

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO AO
ARRANCAMENTO DE ESTACAS TUBULARES VAZADAS**

STIVENS ARTURO SANABRIA SOSA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE - UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

SETEMBRO, 2015

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO AO ARRANCAMENTO DE ESTACAS TUBULARES VAZADAS

STIVENS ARTURO SANABRIA SOSA

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

Orientador: Prof. Aldo Durand Farfán

Co-orientador: Prof. Rodrigo Martins Reis

Campos dos Goytacazes – RJ

Setembro, 2015

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO AO ARRANCAMENTO DE ESTACAS TUBULARES VAZADAS

Stivens Arturo Sanabria Sosa

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

Aprovada em 09 de Setembro de 2015.

Comissão Examinadora:

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D. Sc., COPPE/UFRJ

Prof. Fernando Saboya Albuquerque - UENF/CCT/ LECIV

Prof. Rodrigo Martins Reis, D. Sc., UENF/CCT/ LECIV
Co-Orientador

Prof. Aldo Durand Farfán, D. Sc., UENF/CCT/ LECIV
Orientador

Ao meu pai e à minha mãe

Sumário

1	INTRODUÇÃO.....	1
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	2
2.1	Estacas.....	2
2.1.1	Estacas Tubulares	3
2.2	Ensaio em Centrífuga.....	9
2.3	Modelos Constitutivos	15
2.3.1	Modelo de Mohr Coulomb.....	16
2.3.2	Modelo Drucker – Prager.....	17
2.3.3	Modelo de Tresca	18
2.3.4	Modelo Von Mises	19
2.4	Análise da Capacidade de Suporte	20
2.4.1	Método do Tronco de Cone	20
2.4.2	Método do Cilindro de Atrito	22
2.4.3	Método de Balla (1961).....	23
2.4.4	Método de Meyerhof e Adams (1968).....	23
2.4.5	Método de Grenoble	25
2.4.6	Método de Das (1983)	28
3	SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	31
3.1	Variáveis das simulações numéricas.....	31
3.1.1	Parâmetros geométricos	31
3.1.2	Parâmetros geotécnicos.....	32
3.2	Combinações das simulações.....	33
4	CONSIDERAÇÕES PARA SIMULAÇÕES NUMÉRICAS.....	35
4.1	Considerações do Método dos Elementos Finitos	35
4.2	Considerações do programa ABAQUS	35

4.2.1	Validações do modelo constitutivo.....	36
4.3	Construção do protótipo	38
4.3.1	Passo <i>Initial</i>	39
4.3.1.1	Propriedades e malhas de Elementos Finitos.....	40
4.3.2	Passo Contatos	42
4.3.2.1	Discretização das superfícies de contato.....	42
4.3.2.2	Propriedades de contato	44
4.3.3	Passo Peso	44
4.3.4	Passo Arrancamento	45
5	ANÁLISE ELÁSTICA	47
5.1	Variáveis de Resposta.....	47
5.2	Retroanálises das variáveis.....	54
6	ANÁLISE ELASTOPLÁSTICA	69
6.1	Variáveis plásticas.....	69
6.2	Resultado das simulações.....	70
6.3	Análise Integrada	77
7	INTERPRETAÇÃO DA ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO PLÁSTICA..	79
8	CONCLUSÕES.....	83
9	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	84

Lista de Figuras

Figura 2.1– Estacas tubulares vazadas de aço de ponta fechada e ponta aberta (Bhushan, 2004).....	4
Figura 2.2– Comparação dos momentos de inércia entre as estacas tubular aberta e perfil H (Mello, 1979).	5
Figura 2.3 – Comparação da capacidade de carga entre as estacas tubular aberta e perfil H (Mello, 1979).	6
Figura 2.4 – Comparação da área de comprimento lateral entra as estacas tubular aberta, tubular fechada e perfil H (Mello, 1979).	7
Figura 2.5– Aparato experimental (Kishida, 1977).....	8
Figura 2.6– Formação de preenchimento interno x penetração da estaca (Byerne, 1994).....	9
Figura 2.7– Arrancamento areia $D_r=23\%$ <i>plug</i> $D_r=70\%$ - estaca com 47mm de diâmetro (Neves, 2012).....	11
Figura 2.8- Arrancamento areia $D_r=23\%$ <i>plug</i> $D_r=70\%$ - estaca com 34,2mm de diâmetro (Neves, 2012).	11
Figura 2.9- Arrancamento areia $D_r=70\%$ <i>plug</i> $D_r=70\%$ - estaca com 47mm de diâmetro (Neves, 2012).	12
Figura 2.10- Arrancamento areia 70% <i>plug</i> 70% - estaca com 34,2mm de diâmetro (Neves, 2012).	13
Figura 2.11– Superfície de plastificação de Mohr Coulomb.....	17
Figura 2.12– Superfície de plastificação de Drucker-Prager.....	18
Figura 2.13– Superfície de plastificação de Tresca.	19
Figura 2.14– Superfície de plastificação de von Mises.	20
Figura 2.15– Modelo típico empregado no Método Tronco de Cone. (Carvalho, 1991).....	21
Figura 2.16– Modelo típico empregado no Método do Cilindro de Atrito. (Carvalho, 1991).....	22
Figura 2.17– Superfície de ruptura do Método de Balla (Balla, 1961 apud Garcia, 2005).....	23
Figura 2.18– Superfície de ruptura do Método de Meyerhof e Adams (Adams, 1968 apud Bessa 2005).	24

Figura 2.19 – Superfície de ruptura para estacas em solos homogêneos (Carvalho, 1991).....	26
Figura 2.20– Ábaco de coeficiente de empuxo (f/H) em meio coesivo (Carvalho, 1991).....	28
Figura 2.21 – Ábaco de profundidade x profundidade relativa (Das, 1983).	28
Figura 2.22 – Ábaco de coeficiente de arrancamento para estacas escavadas (Meyerhof, 1973).....	29
Figura 2.23 – Variação de δ/ϕ em função da densidade relativa (Das, 1977).	30
Figura 3.1 – Parâmetros geométricos dos modelos.....	32
Figura 4.1 – Comportamento tensão-deformação (a), envoltória de resistência (b). Lautenschläger (2010)	38
Figura 4.2 – Simulações de um quarto da geometria original.....	40
Figura 4.3 – Elementos finitos utilizados: hexaédricos (a) linear, (b) quadrático (RIBEIRO, 2010).....	41
Figura 4.4 – Malhas de Elementos Finitos (a) solo, (b) estaca.	41
Figura 4.5 – Interação entre superfícies de contato (adaptado de ABAQUS, 2009).	43
Figura 4.6 – <i>Path</i> de análise (a) e distribuição da tensão vertical (b).	45
Figura 4.7 –Posição inicial do modelo (a) e posição depois do arrancamento (b).....	46
Figura 5.1 – Nó representativo no topo da estaca.	47
Figura 5.2 – Gráfico Força x Deslocamento	49
Figura 5.3 – Gráfico Força x Deslocamento	49
Figura 5.4 – Gráfico Força x Deslocamento	49
Figura 5.5 – Gráfico Força x Deslocamento	49
Figura 5.6 – Gráfico Força x Deslocamento	50
Figura 5.7 – Gráfico Força x Deslocamento	50
Figura 5.8 – Gráfico Força x Deslocamento	50
Figura 5.9 – Gráfico Força x Deslocamento	50
Figura 5.10 – Gráfico Força x Deslocamento (a) e (b).....	52
Figura 5.11 – Gráfico Força x Deslocamento (a) e (b).....	52
Figura 5.12 – Gráfico Força x Deslocamento (a) e (b).....	53

Figura 5.13 – Gráfico Força x Deslocamento (a) e (b).....	53
Figura 5.14 – Comportamento $F \times \varphi_j$ (a), comportamento $E \times \varphi_j$ (b).....	55
Figura 5.15 – Comportamento $F \times \varphi_j$ (a), comportamento $E \times \varphi_j$ (b).....	55
Figura 5.16 – Comportamento $F \times \varphi_j$ (a), comportamento $E \times \varphi_j$ (b).....	56
Figura 5.17 – Comportamento $F \times \varphi_j$ (a), comportamento $E \times \varphi_j$ (b).....	56
Figura 5.18 – Comportamento $F \times E$ (a), comportamento $E \times \varphi_j$ (b).	58
Figura 5.19 – Comportamento $F \times E$ (a), comportamento $E \times \varphi_j$ (b).	58
Figura 5.20 – Comportamento $F \times E$ (a), comportamento $E \times \varphi_j$ (b).....	59
Figura 5.21 – Comportamento $F \times E$ (a), comportamento $E \times \varphi_j$ (b).....	59
Figura 5.22 – Comportamento $E \times \varphi_j$	61
Figura 5.23 – Comportamento $E \times \varphi_j$	61
Figura 5.24 – Comportamento $E \times \varphi_j$	62
Figura 5.25 – Comportamento $E \times \varphi_j$	62
Figura 5.26 – Comportamento $E \times \varphi_j$	63
Figura 5.27 – Comportamento $E \times \varphi_j$	63
Figura 5.28 – Comportamento $E \times \varphi_j$	64
Figura 5.29 – Comportamento $E \times \varphi_j$	64
Figura 5.30 – Comportamento $E \times \varphi_j$	65
Figura 5.31 – Comportamento $E \times \varphi_j$	65
Figura 5.32 – Comportamento $E \times \varphi_j$	66
Figura 5.33 – Comportamento $E \times \varphi_j$	66
Figura 6.1 – Calibração numérico com experimental.....	71
Figura 6.2 – Calibração numérico com experimental.....	71
Figura 6.3 – Calibração numérico com experimental.....	71
Figura 6.4 – Calibração numérico com experimental.....	71
Figura 6.5 – Calibração numérico com experimental.....	72
Figura 6.6 – Calibração numérico com experimental.....	72
Figura 6.7 – Calibração numérico com experimental.....	72
Figura 6.8 – Calibração numérico com experimental.....	72
Figura 6.9 – Comportamento $F \times \varphi_j$	74
Figura 6.10 – Comportamento $F \times \varphi_j$	74
Figura 6.11 – Comportamento $F \times \varphi_j$	74
Figura 6.12 – Comportamento $F \times \varphi_j$	74
Figura 6.13 – Comportamento $F \times \varphi_j$	75

Figura 6.14 – Comportamento $F \times \varphi_j$.	75
Figura 6.15 – Comportamento $F \times \varphi_j$.	75
Figura 6.16 – Comportamento $F \times \varphi_j$.	75
Figura 8.1 – Comportamento $\lambda \times \beta$.	78
Figura 8.2 – Comportamento $\lambda \times \beta$.	78
Figura 7.1 – <i>Paths</i> para as análises.	79
Figura 7.2 – Deformação plástica radial do preenchimento.	80
Figura 7.3 – Deformação plástica radial do solo.	81
Figura 7.4 - Deformação plástica vertical do solo.	82

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 Tipos de estacas (Velloso e Lopes, 2011).	3
Tabela 2.2 Ensaios preliminares e definitivos (Neves, 2012).	10
Tabela 2.3 – Forças de arrancamento para areia $D_r=23\%$ plug $D_r=70\%$ - estaca com 47mm de diâmetro (Neves, 2012).....	11
Tabela 2.4 – Forças de arrancamento para areia $D_r=23\%$ plug $D_r=70\%$ - estaca com 34,2mm de diâmetro (Neves, 2012).....	12
Tabela 2.5 – Forças de arrancamento para areia $D_r=70\%$ plug $D_r=70\%$ - estaca com 47mm de diâmetro (Neves, 2012).....	12
Tabela 2.6 – Forças de arrancamento para areia 70% plug 70% - estaca com 34,2mm de diâmetro (Neves, 2012).	13
Tabela 2.7 Fatores escalas associados à modelagem física em centrífuga (Taylor, 1995).	14
Tabela 2.8 Parâmetros geotécnicos do solo (Neves, 2012).	14
Tabela 2.9 Valores de H/D, coeficiente “m” e fator de forma “s” obtidos nos ensaios de Meyerhof e Adams (Bessa, 2005).....	25
Tabela 3.1 – Parâmetros geométricos.	32
Tabela 3.2 – Propriedades geotécnicas dos materiais.	33
Tabela 3.3 – Resumo dos parâmetros.....	34
Tabela 4.1 – Parâmetros numéricos e experimentais obtidos.	37
Tabela 4.2 – Número de nós por elementos.....	41
Tabela 5.1 – Módulos de elasticidade encontrados.....	67
Tabela 5.2 – Módulos de elasticidade.....	68
Tabela 6.1 – Parâmetros geotécnicos.	69
Tabela 6.2- Análises elastoplásticas.....	69
Tabela 6.3 – Valores de ângulo de atrito encontrados.....	76
Tabela 7.1 – Valores dos parâmetros para as análises.....	80

Resumo

O trabalho apresenta um modelo numérico calibrado para previsão da capacidade de carga ao arrancamento de estacas tubulares vazadas com preenchimento interno, utilizadas em fundações de aerogeradores. O estudo está relacionado com os ensaios de modelos reduzidos de estacas vazadas com preenchimento interno, submetidas ao arrancamento na centrífuga geotécnica feitos por Neves (2012). Nos ensaios se observou que o preenchimento interno aumenta a capacidade de carga última de arrancamento. A construção do modelo numérico foi feita com parâmetros geométricos e geotécnicos iniciais, obtidos de ensaios de laboratório realizado por Neves (2012). As simulações do modelo foram baseadas em simulações numéricas tridimensionais, pelo Método de Elementos Finitos com modelo constitutivo de Mohr-Coulumb pelo programa computacional ABAQUS. Para a calibração do modelo utilizou-se os resultados de Neves (2012). Com o modelo calibrado foram feitas análises elásticas e elastoplásticas, com variações dos parâmetros de entrada geométricos e geotécnicos. O cálculo dos módulos de elasticidade reais foi realizado pela retroanálise, a partir dos resultados da análise elástica, enquanto os ângulos de atrito reais dos contatos solo-estaca e preenchimento-estaca foram calculados com os resultados das análises elastoplásticas. Com todos os parâmetros calculados, realizou-se uma análise integrada para o cálculo da carga máxima de arrancamento, mediante dois fatores que relacionam por algoritmos matemáticos todas as variáveis que influenciam o arrancamento das estacas com preenchimento interno.

PALAVRAS-CHAVE: análise elástica, análise elastoplástica, estacas tubulares vazadas, resistência ao arrancamento, preenchimento interno.

Abstract

The paper presents a numerical model calibrated to predict the load capacity pullout of tubular piles castings with fill internal, used in wind turbine foundations. The study is related to the scale model tests stakes castings with fill internal, submitted pullout in geotechnical centrifuge made by Neves (2012). In the tests it was observed that the internal filling increases the load capacity last pullout. The construction of the numerical model was made with initial geometric and geotechnical parameters obtained from laboratory tests conducted by Neves (2012). The simulations were based on three-dimensional numerical simulations, the Finite Element Method with constitutive model of Mohr-Coulomb the computer program ABAQUS. For the calibration model, we used the results of Neves (2012). With the calibrated model were made elastic and elastoplastic analysis, with variations of geometric and geotechnical input parameters. The actual calculation of the modulus of elasticity was carried out by back calculation, from the results of elastic analysis, while the actual friction angles of soil-cutting-cutting contacts and fill have been calculated on the results of the elastoplastic analysis. With all the calculated parameters, there was an integrated analysis for the calculation of the maximum load pullout by two factors relating to mathematical algorithms all the variables that influence the pullout stakes with fill internal.

PALAVRAS-CHAVE: elastic analysis, elastoplastic analysis, castings tubular piles, pullout resistance, internal fill.

1 INTRODUÇÃO

Com o avanço tecnológico impulsionado pelo crescimento da indústria offshore, principalmente para a exploração, produção e/ou armazenamento de petróleo e gás, surge a necessidade de estruturas não convencionais com fundações que sejam capazes de suportar esforços à tração provenientes das ações do vento e do mar.

Existem diversas dúvidas sobre o comportamento destas fundações, pois existem poucos métodos, sendo eles empíricos ou semiempíricos. Por essa razão, a engenharia vem pesquisando métodos e ferramentas para o estudo e melhora do comportamento destes tipos de fundações.

Nos últimos anos, o uso das estacas de aço tubulares vazadas está se tornando uma ótima opção para as fundações de obras portuárias e offshore devido a seu bom desempenho ao arrancamento e pela facilidade de cravação na areia (Paik e Salgado, 2003). As fundações dos aerogeradores, por exemplo, são frequentemente submetidas a esforços de tração devido à ação de ventos e outros mecanismos dinâmicos do mar pelo qual utiliza estacas tubulares vazadas em suas fundações. Neves (2012) realizou ensaios em modelos reduzidos de estacas tubulares vazadas com preenchimento interno na centrífuga geotécnica e concluiu que o preenchimento interno aumenta a capacidade de carga ao arrancamento.

Com isso, se encontrou um modelo numérico calibrado dos protótipos para analisar o comportamento das estacas com preenchimento interno, sendo este o principal objetivo dessa pesquisa. O modelo numérico foi encontrado através de soluções numéricas utilizando o método dos elementos finitos (MEF) em 3D com o programa comercial ABAQUS, que foi validado com os resultados experimentais dos modelos reduzidos ensaiados na centrífuga geotécnica do Laboratório de Engenharia Civil da UENF. Com o modelo pôde-se calcular a força máxima de arrancamento para estacas vazadas com preenchimento interno e avaliar a influência do preenchimento nas distintas condições geométricas e geotécnicas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Estacas

Com o crescimento das estruturas tem-se a necessidade de fundações com grande capacidade de carga e, por isso, cada vez mais se tem a necessidade de técnicas e métodos para melhorar a capacidade de carga das fundações profundas.

Conforme a NBR 6122 (2010): a fundação profunda transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e, no mínimo, a 3m, salvo justificativa. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

As estacas para fundações podem ser classificadas segundo vários critérios. De acordo com o material, podem ser classificadas em (i) de madeira, (ii) de concreto, (iii) de aço e (iv) mistas. De acordo com o processo executivo, as estacas podem ser separadas segundo o grau de deslocamento do solo que provocam ao serem executadas. Neste sentido, uma classificação interessante é a da norma inglesa de fundações (Code of Practice CP 2004:1972) como se mostra na tabela 2.1 (Velloso e Lopes, 2011).

Tabela 2.1 Tipos de estacas (Velloso e Lopes, 2011).

Tipos de execução	Estacas
De Deslocamento	(i) Madeira.
	(ii) pré-moldadas de concreto.
	Grande (iii) tubos de aço de ponta fechada.
	(iv) tipo Franki.
	(v) microestacas injetadas.
Pequeno	(i) Perfis de aço.
	(ii) tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação)
	(iii) estacas hélice especiais (“estaca hélice de deslocamento”)
Sem Deslocamento	(i) Escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação
	(ii) estacas raiz
De Substituição	(i) Escavadas sem revestimento ou com uso de lama
	(ii) tipo Strauss
	(iii) estacas hélice contínua em geral

Terzaghi e Peck (1967) classificaram as estacas em três tipos:

- Estacas de atrito em solos granulares muito permeáveis: são aquelas que transferem a maior parte da carga por atrito lateral. Quando as estacas são cravadas próximas, em grupos, o solo tende a reduzir especialmente a porosidade e compressibilidade do solo em torno do grupo. Podem também ser chamadas estacas de compactação.
- Estacas de atrito em solos finos de baixa permeabilidade: estas estacas transferem as cargas ao solo pelo atrito lateral. Fundações suportadas com estas estacas são chamadas como fundações em estacas flutuantes.
- Estacas de ponta: transferem as cargas a uma camada de solo resistente situada a uma profundidade considerável abaixo da base da estrutura.

2.1.1 Estacas Tubulares

O uso de estacas tubulares vazadas de aço está se tornando frequente nos últimos anos, principalmente para fundações de estruturas em obras portuárias e *offshore*, devido a seu bom desempenho quanto ao arrancamento e pela facilidade de cravação na areia.

Com o atual requerimento das estruturas *offshore* com fundações profundas capazes de suportar esforços de tração, houve um grande desenvolvimento nas estacas tubulares de aço, já que estas reúnem certas características que lhes permitem ser uma ótima alternativa como elemento para as fundações.

As estacas metálicas apresentam vantagens como a transmissão de pouca vibração aos terrenos vizinhos, grande capacidade de carga como elemento estrutural, fácil transporte, boa trabalhabilidade, manuseio e emendas eficientes. São fundações que podem ser cravadas em quase todos os tipos de terreno e utilizar em serviços provisórios, podem ser reaproveitadas várias vezes (Barros, 2003).

A Figura 2.1 apresenta estacas tubulares de ponta fechada e ponta aberta.



Figura 2.1– Estacas tubulares vazadas de aço de ponta fechada e ponta aberta (Bhushan, 2004).

As estacas tubulares vazadas de ponta aberta são elementos estruturais de grande capacidade de carga quando comparadas com outras estacas de deslocamento. Podem ser cravadas até com 60% da energia necessária para cravar uma estaca tubular de ponta fechada de um mesmo diâmetro. Têm elevada resistência a momentos fletores devido à rigidez da sua seção transversal. Além disso, elas podem ser produzidas em grandes diâmetros e com diferentes espessuras de parede para atingir a resistência desejada (Mello, 1979).

As estacas tubulares têm maiores momentos de inércia que os perfis H (Figura 2.2) e, portanto, maior rigidez à flexão, torção e flambagem durante a cravação, em decorrência de fatores diversos, como, por exemplo, desalinhamento da estaca devido a um núcleo mais rígido do subsolo. Durante a cravação pode ocorrer

superposição de ondas consecutivas de choque, que provocam vibrações e danos ao contato solo-estaca e ao posterior comportamento da estaca. Nas estacas tubulares, com maior momento de inércia, as vibrações são menores e os danos minimizados (Mello, 1979).

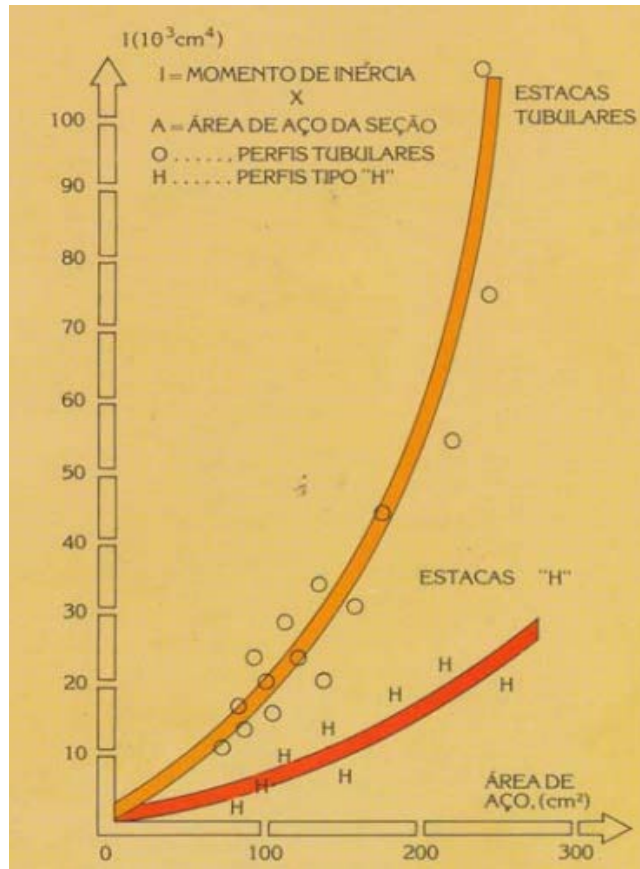


Figura 2.2– Comparação dos momentos de inércia entre as estacas tubular aberta e perfil H (Mello, 1979).

