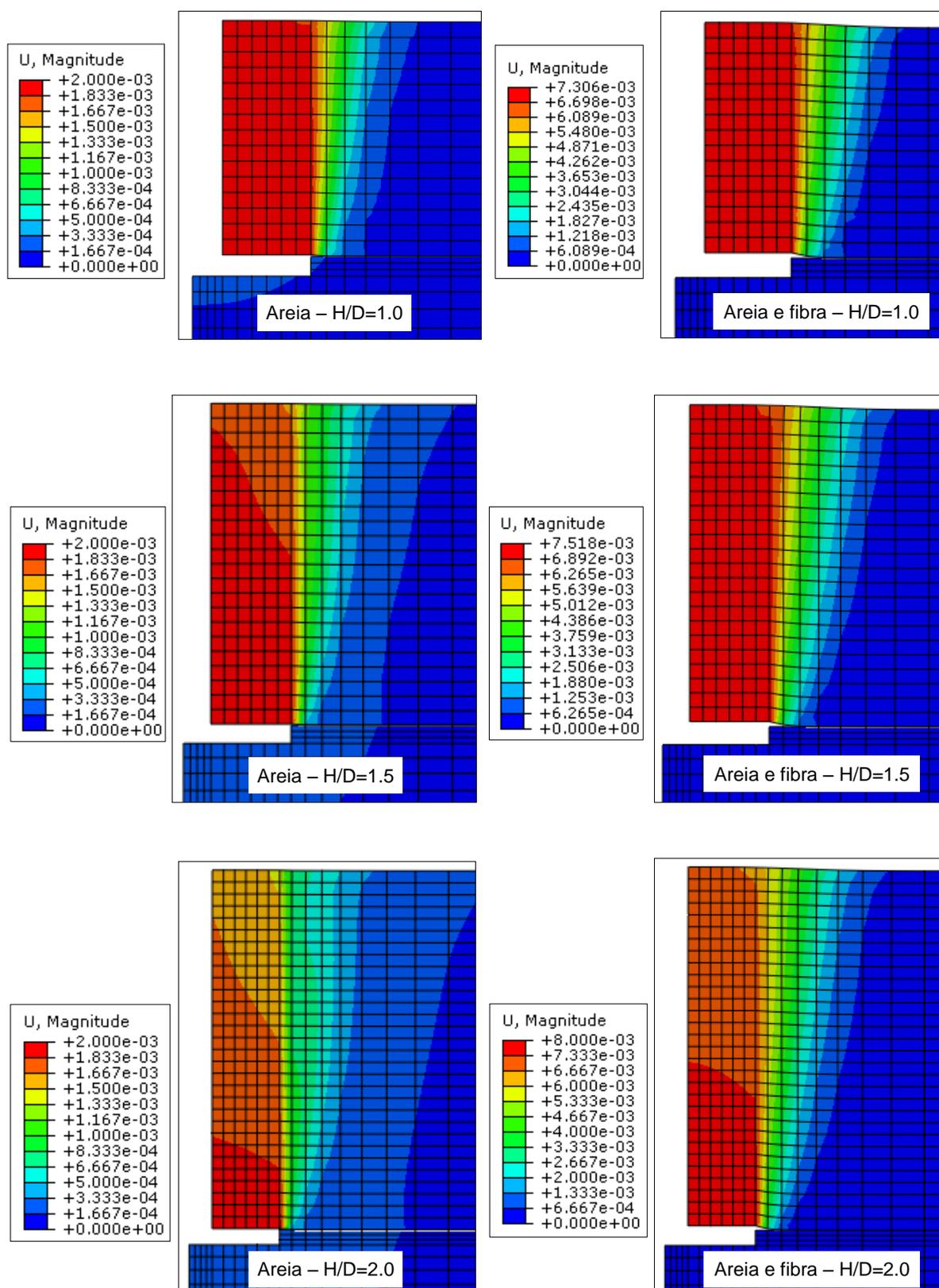


Figura 5.10 – Deslocamentos, U [mm] num aterro de areia e areia-fibra

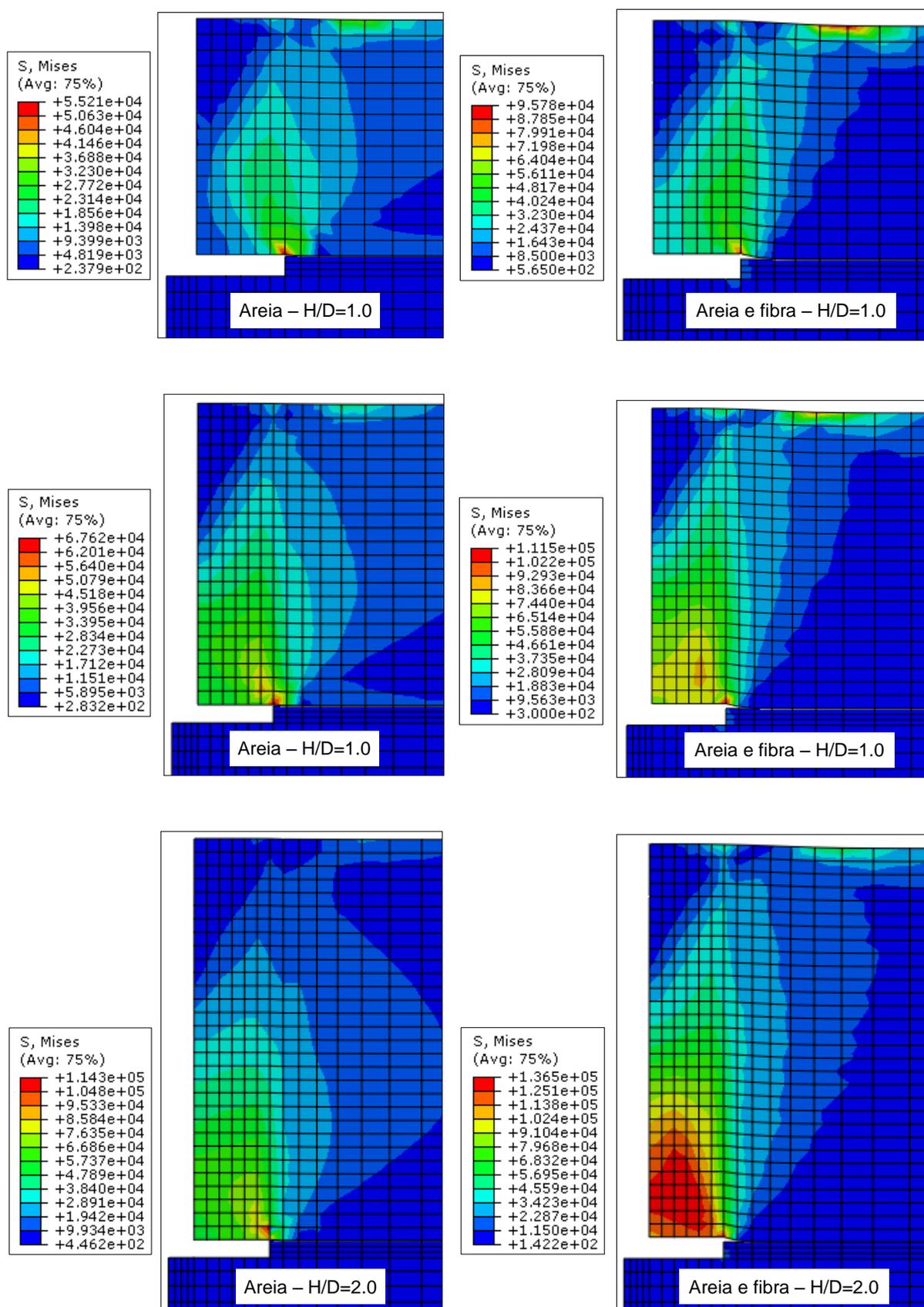


Figura 5.11 – Componentes da tensão nos pontos de integração (Mises), S [Pa] num aterro de areia e areia-fibra

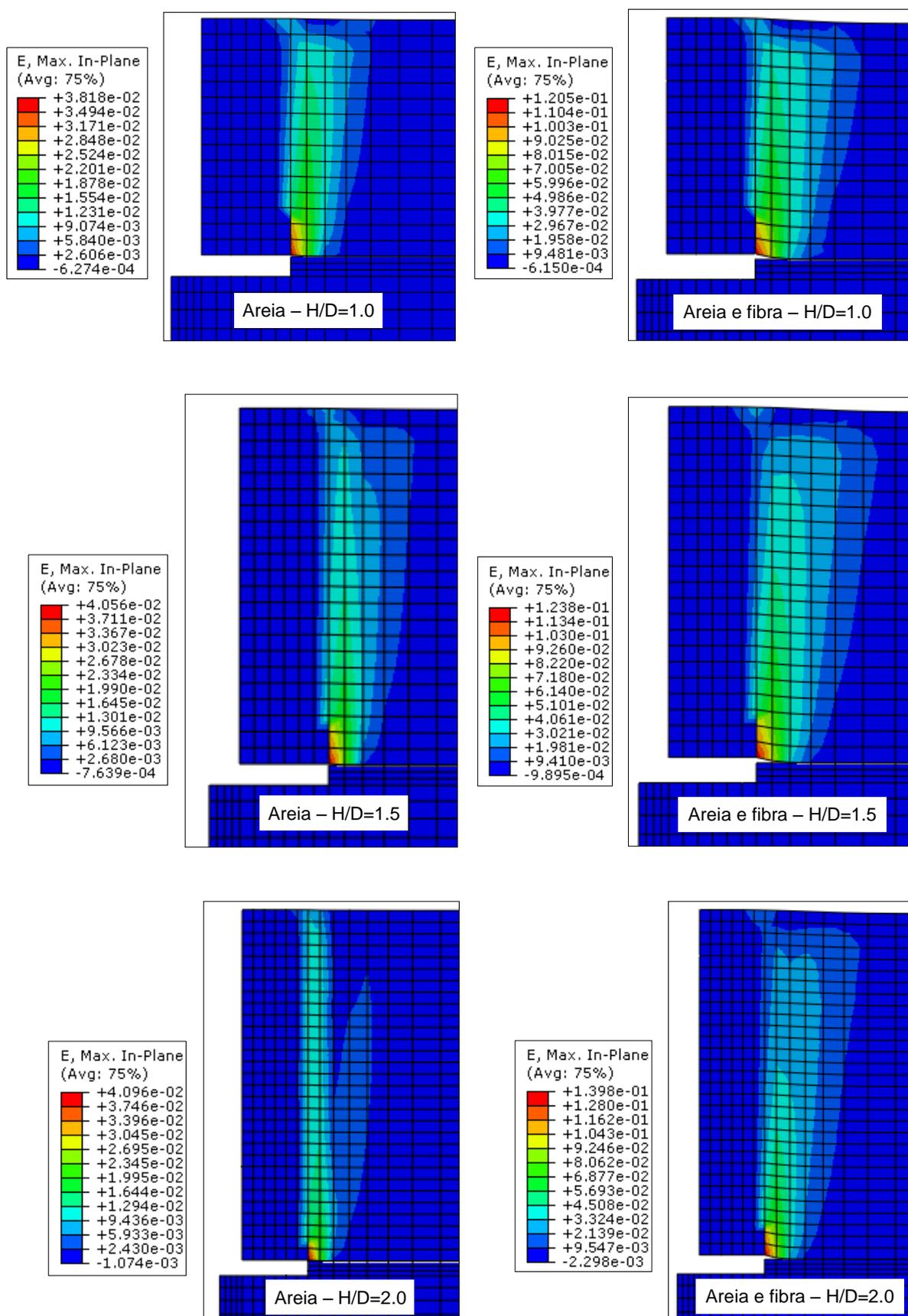


Figura 5.12 – Componentes da deformação nos pontos de integração (Máximo no plano principal), E num aterro de areia e areia-fibra

6 AVALIAÇÃO DO MODELO AREIA E AREIA-FIBRA

Uma etapa importante na modelagem numérica é a avaliação do modelo porque não só é ter bons resultados nas figuras do ajuste, mas se ter um modelo numérico bem feito que apresente um comportamento próximo da realidade numericamente.

6.1 ESTADO DE TENSÕES INICIAIS

Na Figura 6.1 se tem os resultados do modelo numérico para uma areia de uma relação de H/D de 1.5 no *step Geo* no incremento inicial para uma vista S, S22 (*Stress Components at integrations points*) com a finalidade de verificar o estado de tensões iniciais.

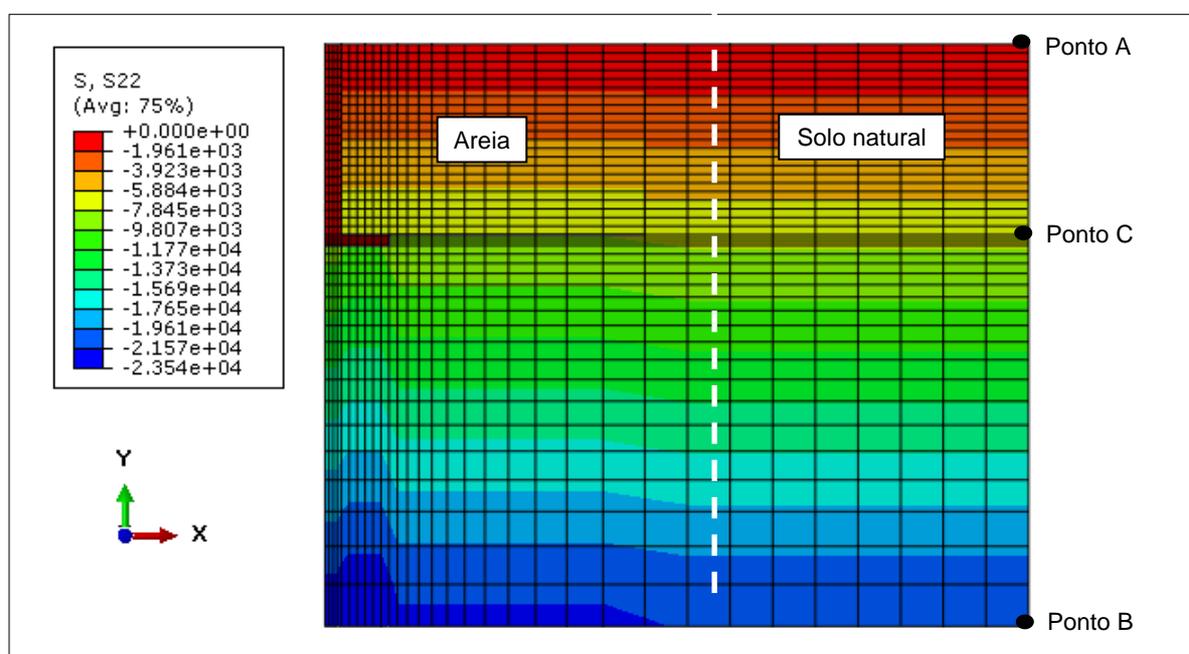


Figura 6.1 – Estado de tensões iniciais do modelo numérico H/D=1.5 para areia.

Para fazer uma avaliação do estado de tensões inicial do modelo numérico de areia de uma relação de H/D de 1.5 partimos de dois pontos e suas coordenadas (X, Y) em metros tomando em conta só o solo natural num início, o Ponto A (1.65, 0.0) no topo e o Ponto B (1.65, 1.38) no fundo (Figura 6.1). A partir das propriedades dos materiais do modelo da areia calibrada se sabe que o solo natural tem uma densidade de 1650.0 [kg/m³].

A partir da seguinte equação e dos dados obtidos podemos saber as tensões verticais no ponto B e em qualquer ponto do modelo.

$$\sigma_v = \rho * g * h \quad \text{Equação 6.1}$$

Onde σ_v é a tensão no solo [Pa], ρ é a densidade [kg/m³], g é a gravidade [m/s²] e h é a profundidade no eixo Y [m]. No Ponto A temos uma profundidade (h) de zero e a tensão vertical é nula, mas no Ponto B com os dados obtidos da densidade (ρ) de 1650.0 [kg/m³], gravidade (g) de 9.81 [m/s²] e a profundidade (h) de 1.38 [m] temos a tensão vertical de 22337.37 [Pa] que é compatível com a Figura 6.1 do modelo numérico feito em ABAQUS portanto o modelo numérico é avaliado para o estado de tensões iniciais.

Fazendo uma verificação a mais temos o ponto C (1.65, 0.45) com os dados obtidos da densidade (ρ) de 1650.0 [kg/m³], gravidade (g) de 9.81 [m/s²] e a profundidade (h) 0.45 [m] temos a tensão vertical de 7283.93 [Pa] e é compatível com a Figura 6.1 do modelo numérico feito em ABAQUS portanto o modelo numérico é avaliado novamente para o estado de tensões iniciais.

Do mesmo jeito pode ser avaliado o modelo em qualquer ponto do modelo numérico e para qualquer tipo de aterro já seja areia o areia-fibra e para qualquer tipo de solo em geral.

No modelo numérico de aterro com areia ou areia-fibra não foi tomado em conta o nível freático já que de acordo aos os ensaios de campo no solo natural o nível freático não foi encontrado até os 5.0 [m] (Lopes Jr. e Thomé, 2005).

Mesmo que as tensões iniciais especificadas pelo usuário no modelo numérico não sejam próximo a esses valores ou não sejam iguais aos valores que o programa apresenta, a análise pode chegar até a etapa *GEOSTATIC*, mas não vai poder concluir a etapa subsequente de consolidação, portanto o programa vai apresentar um erro.

Produto das diferenças especificadas nas tensões pelo usuário e o programa computacional, o modelo vai apresentar deslocamentos do solo mais elevadas nesta etapa porque o programa ABAQUS tenta comparar as tensões reais com as condições iniciais especificadas pelo usuário.

6.2 DESLOCAMENTOS INICIAIS

Na Figura 6.2 se tem os resultados do modelo numérico para uma areia de uma relação de H/D de 1.0 no *step Geo* no incremento inicial para uma vista U, U2 (*Spatial displacement at nodes*) com a finalidade de verificar os deslocamentos iniciais.

O deslocamento que ocorrem durante a etapa GEOSTATIC não é devido à carga externa, mas é devido à diferença entre tensões iniciais previstas inicialmente no programa computacional pelo usuário e as tensões convergentes calculados por ABAQUS que está em equilíbrio com a carga externa.

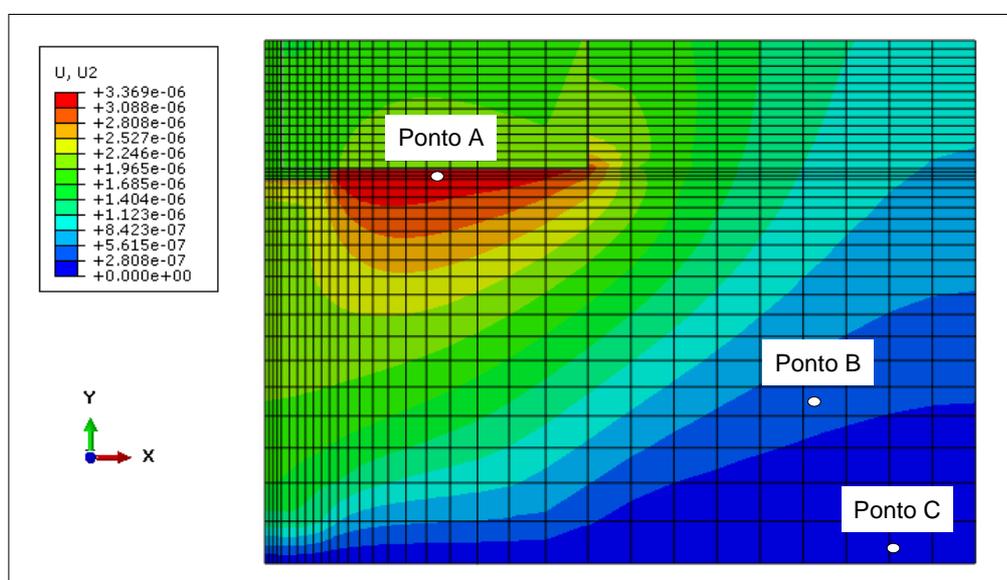


Figura 6.2 – Deslocamentos iniciais modelo numérico H/D=1.0 para areia-fibra.