As estacas tubulares vazadas têm momentos de inércia igual em relação a qualquer eixo, o que facilita sua locação em qualquer obra; são ideais para situações em que as cargas horizontais variam em direção e sentido, como por exemplo, os efeitos de marés, ventos e outros. Além disso, grandes profundidades podem ser atingidas pela emenda de tubos, por solda, formando juntas tão resistentes quanto outras seções da estaca (Mello, 1979).

Quando as estacas tubulares vazadas são cravadas, ocorre a formação do preenchimento interno que é a penetração do material no interior da estaca. O *plug* ocorre quando o preenchimento interno da estaca cessa sua penetração, ou seja, o preenchimento interno desloca juntamente com a estaca. Os estudos de preenchimento interno estão muito concentrados na área de fundações *off-shore*,

onde a presença de solos arenosos e não coesivos é predominante, não havendo, aparentemente, tal preocupação nos métodos praticados para fundações *on-shore*.

Mello (1979) realizou um estudo comparativo na cravação das estacas tubulares vazadas e os perfis H nas mesmas condições. Com os resultados obtidos (Figura 2.3), pode-se observar que as estacas tubulares vazadas aumentam a capacidade de carga do solo. Os resultados mostram que o preenchimento interno afeta a resistência do solo em virtude da maior área de influência deste.

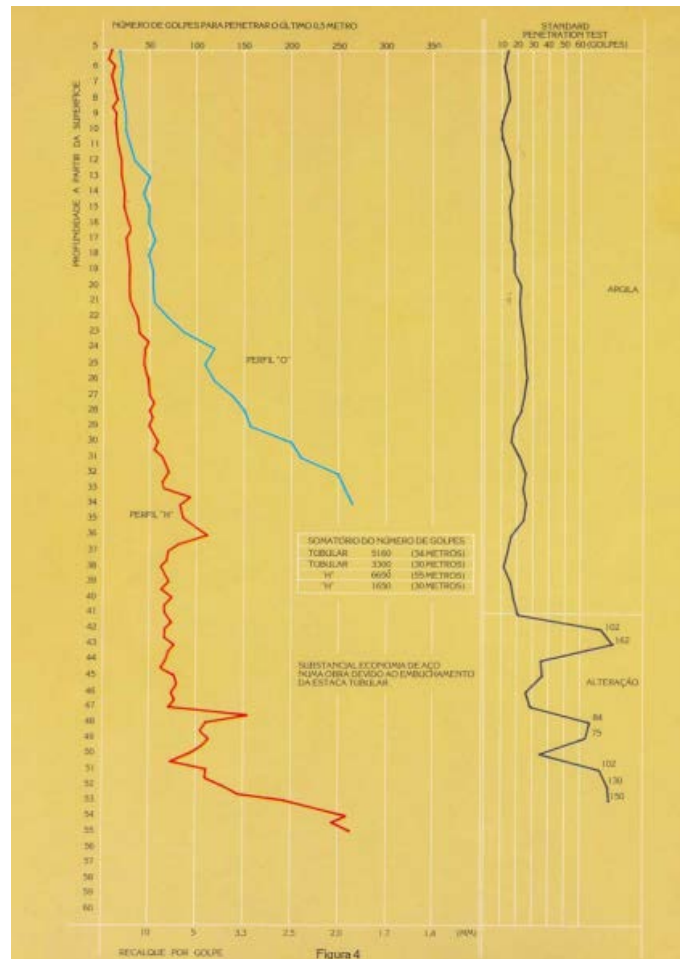


Figura 2.3 – Comparação da capacidade de carga entre as estacas tubular aberta e perfil H (Mello, 1979).

As estacas tubulares de ponta vazadas apresentam maior área disponível para o desenvolvimento do atrito lateral devido à superfície interna e externa da parede. As estacas tubulares abertas possuem maior carga de trabalho que as estacas perfil H quando comparadas com o mesmo comprimento cravado e a nega de cravação, conforme Figura 2.4 (Mello, 1979).

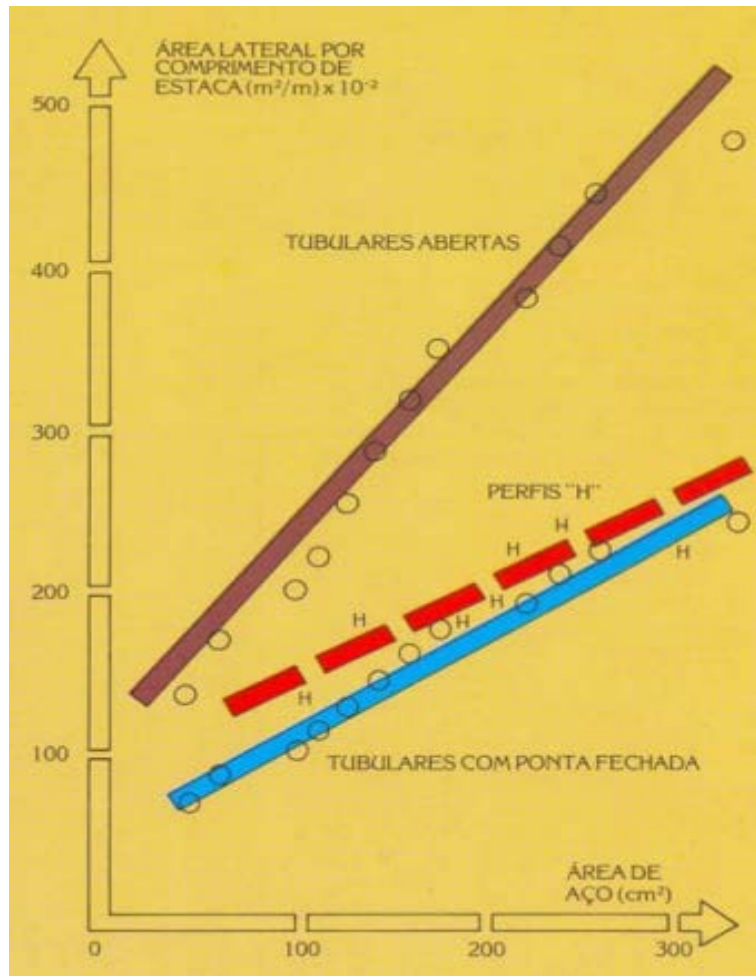


Figura 2.4 – Comparação da área de comprimento lateral entre as estacas tubular aberta, tubular fechada e perfil H (Mello, 1979).

Pesquisas visando analisar o comportamento do preenchimento interno à tração ou arrancamento foram desenvolvidas por Kishida (1977). Neste estudo, foram ensaiadas estacas com diâmetros diferentes, as quais foram preenchidas com areia a um determinado comprimento. Quando é exercida uma força vertical de arrancamento na estaca, a areia fica em um disco de aço que foi colocado na ponta da estaca. As forças que o preenchimento interno transfere foram medidas por medidores de deslocamento e célula de carga como se mostra Figura 2.5.

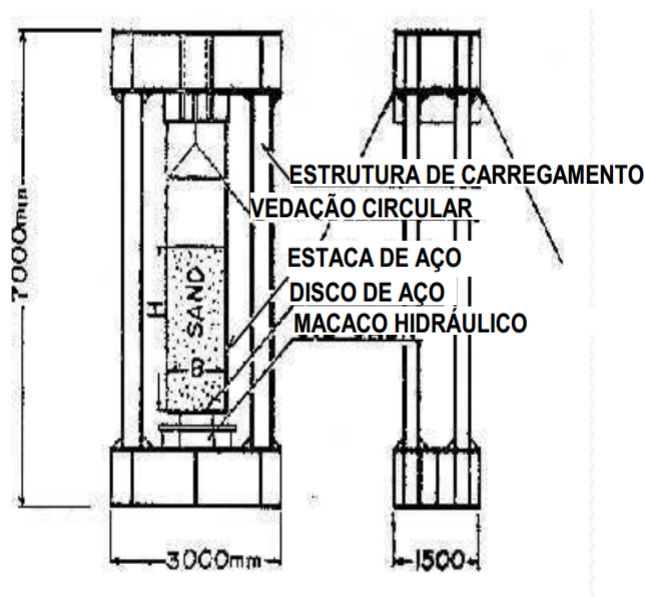


Figura 2.5– Aparato experimental (Kishida, 1977).

Kishida (1977) concluiu que, para um preenchimento interno até um comprimento de duas vezes o diâmetro, medida do fundo, a areia tem elevada compactidade, o que oferece maior resistência ao arrancamento. Também se observou que a resistência ao arrancamento diminui com o aumento do diâmetro das estacas.

Mello (1979) realizou estudos comparativos entre as estacas de ponta vazadas e as de ponta fechada. Elas apresentaram o mesmo comportamento com comprimentos cravados a mais de $20D$, ou seja, a capacidade de carga das estacas vazadas torna-se similar às de ponta fechada nessa condição. Ensaio mostraram que a altura de preenchimento interno da estaca não acompanha o nível externo do terreno. A partir de certos comprimentos de cravação (como $L=5D$ e, em outros casos, $L=8D$), esta altura de preenchimento interno sofre pequena variação, causando assim a compactação do preenchimento interno. Para areia pura, verificou-se em laboratório que há um comprimento embuchado, de altura interna de $2D$, que é muito compacta e que ocorre significativa transferência de carga por atrito lateral interno (da estaca para o solo). A coluna de solo acima de $2D$, apesar de não ser considerada compacta, contribui na capacidade de carga da estaca.

As estacas tubulares vazadas estão sendo mais utilizadas na areia devido a maior facilidade de penetração. Vem-se pesquisando algumas técnicas e ferramentas para ajudar na melhoria da conformação e condições do preenchimento interno, como a incorporação de tipos de sapatas na ponta das estacas os quais

influenciam a formação do preenchimento interno ajudando na melhora de suas condições, como mostrado na Figura 2.6 (Byerne, 1994).

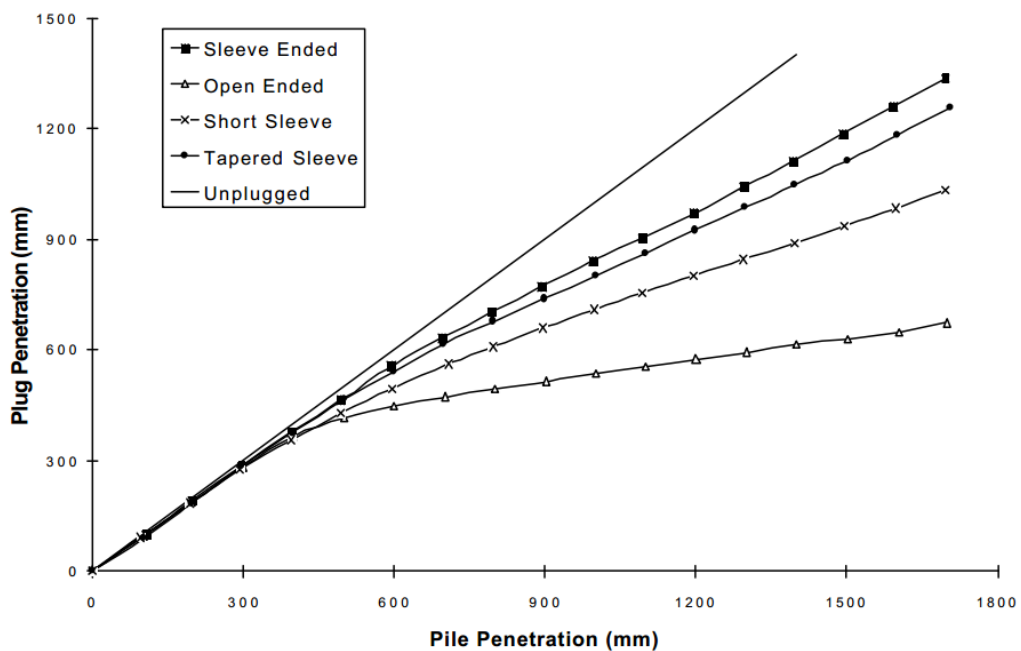


Figura 2.6– Formação de preenchimento interno x penetração da estaca (Byerne, 1994).

O'Neill e Raines (1992) concluíram que as estacas com preenchimento interno desenvolvem uma resistência de ponta menor que uma estaca totalmente fechada, fato explicado pela compressibilidade do solo como preenchimento interno. Os mesmos pesquisadores também estudaram os efeitos provocados pelas formas da ponta da estaca (ponta aberta, biselada e fechada). Foram observadas alterações no preenchimento interno conforme cada tipo de ponta, portanto se modifica também o coeficiente de atrito entre a estaca e o solo para cada tipo de geometria.

2.2 Ensaios em Centrífuga

Neves (2012) realizou ensaios de arrancamento de estacas tubulares vazadas com preenchimento interno, na centrífuga geotécnica da UENF. Para isso foram confeccionados modelos em escala reduzida cravadas a 1g e submetidos ao arrancamento com aceleração de 20g.

Primeiramente, foram realizados três ensaios preliminares com o intuito de se estabelecer uma metodologia específica e confiável. Através destes ensaios foi possível conhecer todas as dificuldades e as variáveis que seriam controladas nos ensaios definitivos. Nestes ensaios foram estudadas areias com densidades relativas de 23% para o preenchimento interno e contêiner, além de estacas com

diâmetros distintos (22,6 34,2 e 47 mm). Cada ensaio era composto por quatro estacas de mesmo diâmetro com alturas de preenchimento interno variando de 0, 20, 35 e 50% da altura da estaca.

Os ensaios definitivos foram executados conforme metodologia estabelecida através dos ensaios preliminares. Para os ensaios definitivos foram utilizadas duas diferentes densidades relativas de areia (70 e 23%), estacas com diâmetros de 34,2 e 47 mm (Tabela 2.2). Cada ensaio era composto por quatro estacas de mesmo diâmetro com alturas de preenchimento interno de 0, 20, 35 e 50% da altura da estaca a uma determinada densidade, totalizando dezesseis estacas ensaiadas (Neves, 2012).

Tabela 2.2 Ensaio preliminares e definitivos (Neves, 2012).

DIÂMETRO (mm)	DENSIDADE RELATIVA DA AREIA (%)	DENSIDADE RELATIVA DA AREIA DO PLUG (%)	FASE
22,3	23	23	PRELIMINAR
34,2	23	23	
47	23	23	
34,2	23	70	DEFINITIVO
47	23	70	
34,2	70	70	
47	70	70	

Nas curvas de força de arrancamento x deslocamento, não foi descontado o peso das estacas da força de arrancamento, devido a que os pesos das estacas em voo se mostraram desprezíveis em relação à força de arrancamento obtida.

O preenchimento não influenciou a capacidade de carga de arrancamento nas estacas analisadas com preenchimento interno de densidade relativa de 23%. Por isso, para os ensaios definitivos só foram considerados estacas com preenchimento interno de 70% de densidade, independentemente da densidade da areia externa à estaca. O preenchimento interno apresentou influência, não só, para as cargas pico, como também no comportamento pós-pico, que são mostrados nas Figuras 2.7 a 2.10 e nas Tabelas 2.3 a 2.6 (Neves, 2012).

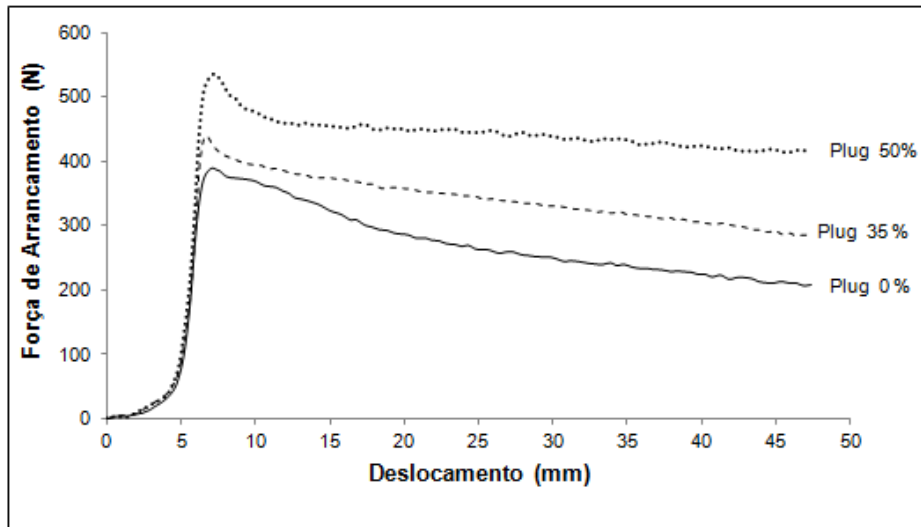


Figura 2.7– Arrancamento areia $Dr=23\%$ plug $Dr=70\%$ - estaca com 47mm de diâmetro (Neves, 2012).

Tabela 2.3 – Forças de arrancamento para areia $Dr=23\%$ plug $Dr=70\%$ - estaca com 47mm de diâmetro (Neves, 2012).

<i>PLUG</i>	Força de Arrancamento de Pico (N)	Força de Arrancamento Residual (N)
50%	536,34	415,77
35%	439,00	343,96
0%	387,92	207,66

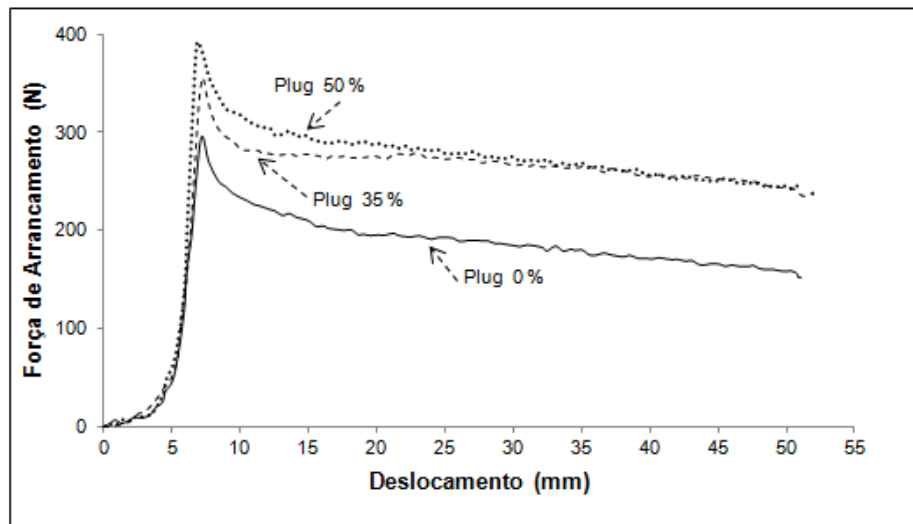


Figura 2.8- Arrancamento areia $Dr=23\%$ plug $Dr=70\%$ - estaca com 34,2mm de diâmetro (Neves, 2012).

Tabela 2.4 – Forças de arrancamento para areia $D_r=23\%$ plug $D_r=70\%$ - estaca com 34,2mm de diâmetro (Neves, 2012).

<i>PLUG</i>	Força de Arrancamento de Pico (N)	Força de Arrancamento Residual (N)
50%	391,13	236,79
35%	356,06	235,07
0%	296,38	152,42

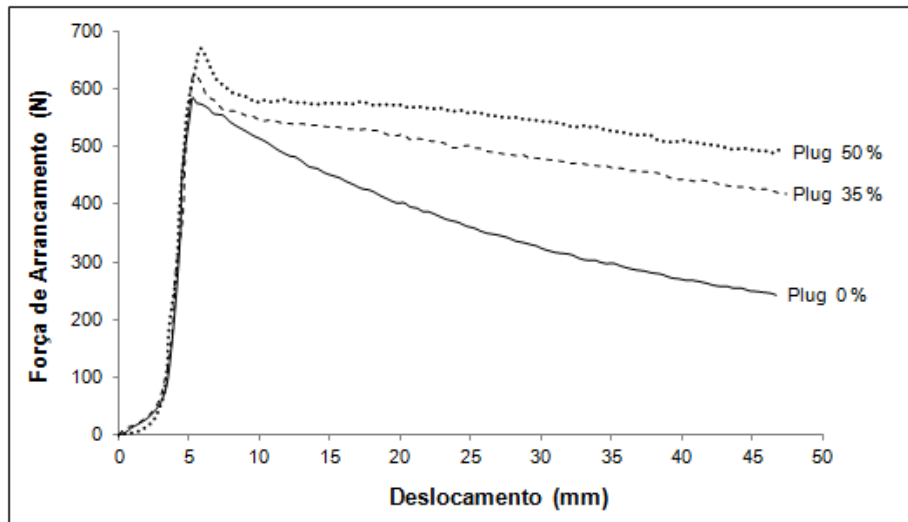


Figura 2.9- Arrancamento areia $D_r=70\%$ plug $D_r=70\%$ - estaca com 47mm de diâmetro (Neves, 2012).

Tabela 2.5 – Forças de arrancamento para areia $D_r=70\%$ plug $D_r=70\%$ - estaca com 47mm de diâmetro (Neves, 2012).

<i>PLUG</i>	Força de Arrancamento de Pico (N)	Força de Arrancamento Residual (N)
50%	670,68	494,33
35%	625,08	418,30
0%	585,35	242,66

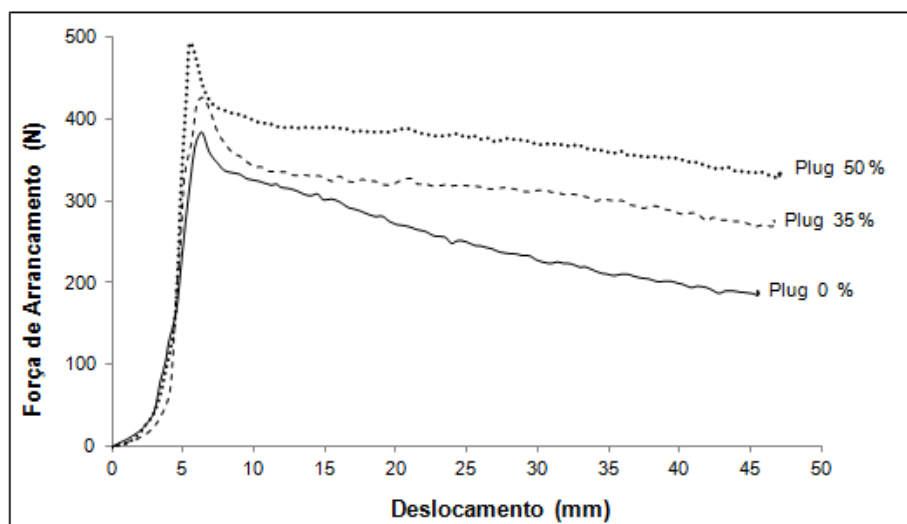


Figura 2.10- Arrancamento areia 70% *plug* 70% - estaca com 34,2mm de diâmetro (Neves, 2012).

Tabela 2.6 – Forças de arrancamento para areia 70% *plug* 70% - estaca com 34,2mm de diâmetro (Neves, 2012).

<i>PLUG</i>	Força de Arrancamento de Pico (N)	Força de Arrancamento Residual (N)
50%	492,2	329,11
35%	425,79	273,89
0%	384,33	186,66

Para as análises numéricas dos protótipos foram tomadas em consideração relações escalares das grandezas físicas entre o modelo reduzido e o protótipo, submetido a N vezes a aceleração da gravidade, conforme a Tabela 2.7.

Tabela 2.7 Fatores escalas associados à modelagem física em centrífuga (Taylor, 1995).

Grandeza	Modelo/ Protótipo
Gravidade	N
Comprimento	1/N
Densidade	1
Massa	1/N ³
Força	1/N ²
Tensão	1
Deformação	1
Tempo (difusão)	1/N ²

As propriedades geotécnicas para o modelamento do protótipo foram obtidas de Neves (2012), como mostrado na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 Parâmetros geotécnicos do solo (Neves, 2012).

Parâmetros	Valor
Coeficiente de Uniformidade (CU)	1,52
Coeficiente de Curvatura (CC)	0,95
Diâmetro Efetivo D ₁	0,27 mm
Densidade real dos grãos (G)	2,67
Índice de vazios mínimo e _{min}	0,72
Índice de vazios máximo e _{max}	1,06
Compacidade Relativa	23%
Ângulo de atrito residual	33°
Ângulo de atrito de pico -23%	36°
Ângulo de atrito (contato solo-estaca)-23%	23,5°
Ângulo de atrito de pico -70%	40°
Ângulo de atrito (contato solo-estaca)-70%	29°

2.3 Modelos Constitutivos

Para estabelecer uma previsão adequada do comportamento mecânico dos solos submetidos ao campo de tensões é necessário criar modelos constitutivos capazes de reproduzir com significativa acurácia o comportamento observado no material em estudo. De acordo com Alonso *et al* (1987), a principal vantagem do modelo constitutivo é viabilizar o tratamento unitário dos resultados obtidos, com diferentes tipos de ensaios e distintas trajetórias de tensões, possibilitando uma análise do conjunto com tratamento unificado. Os modelos permitem também uma melhor interpretação e identificação dos estados e dos parâmetros básicos que caracterizam o comportamento dos solos. Finalmente os modelos viabilizam a previsão e análise de situações reais da prática de engenharia (Gens e Potts, 1982).

Os trabalhos pioneiros de Coulomb (1773) e Rankine (1857) já descreviam a aplicação da teoria da plasticidade aos problemas geotécnicos. No entanto, foi a partir dos trabalhos de pesquisa desenvolvidos pelo grupo de Cambridge que o estudo de modelos elastoplásticos para solos sofreu uma evolução positiva e definitiva. Nesse período, os estudos se concentraram em aliar a teoria clássica da plasticidade aos resultados observados em argilas submetidas a ensaios de laboratório. Os modelos reproduziram os traços mais característicos do comportamento de solos saturados resultando a família de modelos elastoplásticos baseados no conceito de estados críticos. Como resultado, hoje os principais modelos desenvolvidos para solos não saturados baseiam-se na família de modelos de estados críticos.

A teoria da plasticidade no campo da geotécnica desenvolveu critérios e métodos para uma boa representação de solos e rochas, que podem ser modelados com o comportamento elástico-perfeitamente plástico, o qual se pode resumir em três elementos básicos:

- Relações elásticas tensão-deformação com uma lei linear ou não linear;
- Critério de plastificação que defina início do fluxo plástico;
- Regra de fluxo plástico que defina a relação plástica tensão-deformação.

A seguir se apresentam os principais modelos que utilizam os conceitos de plasticidade para solos coesivos friccionais e solos puramente coesivos.

2.3.1 Modelo de Mohr Coulomb

O modelo foi formulado por Coulomb em 1773 e desenvolvido com mais profundidade por Mohr em 1882. O modelo depende dos parâmetros das tensões normais σ_n e cisalhantes τ . O início da plastificação acontece quando as tensões normais e cisalhantes satisfazem:

$$|\tau| = c + \sigma_n \tan \phi \quad 2.1$$

A superfície de plastificação (Figura 2.11) também pode ser expressa em função das tensões principais pela seguinte expressão:

$$f = \sqrt{J_2} - \frac{m(\theta_1, \phi) \sin \phi}{3} I_1 - m(\theta_1, \phi) c \cdot \cos \phi = 0 \quad 2.2$$

Onde:

$$m(\theta_1, \phi) = \frac{\sqrt{3}}{(\sqrt{3} \cos \theta_1 + \sin \theta_1 \sin \theta_1)} \quad 2.3$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad 2.4$$

$$I_2 = \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2 \sigma_3 + \sigma_1 \sigma_3 \quad 2.5$$

$$I_3 = \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 \quad 2.6$$

$$J_2 = \frac{1}{3} (I_1^2 - 3I_2) \quad 2.7$$

$$J_3 = \frac{1}{27} (2I_1^3 - 9I_1 I_2 + 27I_3) \quad 2.8$$

$$\theta_1 = -\frac{1}{3} \sin^{-1} \left[\frac{3\sqrt{3}}{2} \left(\frac{J_3}{J_2^{3/2}} \right) \right] \quad 2.9$$

θ_1 é o ângulo de Lode;

Φ é o ângulo de atrito do material;

c a coesão.

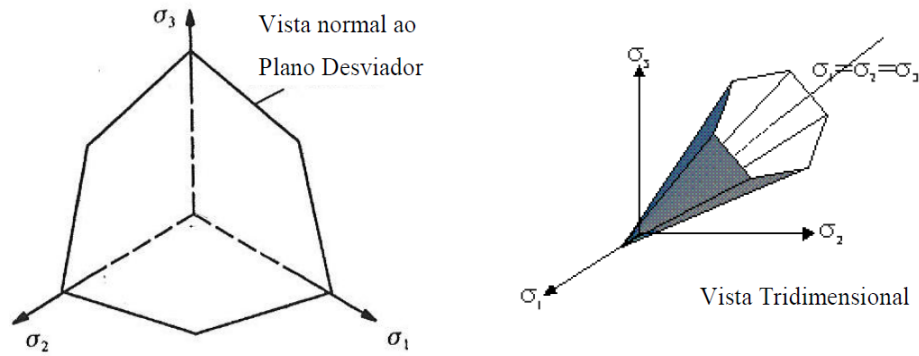


Figura 2.11– Superfície de plastificação de Mohr Coulomb.

O potencial plástico segue a mesma função da superfície de plastificação, trocando o ângulo de atrito interno pelo ângulo de dilatância verificado no cisalhamento. É expressa pela equação proposta por Bolton (1986):

$$\psi = 1,25(\phi - \phi_{cv}) \quad 2.10$$

Onde ϕ_{cv} é o ângulo de atrito no estado crítico.

2.3.2 Modelo Drucker – Prager

O modelo foi formulado por Drucker e Prager em 1952 é considerado como uma aproximação do critério de Mohr-Coulomb, a formulação matemática surge de uma generalização do modelo de Von Mises, e supera algumas de suas limitações:

$$f = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k = 0 \quad 2.11$$

Onde α e k são constantes obtidas das propriedades dos materiais, que podem ser obtidas pelas equações:

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad 2.12$$

$$k = \frac{6.c.\cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad 2.13$$

A superfície de plastificação do modelo tem forma cônica (Figura 2.12), a seção da superfície de plastificação do plano normal ao eixo de tensões hidrostáticas tem uma forma circular.

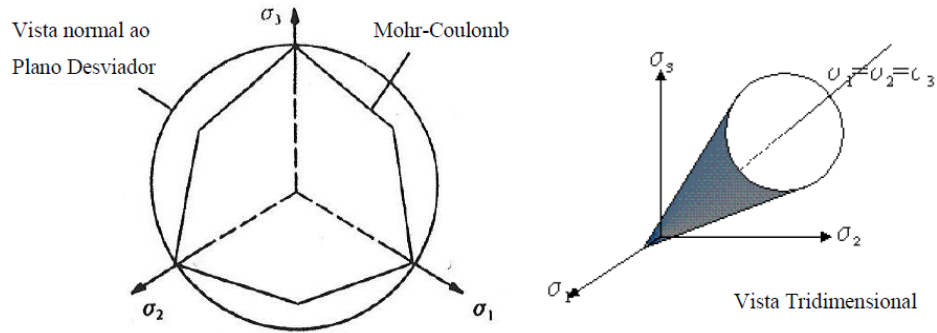


Figura 2.12– Superfície de plastificação de Drucker-Prager.

A plastificação é representada pela função:

$$f = \sqrt{J_2} - \alpha' I_1 = \text{constante} \quad 2.14$$

Onde:

Ψ é o ângulo de dilatância,

$$\alpha' = \frac{2 \sin \psi}{\sqrt{3}(3 - \sin \psi)} \quad 2.15$$

2.3.3 Modelo de Tresca

O modelo foi formulado por Tresca em 1864, o qual depende de um só parâmetro, a tensão máxima de cisalhamento. A plastificação acontece quando a tensão cisalhante máxima chega a um valor matematicamente representado por:

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 - 2S_U = 0 \quad 2.16$$

Onde:

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

S_U é a resistência ao cisalhamento não drenado.

Além disso, a função da superfície de plastificação pode ser expressa em função do segundo invariante de tensões com a equação que se mostra:

$$f = \sqrt{J_2} \cos \theta_1 - S_U = 0 \quad 2.17$$

Onde θ_1 é o ângulo de Lode.

A Figura 2.13 mostra a superfície de plastificação de Tresca. A forma no plano normal ao eixo das tensões hidrostáticas ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) é um hexágono regular.

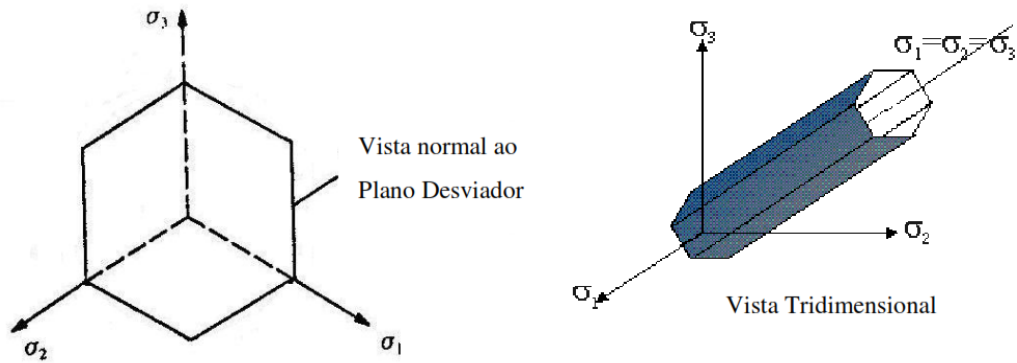


Figura 2.13– Superfície de plastificação de Tresca.

2.3.4 Modelo Von Mises

O modelo foi formulado por Von Mises (1913), referido por Yu e Wood (1990). Semelhante ao critério de Tresca, a superfície de plastificação depende da máxima tensão de cisalhamento.

$$F(\sigma, \tau_{oct}^{max}) = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2] - [\tau_{oct}^{max}(k)]^2 = 0 \quad 2.18$$

Também pode ser representado quando o segundo invariante de tensões atinge um valor crítico, e se expressa com a função mostrada:

$$f = \sqrt{J_2} - k = 0 \quad 2.19$$

Onde K é a resistência ao cisalhamento não drenada, obtido do ensaio de cisalhamento direto.

Para este modelo a superfície de plastificação é a mesma que a função de potencial plástico, ou seja, a regra de fluxo é associada. A superfície de plastificação de Von Mises está apresentada na Figura 2.14 e sua seção no plano normal ao eixo de tensões hidrostáticas é um círculo.

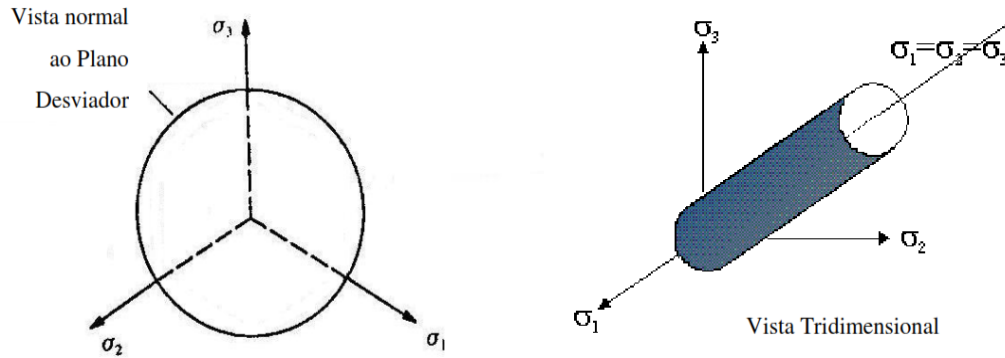


Figura 2.14– Superfície de plastificação de von Mises.

A superfície de plastificação não depende das tensões médias e é constante ao longo do eixo de tensões hidrostáticas. O parâmetro K pode ser obtido através de:

$$k = \frac{S_U}{\cos \theta_1} = \frac{2}{\sqrt{3}} S_U \quad \text{2.20}$$

A superfície de plastificação de Von Mises apresenta resistência ao cisalhamento não drenada ligeiramente maior quando comparada à de Tresca, mas tem o mesmo valor no encontro das superfícies (vértices do hexágono).

2.4 Análise da Capacidade de Suporte

Neste item, se apresentam os principais métodos para o cálculo da capacidade de carga à tração.

2.4.1 Método do Tronco de Cone

A fim de estimar a capacidade de carga máxima à tração (P_u), o método de tronco de cone considera o peso próprio do solo contido no tronco de cone ou pirâmide (dependendo da forma da base da fundação) acima da base da fundação e o peso próprio da mesma contribuem para a resistência ao arrancamento da fundação. O tronco tem a base menor na base da fundação, e a base maior na interseção da superfície lateral com o nível de terreno, o qual forma um ângulo α' com a vertical (Figura 2.15).

Vale ressaltar a incerteza associada à determinação do ângulo α que pode variar aleatoriamente em função das características do terreno, tipo de fundação, dimensões da base da fundação e profundidade da fundação (Danziger, 1983).

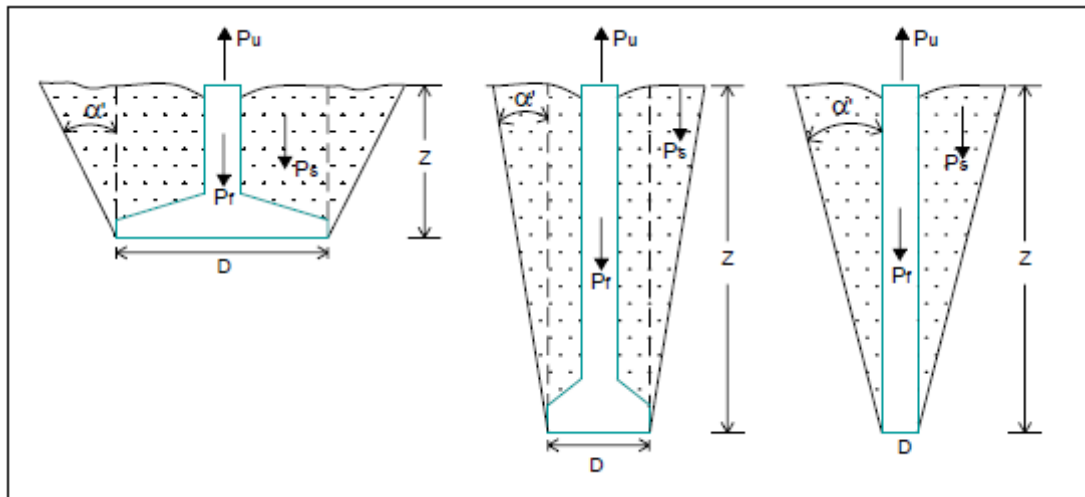


Figura 2.15– Modelo típico empregado no Método Tronco de Cone. (Carvalho, 1991).

A carga máxima à tração é obtida segundo a expressão:

$$P_u = P_f + P_s \quad 2.21$$

Onde:

P_f – peso do elemento de fundação;

P_s – peso do solo contido no tronco de cone.

Quando as fundações têm a base quadrada ou retangular, considera-se um tronco de pirâmide ao invés de um tronco de cone.

No caso de fundações com bases circulares de diâmetro D e profundidade z , a carga máxima à tração pode ser estimada com a equação:

$$P_u = P_f + P_s + C_2 \cdot z^2 + C_3 \cdot z^3 \quad 2.22$$

Onde:

P_s – peso do solo contido no cilindro de base D (diâmetro) e altura z .

$$C_2 = (\pi \cdot D \cdot \text{tg } \alpha' \cdot \gamma) / 2 \quad 2.23$$

$$C_3 = (\pi \cdot \text{tg}^2 \alpha' \cdot \gamma) / 3 \quad 2.24$$

Já para fundações quadradas, têm-se:

$$P_u = P_f + P_s + C'_2 \cdot z^2 + C'_3 \cdot B \quad 2.25$$

Onde:

P_s – peso do solo contido no paralelepípedo da própria fundação de base B (diâmetro)

z – altura.

2.4.2 Método do Cilindro de Atrito

Este método do cilindro apresenta uma evolução em relação ao método de cone: a superfície de ruptura é mais próxima aos princípios da Mecânica dos Solos e o método considera que a superfície de ruptura ocorre ao longo de um cilindro (ou prisma para fundações retangulares) cuja base coincide com a base da fundação (Figura 2.16). Para o caso das estacas e tubulões, a superfície de ruptura é mais representativa.

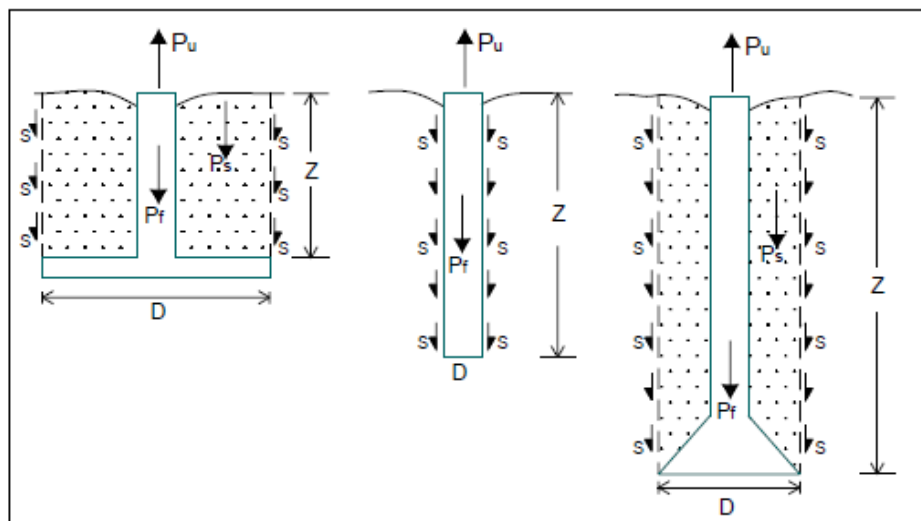


Figura 2.16– Modelo típico empregado no Método do Cilindro de Atrito. (Carvalho, 1991).

Para o cálculo da resistência máxima à tração usa-se a equação a seguir:

$$P_u = P_f + P_s + P_{lu} \quad 2.26$$

Onde:

P_f – peso do elemento de fundação;

P_s – peso do solo contido no cilindro;

P_{lu} – resistência lateral máxima ao longo da superfície de ruptura.

2.4.3 Método de Balla (1961)

O método de Balla (1961), para muitos pesquisadores constitui um marco na pesquisa moderna sobre o arrancamento de fundações. Balla realizou ensaios em sapatas circulares em areia densa utilizando modelos reduzidos.

A partir dos ensaios realizados, observou-se a importância de três parcelas: o peso próprio da fundação, o peso próprio do solo no interior da superfície de ruptura e a resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo de uma superfície observada (Figura 2.17) para o cálculo da capacidade de carga de uma fundação submetida a esforços de tração.

A superfície de ruptura formada é parte de uma circunferência, que inicia com uma tangente vertical na base da fundação e, na interseção com a superfície de terreno, a tangente faz um ângulo de $45 - \phi/2$ com a horizontal.

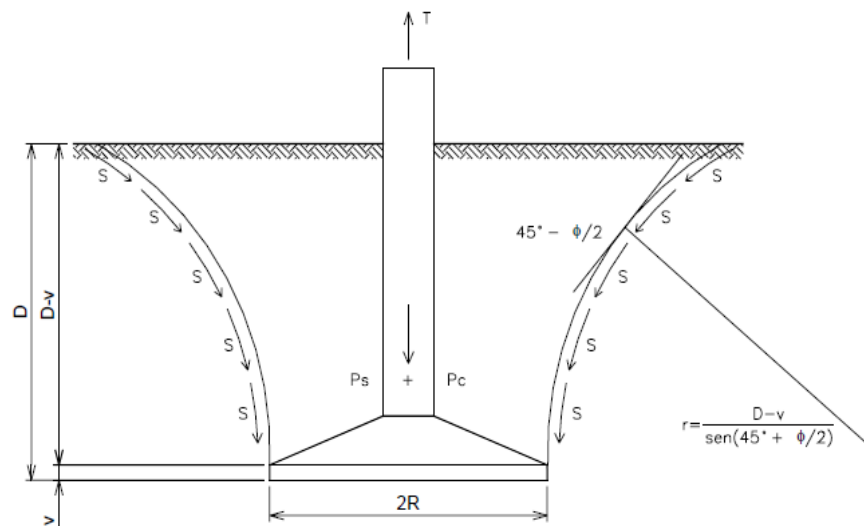


Figura 2.17– Superfície de ruptura do Método de Balla (Balla, 1961 apud Garcia, 2005).

2.4.4 Método de Meyerhof e Adams (1968)

Meyerhof e Adams (1968) desenvolveram uma série de ensaios de arrancamento em modelos reduzidos, a várias profundidades com discos de 2,5 e 10 cm de diâmetro.

Os resultados dos ensaios mostram que a superfície de ruptura não atinge a superfície do terreno, chegando até uma determinada altura (Figura 2.18) e sendo limitada a uma altura H , devido à compreensibilidade e às deformações do solo em

cima da base. O método é considerado para fundações profundas como tubulões com base alargada, já que a superfície de ruptura não atinge o nível do terreno.

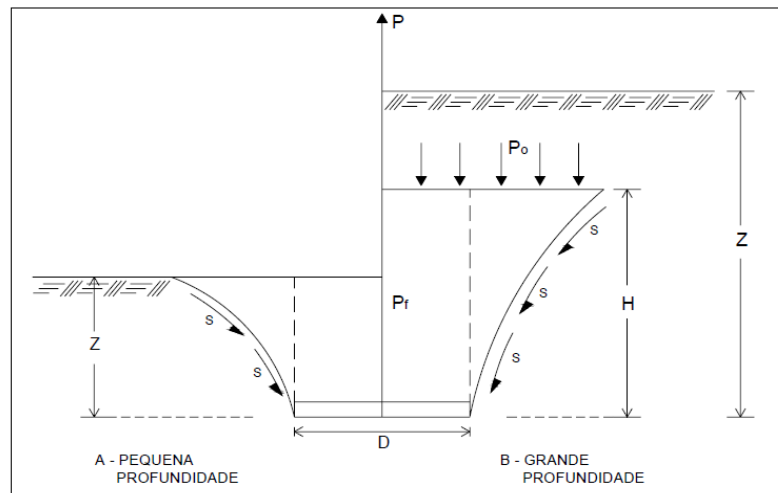


Figura 2.18– Superfície de ruptura do Método de Meyerhof e Adams (Adams, 1968 apud Bessa 2005).