Na Figura 6.2 se tem um deslocamento na ordem de 3.369×10^{-6} [m] no ponto A, 2.808×10^{-7} [m] no ponto B e aproximadamente zero no ponto C que são muito pequenos e são desprezíveis o que avalia o modelo para os deslocamentos iniciais.

O modelo numérico pode ser melhorado em termos da avaliação dos deslocamentos iniciais, por exemplo, se tivera que ajustar as tensões iniciais que o usuário toma num início no programa ABAQUS o que significa que se tivera que mexer na densidade dos materiais ou mexer mais na geometria do modelo numérico (Discretização) com a finalidade de especificar mais as tensões no modelo numérico. A partir da Figura 6.2 se pode ver que os deslocamentos são quase zero e não se tem a necessidade de melhorar o modelo numérico neste sentido.

6.3 ETAPA *GEOSTATIC*

Na Figura 6.3 e 6.4 se têm os resultados do modelo numérico para uma areia de uma relação de H/D de 1.5 com as propriedades resistentes dos materiais ajustados no *step Geo* no incremento inicial (*Tempo 0* e *Tempo 1*) para uma vista S, S22 (*Stress Components at integrations points*) com a finalidade de verificar a etapa *Geostatic*.

ABAQUS usa as tensões iniciais especificadas pelo usuário (*Initial Conditions, Type= Stress, geostatic*) como uma estimativa inicial ou como ponto de partida no processo de obtenção das tensões convergentes para o início da análise. Esta especificação da tensão inicial tem um grande impacto sobre os passos seguintes. O desvio dos valores de tensão inicial (Especificada pelo usuário) do real iria resultar em deslocamentos de solo mais elevados de uma maneira errada (Deslocamentos maiores a zero) no modelo numérico que leva a instabilidades e terminação da análise (Erro do programa).

ABAQUS calcula as tensões (Tensões totais) que estão em equilíbrio com o carregamento externo (neste caso é a gravidade) e as condições de contorno. O usuário calcula as tensões a partir da equação 6.1 como condições iniciais.

É importante levar a cabo as seguintes verificações na etapa *geostatic*.

- A Figura 6.3 e 6.4 para uma vista S, S22 no ODB (Base de dados de saída) na etapa *geostatic* devem ser os valores mais perto ou igual ao que o usuário a definido nas condições iniciais no incremento inicial (*Tempo 0* e *Tempo 1*) e também as líneas contorno devem ser paralelas.
- A Figura 6.2 para uma vista U, U2 dos deslocamentos do solo em ODB na etapa *geostatic* deve ser muito pequena e quase zero.

A Figura 6.3 e 6.4 apresentam a tensão vertical efetiva na etapa *geostatic* quando são especificadas as tensões adequadas de acordo com as equações definidas nas condições de tensões iniciais. Pode ser visto que as tensões reais efetivas Figura 6.3 são quase mesmos valores especificados na Figura 6.4. Pode-se ver que na Figura 6.3 as líneas de contorno das tensões são paralelas.

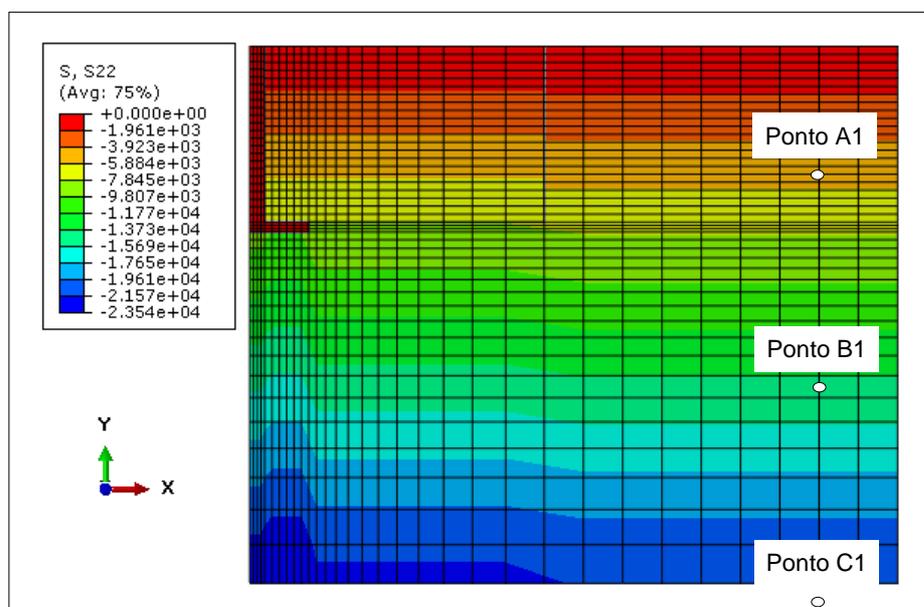


Figura 6.3 – Estado de tensões iniciais do modelo numérico $H/D=1.5$ para areia no *tempo 0*.

A Figura 6.3 e 6.4 apresentam uma vista S, S22 no ODB (Base de dados de saída) no passo geostática e pode ser visto que as tensões na parte superior e inferior são os valores obtidos a partir da equação 4.3. Apesar das tensões iniciais especificadas pela equação elas estão incorretas e as tensões iniciais corretas foram calculadas pelo programa ABAQUS. Uma diferença grande das tensões pode produzir um erro no programa e assim não poderá completar os seguintes passos.

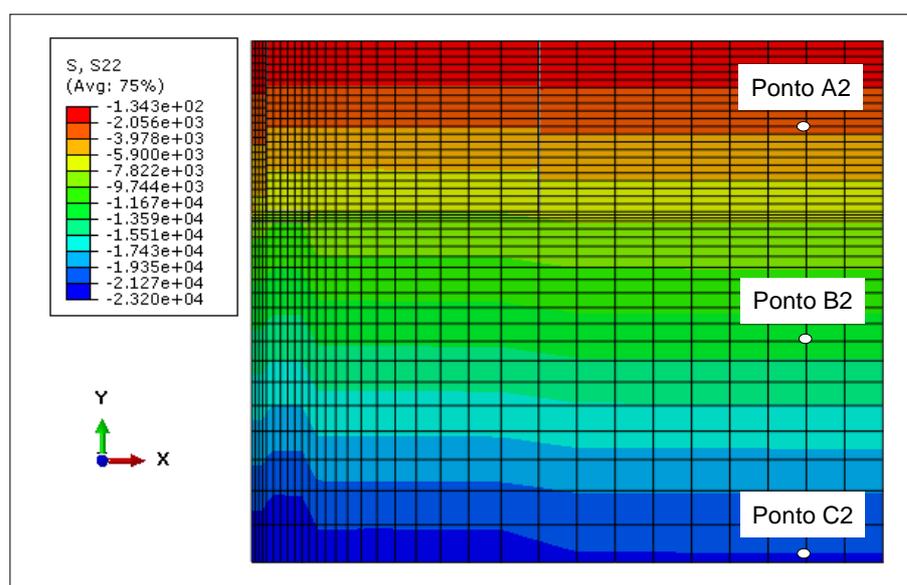


Figura 6.4 – Estado de tensões iniciais do modelo numérico $H/D=1.5$ para areia no *tempo 1*.

No caso de que se tiveram especificado uma tensão não adequada no *step geostatic* os contornos tornaram-se não paralelos e também os deslocamentos do solo mostraram valores mais elevados. Neste caso a análise não segue mais longe do passo de consolidação (Submete-se a descarga e imediatamente parou). Como não são deslocamentos significativos no solo na etapa *geostatic*, a geometria fica distorcida dramaticamente e ABAQUS que identifica como um erro que a vez leva a descarga e a análise termina prematuramente.

Na etapa *geostatic* uma das características dos elementos é que eles vão aplicar as trações adequadas no limite para manter um campo de equilíbrio na tensão inicial. Só é aplicada a carga da gravidade correspondente ao campo geostática. Poderá haver algumas mudanças nas tensões durante esta etapa, mas elas vão ser muito pequenas. A etapa é realizada para verificar se os infinitos elementos que estão mantendo um estado de equilíbrio das tensões.

Fazendo uma comparação da Figura 6.3 e 6.4 que apresenta uma similaridade nos valores das líneas de contorno como exemplo, no ponto A1 (Figura 6.3) temos uma tensão de 3923.0 [Pa] e no ponto A2 (Figura 6.4) temos uma tensão de 3978.0 [Pa] com uma diferença aproximada de 2 [%], no ponto B1 (Figura 6.3) temos uma tensão de 13730.0 [Pa] e no ponto B2 (Figura 6.4) temos uma tensão de 13590.0 [Pa] com uma diferença aproximada de 2 [%], no ponto C1 (Figura 6.3) temos uma tensão de 21570.0 [Pa] e no ponto C2 (Figura 6.4) temos uma tensão de 21270.0 [Pa] com uma diferença aproximada de 2.0 [%]. As diferenças apresentados são muito pequenas na ordem dos dois por cento o que avalia o modelo na etapa *geostatic*.

6.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Paralelamente á apresentação dos resultados foram analisados os mesmos no modelo numérico para areia e areia com fibra, mas como resumo se tem os seguintes pontos.

- A avaliação do estado de tensões é feito a partir da equação 6.1 e a diferença das tensões do programa ABAQUS.
- A avaliação dos deslocamentos é feita a partir de etapa *geostatic* onde não se tem que ter deslocamentos grandes (Valores pertos de zero são melhores).
- A avaliação da etapa *geostatic* é feita a partir da comparação da etapa no *tempo 0* e no *tempo 1* onde a diferença dos mesmos não tem que ser considerável.

7 ANÁLISE PARAMÉTRICA

7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Na análise paramétrica foi estudada a influência dos diferentes parâmetros dos materiais do aterro (E , ϕ e ψ) para uma mesma relação H/D com um mesmo diâmetro da placa na resposta tensão x deslocamento dos ensaios de arrancamento de placas circulares. A fim de evitar a influência da condição de contorno, todas as malhas utilizadas tiveram largura e profundidade como foi apresentado na Figura 4.1.

A Figura 4.2 apresenta um exemplo de malha utilizada com as respectivas condições de contorno adotadas. A largura da camada em todas as análises foi igual a cinco vezes o diâmetro ($5D$). As análises foram realizadas com deslocamento controlado, onde foi aplicado um deslocamento referente a 2.0 [%] (Recalque relativo é o recalque obtido dividido pelo diâmetro da fundação, δ/D). As análises paramétricas foram realizadas com lei de fluxo não associado (Ângulo de atrito diferente do ângulo de dilatância, $\phi \neq \psi$).

7.2 INFLUÊNCIA DOS MATERIAIS

Para verificar a influência dos parâmetros dos materiais (materiais ajustados) na resposta deslocamento x tensão de fundações superficiais ao arrancamento, foi adotada uma placa de 0.30 [m] de diâmetro com uma relação de $H/D = 1.5$ para um aterro de solo melhorado. As simulações foram realizadas para as diferentes combinações das propriedades dos materiais como é apresentado na seguinte Tabela para fluxo não associado.

Considerando o grande volume de informações gerado pelo cruzamento das análises numéricas que vão ser feitas (Tabela 7.1), optou-se em mostrar somente algumas curvas e tendências a título de exemplo, de modo a facilitar o entendimento do comportamento de cada uma das variáveis estudadas.

As figuras 7.1 a 7.9 apresentam alguns exemplos de curva de tensão pela razão entre o deslocamento/diâmetro da fundação, variando cada um dos parâmetros estudados. A influência dos parâmetros para as relações H/D menores é qualitativamente e idêntica de acordo com Thome (1999).

Tabela 7.1 – Conjunto de combinações simuladas variando os parâmetros geotécnicos do aterro areia e fibra.

Módulo de elasticidad [MPa]				Módulo de elasticidad [MPa]							
N	ψ	ϕ'	25	35	45	N	ψ	ϕ'	25	35	45
1	0		10 (a1)	10 (a11)	10 (a21)	5	10		10 (a5)	10 (a15)	10 (a25)
			20 (b1)	20 (b11)	20 (b21)				20 (b5)	20 (b15)	20 (b25)
			50 (c1)	50 (c11)	50 (c21)				50 (c5)	50 (c15)	50 (c25)
			100 (d1)	100 (d11)	100 (d21)				100 (d5)	100 (d15)	100 (d25)
2	5		10 (a2)	10 (a12)	10 (a22)	6	20		10 (a6)	10 (a16)	10 (a26)
			20 (b2)	20 (b12)	20 (b22)				20 (b6)	20 (b16)	20 (b26)
			50 (c2)	50 (c12)	50 (c22)				50 (c6)	50 (c16)	50 (c26)
			100 (d2)	100 (d12)	100 (d22)				100 (d6)	100 (d16)	100 (d26)
3	7		10 (a3)	10 (a13)	10 (a23)	7	30		-	10 (a17)	10 (a27)
			20 (b3)	20 (b13)	20 (b23)				-	20 (b17)	20 (b27)
			50 (c3)	50 (c13)	50 (c23)				-	50 (c17)	50 (c27)
			100 (d3)	100 (d13)	100 (d23)				-	100 (d17)	100 (d27)
4	8		10 (a4)	10 (a14)	10 (a24)	8	40		-	-	10 (a28)
			20 (b4)	20 (b14)	20 (b24)				-	-	20 (b28)
			50 (c4)	50 (c14)	50 (c24)				-	-	50 (c28)
			100 (d4)	100 (d14)	100 (d24)				-	-	100 (d28)

Na Figura 7.1 temos da tensão ultima (q_u) vs recalque relativo (δ/D) para uma relação H/D de 1.5 com um diâmetro de placa (D) de 30.0 [cm], módulo de elasticidade (E) de 50.0 [MPa], ângulo de atrito (ϕ) de 25.0 [°] e variando o ângulo de dilatância (ψ) de 0.0 a 20.0 [°]. Da mesma maneira foi feito na Figura 7.2 e 7.3 a variação do ângulo de dilatância com um mesmo modulo de elasticidade e ângulo de atrito.

Na Figura 7.4 temos a q_u vs δ/D para uma mesma relação de H/D com um ângulo de atrito (ϕ) de 35.0 [°], ângulo de dilatância (ψ) de 7.0 [°] e variando o módulo de elasticidade (E) de 10.0 a 100.0 [MPa]. Da mesma maneira foi feito na Figura 7.4 e 7.6 a variação do módulo de elasticidade com um mesmo ângulo de atrito e ângulo de dilatância.

Na Figura 7.7 temos a q_u vs δ/D para uma mesma relação de H/D com um módulo de elasticidade (E) de 20.0 [MPa], ângulo de dilatância (ψ) de 7.0 [°] e variando o ângulo de atrito (ϕ) de 25.0 a 45.0 [°]. Da mesma maneira foi feito na Figura 7.8 e 7.9 a variação do ângulo de atrito com um mesmo modulo de elasticidade e ângulo de dilatância.

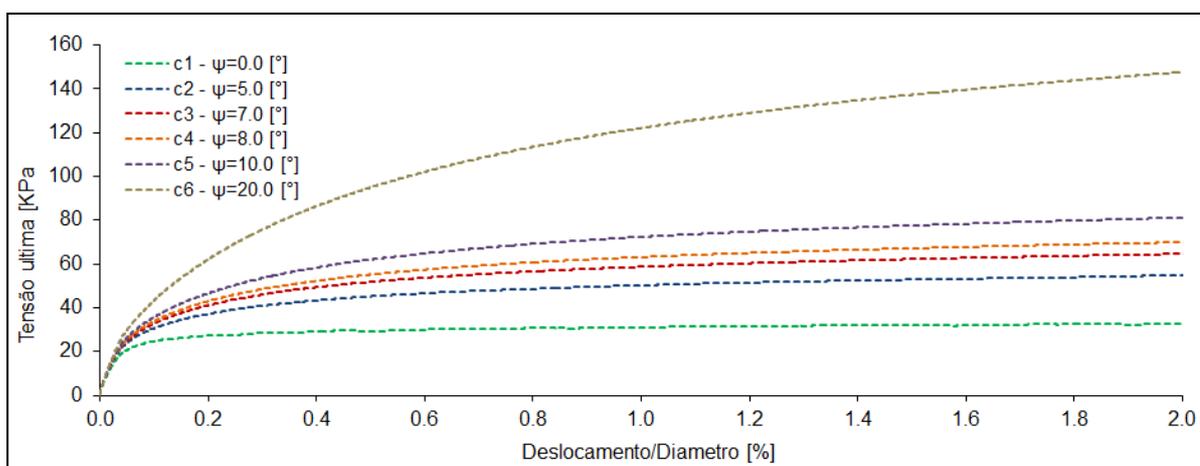


Figura 7.1 – Curvas de δ/D pela q_u variando o ângulo de dilatação (ψ) com $E = 50.0$ [MPa], $\phi = 25.0$ [°], $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$

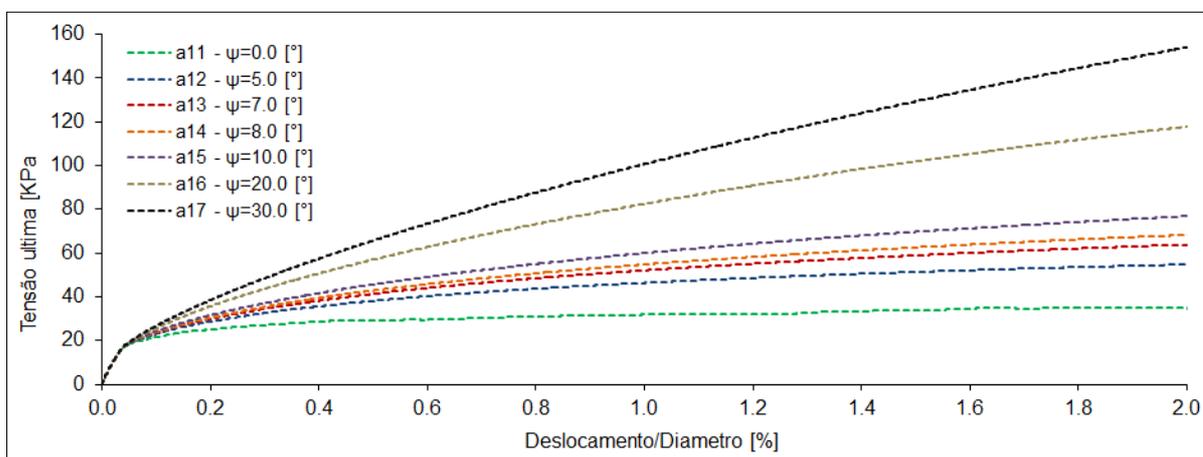


Figura 7.2 – Curvas de δ/D pela q_u variando o ângulo de dilatação (ψ) com $E = 10.0$ [MPa], $\phi = 35.0$ [°], $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$