Para o cálculo da carga última de fundações com base circular, Meyerhof e Adams (1968) obtiveram as seguintes relações:

Carga de ruptura para pequenas profundidades ($Z < D$):

$$P_u = \pi \cdot c \cdot D \cdot z + 1/2(S \cdot \pi \cdot \gamma \cdot d \cdot Z^2 \cdot K_v \cdot \tan \phi) + P_f + P_s \quad 2.27$$

Carga de ruptura para grandes profundidades ($Z > H$):

$$P_u = \pi \cdot c \cdot D \cdot H + 1/2(S \cdot \pi \cdot \gamma \cdot D(2Z - H)K_v \cdot \tan \phi) + P_f + P_s \quad 2.28$$

Onde:

γ – peso específico do solo;

S- fator de forma; $S = 1 + (m \cdot (z/B))$, com um valor máximo de $1 + (m \cdot H/B)$.

K_v – coeficiente nominal de empuxo de terra à tração (aproximadamente de 0,9 a 0,95 para ϕ de 25° e 45°).

m – coeficiente que depende de ϕ .

H – comprimento vertical da superfície de ruptura

P_f – peso do elemento de fundação;

P_s – peso do solo contido no cilindro acima da base, levando à ruptura.

O valor limite para a capacidade de carga à tração proposto por Meyerhof e Adams (1968), considerando a capacidade de carga da base e atrito lateral de seu fuste é:

$$P_u = D(c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q)A_1 \cdot f + P_s + P_f$$

2.29

Onde:

A_1 – área lateral do fuste da fundação;

f – tensão lateral na ligação estaca solo.

N_c e N_q – fatores de capacidade de carga para fundações à compressão, obtidos por Meyerhof (1951).

Para obter a capacidade de carga última à tração se toma o menor valor obtido das três equações anteriores. Os valores das constantes H/D, s, m, são encontrados na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 Valores de H/D, coeficiente “m” e fator de forma “s” obtidos nos ensaios de Meyerhof e Adams (Bessa, 2005)

ϕ	20	25	30	35	40	45	48
H/D	2,50	3	4	5	7	9	11
m	0,05	0,10	0,15	0,25	0,35	0,5	0,6
s	1,12	1,30	1,60	2,25	3,45	5,5	7,6

2.4.5 Método de Grenoble

O método foi desenvolvido na universidade de Grenoble (França) e é considerado um dos métodos mais apropriados para a previsão da capacidade de carga ao arrancamento. O método tem início nos ensaios dos modelos reduzidos nos quais se observaram o comportamento e mecanismos de ruptura das fundações tracionadas, que depois foram corroborados com estudos teóricos baseadas no equilíbrio limite dos solos.

A metodologia foi validada com uma quantidade elevada de provas de carga em escala natural, realizadas por empresas e instituições de países membros da *Conférence Internationale des Grands Réseaux Électrique à Haute Tension (CIGRE)* (Bessa, 2005).

O método envolve quase todos os tipos de fundação. Para a análise da superfície de ruptura são feitas algumas considerações como o tipo de elemento, profundidade, tipo de solo da fundação e efeitos de carga.

O método considera uma superfície de ruptura equivalente, que inicia na base da estaca e atinge o nível do terreno; a análise para as estacas à tração. A

superfície equivalente tem um ângulo de inclinação λ (Figura 2.19). Os autores sugerem $\lambda = -\phi/8$ para fundações com D/B entre 4 e 10.

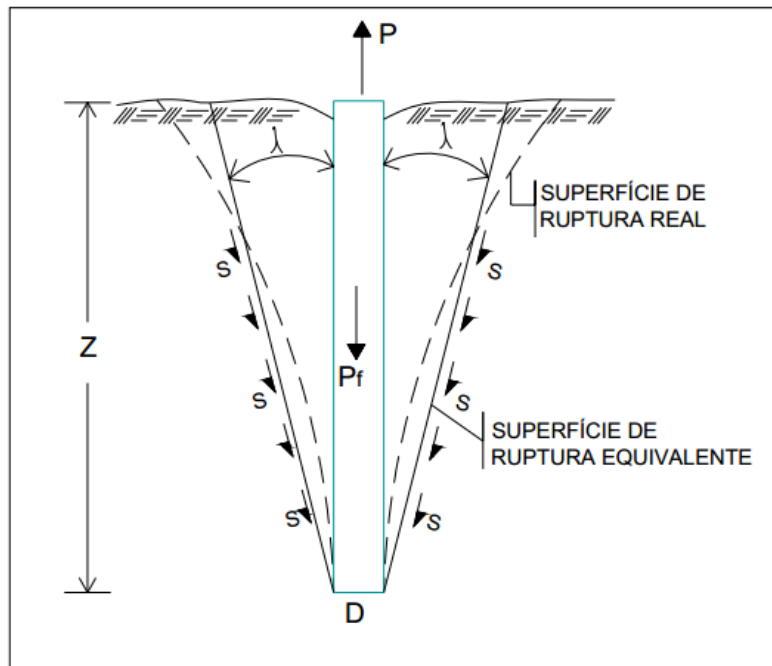


Figura 2.19 – Superfície de ruptura para estacas em solos homogêneos (Carvalho, 1991).

A capacidade de carga última de estacas submetidas à tração pode ser obtida pela equação:

$$P_u = P_{f\phi} + P_{fc} + P_q + P_\gamma + P_f \quad 2.30$$

Onde:

$P_{f\phi}$ = termo de atrito

P_{fc} = termo de coesão

P_q = termo de sobrecarga

P_γ = termo de gravidade

P_f = peso próprio da fundação.

Para o cálculo dos termos se apresentam as seguintes relações:

Termo de atrito ($P_{f\phi}$)

$$P_{f\phi} = A_1 \cdot \gamma \cdot Z \cdot M_\phi \quad 2.31$$

$$M_{\phi'} = M_{\phi 0} [1 - 1/3(\tan \lambda \cdot (Z/R))] \quad 2.32$$

$$M_{\phi 0} = \frac{\sin^2(\phi + \lambda)}{4 \cos^2 \lambda} \quad 2.33$$

Termos de Coesão (P_{fc})

$$P_{fc} = A_1 \cdot c \cdot M_c \quad 2.34$$

$$M_c = M_{c0}(1 - 1/2 \tan \lambda \cdot (Z/R)) \quad 2.35$$

$$M_{c0} = [(-\tan \lambda / \tan \phi) + (f/H) \cdot \cos \phi \cdot (1 + (\tan \lambda / \tan \phi))] \quad 2.36$$

(f/H) é obtido do ábaco (Figura 2.20)

Termos de Sobrecarga (P_{fq})

$$P_{fq} = A \cdot q_o \cdot M_q \quad 2.37$$

$$M_q = M_{q0}(1 - (\frac{1}{2} \cdot \tan \lambda \cdot (Z/R))) \quad 2.38$$

$$M_{q0} = (f_q/q) \sin \phi (1 + (\tan \lambda / \tan \phi)) = M_{c0} \cdot \tan \phi \cdot + \tan \lambda \quad 2.39$$

q_o = sobrecarga uniforme e extensa atuante na superfície do terreno

Termos de Gravidade (P_γ)

$$P_\gamma = A_1 \cdot \gamma \cdot Z \cdot M_\gamma \quad 2.40$$

$$M_\gamma = M_{\gamma0}(1 - (\frac{1}{3} \cdot \tan \lambda \cdot (Z/R))) \quad 2.41$$

$$M_{\gamma0} = -\frac{1}{2} \cdot \tan \lambda \quad 2.42$$

Das correlações apresentadas obtém-se a capacidade de carga última à tração.

$$P_u = A_1 \cdot c \cdot M_c + \gamma \cdot Z \cdot (M_\phi + M_\gamma) + q \cdot M_q + P_f \quad 2.43$$

Sendo

A_1 = Área lateral enterrada da estaca.

$$(M_\phi + M_\gamma) = (M_{\phi0} + M_{\gamma0})(1 - 1/3(Z/R) \tan \gamma) \quad 2.44$$

$$(M_{\phi0} + M_{\gamma0}) = (\sin \phi \cdot \cos(\phi + 2\lambda)) / (2 \cos^2 \lambda) \quad 2.45$$

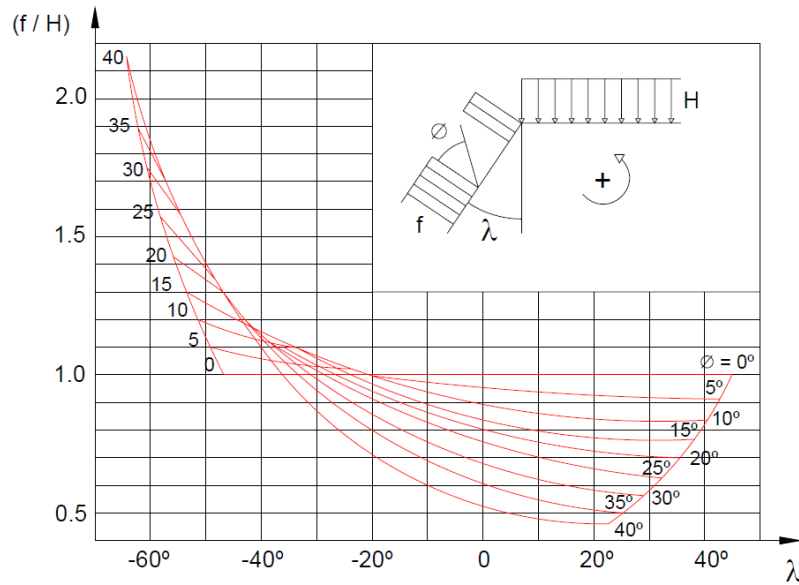


Figura 2.20– Ábaco de coeficiente de empuxo (f/H) em meio coesivo (Carvalho, 1991).

2.4.6 Método de Das (1983)

Das (1983) observou, a partir de ensaios feitos em modelos de estacas em areias com vários comprimentos, que a tensão lateral no contato estaca-solo é linear até uma profundidade crítica e, a partir daí, ela permanece constante. Também se verificou que a profundidade crítica é função da compacidade relativa da areia (Figura 2.21).

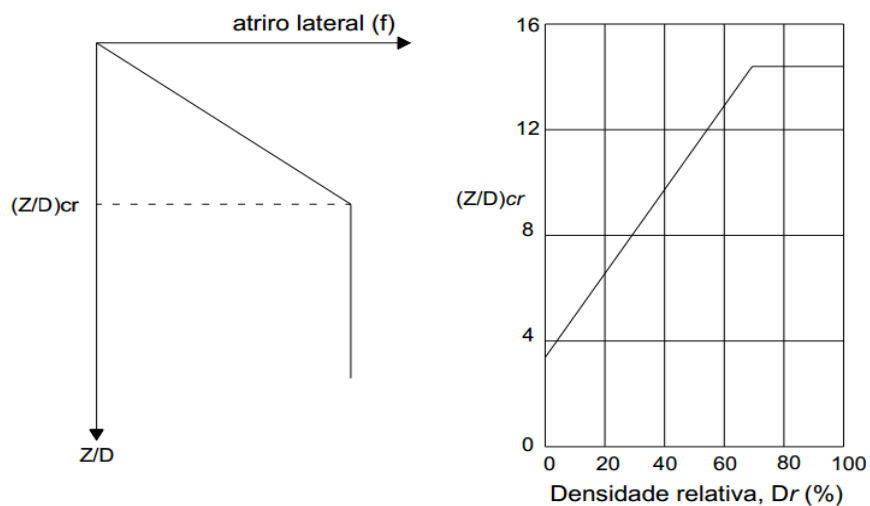


Figura 2.21 – Ábaco de profundidade x profundidade relativa (Das, 1983).

O cálculo de $(Z/D)_{cr}$ é feito pelas relações:

$$(Z/D)_{cr} = 0,15 \cdot D_r + 3,58 \quad \text{para } (D_r \leq 70) \quad 2.46$$

$$(Z/D)_{cr} = 14,5 \quad \text{para } (D_r \geq 70) \quad 2.47$$

Para determinar a capacidade de carga última à tração é calculado por:

$$P_u = 1/2(D \cdot \gamma \cdot Z^2 \cdot K_u \cdot \tan \delta) + P_f \quad \text{para } (D/Z) < (Z/D_{cr}) \quad 2.48$$

$$P_u = 1/2(D \cdot \gamma \cdot Z_{cr}^2 \cdot K_u \cdot \tan \delta) + \gamma \cdot \pi \cdot D \cdot Z_{cr} \cdot K_u \cdot \tan \delta \cdot (Z - Z_{cr}) + P_f \quad 2.49$$

para $(D/Z) > (Z/D_{cr})$

Onde

$$Z_{cr} = (Z/D)_{cr} \cdot D \quad 2.50$$

Para o cálculo de K_u tem-se o seguinte ábaco (Figura 2.22).

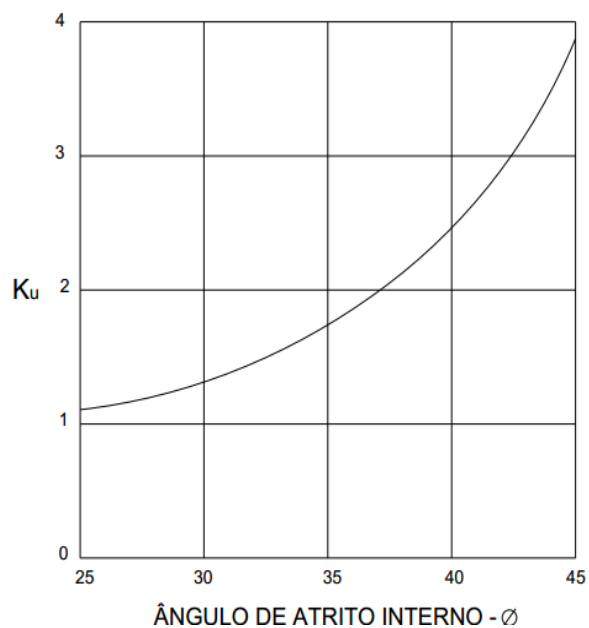


Figura 2.22 – Ábaco de coeficiente de arrancamento para estacas escavadas (Meyerhof, 1973).

As variações de δ/ϕ com a compactidade relativa da areia D_r conforme a Figura 2.23:

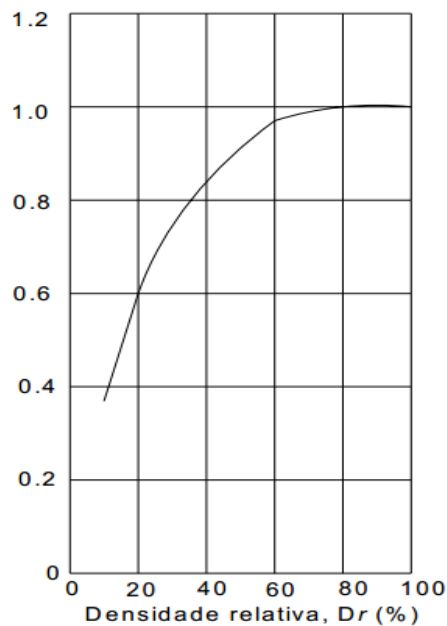


Figura 2.23 – Variação de δ/ϕ em função da densidade relativa (Das, 1977).

De todos os métodos pesquisados, o método de Grenoble é considerado um dos métodos mais apropriados para a previsão da capacidade de carga ao arrancamento.

A seguir é apresentado o cálculo da capacidade de carga à tração para uma estaca de diâmetro 94 cm para areia com densidade relativa de 70%, peso específico de $14,65 \text{ kN/m}^3$ e sem preenchimento interno. Esta abordagem (Eq. 2.30) resultou numa força ultima de arrancamento de tração de 245,36 kN. No entanto a carga de arrancamento experimental para a mesma estaca resultou em 234,14 kN (Neves, 2012). Para estaca de diâmetro 74 cm com areia nas mesmas condições a força de arrancamento previsto é 200,98 kN, e a experimental (Neves, 2012) é 153,74 kN. Dos resultados pode-se concluir que as forças de tração numérico são menores que as do método analítico.

3 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

O modelo numérico é uma representação matemática para descrever o comportamento de um processo físico real, mediante algoritmos e regras matemáticas para prever o comportamento futuro do modelo.

O modelo é baseado em simulações numéricas tridimensionais, pelo Método de Elementos Finitos (MEF) com o programa comercial ABAQUS

3.1 Variáveis das simulações numéricas

Este item apresenta os parâmetros necessários para as simulações numéricas de arrancamento das estacas pelo MEF através do programa ABAQUS. Os parâmetros geométricos e geotécnicos que se utilizaram para a simulação dos protótipos foram obtidos da pesquisa de Neves (2012). Nas análises alguns dos parâmetros foram variáveis e outros mantidos constantes.

3.1.1 Parâmetros geométricos

Os parâmetros geométricos para a modelagem do protótipo foram obtidos aplicando relações escalares associadas à modelagem física em centrífuga, entre o modelo reduzido e protótipo apresentado na revisão bibliográfica. Foram feitas medições das estacas utilizadas por Neves (2012) para obter as dimensões do modelo reduzido. A partir delas foram aplicados fatores escalares para os valores das dimensões do protótipo. Na Figura 3.1 são apresentados os parâmetros geométricos utilizados na modelagem:

- DIÂMETRO INTERNO representado pela letra “d”;
- DIÂMETRO EXTERNO representado pela letra “D”;
- COMPRIMENTO TOTAL DA ESTACA representada pela letra “C”;
- COMPRIMENTO EFETIVO é o comprimento da superfície de terreno até a ponta da estaca, representada pela letra “L”;
- PREENCHIMENTO INTERNO é o comprimento do preenchimento interno da estaca, representada pela letra “P”;
- ALTURA LIVRE representada pela letra “H”.

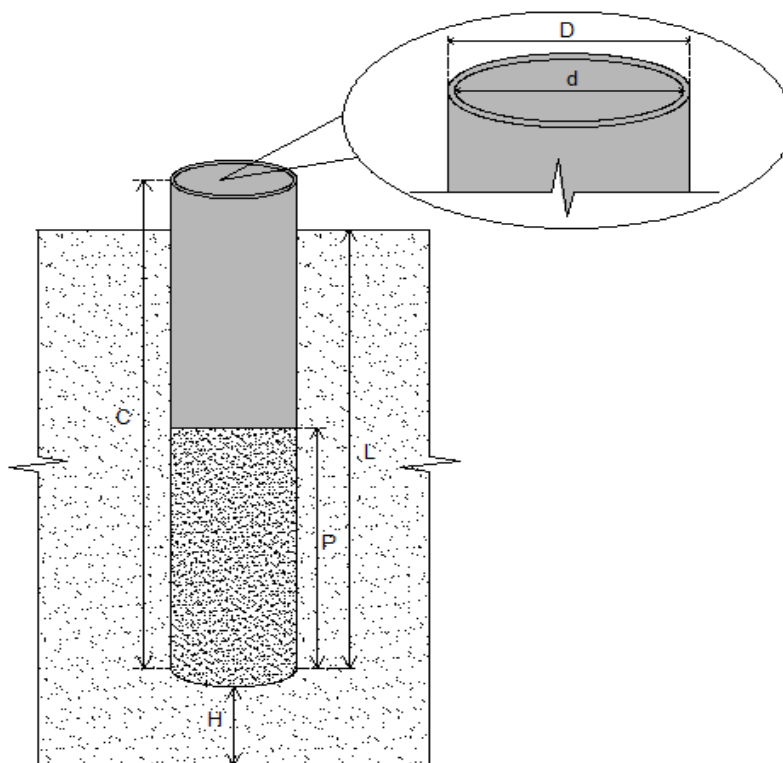


Figura 3.1 – Parâmetros geométricos dos modelos.

Na Tabela 3.1 são apresentados os valores e/ou variações dos parâmetros geotécnicos para as simulações numéricas.

Tabela 3.1 – Parâmetros geométricos.

Parâmetros	Valores
d (m)	0.88 / 0.68
D (m)	0.94 / 0.74
C (m)	6.00
L (m)	5.54
P (m)	0 / 3.00 / 2.10
H (m)	2.46

3.1.2 Parâmetros geotécnicos

Para a análise numérica dos modelos precisa-se de parâmetros geotécnicos. Alguns parâmetros foram mantidos fixos e outros, variáveis.

Para simular as mesmas condições que foram ensaiadas os modelos na centrífuga, os parâmetros geotécnicos fixos foram tomados de Neves (2012). A variação dos parâmetros geotécnicos foi estabelecida em referência aos valores dos ensaios de Neves (2012) para cada uma das partes do modelo: solo e

preenchimento têm seus parâmetros geotécnicos independentes. A Tabela 3.2 apresenta as propriedades geotécnicas fixas e variáveis dos componentes citados na pesquisa (solo, preenchimento e estaca).

Tabela 3.2 – Propriedades geotécnicas dos materiais.

Elemento	Parâmetro	Unidade	Valores
Solo	Ângulo de atrito solo-estaca ϕ	(°)	5 / 8 / 10
	Módulo de Young E	MPa	10/20/30/40/50/60/70
	Coefficiente de Poisson ν		0,25
	Densidade relativa γ	ton/m ³	1,413 / 1,465
	Compacidade relativa	%	23 / 70
	Índice de vazios mínimo e_{min}		0,72
	Índice de vazios máximo e_{max}		1,06
Preenchimento	Ângulo de atrito solo-estaca ϕ	(°)	5 / 8 / 10
	Módulo de Young E	MPa	10/20/30/40/50/60/70
	Coefficiente de Poisson ν		0,25
	Densidade relativa γ	Ton/m ³	1,465
	Compacidade relativa	%	70
Estaca	Módulo de Young E	GPa	70
	Coefficiente de Poisson ν		0,33
	Densidade relativa γ	Ton/m ³	2,7

A faixa de variação dos parâmetros do solo e preenchimento como ângulo de atrito solo-estaca e módulo de Young para a análise elástica foi baseada nos resultados de força última de arrancamento obtidos dos ensaios em centrífuga de Neves (2012).

Os valores das densidades relativas do solo e preenchimento foram calculados a partir da compacidade relativa, índice de vazios máximo e mínimo dos valores obtidos por Neves (2012).

Para o sólido estaca as propriedades foram obtidas das especificações técnicas do fabricante.

3.2 Combinações das simulações

A partir das variáveis geométricas e geotécnicas das simulações numéricas são apresentadas as combinações feitas para as análises elásticas desta dissertação. A Tabela 3.3 apresenta os valores e variações dos parâmetros analisados e o número total de combinações.

Tabela 3.3 – Resumo dos parâmetros.