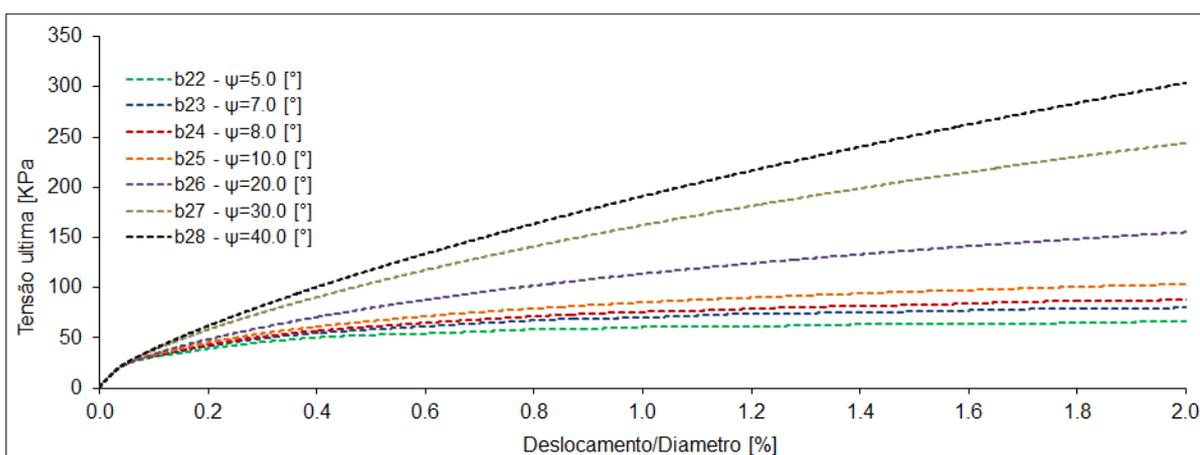


Figura 7.3 – Curvas de δ/D pela q_u variando o ângulo de dilatação (ψ) com $E = 20.0$ [MPa], $\phi = 45.0$ [°], $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$

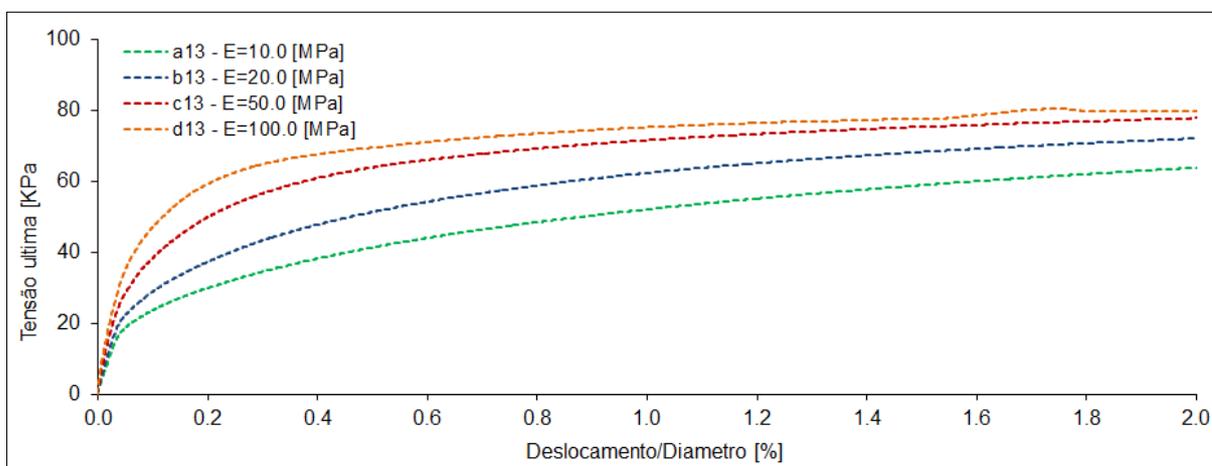


Figura 7.4 – Curvas de δ/D pela q_u variando o módulo de elasticidade (E) com $\phi= 35.0 [^\circ]$, $\psi= 7.0 [^\circ]$, $D= 30.0 [cm]$ e $H/D= 1.5$

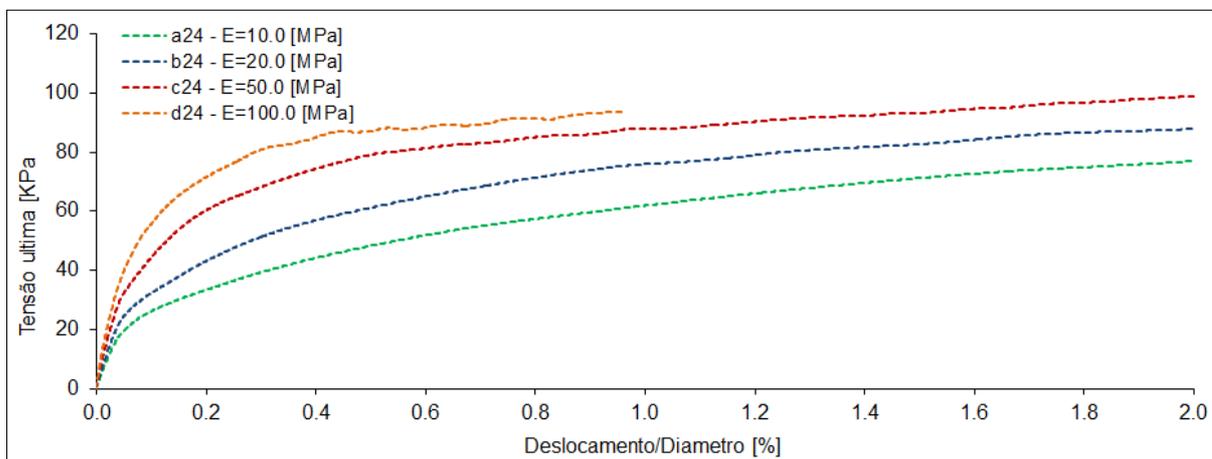


Figura 7.5 – Curvas de δ/D pela q_u variando o módulo de elasticidade (E) com $\phi= 45.0 [^\circ]$, $\psi= 8.0 [^\circ]$, $D= 30.0 [cm]$ e $H/D= 1.5$

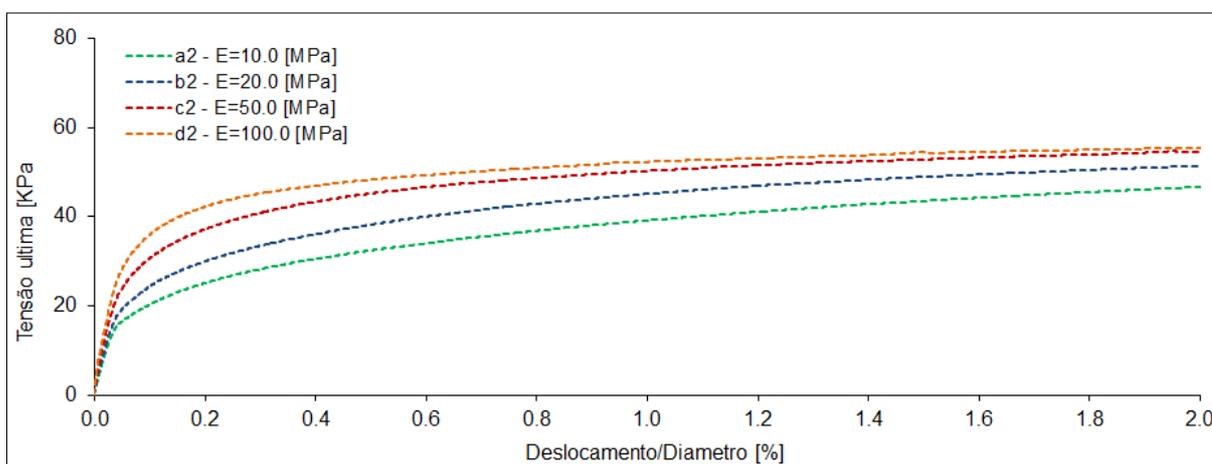


Figura 7.6 – Curvas de δ/D pela q_u variando o módulo de elasticidade (E) com $\phi= 25.0 [^\circ]$, $\psi= 5.0 [^\circ]$, $D= 30.0 [cm]$ e $H/D= 1.5$

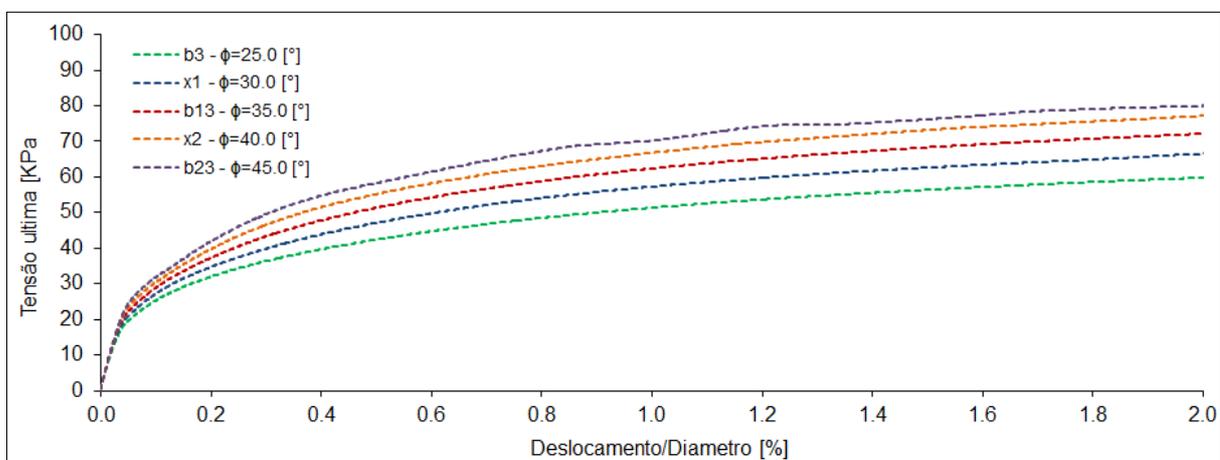


Figura 7.7 – Curvas de δ/D pela q_u variando o ângulo de atrito (ϕ) com $E = 20.0$ [MPa], $\psi = 7.0$ [°], $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$

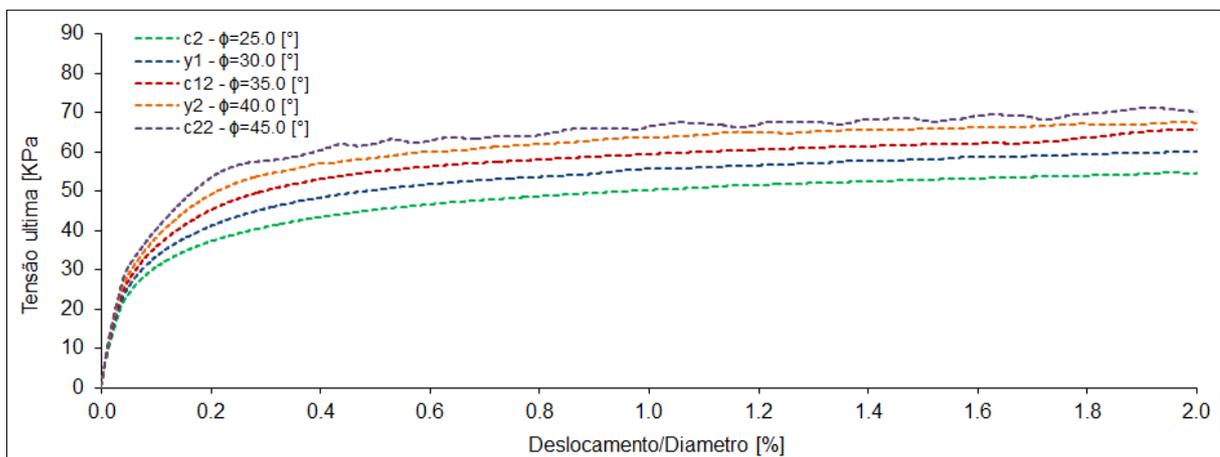


Figura 7.8 – Curvas de δ/D pela q_u variando o ângulo de atrito (ϕ) com $E = 50.0$ [MPa], $\psi = 5.0$ [°], $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$

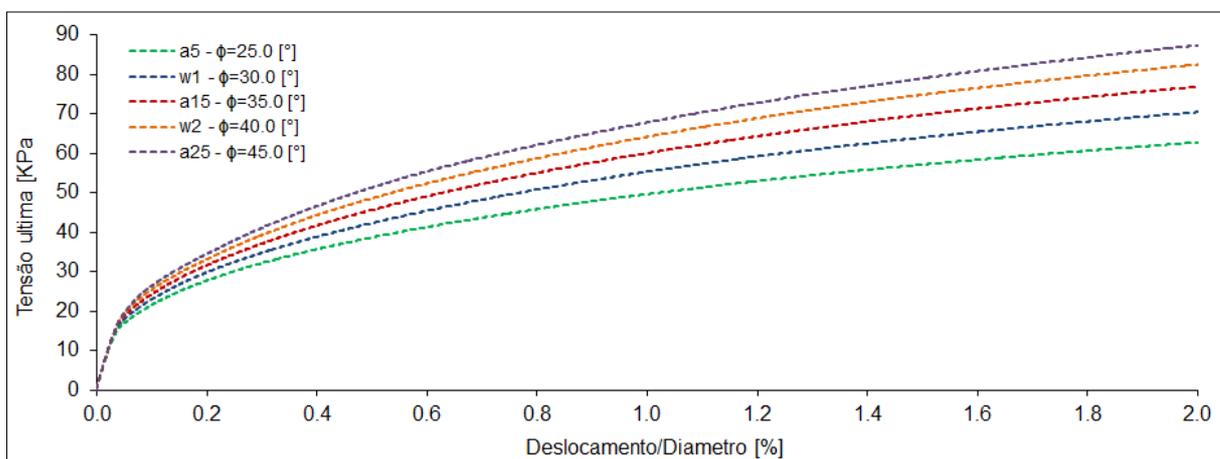


Figura 7.9 – Curvas de δ/D pela q_u variando o ângulo de atrito (ϕ) com $E = 10.0$ [MPa], $\psi = 10.0$ [°], $D = 30$ [cm] e $H/D = 1.5$

7.3 DEFINIÇÃO DO MODELO REGRESSÃO MÚLTIPLA LINEAR

A Tabela 7.2 apresentam alguns dos valores da pressão última a 2.0 [%] do recalque relativo obtidos nos exemplos simulados para as relações H/D iguais a 1.5 para um diâmetro de placa de aço de 30.0 [cm].

Com estes resultados (variáveis dependentes) e os dados de grandeza dos parâmetros (variáveis independentes) apresentados, é possível verificar quantitativamente qual a influência de cada parâmetro na determinação do valor da capacidade ao arrancamento (q_u), através de análises de regressão linear múltipla. O nível de significância utilizado nestas análises foi de 5.0 [%] ($\alpha=0.05$). O que quer dizer que existe 95.0 [%] de certeza de que os valores dos coeficientes obtidos na regressão linear múltipla representam os 2% dados simulados (Nanni e Ribeiro, 1992).

Tabela 7.2 – Alguns dos valores utilizados na regressão linear

N	ϕ [°]	ψ [°]	E [MPa]	q_u [kPa]	N	ϕ [°]	ψ [°]	E [MPa]	q_u [kPa]
1	25.0	0.0	10.0	31.1	26	35.0	7.0	20.0	72.2
2	25.0	0.0	20.0	32.3	27	35.0	7.0	50.0	77.9
3	25.0	0.0	50.0	32.8	28	35.0	7.0	100.0	80.0
4	25.0	0.0	100.0	33.2	29	40.0	7.0	20.0	77.2
5	35.0	0.0	10.0	34.8	30	45.0	7.0	10.0	71.8
6	35.0	0.0	20.0	34.9	31	45.0	7.0	20.0	80.0
7	25.0	5.0	10.0	46.7	32	45.0	7.0	50.0	88.6
8	25.0	5.0	20.0	51.4	33	25.0	8.0	10.0	56.3
9	25.0	5.0	50.0	54.6	34	25.0	8.0	20.0	64.2
10	25.0	5.0	100.0	55.5	35	25.0	8.0	50.0	70.0
11	30.0	5.0	50.0	60.1	36	25.0	8.0	100.0	72.1
12	35.0	5.0	10.0	54.8	37	35.0	8.0	10.0	68.3
13	35.0	5.0	20.0	59.8	38	35.0	8.0	20.0	78.3
14	35.0	5.0	50.0	65.8	39	35.0	8.0	50.0	85.2
15	35.0	5.0	100.0	65.5	40	35.0	8.0	100.0	88.2
16	40.0	5.0	50.0	67.4	41	45.0	8.0	10.0	77.0
17	45.0	5.0	10.0	60.9	42	45.0	8.0	20.0	87.9
18	45.0	5.0	20.0	66.3	43	45.0	8.0	50.0	98.8
19	45.0	5.0	50.0	70.2	44	45.0	8.0	100.0	109.7
20	25.0	7.0	10.0	53.0	45	25.0	10.0	10.0	62.7
21	25.0	7.0	20.0	59.8	46	25.0	10.0	20.0	73.2
22	25.0	7.0	50.0	64.6	47	25.0	10.0	50.0	81.2
23	25.0	7.0	100.0	66.4	48	25.0	10.0	100.0	84.3
24	30.0	7.0	20.0	66.5	49	30.0	10.0	10.0	70.4
25	35.0	7.0	10.0	63.9	50	35.0	10.0	10.0	76.9

Com a análise de regressão é possível obter a seguinte equação:

$$Y = B_o + B_1X_1 + B_2X_2 + \dots + B_nX_n \quad \text{Equação 7.1}$$

Onde Y é a variável dependente (q_u), B_o o intercepto, B_n é o coeficiente de regressão e X_n são as variáveis (c , ψ e ϕ). Na equação 7.1 os valores dos coeficientes de regressão (B_n) são valores numéricos que relacionam a variável independente com a variável dependente. Esta equação pode ser utilizada para obter a previsão de valores da variável dependente. Como a ordem de grandeza das variáveis independentes é bastante distinta, os valores dos coeficientes de regressão não podem ser diretamente comparados. Outra forma de apresentar os resultados, de maneira que os coeficientes de regressão possam ser comparados, é pela seguinte equação:

$$Y = b_1X_1 + b_2X_2 + \dots + b_nX_n \quad \text{Equação 7.2}$$

Na equação 7.2, b significa a inclinação de uma reta que interrelaciona uma variável independente com a variável dependente, mantendo as demais variáveis independentes constantes. A ordem de grandeza de b significa, diretamente, quanto cada um dos parâmetros dos materiais influencia na composição da capacidade de carga a 2.0 [%] de recalque relativo.

Tabela 7.3 – Resultados da análise de regressão múltipla (H/D=1.5) com a normalização dos dados [0-1].

Estatística de regressão						
R	0.96	Coeficiente de correlação				
R ²	0.92	Coeficiente de determinação				
R ² ajustado	0.91	Coeficiente de determinação ajustado				
Ep	14.44	Erro padrão				
Observações:	105.00	Total de observações				
Análise da variância						
	GL	SQ	MQ	F _{calculado}	F _{significação}	
Regressão	3.00	150389.54	50129.85	240.47	0.00	
Resíduo	65.00	13550.13	208.46			
Total	68.00	163939.68				
	Coeficientes	Erro padrão	t _{calculado}	t _{significação}	Inf. 95%	Sup. 95%
Interseção	17.63	3.84	4.59	0.00	9.97	25.29
ϕ [°]	25.31	4.73	5.35	0.00	15.86	34.75
ψ [°]	204.83	8.71	23.52	0.00	187.43	222.23
E [MPa]	20.67	5.33	3.87	0.00	10.01	31.33

Da Tabela 7.3 apresentada respectivamente os resultados obtidos nas regressões múltiplas com a normalização dos dados [0-1], para uma relação H/D de 1.5 e uma placa de aço de 30.0 [cm]. Da mesma tabela temos que GL são os graus de liberdade, SQ é a soma de quadrados e MQ é a meia dos quadrados.

A partir da regressão linear múltipla apresentada na tabela 7.3 temos a seguinte equação.

$$q_u = 25.31 * \varphi + 204.83 * \psi + 20.67 * E + 17.63 \quad \text{Equação 7.3}$$

A equação 7.3 é uma equação que ajuda a analisar os parâmetros (ϕ , ψ e E) que estão envolvidos na equação, mas a equação apresentada não pode ser utilizada para determinar a resistência ao arrancamento (q_u).

7.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Dos resultados da análise paramétrica (Figura 7.1) temos a seguinte Figura 7.10 do ângulo de dilatação (ψ) pela Tensão última ao arrancamento (q_u).

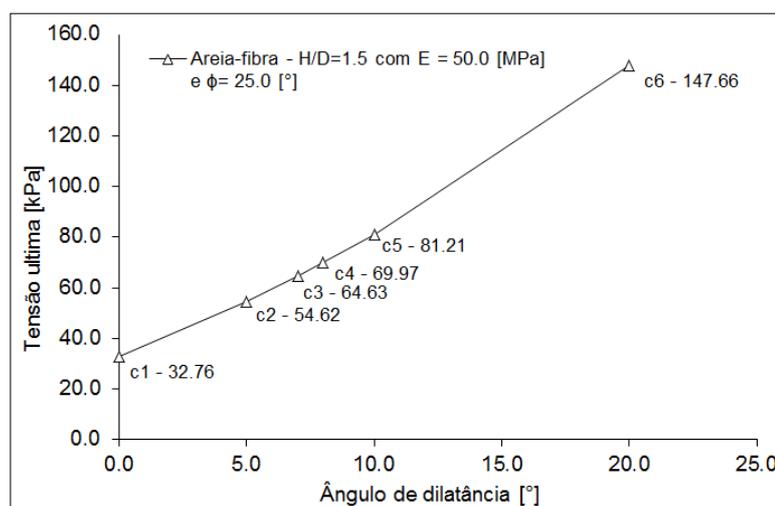


Figura 7.10 – Curva do ψ pela q_u com $E = 50.0$ [MPa], $\phi = 25.0$ [°], $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$

Da Figura 7.10 podemos olhar a variação da tensão última ao arrancamento, por exemplo, no ponto c1 com 32.76 [kPa] e ψ de 0.00 [°] a c2 com 54.62 [kPa] e ψ de 5.00 [°] temos uma variação de 21.86 [kPa] que é um aumento do 60.00 [%] da tensão última ao arrancamento numa variação do 5.00 [°] no ângulo de dilatação.

Da mesma Figura podemos olhar a variação da tensão última ao arrancamento no ponto c3 com 64.63 [kPa] e ψ de 7.00 [°] a c4 com 69.97 [kPa] e ψ de 8.00 [°] temos uma variação de 5.34 [kPa] que é um aumento do 8.00 [%] da tensão última ao arrancamento numa variação do 1.00 [°] no ângulo de dilatância.

Dos mesmos resultados da análise paramétrica (Figura 7.2) temos a seguinte Figura 7.11 do ângulo de dilatância (ψ) pela Tensão última ao arrancamento (q_u).

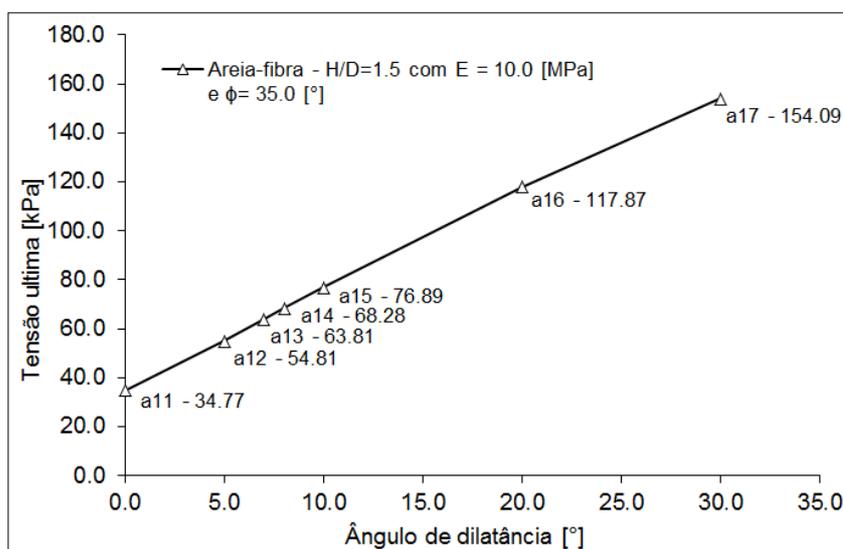


Figura 7.11 – Curva do ψ pela q_u com $E = 10.0$ [MPa], $\phi = 35.0$ [°], $D = 30.0$ [cm] e $H/D = 1.5$

Da Figura 7.10 podemos olhar a variação da tensão última ao arrancamento, por exemplo, no ponto a11 com 34.77 [kPa] e ψ de 0.00 [°] a a12 com 54.81 [kPa] e ψ de 5.00 [°] temos uma variação de 32.95 [kPa] que é um aumento do 60.00 [%] da tensão última ao arrancamento numa variação do 5.00 [°] no ângulo de dilatância.

Da mesma Figura podemos olhar a variação da tensão última ao arrancamento no ponto a13 com 63.81 [kPa] e ψ de 7.00 [°] a a14 com 68.28 [kPa] e ψ de 8.00 [°] temos uma variação de 4.47 [kPa] que é um aumento do 7.00 [%] da tensão última ao arrancamento numa variação do 1.00 [°] no ângulo de dilatância.

A partir da Figura 7.10 e a Figura 7.11 e os resultados apresentados podemos ver que o ângulo de dilatância tem uma grande influência na determinação da Tensão última ao arrancamento.

Dos resultados da análise paramétrica (Figura 7.4 e Figura 7.6) temos a seguinte Figura 7.12 do módulo de elasticidade (E) pela Tensão última ao arrancamento (qu).

Da Figura 7.12 podemos olhar a variação da tensão última ao arrancamento, por exemplo, no ponto a13 com 63.89 [kPa] e E de 10.00 [MPa] a b13 com 72.17 [kPa] e E de 20.00 [MPa] temos uma variação de 8.28 [kPa] que é um aumento do 10.00 [%] da tensão última ao arrancamento numa variação de 10.00 [MPa] no módulo de elasticidade.

Da mesma Figura podemos olhar a variação da tensão ultima ao arrancamento no ponto c13 com 77.88 [kPa] e E de 50.00 [MPa] a d13 com 79.97 [kPa] e E de 100.00 [MPa] temos uma variação de 2.09 [kPa] que é um aumento do 2.00 [%] da tensão última ao arrancamento numa variação de 50.00 [MPa] no módulo de elasticidade.

Da mesma Figura no ponto a13 com 63.89 [kPa] e E de 10.00 [MPa] a d13 com 79.97 [kPa] e E de 100.00 [MPa] temos uma variação de 16.08 [kPa] que é um aumento do 20.00 [%] da tensão última ao arrancamento numa variação de 100.00 [MPa] no módulo de elasticidade.

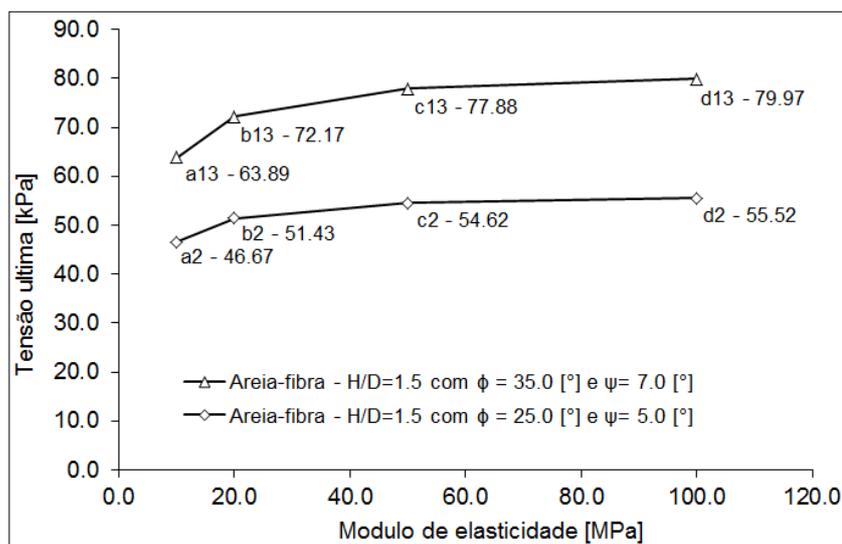


Figura 7.12 – Curva do E pela qu com D= 30.0 [cm] e H/D= 1.5

Da Figura 7.12 podemos olhar a variação da tensão ultima ao arrancamento, por exemplo, no ponto a2 com 46.67 [kPa] e E de 10.00 [MPa] a b2 com 51.43 [kPa] e E de 20.00 [MPa] temos uma variação de 4.76 [kPa] que é um aumento do 10.00 [%] da tensão ultima ao arrancamento numa variação do 10.00 [MPa] no modulo de elasticidade.

Da mesma Figura podemos olhar a variação da tensão última ao arrancamento no ponto c2 com 54.62 [kPa] e E de 50.00 [MPa] a d2 com 55.53 [kPa] e E de 100.00 [MPa] temos uma variação de 0.91 [kPa] que é um aumento do 2.00 [%] da tensão última ao arrancamento numa variação do 50.00 [MPa] no módulo de elasticidade.

Da mesma Figura no ponto a2 com 46.67 [kPa] e E de 10.00 [MPa] a d2 com 55.52 [kPa] e E de 100.00 [MPa] temos uma variação de 8.85 [kPa] que é um aumento do 15.00 [%] da tensão última ao arrancamento numa variação de 100.00 [MPa] no módulo de elasticidade.

A partir da Figura 7.12 podemos olhar que o módulo de elasticidade não tem uma grande influência na determinação da Tensão última ao arrancamento porque para uma variação de 10.0 [MPa] temos um aumento da resistência ao arrancamento (q_u) de 10.0 [%] e para uma variação de 50.00 [MPa] temos um aumento de 2.0 [%]. O aumento da resistência a partir do módulo de elasticidade de 20.00 [MPa] aos 100.00 [MPa] é muito pequena e ela fica quase constante o que quer dizer que não tem influencia na variação da resistência ao arrancamento.

Dos resultados da análise paramétrica (Figura 7.7 e Figura 7.9) temos a seguinte Figura 7.13 do ângulo de atrito (ϕ) pela Tensão última ao arrancamento (q_u).

Da Figura 7.13 podemos olhar a variação da tensão última ao arrancamento, por exemplo, no ponto a5 com 62.73 [kPa] e ϕ de 25.00 [°] a w1 com 70.42 [kPa] e ϕ de 30.00 [°] temos uma variação de 7.69 [kPa] que é um aumento do 10.00 [%] da tensão última ao arrancamento numa variação de 5.00 [°] no ângulo de atrito.

Da mesma Figura podemos olhar a variação da tensão última ao arrancamento no ponto w2 com 82.49 [kPa] e ϕ de 40.00 [°] a a25 com 87.36 [kPa] e ϕ de 45.00 [°] temos uma variação de 4.87 [kPa] que é um aumento do 6.00 [%] da tensão última ao arrancamento numa variação de 5.00 [°] no ângulo de atrito.

Da mesma Figura no ponto a15 com 76.89 [kPa] e ϕ de 35.00 [°] a w1 com 70.42 [kPa] e ϕ de 30.00 [°] temos uma variação de 6.47 [kPa] que é um aumento do 8.00 [%] da tensão última ao arrancamento numa variação de 5.00 [°] no ângulo de atrito.

A variação do ângulo de atrito dos pontos a5 ao a25 é de 6.00 [%] a 10.00 [%] para uma diferença de 5.00 [°] no ângulo de atrito para um E de 20.00 [MPa] e ψ de 7.00 [°].

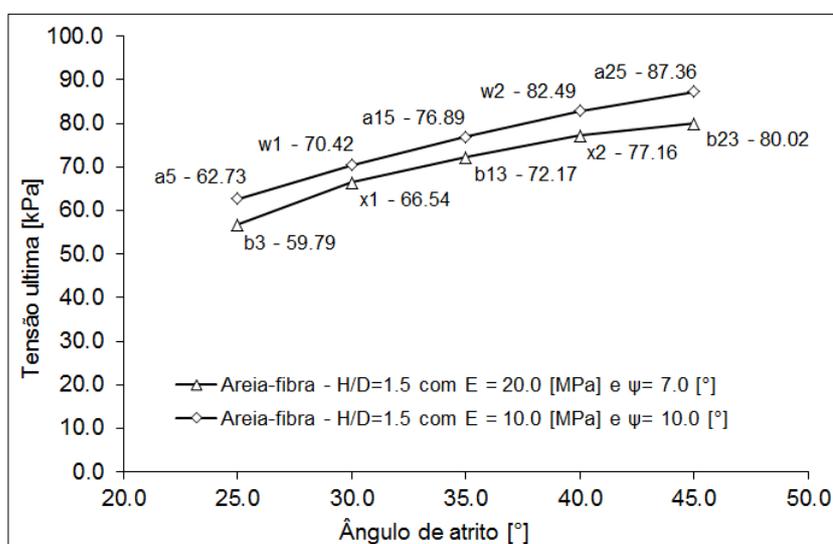


Figura 7.13 – Curva do ϕ pela qu com $D= 30.0$ [cm] e $H/D= 1.5$

Da Figura 7.13 podemos olhar a variação da tensão última ao arrancamento, por exemplo, no ponto b3 com 59.79 [kPa] e ϕ de 25.00 [°] a x1 com 66.54 [kPa] e ϕ de 30.00 [°] temos uma variação de 6.75 [kPa] que é um aumento do 10.00 [%] da tensão última ao arrancamento numa variação de 5.00 [°] no ângulo de atrito.

Da mesma Figura podemos olhar a variação da tensão última ao arrancamento no ponto x2 com 77.16 [kPa] e ϕ de 40.00 [°] a b23 com 80.02 [kPa] e ϕ de 45.00 [°] temos uma variação de 2.86 [kPa] que é um aumento do 4.00 [%] da tensão última ao arrancamento numa variação de 5.00 [°] no ângulo de atrito.

Da mesma Figura no ponto b13 com 72.17 [kPa] e ϕ de 35.00 [°] a x1 com 66.54 [kPa] e ϕ de 30.00 [°] temos uma variação de 5.63 [kPa] que é um aumento do 8.00 [%] da tensão última ao arrancamento numa variação de 5.00 [°] no ângulo de atrito.

A variação do ângulo de atrito dos pontos b3 ao b23 é de 4.00 [%] a 10.00 [%] para uma diferença de 5.00 [°] no ângulo de atrito para um E de 10.00 [MPa] e ψ de 10.00 [°].

A partir da Figura 7.13 podemos olhar que o ângulo de atrito não tem muita influência na determinação da Tensão última ao arrancamento porque para uma variação de 5.0 [°] temos um aumento da resistência ao arrancamento (q_u) de 4.0 [%] a 10.0 [%].

Da regressão linear que foi apresentada na Tabela 7.3 podemos ver que pelo teste F de significância global temos um $F < 0.05$ o que diz que dos parâmetros apresentados na regressão linear múltipla se tem evidências estatísticas que um dos parâmetros (E , ψ e ϕ) está relacionado com a tensão última ao arrancamento (q_u). Se o F fosse maior de 0.05 a regressão linear não serviria para nada.

Da mesma regressão linear que foi apresentada na Tabela 7.3 podemos ver que pelo teste $t_{\text{significação}}$ de significância individual temos um $t_{\text{significação}} < 0.05$ o que diz que dos parâmetros apresentados na regressão linear múltipla se tem evidências estatísticas que o módulo de elasticidade (E), ângulo de dilatação (ψ) e o ângulo de atrito (ϕ) está relacionado com a tensão última ao arrancamento (q_u). Se o $t_{\text{significação}}$ fosse maior de 0.05 o parâmetro não tivera relação com a tensão última ao arrancamento.

Estão apresentados na regressão linear múltipla o valor do coeficiente de determinação ajustado que é 0.91 (R^2_{ajustado}) e o coeficiente de determinação que é 0.92 (R). Este valor indica o quanto da variabilidade do valor da tensão ao arrancamento (q_u) é explicado pelos parâmetros dos materiais (E , ψ e ϕ) e pelo modelo de regressão adotado. Pelos valores obtidos elas têm uma forte relação com o q_u .

Da Equação 7.3 e na Tabela 7.3 podemos olhar os coeficientes B_0 , B_1 e B_2 o que mostra que o ângulo de dilatação tem uma maior influência, uma menor influência tem o ângulo de atrito e o módulo de elasticidade não tem muita importância para a variação da tensão última ao arrancamento.

8 DIMENSIONAMENTO E ESTIMATIVA DA CAPACIDADE AO ARRANCAMENTO

A disposição geral do problema a ser analisada é apresentada na seguinte Figura para determinar a capacidade ao arrancamento (q_u) a partir do embutimento da placa de aço (H), peso do aterro (γ), Diâmetro da placa (D) e ângulo de atrito (ϕ).

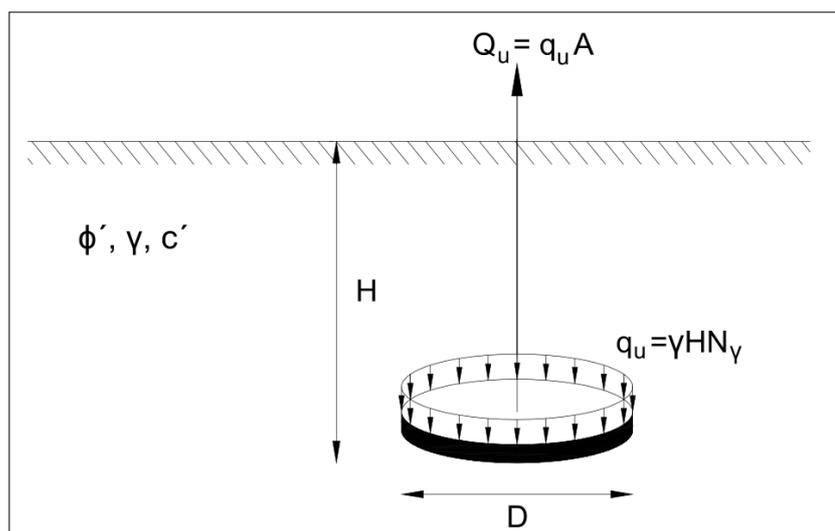


Figura 8.1 – Definição do problema (Baseado em Merifield, 2003).