Elementos	Parâmetros	Unidade	Valores	Número de variações
Solo e Preenchimento	Ângulo de atrito solo-estaca	(°)	05/08/10	3
	Módulo de Elasticidade	MPa	10/20/30/40/50/60/70	7
	Coefficiente de Poisson		0,25	1
	Peso específico	ton/m ³	1,413 / 1,465	2
Estaca	Diâmetro	m	0,94 / 0,74	2
	Altura de Preenchimento	% C	0 / 35 / 50	3
Total de análises elásticas				252

4 CONSIDERAÇÕES PARA SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

4.1 Considerações do Método dos Elementos Finitos

O princípio fundamental do Método dos Elementos Finitos (MEF) é a divisão do meio contínuo em um conjunto de pequenos elementos unidos por uma série de pontos chamados nós. O MEF consegue transformar o meio descontínuo (infinitos graus de liberdade), governado por equações diferenciais, em um sistema com número finito de equações, sejam lineares ou não lineares. O MEF é uma técnica que substitui o problema diferencial por um algébrico que se conhecem as técnicas de soluções, aproximadamente equivalente. Atualmente é considerada uma das ferramentas numéricas mais importantes e utilizadas pra a solução dos problemas de engenharia (FUENTES, 2011).

O MEF pode ser resumido em seis passos básicos:

- Discretização do meio contínuo;
- Seleção do modelo de deslocamentos (funções de interpolação);
- Montagem da matriz de rigidez dos elementos (determinação das propriedades dos elementos);
- Montagem da matriz de rigidez global;
- Solução do sistema de equações para deslocamentos;
- Cálculo das incógnitas do problema.

A sequência apresentada refere-se a problemas de tensão-deformação de corpos sólidos, podendo, entretanto, ser adaptada a problemas diversos (DESAI e ABEL, 1972).

4.2 Considerações do programa ABAQUS

O programa ABAQUS é usado em várias áreas da engenharia e conta com diversas aplicações na geotecnia como descrito por Helwany (2007). O ABAQUS foi escolhido devido à sua capacidade de analisar os comportamentos elásticos e elastoplásticos. Além disso, o programa contém alguns modelos constitutivos incluídos que são aplicados para o solo, como o modelo Mohr Coulomb. Observa-se, assim, que o ABAQUS tem diversas aplicações para simulação numérica na engenharia geotécnica.

O ABAQUS contém duas partes: a parte gráfica, que tem o módulo ABAQUS/CAE e ABAQUS/Viewer, e a parte da solução que tem os módulos ABAQUS/Standard e ABAQUS/Explicit.

O ABAQUS/CAE é o que desenvolve o modelo geométrico e pode atuar tanto como pré e pós-processador. O pré-processador gera o arquivo de entrada que contém as partes, seções, propriedades do material, condições de contorno, carregamento aplicado e a malha de elementos finitos, com suas propriedades. O pós-processador permite a visualização gráfica dos resultados. O ABAQUS/Viewer funciona exclusivamente como pós-processador.

O ABAQUS/Standard e o ABAQUS/Explicit são os que se encarregam das simulações. O ABAQUS/Standard é o método mais exato, a solução mais estável, pois resolve o sistema de equações em cada incremento do processo da solução, porém demanda um maior tempo computacional para a resolução dos problemas. É recomendável para análises estáticas e dinâmicas lineares. O ABAQUS/Explicit é o módulo para a resolução mais rápida de problemas dinâmicos com grandes deformações e deslocamentos, já que determina a solução sem iterações, com uma integração explícita do próximo estado cinemático a partir do estado obtido do incremento anterior, com isso, requer menor tempo computacional.

Para as análises e obtenção dos resultados desta pesquisa foram utilizados os módulos ABAQUS/CAE, ABAQUS/Viewer e ABAQUS/Standard.

Para a simulação numérica pelo MEF, se deve ter especial cuidado na construção do modelo e ter principal cuidado com algumas considerações que predominam no comportamento do problema, como: escolha do modelo elastoplástico apropriado para as análises com ABAQUS, construção apropriada da malha de elementos finitos, as condições das superfícies de contato entre solo e estaca.

A seguir são descritos alguns dos aspectos mais importantes para a construção do modelo.

4.2.1 Validações do modelo constitutivo

A escolha do modelo constitutivo é uma das considerações mais importantes para simulação numérica, já que dele depende o comportamento dos elementos durante a simulação. O programa ABAQUS conta com várias opções de modelos constitutivos tanto para o comportamento elástico como na parte plástica dos

elementos. Para a parte elástica foi escolhido o modelo *Elastic*, enquanto a simulação da parte plástica foi o modelo de Mohr Coulomb.

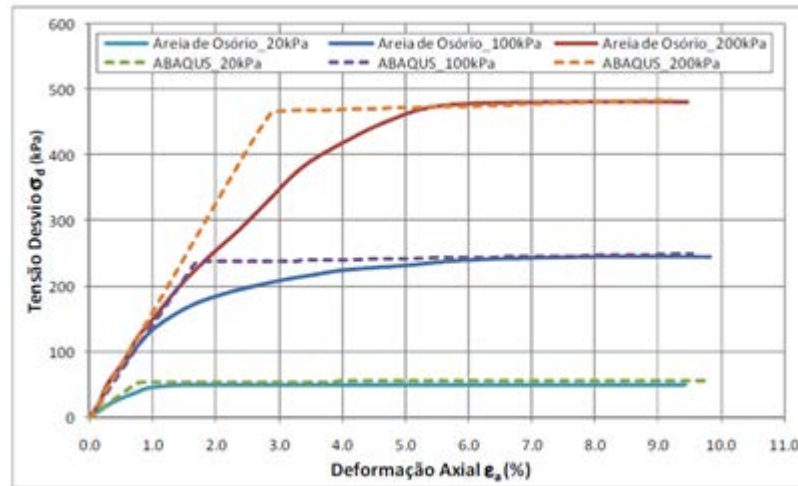
Lautenschläger (2010) simulou ensaios triaxiais com o modelo de Mohr Coulomb para verificar se o modelo representa o comportamento do solo. O modelo foi considerado representativo, já que foram obtidos resultados equivalentes com as simulações e os ensaios triaxiais de laboratório.

Para a simulação e comparação dos resultados Lautenschläger (2010) escolheu uma amostra de areia de Osorio da pesquisa Casagrande (2005), simulada em 3D, com as mesmas dimensões (10 cm de altura e 5 cm de diâmetro) e tensões de confinamento efetiva de 20, 100 e 200 kPa. Os resultados estão apresentados na Tabela 4.1 e Figura 4.1.

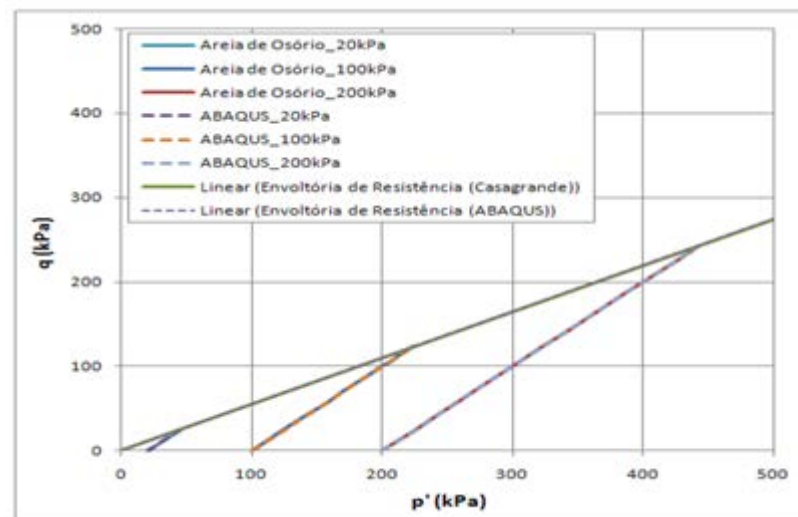
Tabela 4.1 – Parâmetros numéricos e experimentais obtidos.

Tensão Confinante	Módulo de Young	Ensaio Triaxial		Simulação no ABAQUS	
		Ângulo de Atrito	Coesão	Ângulo de Atrito	Coesão
20 kPa	7000 kPa	33,1°	0 kPa	33,2°	0 kPa
100 kPa	14000 kPa				
200 kPa	16000 kPa				

Os resultados da simulação numérica mostram que o modelo constitutivo de plastificação de Mohr Coulomb implementado no ABAQUS representa, de forma satisfatória, o comportamento da areia. Com base nesse estudo, esse modelo foi utilizado para a simulação da parte plástica dessa pesquisa.



(a)



(b)

Figura 4.1 – Comportamento tensão-deformação (a), envoltória de resistência (b). Lautenschläger (2010)

4.3 Construção do protótipo

O programa ABAQUS está dividido em unidades funcionais conhecidas como módulos. Cada módulo possui somente as ferramentas que são relevantes a uma parcela específica da tarefa a executar. A ordem dos módulos corresponde a uma sequência lógica para a criação do modelo, permitindo selecionar qualquer módulo em qualquer altura de desenvolvimento do modelo. Existem determinadas limitações óbvias a considerar; por exemplo: não se pode atribuir propriedades de seção a uma geometria que ainda não foi criada.

Para a criação do modelo foram considerados quatro passos (*Steps*): *initial*, contatos, peso e arrancamento, descritos na sequência.

4.3.1 Passo *Initial*

Ao iniciar a construção do modelo com o programa ABAQUS, o passo *initial* é criado automaticamente pelo programa. A partir dele, podem-se utilizar diferentes módulos para a criação das partes como a criação dos elementos, materiais com suas propriedades e a montagem dos elementos para a simulação do problema.

Para a criação dos elementos se utiliza o módulo peça (*Part*) onde se cria a geometria dos sólidos (neste estudo, chamados de solo e estaca). O sólido “solo” é composto de dois elementos “preenchimento” e “solo”, com diferentes seções, que contém informações sobre as propriedades desses elementos, tal como a definição do material associado e a geometria da seção transversal do elemento. As propriedades elásticas da estaca foram constantes. As propriedades elásticas e plásticas para o solo e preenchimento foram variáveis como se mostra na Tabela 3.2.

As simulações numéricas foram feitas com a quarta parte da geometria real das peças (Figura 4.2), a fim de reduzir a quantidade de elementos para diminuir o tempo computacional. Foram tomadas todas as considerações necessárias para que as simulações fossem idênticas às dos modelos ensaiados na centrífuga geotécnica.

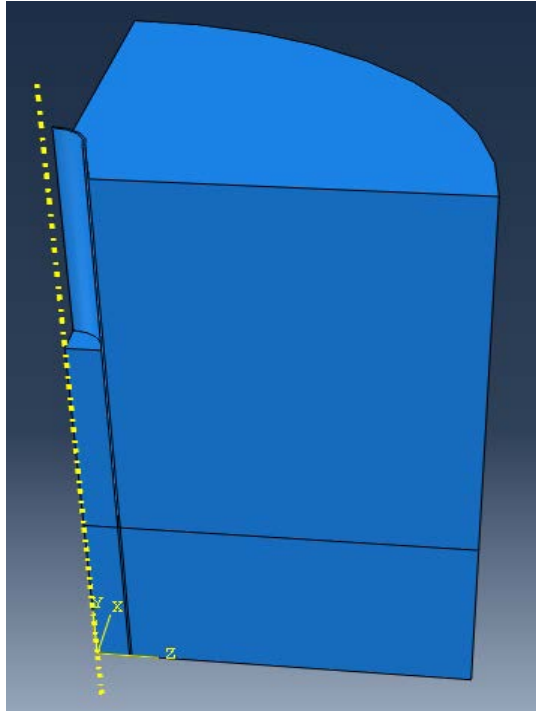


Figura 4.2 – Simulações de um quarto da geometria original.

4.3.1.1 Propriedades e malhas de Elementos Finitos

A criação da malha é um processo muito importante, pois, dependendo do tipo de malha, densidade e do elemento utilizado, os resultados podem variar bastante. A malha está diretamente relacionada com a geometria dos sólidos, como a estaca e solo. Também se deve ter em consideração o tipo de interpolação a utilizar (linear ou quadrática), já que ela influencia significativamente o tempo computacional das simulações.

A estaca e solo foram simulados com malhas diferentes. Para o solo foi utilizado elemento hexaédrico C3D8R com interpolação linear, para a estaca foi realizada com elemento hexaédrico C3D20R com interpolação quadrática (Figura 4.3), o número de elementos por cada sólido está mostrado na Tabela 4.2. As malhas criadas foram bem refinadas nas zonas que precisa de maior acurácia para as análises, como os nós mais perto a o contato solo-estaca e o contato preenchimento interno-estaca (Figura 4.4).

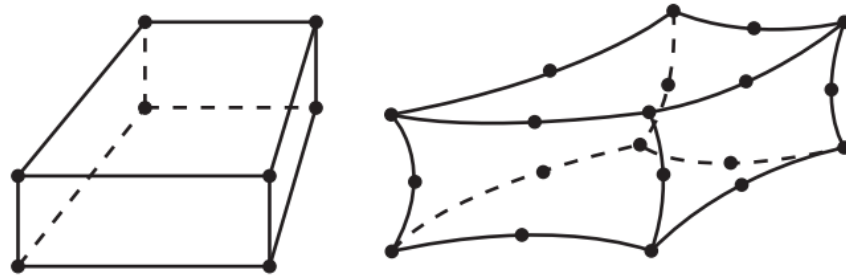
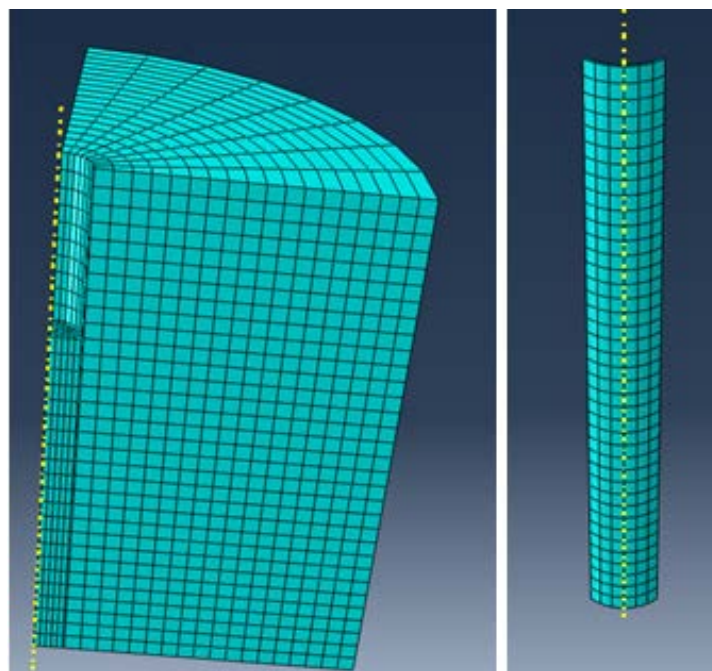


Figura 4.3 – Elementos finitos utilizados: hexaédricos (a) linear, (b) quadrático (RIBEIRO, 2010).

Tabela 4.2 – Número de nós por elementos.

Elemento	Preenchimento	Nº Elementos
Solido Solo para diâmetro 94 cm	0 %C	4848
	35 %C	5120
	50 %C	5216
Solido Solo para diâmetro 74 cm	0 %C	5184
	35 %C	5928
	50 %C	5472
Estaca de diâmetro 94 cm	-----	240
Estaca de diâmetro 74 cm	-----	240



(a)

(b)

Figura 4.4 – Malhas de Elementos Finitos (a) solo, (b) estaca.

O módulo *Assembly* foi utilizado para posicionar relativamente em um sistema de coordenadas global ao sólido “estaca” com o sólido “solo”, para simular os modelos ensaiados na centrífuga geotécnica.

4.3.2 Passo Contatos

Neste passo consideram-se as restrições que acontecem nas interações solo-estaca as quais são introduzidas dentro das condições de contato. O ABAQUS identifica a superfície dos corpos que estão em contato, em um momento determinado da simulação, e cria uma interação entre eles com as propriedades atribuídas como normal ou tangencial, para ditar a forma que os elementos finitos vão se comportar no contato. Depois o programa é capaz de reconhecer quando os corpos estão ou não em contato para ativar as propriedades pré-estabelecidas, e atuar de forma adequada nas simulações do problema. A seguir são apresentados alguns conceitos básicos dos mecanismos utilizados pelo ABAQUS no contato.

4.3.2.1 Discretização das superfícies de contato

O programa possui duas técnicas de discretização das superfícies para consideração de contato: Nó-Superfície (N-S) e Superfície-superfície (S-S). Para qualquer técnica adotada, deve-se escolher uma superfície chamada Mestre e outra Escrava (Figura 4.5). Em função da escolha da técnica, o programa avalia a superfície de forma diferente. A superfície Mestre é aquela que irá governar a aplicação do contato, pois irá ditar o comportamento da superfície Escrava durante a interação solo-estrutura (ABAQUS, 2009). A superfície Mestre escolhida foi da estaca e a superfície Escrava foi a do solo e do preenchimento interno.

A discretização N-S consiste na interação entre os nós dos elementos da superfície Escrava e a Mestre. Com esta técnica, a aplicação do contato é considerada uma operação discretizada que ocorre de forma individual e isolada em cada nó da superfície Escrava. Um dos problemas da técnica N-S é a maior possibilidade de penetração da superfície Mestre na superfície Escrava em regiões de refinamento crítico desta última, o que pode causar uma transmissão de pressão de contato não realista, pois nem toda área de contato está sendo contemplada. Para evitar este problema, deve-se refinar satisfatoriamente a malha da região de contato nodal, de forma que não haja regiões muito “abertas” na superfície Escrava, o que permitiria tais penetrações. Esta técnica requer, portanto, uma superfície Escrava mais refinada que a Mestre, pois os elementos da Escrava, menos rígidos, irão se deformar segundo a superfície mais rígida (ABAQUS, 2009).

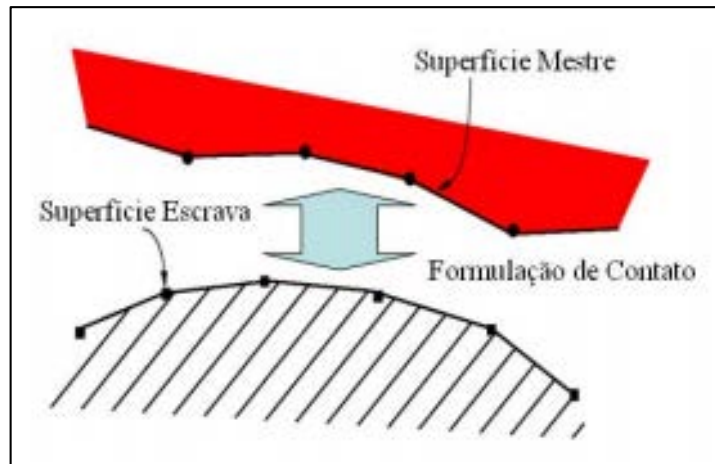


Figura 4.5 – Interação entre superfícies de contato (adaptado de ABAQUS, 2009).

A discretização S-S considera as superfícies de contato de forma contínua. A probabilidade de penetração da superfície Mestre na Escrava é menor, pois ambas as regiões estão bem definidas. Por isso, neste caso, o refinamento da malha não é tão relevante na convergência da pressão de contato quanto no caso N-S. Contudo, o maior refinamento ainda deve permanecer na malha Escrava, para evitar o aumento de tempo computacional. As aberturas (distância entre superfícies que não estão em contato) ou penetrações (sobreposição das superfícies de contato) são medidas de acordo com a direção da aplicação das leis de reação normal e tangencial. Para considerar as superfícies de forma não-discretizada, esta técnica apresenta melhores resultados na transmissão da pressão de contato, pois esta ocorre de forma uniforme (ABAQUS, 2009).

Pelas vantagens apresentadas, a técnica adotada para os contatos neste estudo foi a Superfície-Superfície (S-S).

Nas iterações com contatos ativos (onde as superfícies não estejam separadas) ocorre, geralmente, uma interpenetração inicial das superfícies (a Mestre penetra na Escrava). Esta penetração é corrigida ao longo das iterações, de acordo com uma tolerância pré-estabelecida pelo usuário ou pela configuração padrão do programa. O esforço computacional aumenta conforme a tolerância à penetração diminui, pois será necessário um número maior de iterações para corrigir a sobreposição indesejada. Porém, sabe-se que tolerâncias menores geram resultados mais confiáveis. A correção de penetração ocorre com o reposicionamento da superfície Escrava, através da aplicação de uma pressão equivalente, calculada de acordo com o algoritmo escolhido.

4.3.2.2 Propriedades de contato

O contato é considerado em forma geral como uma condição de contorno flutuante do modelo, que se ativa quando as superfícies dos elementos se tocam, e inativa quando as superfícies são separadas. Quando os contatos se ativam, acionam as propriedades pré-estabelecidas. Para a pesquisa ao contato foi atribuída propriedade *tangencial* com o método de penalidade (*Penalty Method*).

O ABAQUS tem alguns métodos desde a rugosidade perfeita até ausência completa de atrito. O método *Penalty* para a representação do comportamento tangencial dos contatos solo-estaca e preenchimento-estaca utiliza um coeficiente de atrito que segue as relações do modelo de atrito isotrópica de Mohr Coulomb (Equação 4.1), sem definição de tensão tangencial máxima, com coeficientes de atrito variável dependendo do ângulo de atrito do material (Tabela 3.2).

$$\tau_{cri} = \mu \cdot p_c \quad 4.1$$

Onde:

τ_{cri} : tensão tangencial crítica;

μ : coeficiente de atrito;

p_c : pressão de contato.

4.3.3 Passo Peso

Na natureza tem-se a influência do campo gravitacional na matéria. Para esta pesquisa também haverá necessidade de simular campo gravitacional sobre a massa do solo e da estaca. Para que a simulação seja mais real no *Step* peso ocorre o processo de ativação dos esforços geostáticos, considerando efeitos da gravidade sobre as partes do modelo. O programa considera os efeitos gravitacionais como um carregamento uniforme em todo o elemento. Para simular ação da gravidade nas partes do modelo, os materiais devem ter uma densidade, conforme como se apresenta na Tabela 3.2. O valor da densidade do preenchimento interno e da estaca é constante, enquanto o valor do solo é variável.

A Figura 4.6 apresenta o comportamento das tensões verticais do solo com a profundidade após a aplicação do campo gravitacional. A simulação foi escolhida aleatoriamente de uma areia de 70% de compacidade relativa com peso específico de 14,65 kN/m³, o qual resulta em um valor teórico da tensão vertical de 117,2 kN/m² a 8m de profundidade. Para a análise da tensão vertical com ABAQUS foi criado um

path (caminho, representado pelos seguimentos de reta) que se mostra na Figura 4.6 (a) onde, a 8 m de profundidade no final do *Step* peso se obtém uma tensão geostática de 115,36 kN/m², valor muito próximo do valor teórico (Figura 4.6 (b)).

Os elementos do modelo deslocam juntos, pois a estaca foi apoiada no solo, e todos os elementos estão afetados pelo campo gravitacional ao mesmo tempo, gerando deslocamentos verticais muito pequenos em comparação a dos deslocamentos produzidos pelo arrancamento, motivo pelo qual foram desconsiderados nesta pesquisa.