8.1 METODO DE DIMENSIONAMENTO E ESTIMATIVA

A capacidade ao arrancamento de uma placa de aço em areias é geralmente expressa como uma função do peso do aterro (γ) e a profundidade de embutimento (H) como são apresentadas na seguinte equação (Rowe e Davis, 1982-b; Merifield, 2003).

$$q_u = \gamma * H * N_\gamma \quad \text{Equação 8.1}$$

Onde N_γ é referido como o fator ao arrancamento.

O fator de arrancamento (N_γ) foi obtido a partir da modelagem numérica com o programa computacional Abaqus para os embutimentos de H/D de 1.0, 1.5 e 2.0 e para diferentes ângulos de atrito (ϕ) e para um aterro de areia e areia-fibra como é apresentado nas seguintes Figuras.

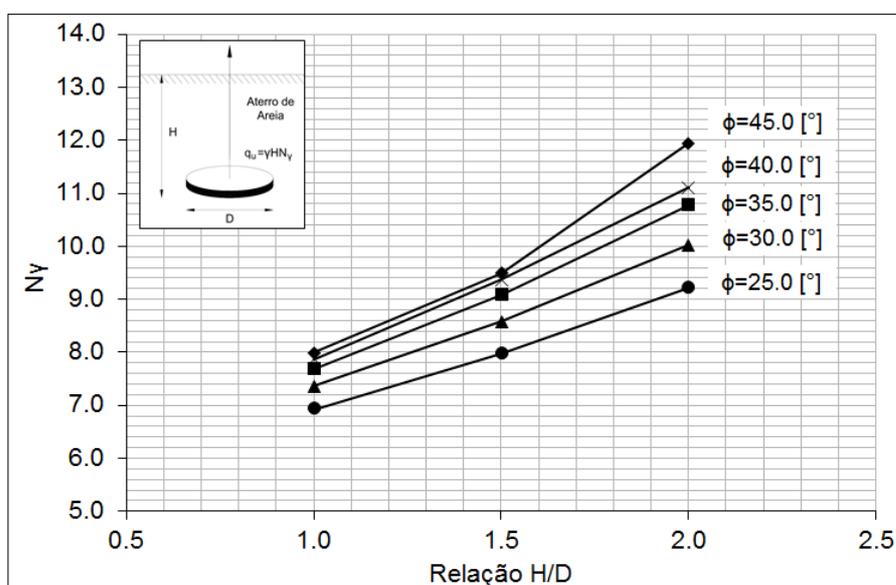


Figura 8.2 – Fator ao arrancamento para um aterro de areia.

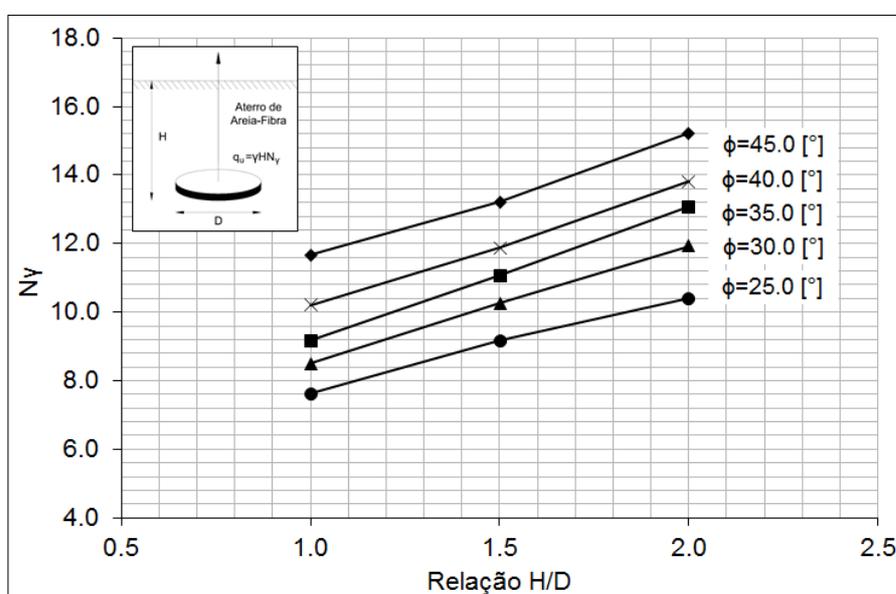


Figura 8.3 – Fator ao arrancamento para um aterro de areia-fibra.

A Figuras 8.2 e 8.3 foram obtidas a partir do programa computacional Abaqus e os parâmetros de resistência ajustados que foram apresentadas no Capítulo 5 de Ajuste do Modelo para um aterro de areia e areia-fibra.

As Figuras apresentadas podem ser utilizadas para placas de aço de diferentes dimensões, mas que estiveram entre as relações de H/D de 1.0, 1.5 e 2.0 com a finalidade de determinar a capacidade ao arrancamento (q_u) em aterros de areia e areia-fibra a partir do ângulo de atrito do material.

8.2 COMPARAÇÃO COM ESTUDOS PRÉVIOS

Na Tabela 4.7 são apresentados os cinco métodos apresentados na seção 2.1 do Capítulo 2 e alguns outros métodos que se tem na literatura.

O método de cone e o método do cilindro de atrito não vão ser utilizados pelas simplificações que tem o método. Para solos melhorados não existe nenhum modelo de previsão para estes materiais.

Tabela 8.1 – Modelos empregados na previsão dos resultados de capacidade de carga.

N	Autor	Metologia	Tipo de Solo
1	Método do cone	Peso do solo confinado na superfície de ruptura mais a fundação	
2	Método do Cilindro de atrito	Peso do solo confinado na superfície de ruptura mais a fundação e o cisalhamento	
3	Balla (1961)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície curva)	Coesivo friccional
4	Meyerhof e Adams (1968)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	Coesivo friccional
5	Murray e Geddes (1987)	Equilíbrio Limite	Areia
6	Sarac (1989)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	Coesivo friccional
7	Ghaly e Hanna (1994)	Equilíbrio Limite	Areia
8	Saeedy (1987)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	Coesivo friccional
9	Universidade de Grenoble (Biarrez e Baraud, 1968; Martin, 1966 e 1973)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	Areia e Argila
10	Merifield et al. (2003)	MEF em três dimensões	Areia
11	Hanna (2007)	Equilíbrio Limite	Areia

Para os ensaios realizados com aterros de areia foram empregadas as dimensões e as superfícies de ruptura apresentadas na Figura 8.4 de acordo com os ensaios feitos em campo por Ruver (2011) onde D_f é o diâmetro meio da superfície de ruptura, D é o diâmetro da placa de aço e H é a profundidade de embutimento.

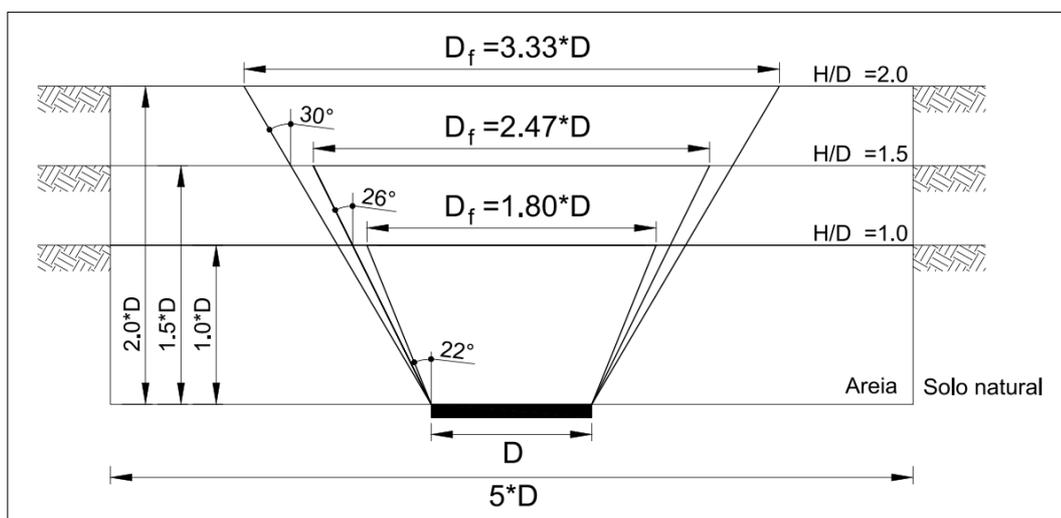


Figura 8.4 – Representação das prováveis superfícies de ruptura linear em aterro de areia (baseado em Ruver, 2011).

A Tabela 8.2 apresenta os parâmetros geométricos e geotécnicos empregados nas estimativas da resistência à tração a partir dos ensaios feitos por Ruver (2011) e Girardello (2014) em campo.

Tabela 8.2 – Dados iniciais para a utilização dos modelos na previsão dos resultados de capacidade de carga

N	Fibras [%]	H [m]	D [m]	Df [cm]	α [°]	H/D	ϕ [°]	γ [kN/m ³]
1	0.00	0.30	0.30	0.54	21.80	1.00	30.00	17.40
2	0.00	0.45	0.30	0.74	26.10	1.50	30.00	17.40
3	0.00	0.60	0.30	1.00	30.30	2.00	30.00	17.40
4	0.50	0.30	0.30	-	-	1.00	53.00	17.40
5	0.50	0.45	0.30	-	-	1.50	53.00	17.40
6	0.50	0.60	0.30	-	-	2.00	53.00	17.40

A partir dos dados de início da Tabela 8.2 e a Figura 8.4 temos os seguintes resultados na Figura 8.5 de estimativa de resistência ao arrancamento pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) e pelos métodos que se tem na literatura apresentados na Tabela 8.1 para uma relação H/D de 1.0, 1.5 e 2.0 onde H é o embutimento e D é o diâmetro da placa de aço de 0.30 [cm] para um ângulo de atrito (ϕ) de 30.0 [°].

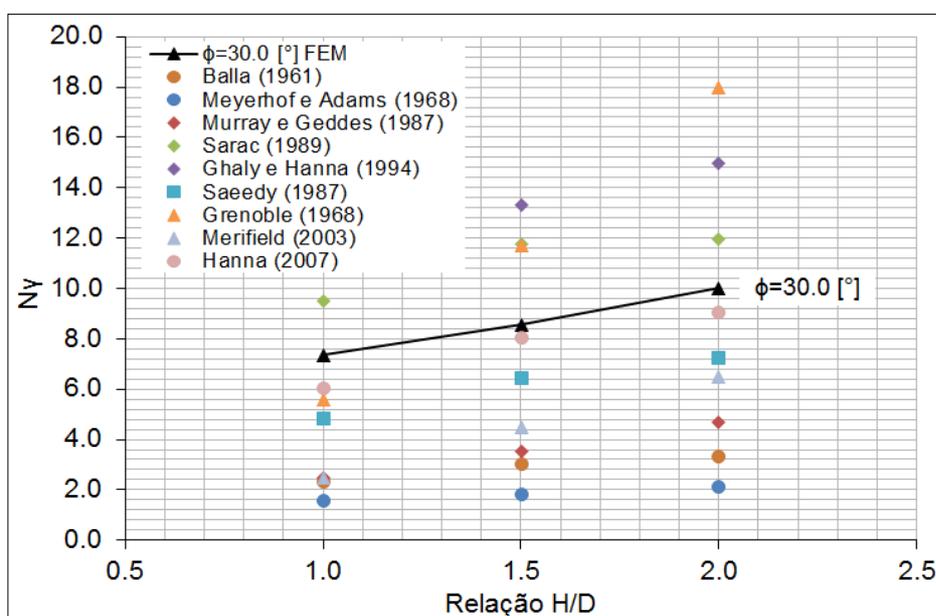


Figura 8.5 – Comparação entre as cargas de arrancamento medida no MEF e pelos modelos desenvolvidos na literatura.

Dos dados de ensaios feitos em campo e laboratório por diferentes pesquisadores e pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) temos os seguintes resultados de resistência ao arrancamento para uma relação H/D de 1.0, 1.5 e 2.0 onde H é o embutimento e D é o diâmetro da placa de aço para diferentes ângulos de atrito (ϕ).

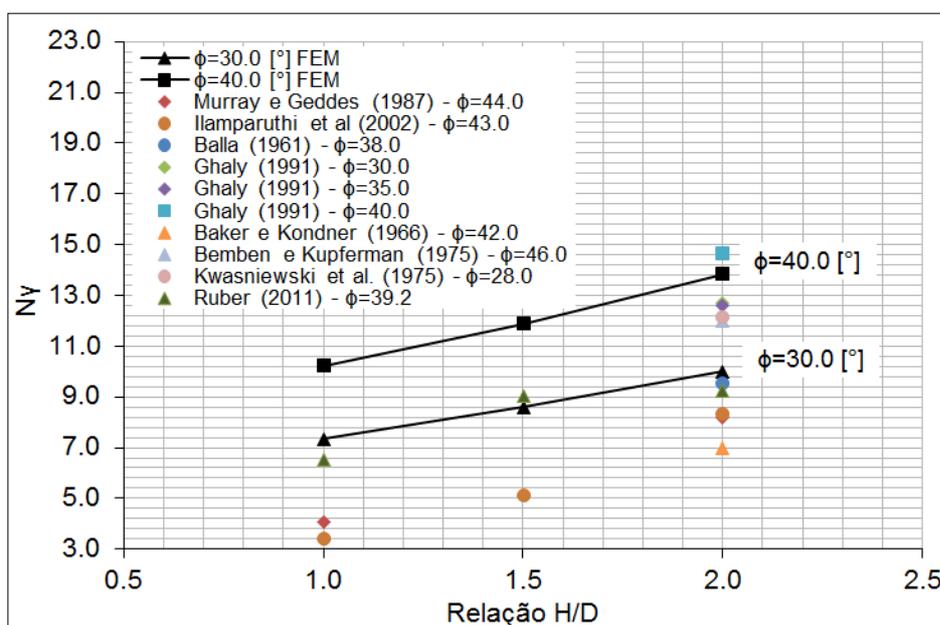


Figura 8.6 – Comparação entre as cargas de arrancamento medida no MEF e pelos modelos desenvolvidos na literatura.

8.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Do método proposto a partir da equação 8.1 e as Tabelas 8.2 e 8.3 temos a estimativa ao arrancamento de placas de aço para uma relação de H/D de 1.0, 1.5 e 2.0 para um aterro de areia e areia-fibra pelos Métodos dos Elementos Finitos (MEF) a partir do embutimento (H), peso específico (γ) e o fator de arrancamento (N_γ).

Constata-se que apesar do peso ter sido utilizado como condicionante de projeto de fundações submetidas à tração entre os anos 1950 e 1960 (Método de cone e Método do cilindro de atrito), o emprego desta metodologia não deve ser aplicado, pois não leva em consideração a resistência ao cisalhamento dos solos, produzindo estimativas da capacidade de carga à tração excessivamente conservadora.

A Figura 8.5 apresenta as estimativas de capacidade de carga dos aterros executados em areia, determinadas a partir de modelos desenvolvidos exclusivamente para aterros com este material, ou seja, os autores não consideraram a parcela coesiva e estas metodologias não foram aplicadas para os aterros com areia-fibra.

Das nove metodologias remanescentes empregadas na Figura 8.5, cinco métodos (modelos 3, 4, 5, 8 e 10 – Balla, 1961; Meyerhof e Adams, 1968; Murray e Geddes, 1987; Saeedy, 1987; Merifield, 2003) se mostraram extremamente conservadoras fazendo uma comparação com o método proposto. Três métodos (modelos 6, 7, e 9 – Sarac, 1989; Ghaly e Hanna, 1994; Grenoble, 1968) apresentou estimativas superestimadas para todas as provas de carga. O modelo de Hanna (2007) apresentou as melhores estimativas, com diferenças entre 18,0 [%] para uma relação de H/D de 1.0, 7.0 [%] para uma relação de H/D de 1.5 e 10.0 [%] para uma relação H/D de 2.0 em comparação com o modelo proposto.

Ainda para a areia, a Figura 8.6 apresenta uma comparação entre valores das provas de carga feitas em laboratório ou campo por diferentes autores que se tem na literatura onde cinco autores (Murray e Geddes, 1987 para um ângulo de atrito (ϕ) de 44.0 [°]; Ilamparuthi et al, 2002 para um ϕ de 43.0 [°]; Balla, 1961 para um ϕ de 38.0 [°]; Ghaly, 1991 para um ϕ de 30.0 [°]; Baker e Kondner, 1966 para um ϕ de 42.0 [°]) se mostraram extremamente conservadoras fazendo uma comparação com o método proposto. Três autores (Ghaly, 1991 para um ângulo de atrito (ϕ) de 35.0 [°]; Ghaly, 1991 para um ϕ de 40.0 [°]; Kwasniewski, 1975 para um ϕ de 28.0 [°]) apresentou estimativas superestimadas para todas as provas de carga.

Os ensaios de Bembem e Kupferman (1975) para um ϕ de 46.0 [°] e Ruver (2011) para um ϕ de 39.2 [°] apresentou as melhores estimativas, com diferenças entre 0.40% para uma relação de H/D de 2.0 no método de Bembem e Kupferman (1975) e o método proposto. Para os ensaios de Ruver (2011) temos uma diferença de 16.9 [%] para uma relação de H/D de 1.0, 3.0 [%] para uma relação de H/D de 1.5 e 16.6 [%] para uma relação de H/D de 2.0 em comparação com o modelo proposto.

9 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo serão compiladas as principais conclusões dos resultados obtidos da presente pesquisa, de modo a contemplar os objetivos inicialmente propostos. Também serão apresentadas sugestões de pontos envolvendo a temática abordada que necessitam maior investigação.