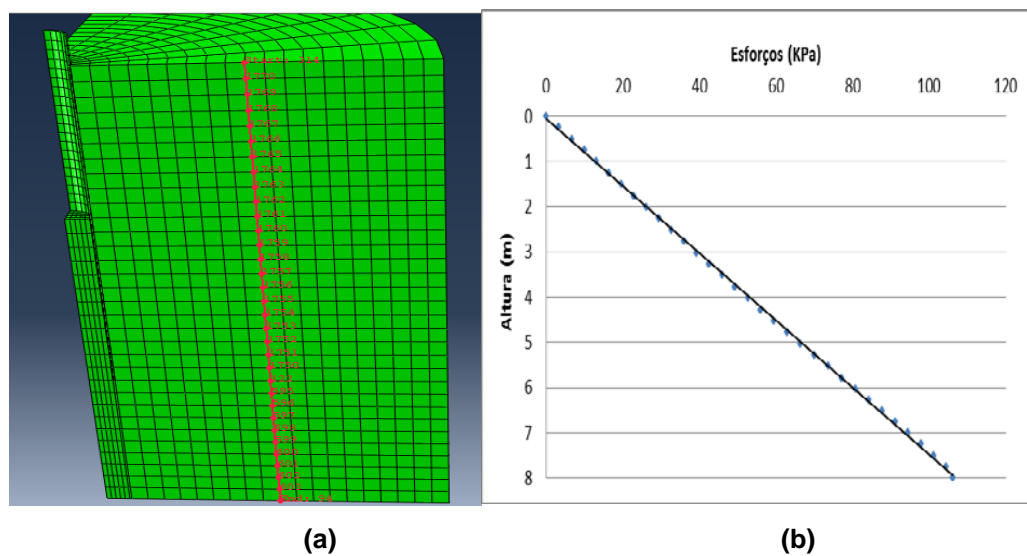
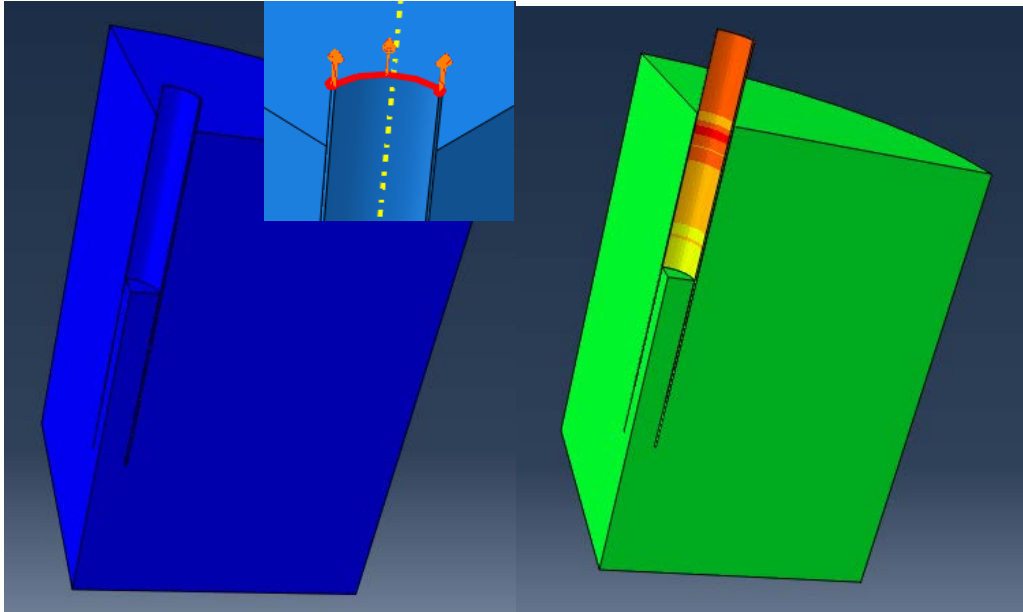


Figura 4.6 – *Path* de análise (a) e distribuição da tensão vertical (b).

4.3.4 Passo Arrancamento

No *Step* arrancamento se inicia a simulação do arrancamento da estaca. O arrancamento foi feito por deslocamento controlado na direção global (Y+), considerando como deslocamento máximo de 1m (Figura 4.7). Foi escolhido este deslocamento máximo para o protótipo porque o modelo ensaiado na centrífuga foi até um deslocamento similar.



(a)

(b)

Figura 4.7 –Posição inicial do modelo (a) e posição depois do arrancamento (b).

5 ANÁLISE ELÁSTICA

Nesse capítulo são apresentados os gráficos Força de arrancamento x deslocamento ($F \times \delta$) das simulações numéricas das combinações apresentadas no capítulo anterior. Os resultados de Neves (2012) foram plotados nos gráficos.

5.1 Variáveis de Resposta

Para a construção do gráfico força de arrancamento (F) x deslocamento vertical (δ) foram processados os dados obtidos de um nó representativo localizado no meio do topo da estaca como mostrado na Figura 5.1.

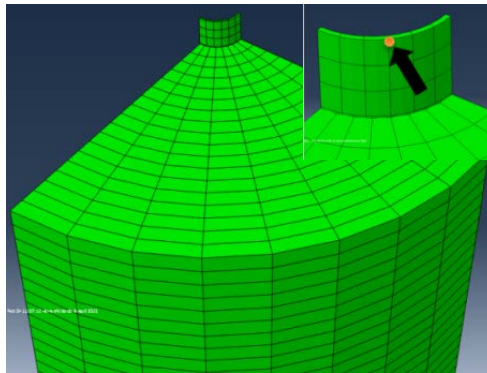


Figura 5.1 – Nó representativo no topo da estaca.

O gráfico força de arrancamento (F) x deslocamento vertical (δ) é construída a partir de esforços (S_{22}) e deslocamentos efetivos ($Y+$), que são calculados dos dados de todas as iterações do passo arrancamento descontando o último valor da iteração do passo peso.

Com os esforços efetivos obtidos do passo arrancamento, é calculada a força de arrancamento em cada ponto de iteração com a Equação 5.1.

$$F = S_{22} * A \quad 5.1$$

Onde:

F : Força

S_{22} : Esforço

A : Área

Com a força de arrancamento e os deslocamentos efetivos se constrói os gráficos (F) x (δ) para todas as combinações mencionadas na Tabela 3.3.

Como foram explicadas no capítulo anterior, as análises têm variações das variáveis geométricas e geotécnicas com um total de 252 simulações.

As Figuras 5.2 a 5.9 apresentam os gráficos para cada combinação geométrica e geotécnica, especificada no título de cada uma delas. Nos gráficos o principal parâmetro de variação é o ângulo de atrito dos contatos solo-estaca e preenchimento-estaca.

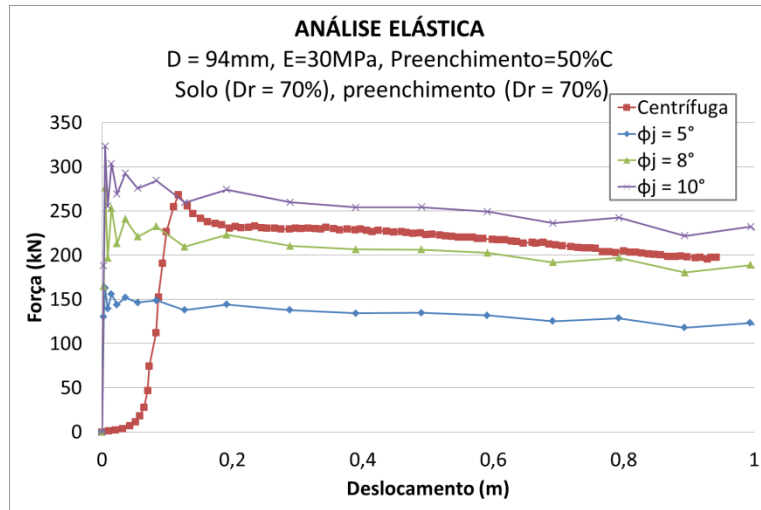


Figura 5.2 – Gráfico Força x Deslocamento

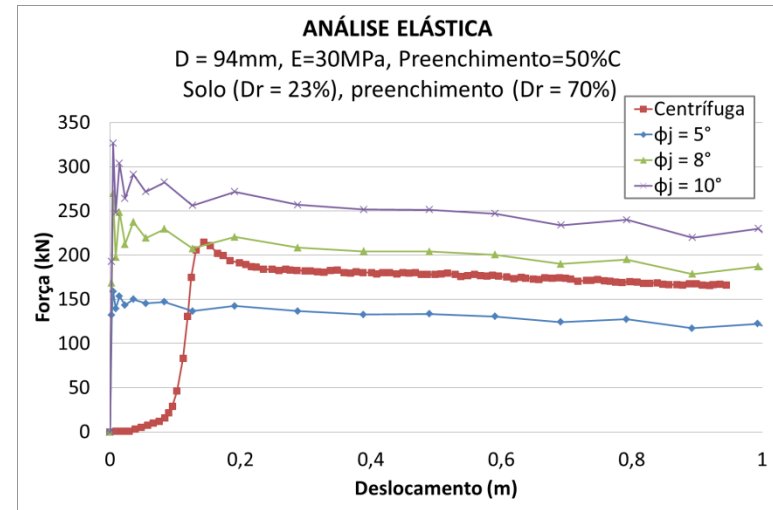


Figura 5.3 – Gráfico Força x Deslocamento

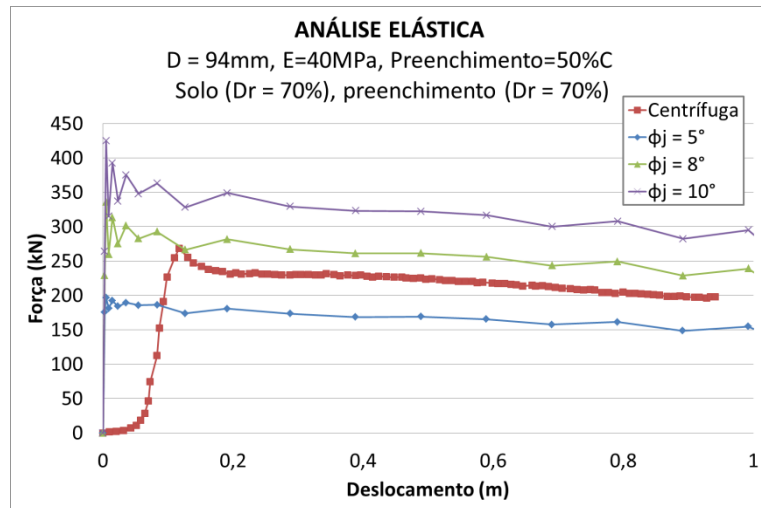


Figura 5.4 – Gráfico Força x Deslocamento

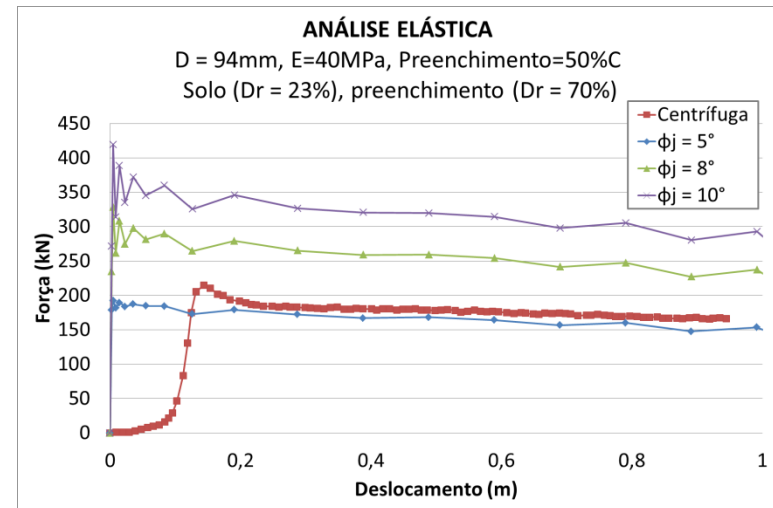


Figura 5.5 – Gráfico Força x Deslocamento

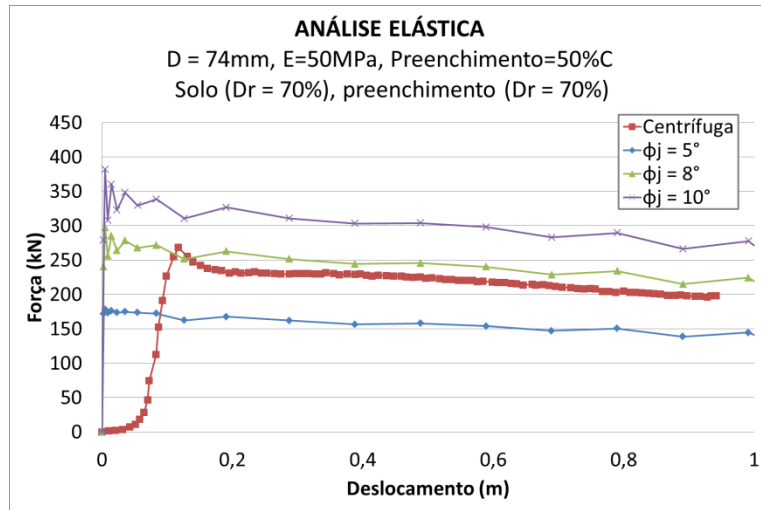


Figura 5.6 – Gráfico Força x Deslocamento

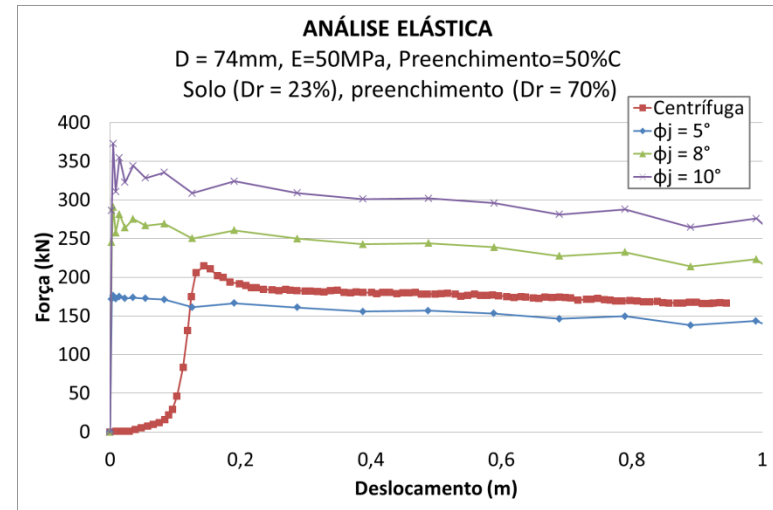


Figura 5.7 – Gráfico Força x Deslocamento

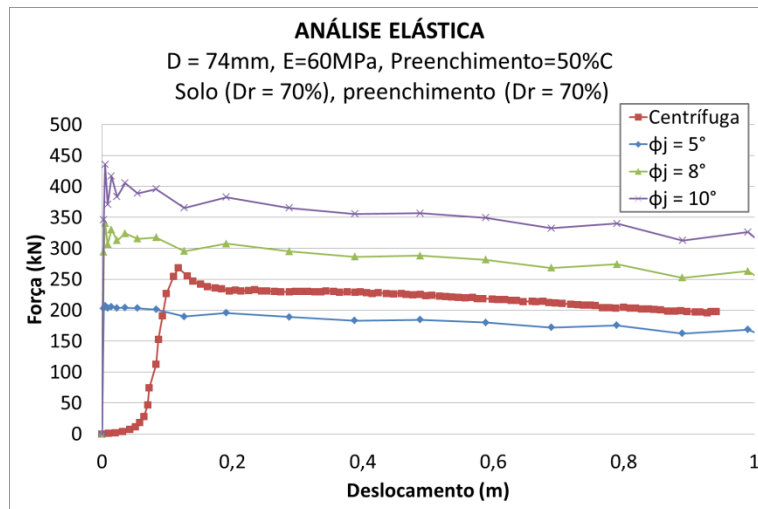


Figura 5.8 – Gráfico Força x Deslocamento

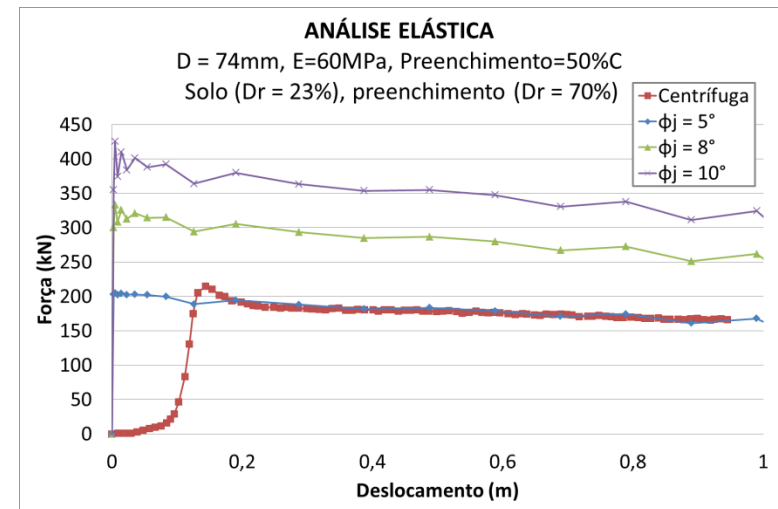


Figura 5.9 – Gráfico Força x Deslocamento

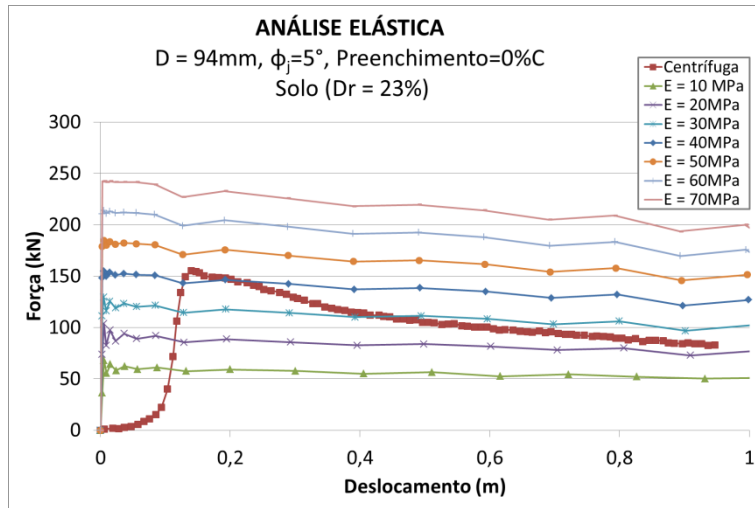
Foram apresentados os gráficos força x deslocamento para as combinações mais representativas para cada diâmetro de estaca para o preenchimento de 50% do comprimento da estaca.

Nos gráficos apresentados nas análises da influência dos parâmetros geométricos, pode-se observar que a força de arrancamento aumenta quando a estaca apresenta preenchimento interno, a qual é diretamente proporcional ao incremento da altura do preenchimento. Dentro dos parâmetros geométricos também se pode ver que o diâmetro da estaca influencia a força de arrancamento, e para a estaca de 94 cm de diâmetro a força máxima de arrancamento é maior que da estaca de 74 cm para todas as combinações.

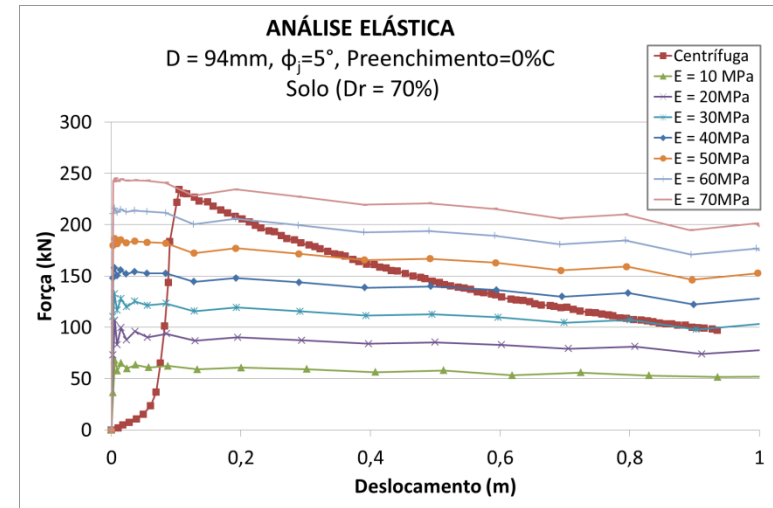
As variações dos parâmetros geotécnicos influenciam a força de arrancamento, conforme os gráficos pode-se observar que a força de arrancamento cresce quando aumenta o ângulo de atrito dos contatos solo-estaca e preenchimento-estaca. O ângulo de atrito dos contatos é considerado um dos parâmetros de maior influência sobre a força de arrancamento das estacas, motivo pelo qual é considerada uma variável para a análise integrada.

Outra variável geotécnica que influencia o comportamento da força de arrancamento é a densidade relativa. Como se observa nos gráficos, para uma mesma combinação dos parâmetros geotécnicos e geométricos, as forças de arrancamento dos modelos com densidade relativa de 70% são maiores que as forças dos modelos com 23%, com isso também é considerada como variável para a análise integrada.

Nos seguintes gráficos (Figuras 5.10 a 5.13) se apresentam a variação do módulo de elasticidade para as combinações dos parâmetros, onde se pode observar que módulo de elasticidade é outro parâmetro que mais influencia a força de arrancamento. Os gráficos são apresentados na mesma ordem que os anteriores, primeiro são agrupados pelas variações dos parâmetros geométricos, seguido dos parâmetros geotécnicos.

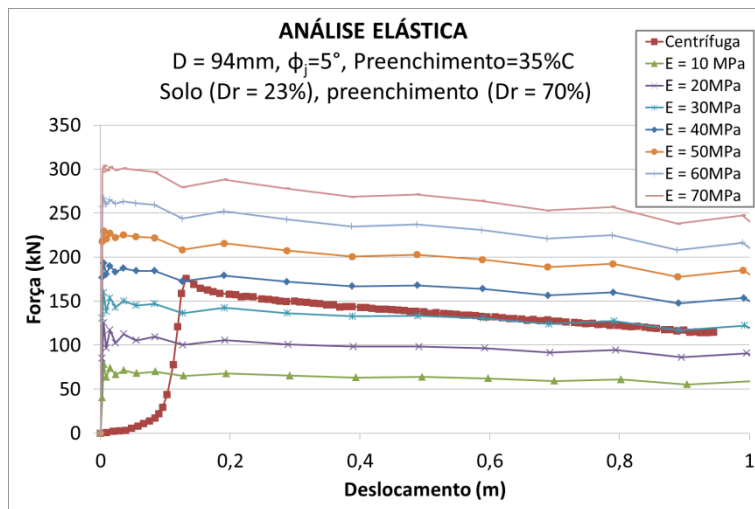


(a)

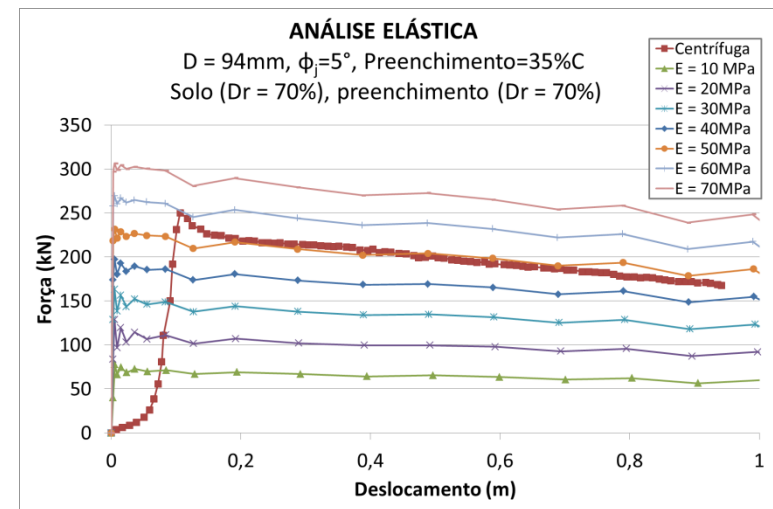


(b)

Figura 5.10 – Gráfico Força x Deslocamento (a) e (b).