9.1 CONCLUSÕES

- A metodologia de elementos finitos, considerando um modelo axissimétrico, comportamento linear elástico para a fundação e solo natural escavado e comportamento elasto-perfeitamente plástico para o aterro, reproduziu de forma adequada os resultados obtidos através das provas de carga;
- Pela metodologia por elementos finitos definiu-se tamanho da malha, geometria, o número de incrementos adequado às análises e os deslocamentos;
- O modelo numérico inicial para um aterro de areia com uma relação H/D de 1.5 teve uma diferença aproximada de 25.0 [%] menos de resistência no ensaio de campo que no modelo numérico;
- O modelo numérico inicial para um aterro de areia-fibra com uma relação H/D de 1.0 teve uma diferença aproximada de 60.0 [%] mais de resistência no ensaio de campo que no modelo numérico;
- O modelo numérico calibrado para um aterro de areia teve uma diferença aproximada de 2.0 [%] mais ou menos de resistência no ensaio de campo que no modelo numérico para uma relação H/D de 1.5 o que diz que o modelo reproduziu com satisfatória acurácia o resultado obtido em escala real;
- O modelo numérico calibrado para um aterro de areia-fibra teve uma diferença aproximada de 3.0 [%] mais ou menos de resistência no ensaio de campo que no modelo numérico para uma relação H/D de 1.0 o que diz que o modelo reproduziu com satisfatória acurácia o resultado obtido em escala real;

- Fazendo uma comparação dos ganhos de resistência no ensaio dos aterros com fibra e sem fibra nos modelos numéricos ou nos ensaios de campo temos que para uma relação H/D de 1.0, 1.5 ou 2.0 um ganho de resistência média de 40.0 [%] a 35.0 [%];
- Foi feita a avaliação do estado de tensões, deslocamentos e a etapa *geostatic* (*Tempo 0* e *Tempo 1*) para o modelo numérico das diferentes relações H/D;
- O módulo de elasticidade, apesar de afetar a inclinação de reta inicial de tensão vs relação deslocamento/diâmetro, não produzem mudanças significativas na tensão última ao arrancamento, do ponto de vista estatístico;
- O ângulo de dilatância (ψ) tem uma grande influência na determinação da Tensão última ao arrancamento (q_u). O ângulo de atrito (ϕ) tem uma menor influência e o Módulo de elasticidade (E) ainda tem uma menor influência na determinação da Tensão última ao arrancamento (q_u) em comparação com a influência do ângulo de dilatância (ψ);
- Embora tenha limitações enquanto a relação H/D de 1.0, 1.5 e 2.0 dentro um limitado cenário das variações, as simulações e seus respectivos resultados do método de estimativa da resistência ao arrancamento (q_u) representam um importante passo para o entendimento da aplicação desta técnica num aterro de areia e areia-fibra.

9.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho mostrou que a técnica de tratamento de solos, empregada em aterro, é promissora, assim como já foi provado ser em diversas outras subáreas da geotecnia. Considerando que foi utilizado um tipo de material geotécnico (Areia) e somente um tipo de reforço (Fibra) além de somente três relações de embutimentos H/D (1.0, 1.5 e 2.0), a possibilidade de futuros estudos abordando esta temática é vasta. Desta forma, cabem algumas sugestões para futuros trabalhos:

- Verificação desta técnica para outros tipos de solos, por exemplo, arenito Botucatu e argila do campo experimental da CEEE localizado em Cachoeirinha/RS, já bastante estudados no PPGEC/UFRGS;

- Utilização de outro modelo constitutivo, (e.g. cap model, Drucker-Prager modificado), o qual pode ser alimentado com dados de ensaios de carregamento isotrópico, buscando uma melhor compreensão do comportamento do solo;
- Realização de provas de carga em outros diâmetros de fundação, menores e maiores;
- Realização de provas de carga a maiores embutimentos e maiores diâmetros de solo reforçado, para verificação experimental da perda de carga pela relação embutimento/diâmetro de tratamento;
- Ensaios de laboratório em caixa de areia ou câmara de ensaios;
- Execução de ensaios em centrífuga, variando os diversos parâmetros geotécnicos e geométricos, aliado aos diferentes tipos de solos e reforço;
- Estudo da influência da sucção à vácuo gerada na interface solo e fundação;
- Comparar os resultados obtidos em campo, e por ventura outro que vierem a ser executados, com ensaios de laboratório do tipo compressão diametral e triaxial de extensão.

REFERÊNCIAS

- ABAQUS. (2010). **Analysis User's Manual**. Versión 6.10. Dassault Systemes Simulia Corp.
- ADAMS, J.I. e HAYES, D.C. (1967). **The Uplift Capacity of Shallow Foundations, Ontario Hydro Research Quarterly**, vol. 19, n. 1.
- AL WAHAB, R.M.; AL-QURNA, H.H. (1995). **Fiber Reinforced cohesive soils for application in compacted earth structures**. In: GEOSYNTHETICS'95 CONFERENCE. 1995, Nashville. Proceedings ... v.2, p.433-466.
- American Society for Testing Materials - ASTM D 2487 (1993), **Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)**. ASTM.
- American Society for Testing Materials - ASTM D 1194 (1994), **Standard Test Method for Bearing Capacity of Soil for Static Load and Spread Footings**. ASTM.
- ANDRESEN, L., PETTER JOSTAD, H., e ANDERSEN, K. (2011). **“Finite element analysis applied in design of foundations and anchors for offshore structures.”** Int. J. Geomech., 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000020, 417–430.
- ASSAN, A.E. (2003). **Método dos Elementos Finitos. Primeiros Passos**. Campinas: Editora da Unicamp.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (1995). **NBR 6502: Rochas e Solos**, p. 18, Rio de Janeiro.
- BALLA, A. (1961). **The resistance to breaking-out of mushroom foundations for pylons**. In; Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Paris, France, vol. 1, pp. 569-576.
- BATMANABANE, L. (1973). **Résistance maximale à l'arrachement des ancrages en milieu cohérent**. Thèse de Docteur-Ingénieur, Université de Grenoble.
- BESSA, A.O. (2005). **Avaliação da resistência lateral em estacas escavadas com trado submetidas à tração**. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.
- BHATTACHARYA, P.; BHOWMIK, D.; MÚKHERJEE, S.P. e CHARROPADHVAV, B.C. (2018). **Pullout behavior of square anchors in reinforced clay**. 12^t Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (AICMAG); proceedings of the Goa/India.
- BHATTACHARYA, P. e KUMAR, J. (2016). **Uplift Capacity of Anchors in Layered Sand Using Finite-Element Limit Analysis: Formulation and Results**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000560.

BIAREZ, J., BARRAUD, Y. (1968). **Adaptation des fondations de pylones au terrain par les méthodes de la mécanique des sols**. Rapport 22-06 de la CIGRÉ, Paris.

BUDINSKI, K.G. (1996). **Engineering materials, properties and selection**. 5ed. New Jersey: Prentice Hall International, 653p.

BUENO, B.S., LIMA, D.C., TEIXEIRA, S.H.C., MINETTE, E. (1997). **The mechanical response of reinforced soils using short randomly distributed plastic strips**. In: RECENTS DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, COPPE, 25 27 June, A.A. Balkema, Rotterdam Geotechnical Engineering, p. 401-408.

BUENO, B.S.; LIMA, D.C.; TEIXEIRA, S.H.C.; RIBEIRO N.J. (1996). **Soil fiber reinforcement: basic understanding**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 1996, San Diego. Anais... v.1, p. 878-884.

BURD, H.J.; FRYDMAN, S. (1997). **Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils**. Canadian Geotechnical Journal, 1997.

CASAGRANDE, M.D.T. (2001). **Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

CASAGRANDE, M.D.T.; CONSOLI, N. (2002). **Estudo do comportamento de um solo residual areno-siltoso reforçado com fibras de polipropileno**. Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.25, n.3, p.223-230.

CASAGRANDE, M.D.T. (2005). **Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações**. 217p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, Brasil.

CIGRÈ. (2008). **Reliability Based Calibration of Foundation Strength Factor Using Full-Scale Test Data – A Guide for Design Engineers**, WG B2.07, March.

CONSOLI, N.C.; ULBRICH, L.A.; PRIETTO, P.D.M. (1997-b). **Engineering behavior of randomly distributed fiber-reinforced cement soil**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Rio de Janeiro. Proceedings... Rotterdam: A.A. Balkema, p.481-486.

CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; ULBRICH, L.A. (1998-a). **Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.124, n.12, p. 1211-1214.

CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; ULBRICH, L.A. (1999). **The behavior of a fibre-reinforced cemented soil**. Ground Improvement, ISSMGE, v.3 n.3, p.21-30.

CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; ULBRICH, L.A. (1999) **The behavior of a fibre-reinforced cemented soil**. Ground Improvement, ISSMGE, v.3 n.3, p.21-30.

CONSOLI, N.C.; MONTARDO, J.P.; PRIETTO, P.D.M.; PASA, G. (2002-a) **Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.128, n.6, p. 462-472, 2002.

CONSOLI, N.C.; VENDRUSCOLO, M.A.; PRIETTO, P.D.M. (2003-a). **Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. New York - USA, v.129, n.1, p. 96-101.

CONSOLI, N.C.; CASAGRANDE, M.D.T.; PRIETTO, P.D.M.; THOMÉ, A. (2003-b). **Plate load test on fiber-reinforced soil**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Reston – Virginia – USA, v.129, n.10, p. 951-955.

CONSOLI, N.C., MONTARDO, J.P., DONATO, M., PRIETTO, P.D.M. (2004). **Effect of material properties on the behaviour of sand-cement-fibre composites**. Ground Improvement, ISSMGE, v.8 n.2, p.77-90.

CONSOLI, N.C.; LEHANE, B.M.; HELINSKI, M.; RICHARDS, D.J.; RATTLE, M.J. (2007). **On the Pullout of Footing Backfill with Cemented Sand**. In: International Workshop on Applications of Computational Mechanics in Geotechnics Engineering., Portugal, 2007. Proceedings London, UK: Taylor and Francis Group, 331-339.

CONSOLI, N.C.; CASAGRANDE, M.D.T.; THOMÉ, A. (2009). **Effect of relative density on plate loading tests on fibre-reinforced sand**. Geotechnique 59, No. 5, 471-476.

CONSOLI, N.C.; RUIVER, C.A.; GIRARDELLO, V.; FESTUGATO, L., THOMÉ, A. (2012-a). **Effect of polypropylene fibers on the uplift behavior of model footings embedded in sand**. Geosynthetics International, 19, No. 1, 79–84.

CONSOLI, N.C.; THOMÉ, A.; GIRARDELLO, V.; RUIVER, C.A. (2012-b). **Uplift behavior of plates embedded in fiber-reinforced cement stabilized backfill**. Geotextiles and Geomembranes, 35, 107-111.

CONSOLI, N.C.; RUIVER, C.A.; SCHNAID, F. (2013). **Uplift performance of Anchor Plates Embedded in Cement-Stabilized Backfill**. Technical Note. Geotextiles and Geomembranes, ASCE.

CUDMANI, R.O. (1994). **Estudo do Comportamento de Sapatas Assentes em Solos Residuais Parcialmente Saturados através de Ensaios de Placa**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 150, 1994.

CRUZ, R.C. (2008). **Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 216.

DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A. (2004-a) **Obtenção das Características de Resistência e Deformabilidade de um Solo Residual de Basalto Através de Ensaios de Placa**. XXXI Jornadas Sud-Americanas Ingenieria Estructural. In: Anais do... CD-Rom, p. 112, 2004a;

DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A.; RUIVER, C.A. (2004-b). **Determinação de Alguns Parâmetros Geotécnicos do Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo - RS**. 1º Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos (Geo Jovem 2004). In: Anais do... CD-Rom, p. 1-6, 2004b;

DALLA ROSA, F. (2009). **Efeito do Estado de Tensões de Cura no Comportamento de Uma Areia Artificialmente Cimentada**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 191.

DANZIGER, F.A.B. e PEREIRA PINTO, C. (1979). **Análise comparativa de Métodos para o Dimensionamento de Fundações a partir dos Resultados das Provas de Carga Realizadas na LT 500 kV Adrianópolis-Grajaú**. In: Anais do V Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, Recife, Brasil.

DANZIGER, F.A.B. (1983). **Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços Verticais de Tração**, Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

DAS, B.M.; SEELEY, G.R. (1975). **Breakout resistance of shallow horizontal anchors**. J. Geotech. Engrg. Div., 101(9), 999–1003.

DE VOS, M.; WENHAM, V. (2005). **Workpackage 3 - Innovative Design Methods in Geotechnical Engineering**. GeoTechNet – European Geotechnical Thematic Network, 2005, 90p., Site: <http://www.geotechnet.org>, acessado em 30/05/2010.

DICKIN, E.A. (1988). **“Uplift behavior of horizontal anchor plates in sand.”** J. Geotech. Engrg., 10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:11(1300), 1300–1317.

DONATO, M.; CERATTI, J.A.P.; CONSOLI, N.C. (2002). **Comportamento mecânico de concreto compactado com rolo com adição de fibras de polipropileno**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2002, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, v.1, p.251-260.

DONATO, M. (2003). **Comportamento Mecânico de Concreto Compactado com Rolo Reforçado com Fibras de Polipropileno**. 82p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS. Porto Alegre, Brasil.

DONATO, M.; FOPPA, D.; CERATTI, J.A.P.; CONSOLI, N.C. (2004). **Fibras de polipropileno como reforço para materiais geotécnicos**. Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.27, n.2, p. 161-179.

DONATO, M.; CONSOLI, N.C.; GRAHAM, J.; THOMÉ, A (2005). **Circular footings on a cemented layer above weak foundation soil**. Canadian geotechnical journal.

EDINÇLILER, A.; AYHAN, V. (2010). **Influence of tire fiber inclusions on shear strength of sand**. Geosynthetics International, Volume 17, Issue 4, 01 August 2010 , pages 183 –192.

EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA – EPE. (2013). **Plano Decenal de Expansão de Energia 2022**. Ministério de Minas e Energia. Brasília, Brasil.

FATANI, M.N.; BAUER, G.E.; AL-JOULANI, N. (1991) **Reinforcing soil with aligned and randomly oriented metallic**. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v.14, n.1, p. 78-87.

FESTUGATO, L. (2008). **Análise do Comportamento mecânico de um solo micro-reforçado com fibras de distintos Índices Aspecto**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

FEUERHARMEL, M.R. (2000). **Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno**. Porto Alegre, 2000. 131p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. Porto Alegre, Brasil.

FUNG, Y.C., e TONG, P. (2001). **Classical and Computational Solid Mechanics**. Singapur: World Scientific.

FREITAG, D.R. (1986) **Soil randomly reinforced with fibers**. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York, v.112, n.8, p. 823-826.

GARCIA, O.C. (2005). **Influência da qualidade da compactação dos reaterros na capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de tração**. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

Ghaly, A.M.; Hanna, A.M. (1994b). **Ultimate pullout resistance of single vertical anchors**. *Can Geotech J* 31(5):661–672

GHALY, A.M.; HANNA, A.M. (1994). **Ultimate Pullout resistance of single vertical anchors**. *Can Geotech J*31(5):661-672.

GIRALDELLO, V. (2014). **Comportamento de ensaios de arrancamento de placas embutidas em camadas de Solo-cimento-fibra**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

GRAY, D.H.; OHASHI, H. (1983). **Mechanics of fiber reinforcement in sand**. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1983, 335-353, New York.

GRAY, D.H. e AL-REFEAI, T. (1986) **Behavior of fabric versus fiber-reinforced sand**. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York, v.112, n.8, p. 804-820.

GRAY, D.H.; MAHER, M.H. (1989). **Admixture stabilization of sands with random fibers**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro, Proceedings... Rotterdam: A.A. Balkema, v.2, p.1363-1366.

HANNANT, L. (1994). **Polymers and polymers composites**. In: J.M. ILLSTON. *Construction materials: their nature and behavior*. 2ed., London: J.M. Illston/E & FN Spon, p.359-403.

HANNA, A.; AYADAT, T.; SABRY, M. (2007). **Pullout resistance of single vertical shallow helical and plate anchors in sand**. *Geotech Geol Eng*. DOI 10.1007/s10706-007-9129-4.

HALLIDAY, D.; RESNICK, R.; WALKER, J. (1997) **Fundamentals of Physics Extended**. 5ª Edição, John Wiley & Sons, Inc., Nova Iorque, Estados Unidos da América, 1997, 1142p.

HEINECK, K.S., (2002). **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais**. Dissertação de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

HEINECK, K.S.; CONSOLI, N.C.; BICA, A.; CASAGRANDE, M.D.T. (2003-a). **Comportamento de Solos Micro-Reforçados a Pequeníssimas e Grandes Deformações Cisalhantes**. Solos e Rochas. São Paulo - SP, ABMS/ABGE, v.26, n.1, p.3-17.

HEINECK, K.S.; CONSOLI, N.C. (2004). **Discussion to Discrete framework for limit equilibrium analysis of fibre-reinforced soil**. Géotechnique, London, v.54, n.1, p.72-73.

HEINECK, K.S.; COOP, M.R.; CONSOLI, N.C. (2005). **Effect of micro-reinforcement of soils from very small to large shear strains**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. New York, v.131.

HELLWANY, S. (2007). **Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications**. New Jersey, Estados Unidos: John Wiley & Sons.

HIBBIT, K. (1996). **Analysis of Geotechnical Problem with Abaqus**.

HOARE, D.J. (1979). **Laboratory study of granular soils reinforced with randomly oriented discrete fibres**. Internacional Conference on soil reinforcement, 1979, 47 – 52, Paris, France.

HOLLAWAY, L. (1994). **Polymers and polymer composites**. In: Construction Materials; their nature and behavior. London: J. M. Illston/E. & F.N. Spon, 2ed., p.321-358.

HOMEM, T.R. (2002). **Comportamento de misturas asfálticas porosas com ligantes modificados por polímeros e adição de fibras**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

HOULSBY, G. (1991). **How the dilatancy of soils effects their behaviour**. University of Oxford, Department of Engineering Science.

ILLSTON, J.M. (1994). **Construction materials; their nature and behavior**. 2ed. London: E & FN Spon, 518p.

INGLES, O.G.; METCALF J.B. (1972). **Soil stabilization : principles and practice**. Sydney: Butterworths, 1972.

JEWELL, R.A.; WROTH, C.P. (1987) **Direct shear tests on reinforced sand**. Géotechnique, London, v.37, n.1, p.53-68.

JOHN, V.M.; AGOPYAN, V.; PRADO, T.A. (1999). **Durabilidade de compósitos de cimentos e fibras vegetais para telhados**. In: SIMPÓSIO IBERO-AMERICANO DE TELHADOS PARA HABITAÇÃO, 3., São Paulo, 1999. Anais... São Paulo, Cytel/USP, 1999. p. 51-9.

JOHNSTON, C.D. (1994). **Fiber-reinforced cement and concrete**. In: Advances in concrete technology. 2ed. Ottawa: V. M. Malhorta, p.603-673.

JESMANI, M., KAMALZARE, M., E NAZARI, M. (2013). **Numerical study of behavior of anchor plates in clayey soils**. Int. J. Geomech., 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000236, 502 –513.

KANIRAJ, S.R.; HAVANAGI, V.G. (2001), **Behavior of cement-stabilized fiber-reinforced fly ash-soil mixtures**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.127, n.7, p.574-584.

KHATRI, V.N.; KUMAR, J. (2011). “**Effect of anchor width on pullout capacity of strip anchors in sand.**” Can. Geotech. J., 48(3), 511–517.

KOUZER, K.M.; KUMAR, J. (2009). “**Vertical uplift capacity of equally spaced horizontal anchors in sand.**” Int. J. Geomech., 10.1061/(ASCE)1532-3641(2009)9:5(230),230–236.

KRISHNA, Y.S.R. (2000). **Numerical Analysis of Large Size Horizontal Strip Anchors**. Dissertação (Mestrado em Ciência) – Faculdade de Engenharia, Instituto Indiano de Ciência. Balgalore, Índia, P. 194.

KUMAR, J. (2001). “**Seismic vertical uplift capacity of strip anchors.**” Geotechnique, 51(3), 275–279.

KUMAR, J.; KOUZER, K. M. (2008). “**Vertical uplift capacity of horizontal anchors using upper bound limit analysis and finite elements.**” Can. Geotech. J., 45(5), 698–704.

KUMAR, A.; KAUR, A. (2012). **Model tests of square footing resting on fibre-reinforced sand bed**. Geosynthetics International, Volume 19, Issue 5, 01 October 2012 , pages 385 – 392.

LOPES JUNIOR, L.S.; THOMÉ, A. (2005). **Provas de Carga Estática em Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro, Executadas na Região de Passo Fundo, Rio Grande do Sul**. Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul (GEORS’2005), Passo Fundo/RS, 2005 (Site: <http://www.multisolos.com.br/upload/artigos/III%20GEO-RS.pdf>, em: 10/03/2010);

LOVISA, J.; SHUKLA, S.K.; SIVAKUGAN, N. (2010). **Shear strength of randomly distributed moist fibre-reinforced sand**. Geosynthetics International, Volume 17, Issue 2, 01 April 2010, pages 100 –106.

MACDONALD, H.F. (1963). **Uplift resistance of caisson piles in sand**. MSc thesis, Nova Scotia Technical College.

MÁNTARAS, F.M. (1995). **Análise Numérica do Ensaio Pressiométrico Aplicada à Previsão do Comportamento de Fundações Superficiais em Solos Não Saturados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, PPGEC, p. 150, 1995.

MCGOWN, A.; ANDRAWES, K.Z.; AL-HASANI, M.M. (1978). **Effect of inclusion properties on the behavior of sand**. Géotechnique, London, v.28, n.3, p.327-346.

MCGOWN, A.; ANDRAWES, K.Z.; HYTIRIS, N. MERCER, F.B. (1988). **Soil strengthening using randomly distributed mesh elements**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., São Francisco, Proceedings... v.3, p.1735-1738.

- MAHER, M.H.; GRAY, D.H. (1990). **Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers**. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, v.120, n.8, 1381-1393, New York.
- MAHER, M.H.; HO, Y.C. (1993). **Behavior of fiber-reinforced cemented sand under static and cyclic loads**. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v.16, n.3, p.330-338.
- MAHER, M.H.; HO, Y.C. (1994). **Mechanical properties of Kaolinite/fiber soil composite**. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.120, n.8, p. 1381-1393.
- MARTIN, D. (1963). **Fondations profondes sollicitées à l'arrachement en milieu cohérent tridimensionnel**. Thèse de Doctorat de Spécialité, Université de Grenoble.
- MARTIN, D. (1966). **Étude a la rupture de different ancrages sollicitées verticalement**. These (Docteur-Ingénieur) - Faculte dès Sciences de Grenoble, Grenoble.
- Martin, D. (1973), **Calcul de pieux et fondations a dalle des pylones de transport d'énergie électrique, étude théorique e d'essais en laboratoire et in-situ**. Proceedings, Institut Technique du Batiment et des Traveaux Public, Supplément au No. 307-308.
- MARTIN, D.; COCHARD, A. (1973). **Design of Anchor Plates**. Rapport 22-10 de la CIGRÉ, Paris.
- MENETREY, P. e Eillam, K. (1995). **Triaxial failure criterion for concrete and its generalization**. ACI structural Journal, 92 (3).
- MERIFIELD, R.S.; SLOAN, S.W.; LYAMIN, A.V. (2003). **“Three Dimensional lower Bound Solutions for the Stability of Plate Anchors in Sand”**. Faculty of Engineering and Surveying Technical Reports. University of Southern Queensland. Toowoomba Qld 4350 Australia.
- MERIFIELD, R.S.; SLOAN, S.W. (2006). **“The ultimate pullout capacity of anchors in frictional soil.”** Can. Geotech. J., 43(8), 852–868.
- MERIFIELD, R.S.; LYAMIN, A.V.; e SLOAN, S.W. (2006). **“Three-dimensional lower-bound solutions for the stability of plate anchors in sand.”** Geotechnique, 56(2), 123–132.
- MEYERHOF, G.G.; ADAMS, J.I. (1968), **The Ultimate Uplift Capacity of Foundations**. Canadian Geotechnical Journal Vol. 5, number 4.
- MEYERHOF, G.G. (1973). **“Uplift resistance of inclined anchors and piles.”** Proc., 8th Int. Conf. on Soil Mech., Vol. 2, A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 167–172.
- MICHALOWSKI, R.L.; CERMÁK, J. (2003). **Triaxial compression of sand reinforced with fibers**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.129, n.2, p.125-136.
- MONTARDO, J.P. (1999). **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes**. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. Porto Alegre, Brasil.

MONTEL, B. (1963). **Contribution à l'étude des fondations sollicitées à l'arrachement. Phénomène plan, milieux pulvérulent.** Thèse de Doctorat de Spécialité, Université de Grenoble.

MOREL, J.C.; GOURC, J.P. (1997). **Mechanical behaviour of sand reinforced with mesh elements.** Geosynthetics International, Minnesota, v.4, n. 5, p.481-508.

MURRAY, E.J.; GEDDES, J.D. (1987). **“Uplift of anchor plates in sand.”** J. Geotech. Eng., 10.1061/(ASCE)0733-9410(1987)113:3(202), 202–215.

MURRAY, E.J.; GEDDES, J.D. (1989). **“Resistance of passive inclined anchors in cohesionless medium.”** Geotechnique, 39(3), 417–431.

MURRAY, J.J.; FROST, J.D.; WANG, Y. (2000). **Behavior of a sandy silt reinforced with discontinuous recycled fiber inclusions.** In: Proc. of The 79TH Annual Meeting Transportation Research Board, Washington. 29p.

NANNI, L.F.; RIBEIRO, J.L. Planejamento e avaliação de experimentos. Porto Alegre: cpgec/ufrgs, 1992, 213p. 2. Ed. (Caderno de Engenharia, 17).

NATARAJ, M.S.; ADDULA, H.R.; MCMANIS, K.L. (1996). **Strength and deformation characteristics of fiber reinforced soils.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 3., San Diego, 1996. Proceedings... Pennsylvania: Technomic Publishing Co., Inc, v.1, p.826-835.

NGUYEN, M.D.; YANG, K.H.; LEE, S.H.; WU, C.S.; TSAI, M.H. (2013). **Behavior of nonwoven-geotextile-reinforced sand and mobilization of reinforcement strain under triaxial compression.** Geosynthetics International, Volume 20, Issue 3, 01 June 2013, pages 207 –225

OLGUN, M. (2013). **Effects of polypropylene fiber inclusion on the strength and volume change characteristics of cement-fly ash stabilized clay soil.** Geosynthetics International, Volume 20, Issue 4, 01 August 2013 , pages 263 –275.

OVESEN, N.K. (1981). **“entrifuge tests on the uplift capacity of anchors.** Proc., 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol. 1, A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 717–722.

PACHECO, M.P., DANZIGER, F. A.B., PINTO, C.P. (2008). **Design of shallow foundations under tensile loading for transmission line towers: An overview.** Engineering Geology 101 (2008) 226–235. Rio de Janeiro. Brasil.

POTTS, D.M. e ZDRAVKOVIC, L. (1999). **Finite elemento analysis geotechnical engineering: Theory.** London: Thomas Telford.

POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. (1974). **Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics.** New York: John Wiley, 1974. 411p;

RANJAN, G.R.; CHARAN, H.D. (1996). **Probabilistic analysis of randomly distributed fiber reinforced soil.** Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.122, n.6, p.419-426.

RATLEY, M.J.; LEHANE, B.M.; CONSOLI, N.C.; RICHARDS, D.J. (2008). **Uplift of Shallow Foundations with Cement-Stabilised Backfill**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement, ICE, Vol. 161, N. 2, May, p. 103-110.

RIBIER, B. (1962). **Étude des argiles fortement plastiques et essais de soulèvement des pieux**. Thèse de Doctorat de Spécialité, Université de Grenoble.

ROWE, R.K.; BOOKER, J.R. (1981). **The Elastic Displacement of Single and Multiple Underream Anchors in a Gibson Soil**. Géotechnique, Vol. 31, no. 1, 125-141. 1981;

ROWE, R.K.; DAVIS, E.H. (1982-a). **“The behaviour of anchor plates in clay.”** Geotechnique, 32(1), 9–23.

ROWE, R.K.; DAVIS, E.H. (1982-b). **“The behaviour of anchor plates in sand.”** Geotechnique, 32(1), 25–41.

RUVER, C.A. (2011). **Estudo do Arrancamento de Fundações em Solos Tratados com Cimento**. Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS.

SAEEDY, H.S. (1987). **Stability of circular vertical anchors**. Can Geotech J 24(3):452–456.

SANTOS, A.P.R. (1985). **Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo método dos elementos finitos**. 367 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

SANTOS, A.P.S. (2004). **Comportamento de misturas solo-cimento-fibra sob compressão confinada com medição de tensão lateral**. 125p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, Brasil.

SANTOS, A.P.S. **Estudo do Comportamento de Misturas Solo-Cimento-Fibra Sob Altas Tressões**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 171, 2008;

SARAC, D. Z. (1989). **The uplift capacity of shallow buried anchor slabs**. Proceedings of International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Montreal, Canada, 1213-1216.

SHEWBRIDGE, E.; SITAR, N. (1989). **Deformation characteristics of reinforced sand in direct shear**. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.115, n.8, p.1134-1147.

SILVA, M.A.; BUENO, B.S.; LIMA, D.C. (1995). **Estabilização de solos com inclusões curtas aleatórias**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS, 2., 1995. Geossintéticos 95... p.327-335.

SOUZA, S. (1974). **Ensaio mecânicos de materiais metálicos**. São Paulo: Edgard Blucher.

SPENCE, B. F. (1965). **Uplift resistance of piles with enlarged bases in clay**. MSc thesis, Nova Scotia Technical College.

SPECHT, L.P. (2000). **Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidos a carregamentos estáticos e dinâmicos**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

STAUFFER, S.D.; HOLTZ, R.D. (1996). **Stress-strain and strength behavior of staple fiber and continuous filament-reinforced sand**. Transportation Research Record, Washington, D.C., n.1474, p.82-95.

SUBBA RAO, K. S.; KUMAR, J. (1994). **“Vertical uplift capacity of horizontal anchors.”** J. Geotech. Engrg., 10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:7(1134), 1134–1147.

SUTHERLAND, H. B. (1965). **Model studies for shaft raising through cohesionless soils**. Proc. 5th Int. Conf. Soil and Found. Eng. 2.

TAGAYA, K.; SCOTT, R.F.; ABOSHI, H. (1988-a). **Scale Effect in Anchor Pullout Test by Centrifugal Technique**. Soils and Foundations, vol. 28, n. 3, pp. 1-12.

TAGAYA, K.; SCOTT, R.F.; ABOSHI, H. (1988-b). **Pullout Resistance of Buried Anchor in Sand**. Soils and Foundations, vol. 28, n. 3, pp. 114-130.

TAYLOR, G.D. (1994). **Materials in construction**. 2ed. London: Longman Scientific & Technical, 284p.

TEIXEIRA, S.H.C.; BUENO, B.S.; LIMA, D.C. (1994). **Estudo do comportamento de solos reforçados com fibras**. In: CONGRESSO DE ENGENHARIA CIVIL, 1., 1994, Juiz de Fora, MG., Juiz de Fora: Univesidade Federal de Juiz de Fora, 1994. p. 54-64.

TEODORO, J.M.; BUENO, B.S. (1998). **Estudo do comportamento dos solos reforçados com fibras plásticas de polipropileno**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11, Brasília, 1998. Anais... v.2., p.1093-1100.

TEODORO, J.M. (1999). **Resistência ao cisalhamento de solos reforçados com fibras plásticas**. Dissertação de Mestrado, Escola de São Carlos/ Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.

THOMÉ, A. (1999). **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**. Tese (Doutorado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. 245p. Porto Alegre, Brasil.

TRÂN-VÔ-NHIÊM. (1971). **Force portante limite des fondations superficielles et résistance maximale à l'arrachement des ancrages. Étude d'un appareil portable destiné á la reconnaissance sommaire du sol en place: le Pénévane**. Thèse de Docteur-Ingénieur, Université de Grenoble.

TRINDADE, T.P. et al. (2005). **Latossolo vermelhoamarelo reforçado com fibras de polipropileno de distribuição aleatória: estudo realizado com amostras de grandes dimensões**. REM: Revista Escola de Minas, v. 58, n. 1, p.33-38.

ULBRICH, L.A. (1997). **Aspectos do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibras**. Porto Alegre, 1997. 122p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de PósGraduação em Engenharia Civil da UFRGS. Porto Alegre, Brasil.

VELLOSO, P.P.C. (1987). **Fundações – Aspectos Geotécnicos. Notas de Aula – NA 01/82: Departamento de Engenharia Civil da PUC/RJ**, 5ª Edição, Vol. 2/3, p. 326-329 e 353355.

VENDRUSCOLO, M.A. (1996). **Análise Numérica e Experimental do Comportamento de Fundações Superficiais Assentes Em Um Solo Melhorado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 141.

VENDRUSCOLO, M.A. (2003). **Estudo do Comportamento de Materiais Compósitos Fibrosos para Aplicação como Reforço de Base de Fundações Superficiais**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 224.

VESIC, A.S. (1972). **Expansion of cavities in infinite soil mass**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 98, n. SM 3.

VINÍCIUS, G. (2014). **Comportamento de Ensaio de Arrancamento de Placas embutidas de Solo-Cimento-Fibra**. Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, Brasil.

WATERMANN, D.; ÁLVAREZ, A. (2012). **Análisis numérico y la importancia de los modelos constitutivos**. XVII Reunión Nacional de Profesores de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Cancún, México.

ZIENKIEWICS, O. C.; TAYLOR, R. L. (2000). **The Finite Element Method - Vol. 2: Solid Mechanics**. 5a Edição, Butterworth-Heinemann, Oxford, 459p.

ZORNBERG, J.G. (2002). **Discrete framework for limit equilibrium analysis of fibre-reinforced soil**. Géotechnique, 593-604, London.

ANEXOS

ANEXO A

1. Sondagem SPT do solo natural

Nº de golpes		(golpes p/ 30 cm)			Classificação do Material
1º/2º	2º/3º	--- 1º 2º	— 2º 3º		
		10	20	30	
05	05				Argila de coloração marrom-avermelhada de consistência média.
05	06				
04	05				Argila de coloração marrom-avermelhada de consistência rija.
09	11				
09	10				Argila de coloração marrom-avermelhada de consistência muito rija.
16	18				
10	12				Argila arenosa de coloração vermelha com pigmentos de coloração cinza de consistência rija.
13	15				
13	14				Argila arenosa de coloração vermelha com cinza de consistência rija.
07	08				
14	14	Limite executado.			
14	16				
08	09				
12	13				
11	13				
10	12				

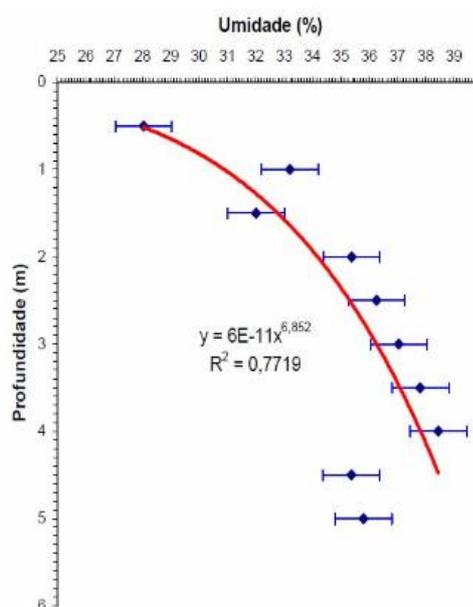
a) Com lavagem

Nº de golpes		(golpes p/ 30 cm)			Classificação do Material
1º/2º	2º/3º	--- 1º 2º	— 2º 3º		
		10	20	30	
07	08				Argila de coloração marrom-avermelhada de consistência rija.
09	10				
11	14				Argila arenosa de coloração marrom-avermelhada de consistência média.
06	07				
16	20				Argila arenosa de coloração marrom-avermelhada de consistência muito rija.
13	16				
					Limite executado.

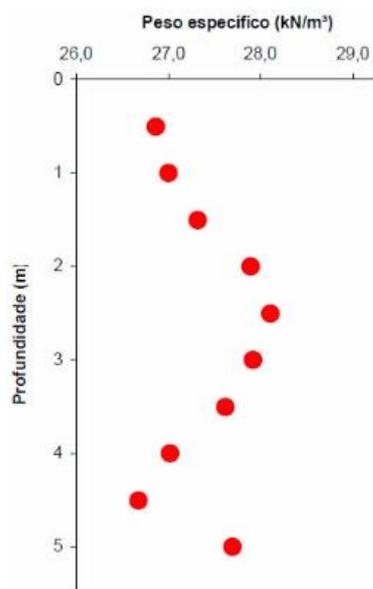
b) Sem lavagem

(Lopes Jr. e Thomé, 2005)

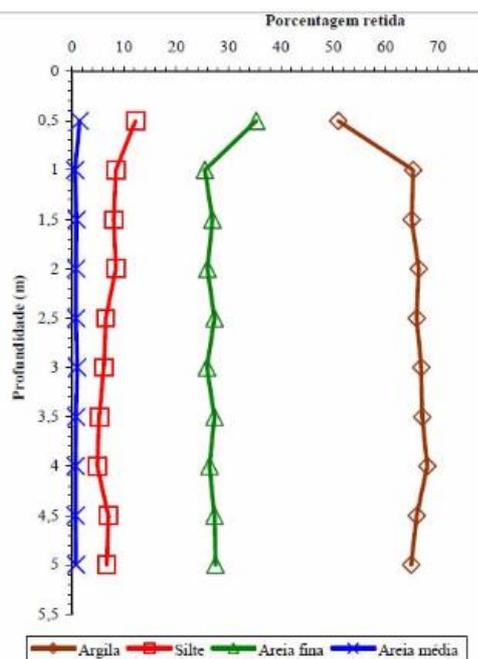
2. Propriedades e índices físicos ao longo da profundidade do solo natural



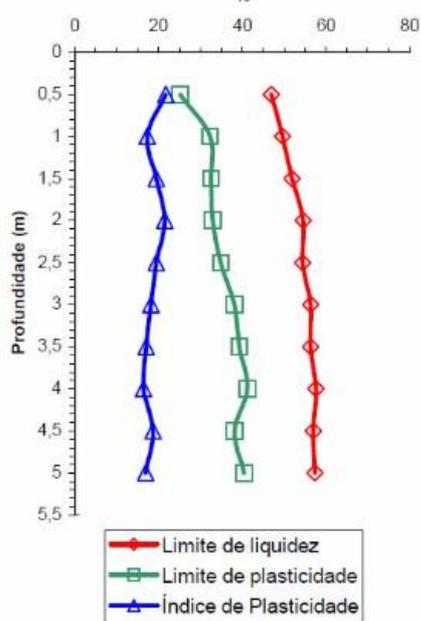
a) Umidade natural



b) Peso específico real dos Grãos



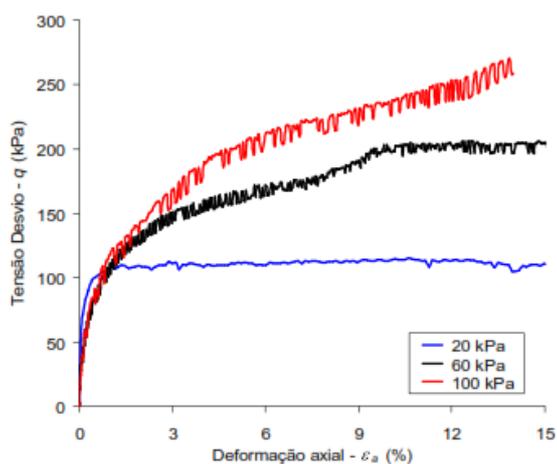
c) Distribuição granulométrica



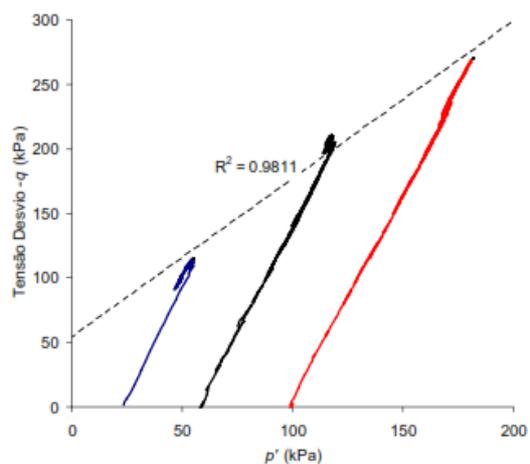
d) Limites de liquidez e plasticidade

(Dalla Rosa et al., 2004a e 2004b)