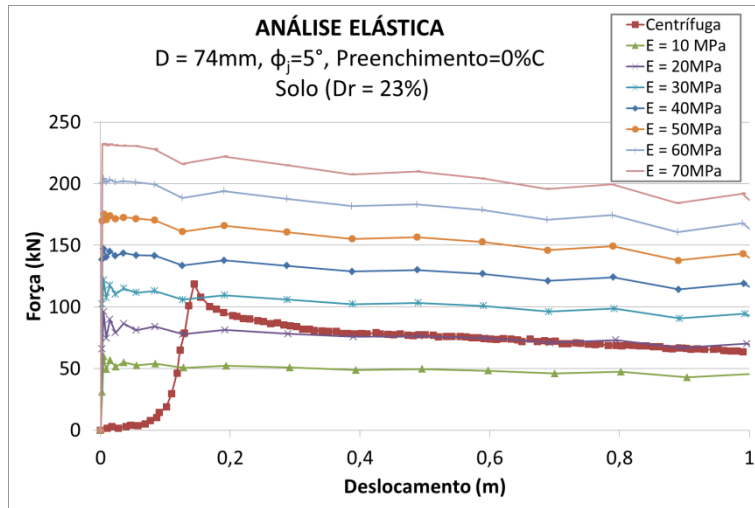


(a)

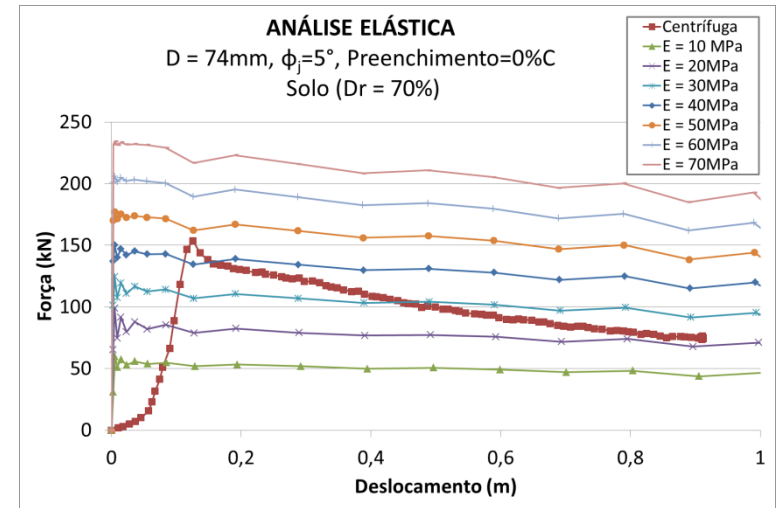


(b)

Figura 5.11 – Gráfico Força x Deslocamento (a) e (b).

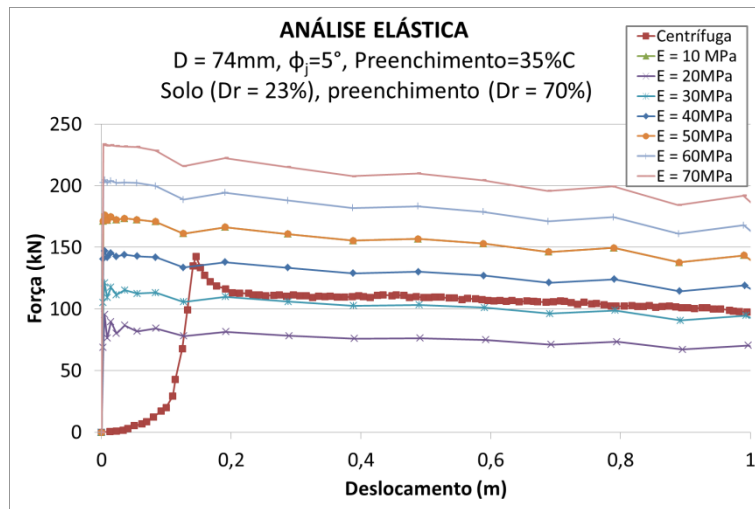


(a)

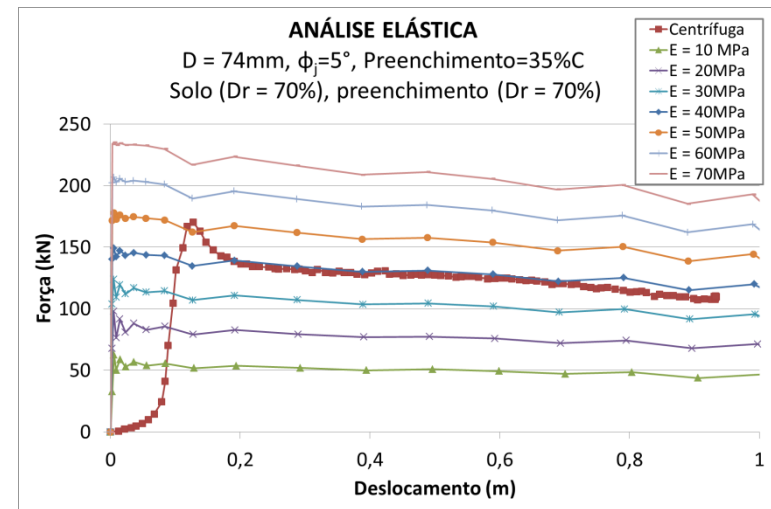


(b)

Figura 5.12 – Gráfico Força x Deslocamento (a) e (b).



(a)



(b)

Figura 5.13 – Gráfico Força x Deslocamento (a) e (b).

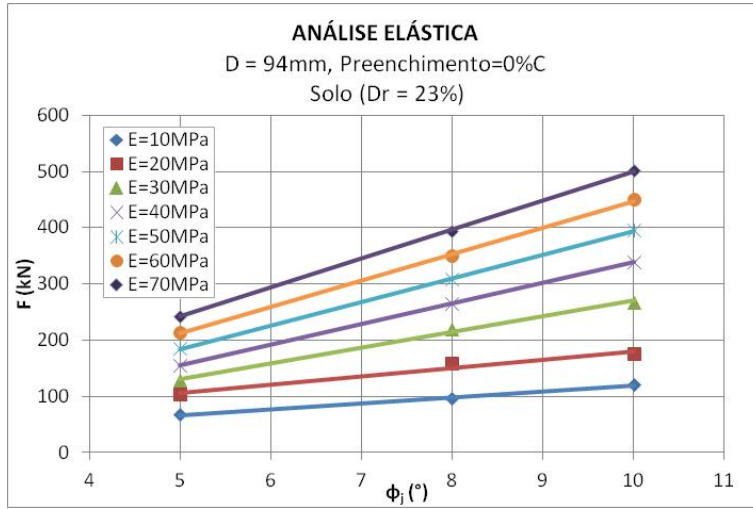
Conforme os gráficos apresentados, para cada combinação geométrica e geotécnica, pode-se observar que, com o incremento do módulo de elasticidade, a força de arrancamento aumenta proporcionalmente, tendo maior influência nos valores mais altos, com isso, o módulo de Young é considerado um dos parâmetros de maior importância na análise integrada.

5.2 Retroanálises das variáveis

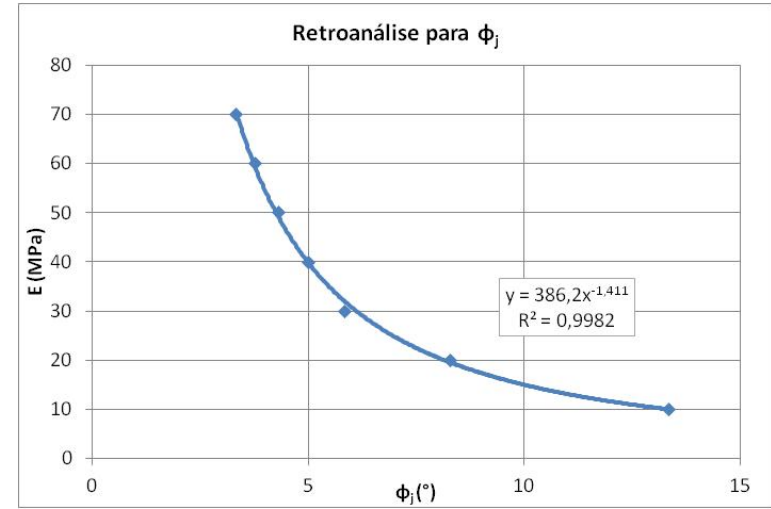
No projeto, vários ensaios foram realizados nos materiais que são utilizados, para determinar os valores dos parâmetros necessários para a modelagem. Os resultados obtidos são assumidos como valores verdadeiros para a simulação, entretanto, na maioria das vezes os valores encontrados não representam exatamente os valores reais, já que o material no campo não tem as mesmas condições das que foram ensaiados.

Nas simulações feitas para todas as combinações mostradas na Tabela 3.3 (Figuras 5.2 a 5.9) se obtém a força máxima de arrancamento, com os quais se construíram os gráficos força no eixo vertical x ângulo de atrito no eixo horizontal como se mostra nas Figuras 5.14(a) a 5.17(a), para cada uma das variações dos módulos de elasticidade, para condições distintas de diâmetro, altura de preenchimento e densidade relativa do solo.

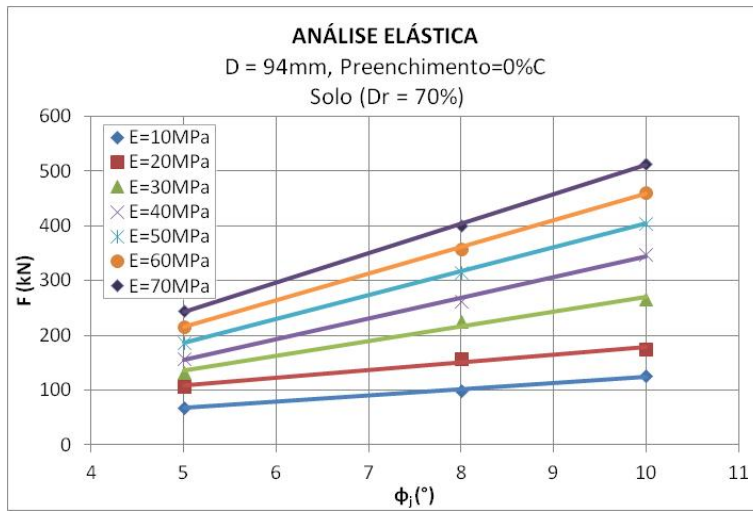
Nas Figuras 5.14(b) a 5.17(b) se apresentam os gráficos dos módulos de elasticidade x ângulo de atrito dos contatos. Os módulos de elasticidade variam de 10 a 70 MPa como apresentados nos gráficos. O ângulo de atrito para cada ponto foi achado da interseção das Figuras 5.14 (a) até 5.17 (a), com o valor da força máxima de arrancamento obtida de Neves (2012).



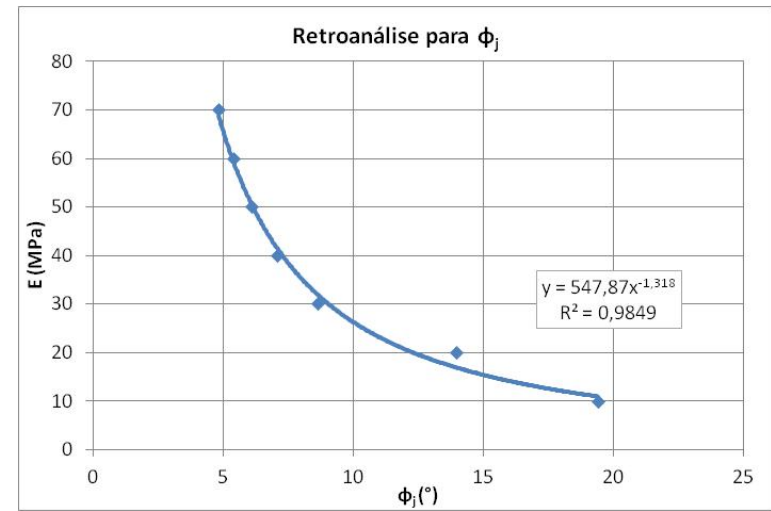
(a)



(b)

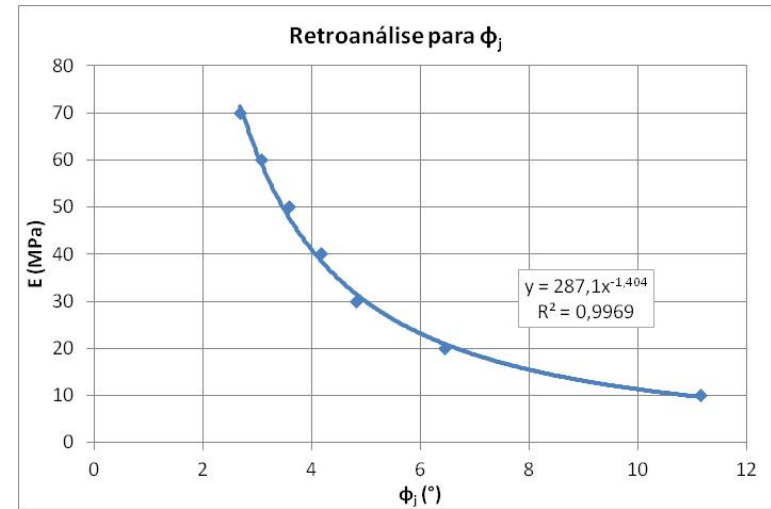
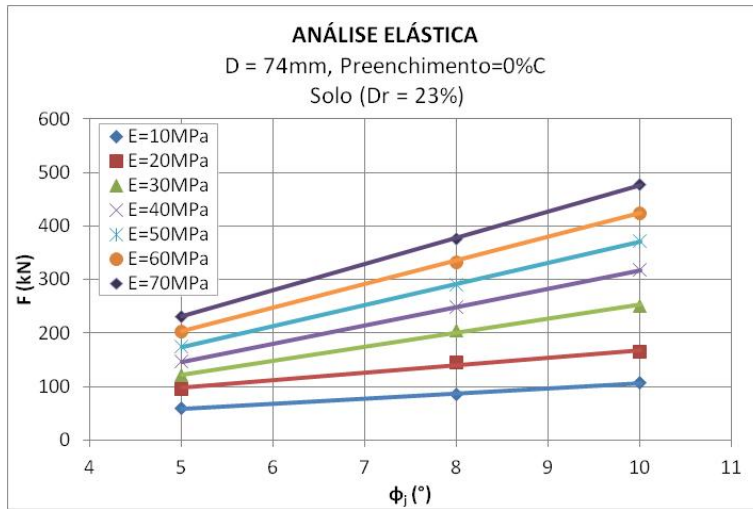
Figura 5.14 – Comportamento F x ϕ_j (a), comportamento E x ϕ_j (b).

(a)

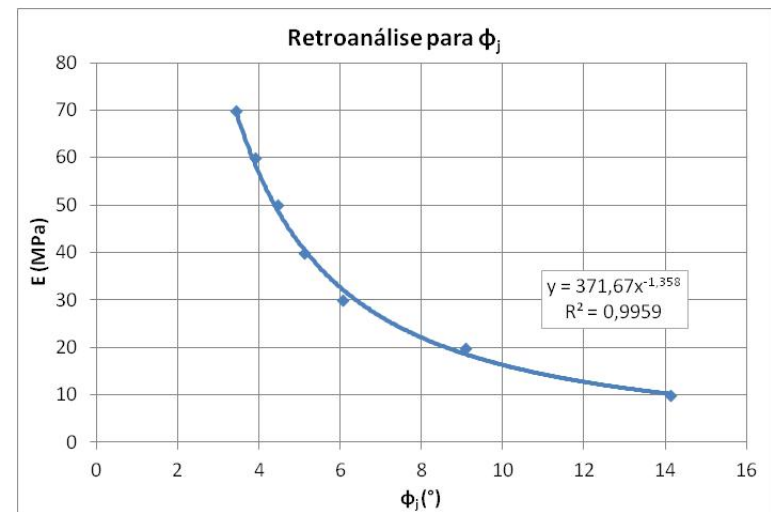
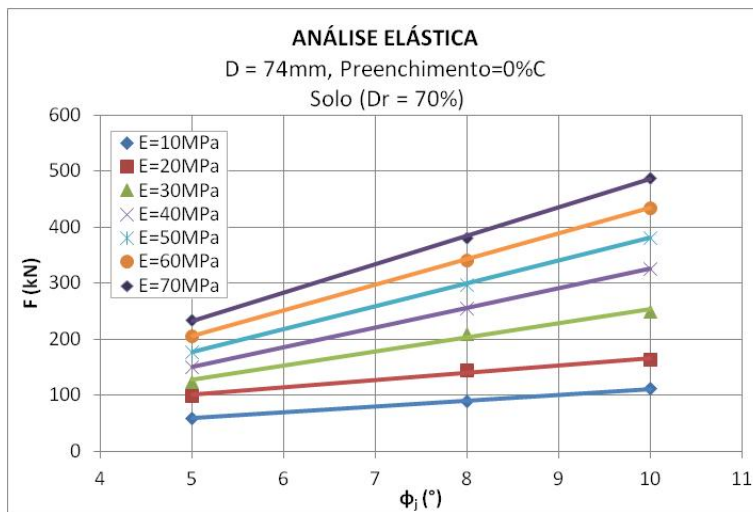


(b)

Figura 5.15 – Comportamento F x ϕ_j (a), comportamento E x ϕ_j (b).



(a) (b)
Figura 5.16 – Comportamento F x ϕ_j (a), comportamento E x ϕ_j (b).



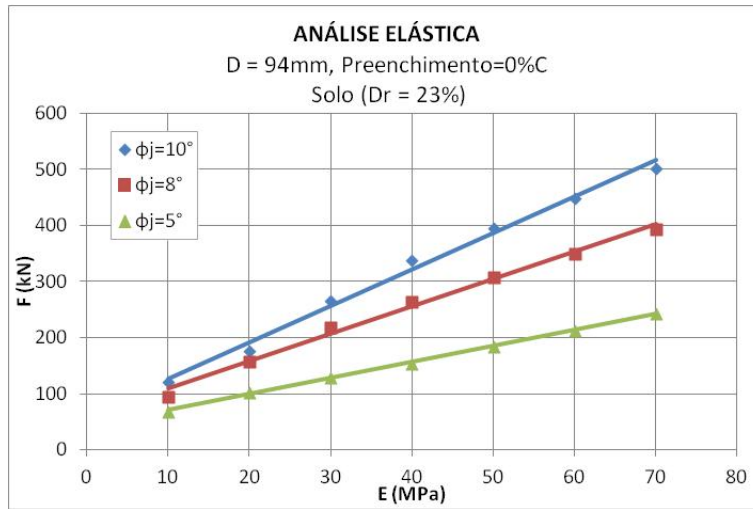
(a) (b)
Figura 5.17 – Comportamento F x ϕ_j (a), comportamento E x ϕ_j (b).

Pode-se observar nas Figuras 5.14(a) a 5.17(a) que com o aumento do módulo de elasticidade, aumenta a força máxima de arrancamento nas estacas, para todas as combinações feitas com as variações dos parâmetros geométricos e geotécnicos. O aumento da força máxima de arrancamento parece ser diretamente proporcional ao aumento do módulo de elasticidade, sendo mais representativas nos maiores valores do módulo de elasticidade.

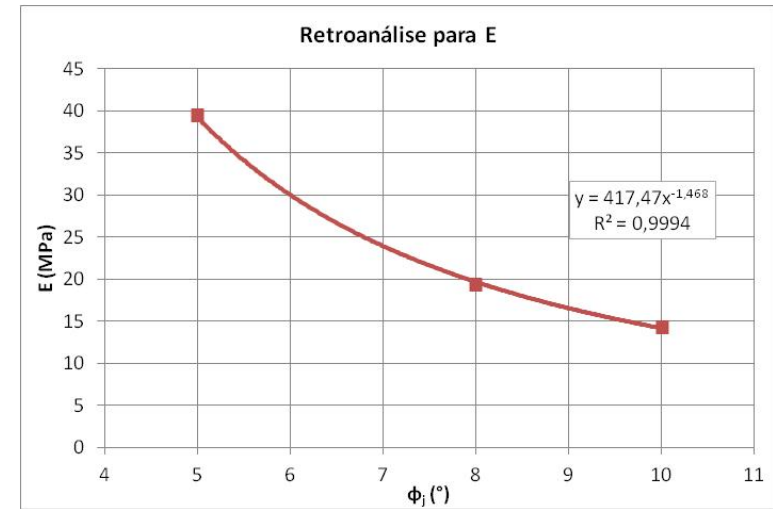
Nas Figuras 5.14(b) a 5.17(b) pode-se observar que o módulo de elasticidade com o ângulo de atrito estaca-solo, tem um comportamento exponencial com R^2 perto de um, o que indica que é um bom ajuste da linha com os dados.

As Figuras 5.18(a) a 5.21(a) apresentadas a seguir são construídas no eixo vertical com os valores de força máxima de arrancamento obtidas das (Figuras 5.10 a 5.13) para todas as combinações, e no eixo horizontal o módulo de elasticidade, para cada uma das variações da Tabela 3.3. Os gráficos são apresentados para cada diâmetro, altura de preenchimento e densidade relativa do solo.

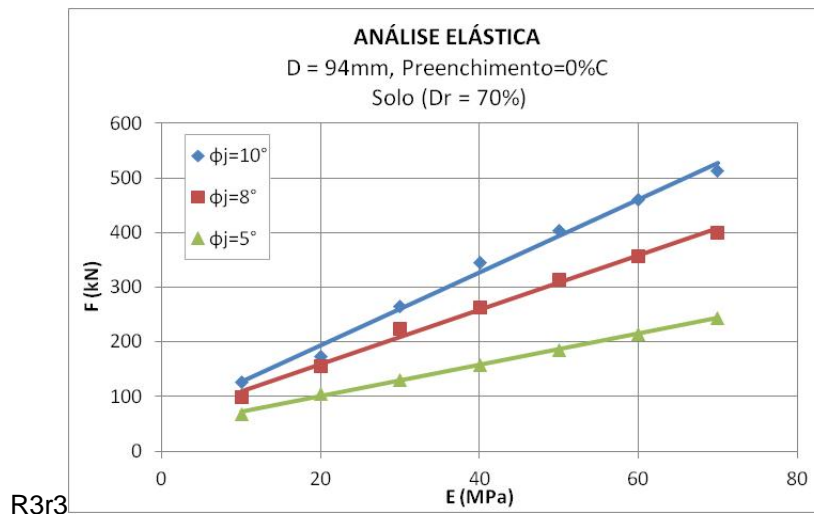
Nas Figuras 5.18(b) a 5.21(b) se apresentam os gráficos dos módulos de elasticidade x ângulo de atrito dos contatos. O módulo de elasticidade para cada ângulo de atrito foi calculado de acordo com as Figuras 5.18(a) 5.21(a) e com o valor da força máxima de arrancamento obtida de Neves (2012).