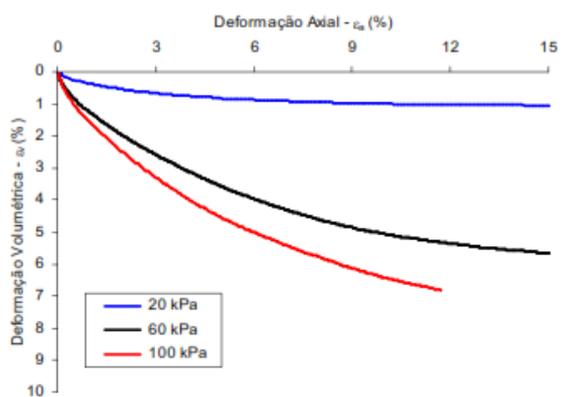
3. Triaxiais consolidados drenados (CD)



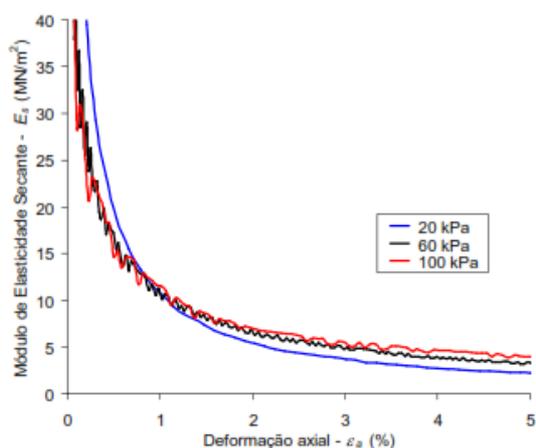
a) Tensão desvio x deformação axial.



b) deformação volumétrica x deformação axial



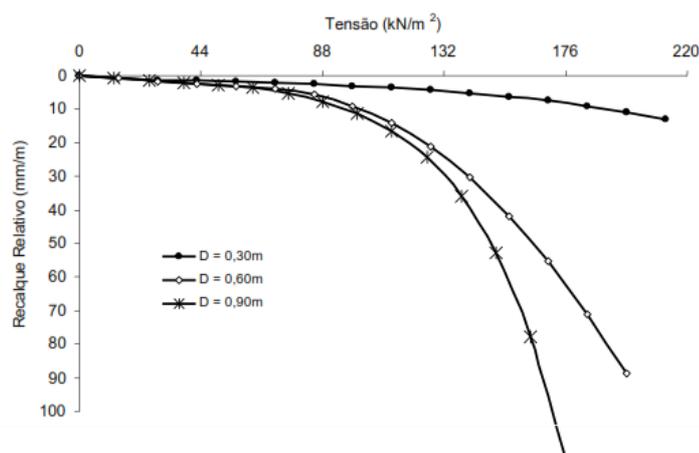
c) Tensão desvio x tensão efetiva média.



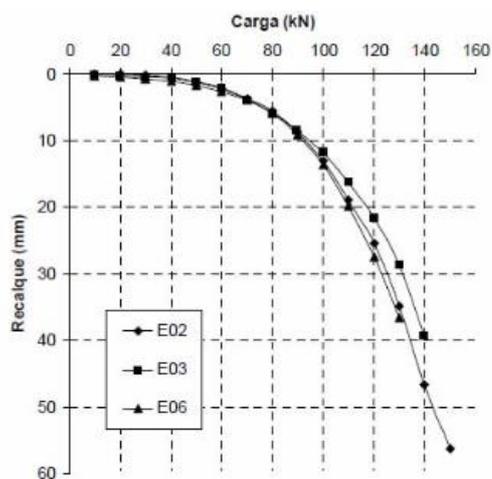
d) Módulo de elasticidade secante x deformação axial

(Donato, 2005)

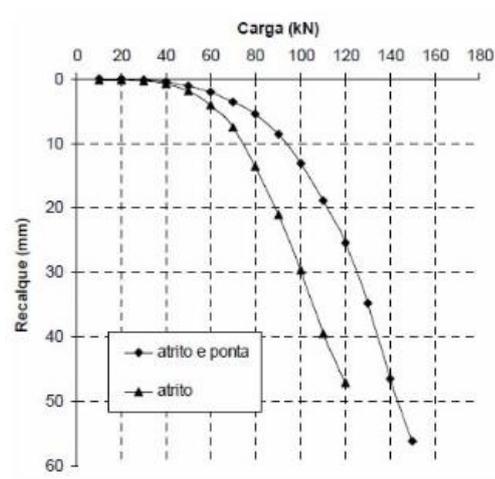
4. Resultados das provas de cargas



a) Resultados das provas de cargas normalizados (recalque relativo x tensão) realizados no campo experimental. (Dalla Rosa, 2004a)



b)

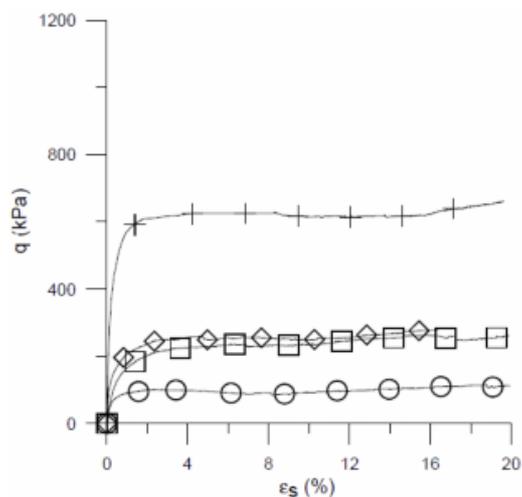


c)

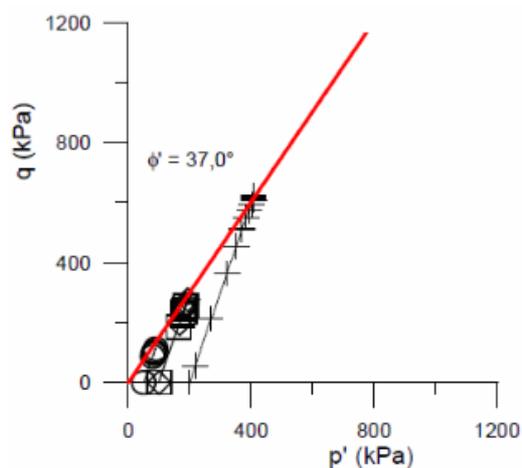
Resultados das provas de cargas estáticas realizadas nas estacas, onde: (b) corresponde à mobilização do atrito lateral e resistência de ponta; e (c) corresponde à média dos resultados somente do atrito lateral e da soma da parcela do atrito lateral e resistência de ponta (Lopes Jr. e Thomé, 2005)

ANEXO B

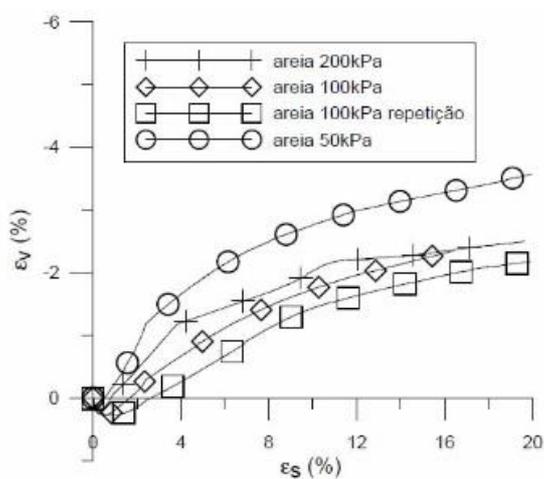
1. Triaxiais consolidados drenados (CD) realizados na areia de Osório com densidade relativa de 50%



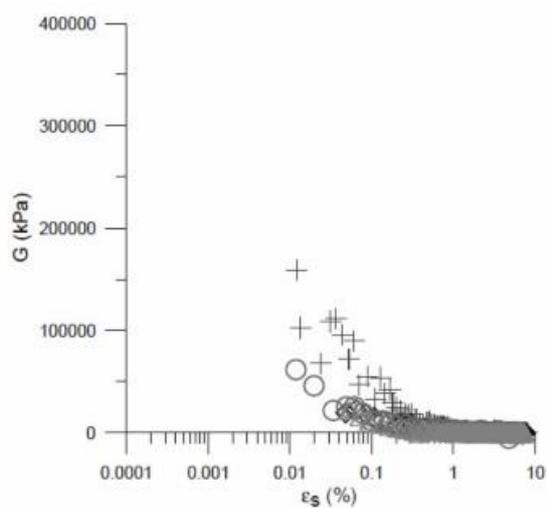
a)



c)



b)

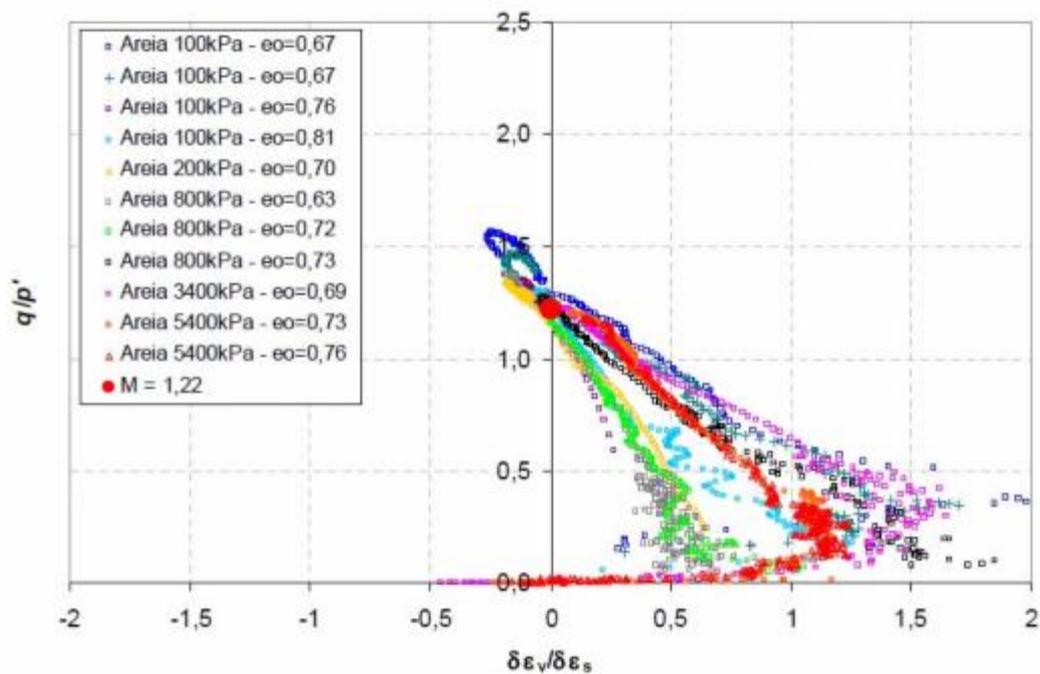


d)

a) Tensão desvio (q) x deformação distorcional (ϵ_s). b) Deformação volumétrica (ϵ_v) x deformação distorcional (ϵ_s) c) Tensão desvio (q) vs. tensão efetiva média (p'). d) Módulo cisalhante (G) vs. deformação distorcional (ϵ_s)

(Festugato, 2008)

2. Triaxiais consolidados drenados (CD) realizados na areia de Osório com densidade relativa de 50%

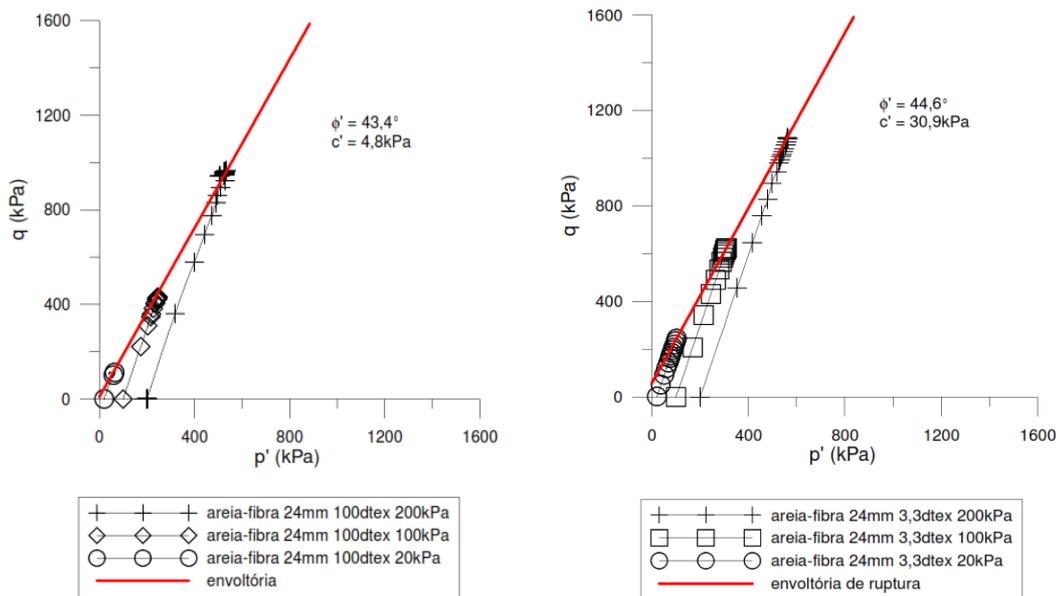


Comportamento normalizado (q/p') pela dilatação da areia de Osório para diversas densidades relativas e distintas tensões confinantes

(Santos, 2008)

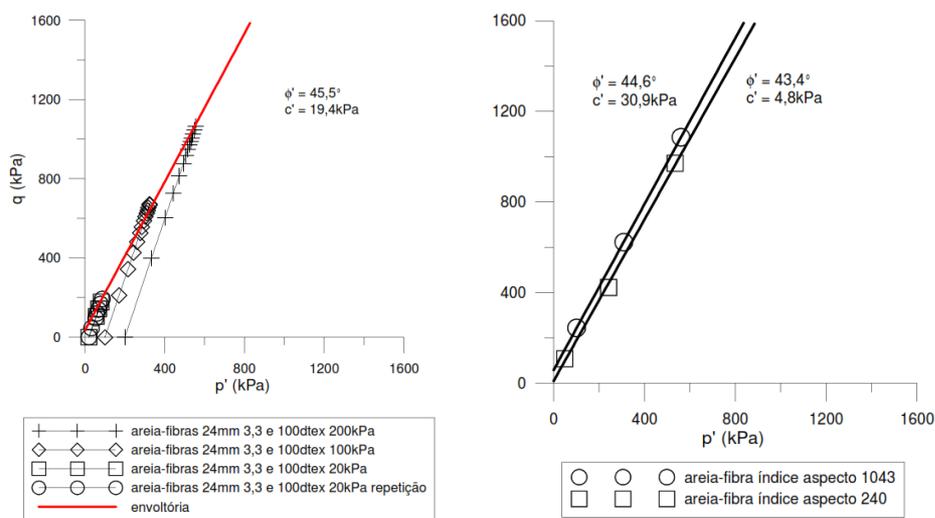
ANEXO C

1. Triaxiais consolidados drenados (CD) realizados na areia de Osório com Fibra



a)

b)

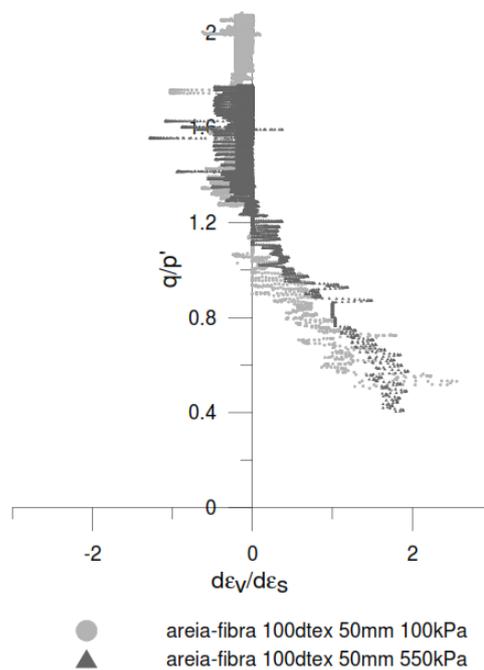


c)

d)

a) Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de 100dtex com 24mm, equivalente a um índice aspecto de 240. b) Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 24mm, equivalente a um índice aspecto de 1043 c) Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado simultaneamente com fibras de 3,3 e 100dtex com 24mm, equivalente a índices aspecto de 1043 e 240 d) Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de índice aspecto de 1043 e de 240 (Festugato, 2008)

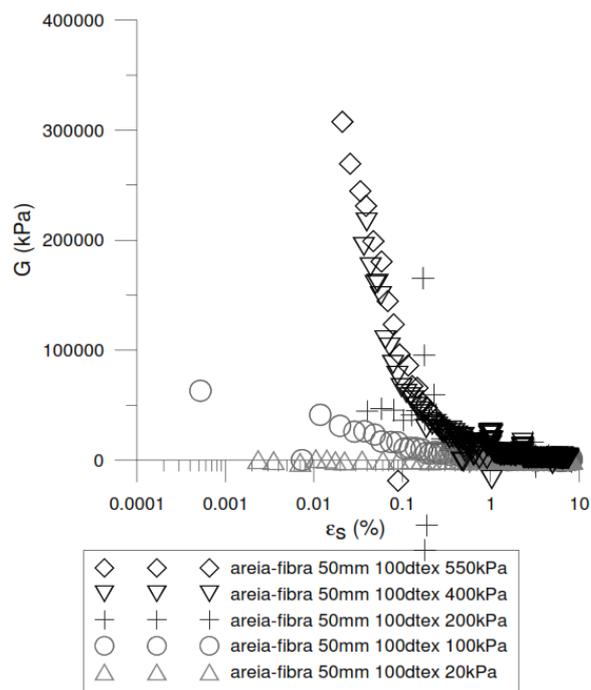
2. Triaxiais consolidados drenados (CD) realizados na areia de Osório com fibra



Comportamento normalizado (q/p') pela dilatação da areia de Osório com fibra para diversas densidades relativas e distintas tensões confinantes

(Festugato, 2008)

3. Triaxiais consolidados drenados (CD) realizados na areia de Osório com fibra



Curvas módulo cisalhante versus deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado com fibras de 100dtex com 50mm

(Festugato, 2008)