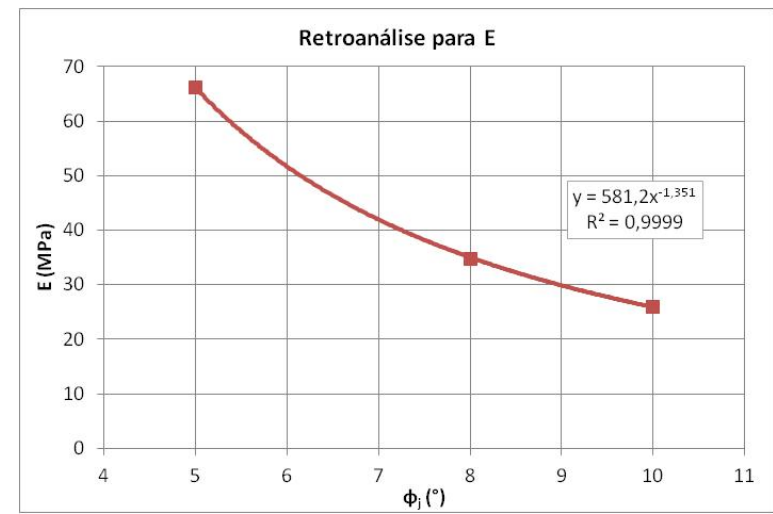
(a)



(b)

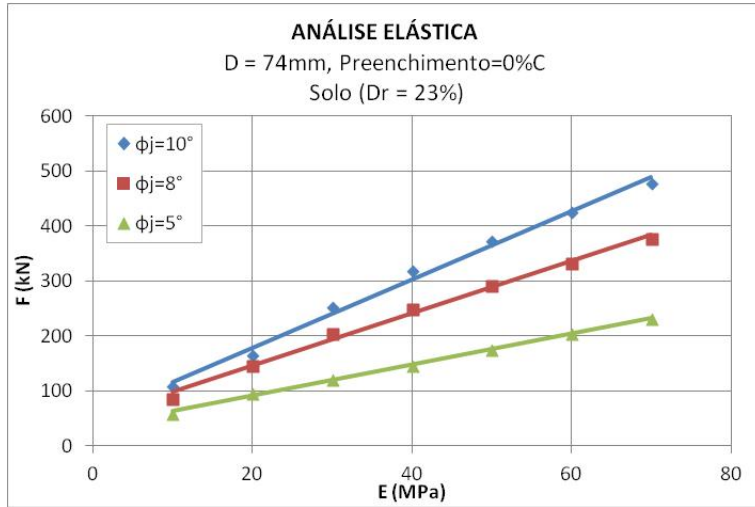
Figura 5.18 – Comportamento F x E (a), comportamento E x ϕ_j (b).

(a)

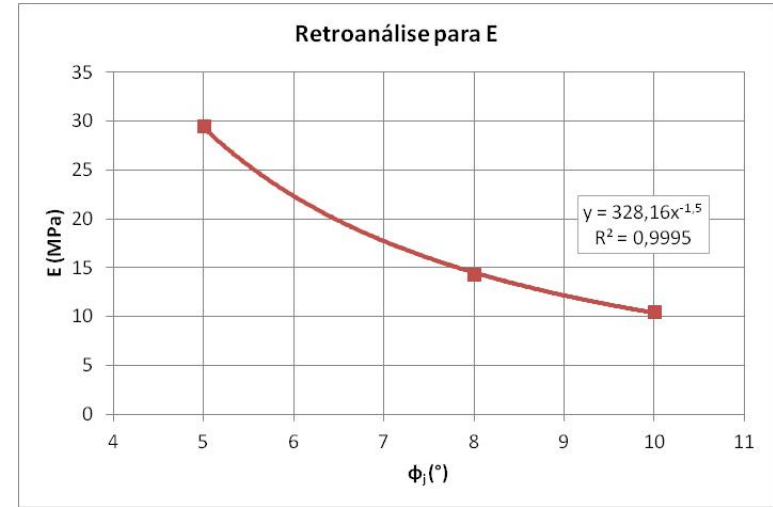


(b)

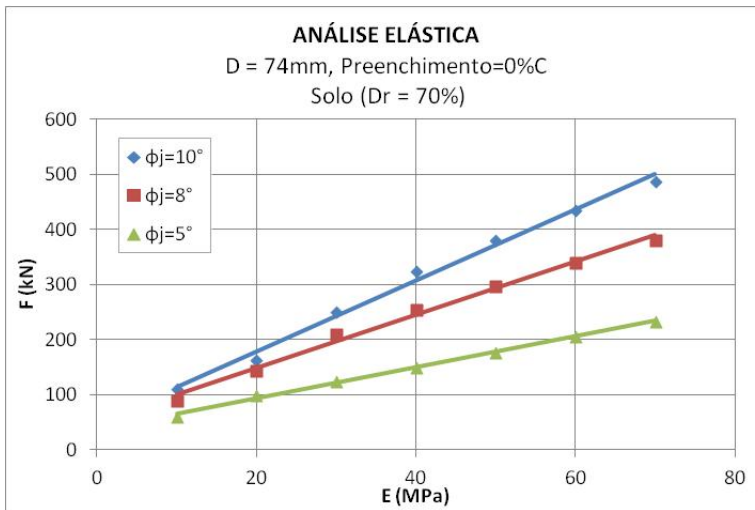
Figura 5.19 – Comportamento F x E (a), comportamento E x ϕ_j (b).



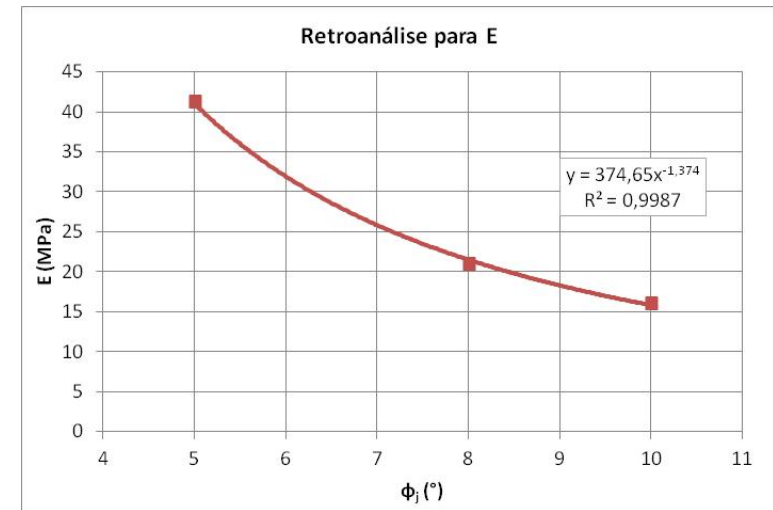
(a)



(b)

Figura 5.20 – Comportamento F x E (a), comportamento E x ϕ_j (b).

(a)



(b)

Figura 5.21 – Comportamento F x E (a), comportamento E x ϕ_j (b).

Observa-se nas Figuras 5.18(a) a 5.21(a) que, em diferentes condições geométricas e geotécnicas, quando se tem incremento do ângulo de atrito, aumenta a força de arrancamento das estacas, para todas as combinações realizadas. O aumento da força de arrancamento parece ser diretamente proporcional ao incremento do ângulo de atrito, sendo mais influente quando o ângulo de atrito é maior. Pode-se observar nos gráficos que para o arrancamento o ângulo de atrito é mais influente que o módulo de elasticidade.

Nas Figuras 5.18(b) a 5.21(b), se pode observar que os gráficos de módulo de elasticidade x ângulo de atrito têm um comportamento exponencial com R^2 perto de um, o que indica que é um bom ajuste da linha de tendência.

Nas figuras de módulo de elasticidade x ângulo de atrito dos contatos apresentadas anteriormente, o primeiro grupo foi calculado a partir de gráficos que tem variações dos ângulos de atrito e o segundo grupo foi calculado de gráficos com variação dos módulos de elasticidade. Para todos os cálculos foram tomadas forças máximas de arrancamento de Neves (2012).

Nas Figuras 5.22 a 5.33 são juntados os gráficos módulo de elasticidade x ângulo de atrito estaca-solo das Figuras 5.14(b) a 5.17(b) e Figuras 5.18(b) a 5.21(b). Os gráficos são de uma mesma combinação de parâmetros geométricos e geotécnicos, foram juntados para calcular o módulo de elasticidade e o ângulo de atrito do contato solo-estaca e preenchimento-estaca que está atuando no modelo, quando são simulados ao arrancamento.

Para encontrar o módulo de elasticidade e ângulo de atrito que está atuando na simulação, se calcula das figuras **Figura 5.22** até **Figura 5.33**, o ponto de interseção que satisfaz simultaneamente as duas funções.

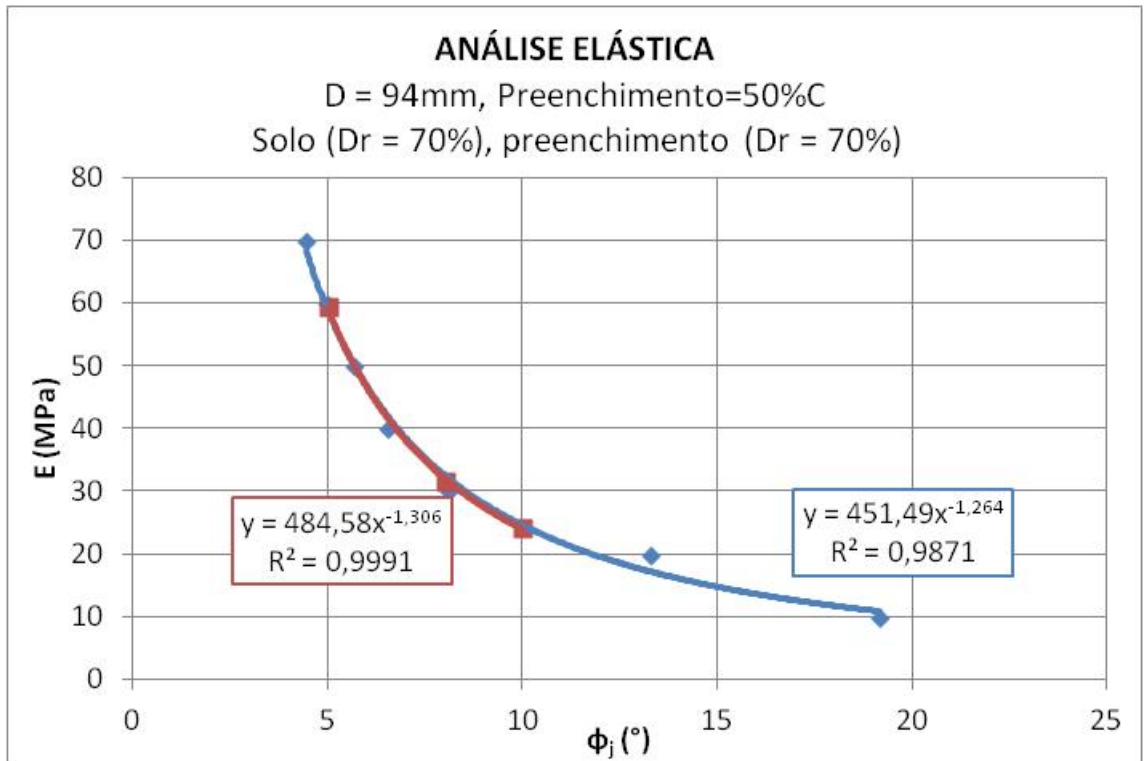


Figura 5.22 – Comportamento E x ϕ_j .

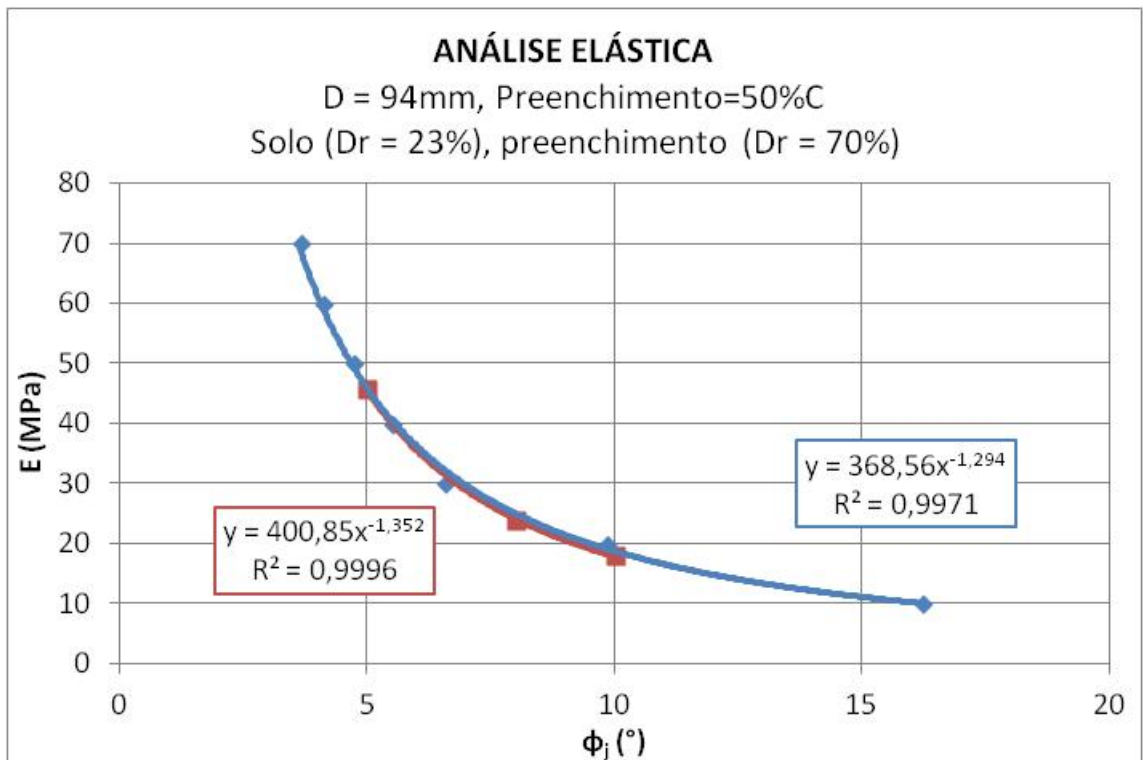


Figura 5.23 – Comportamento E x ϕ_j .

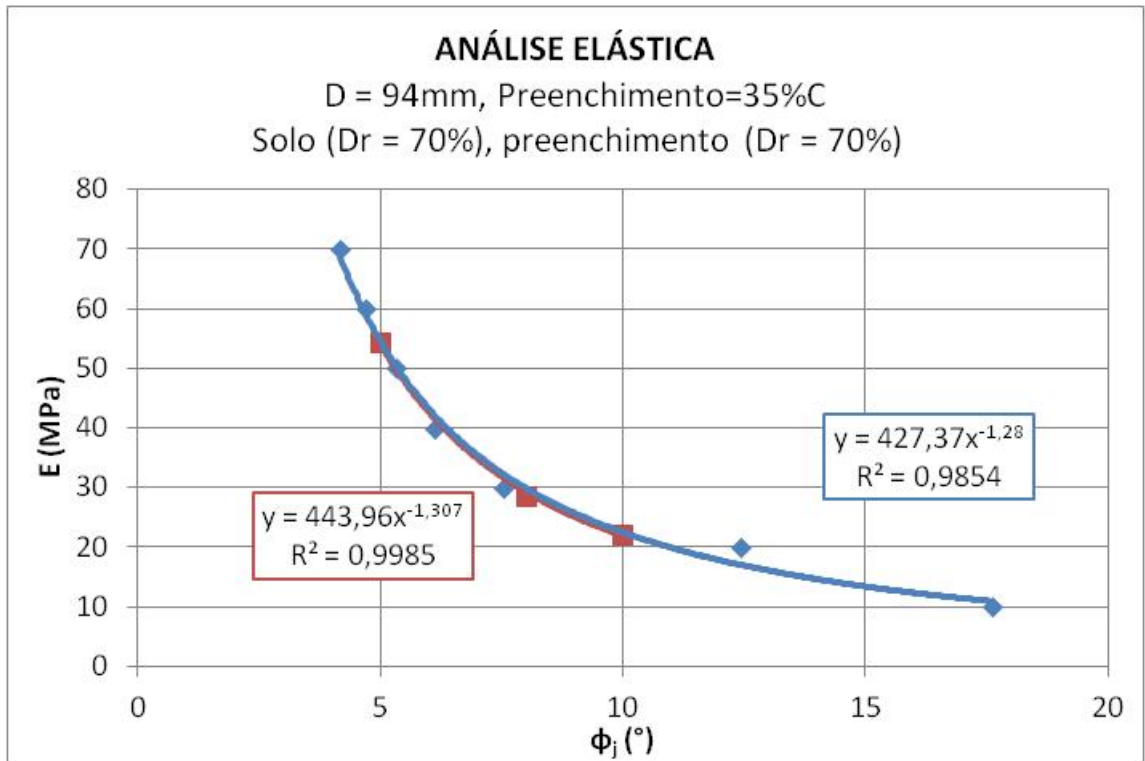


Figura 5.24 – Comportamento E x ϕ_j .

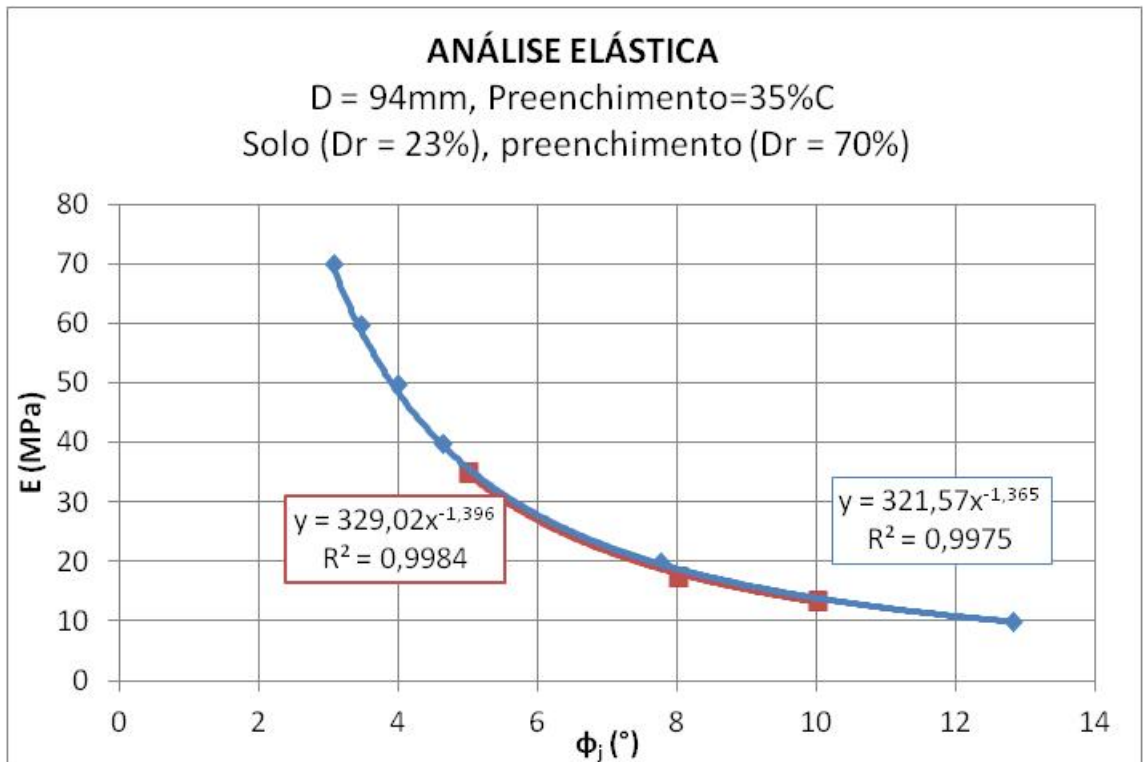


Figura 5.25 – Comportamento E x ϕ_j .

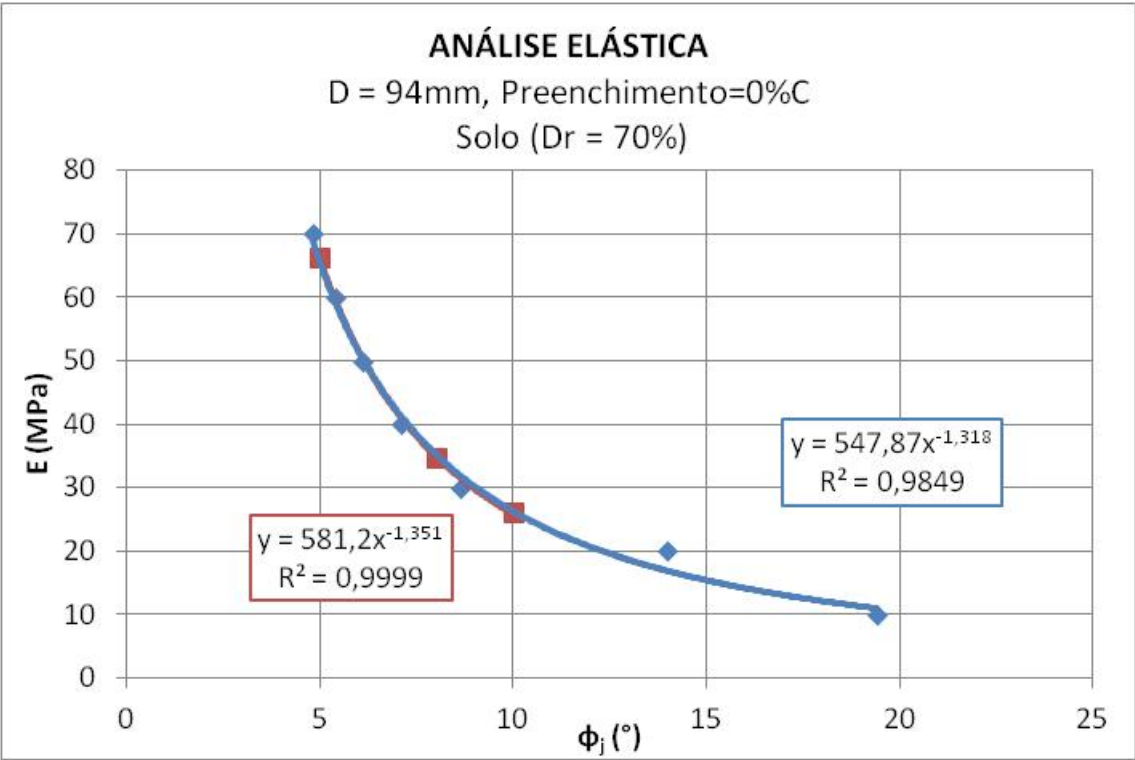


Figura 5.26 – Comportamento $E \times \phi_j$.

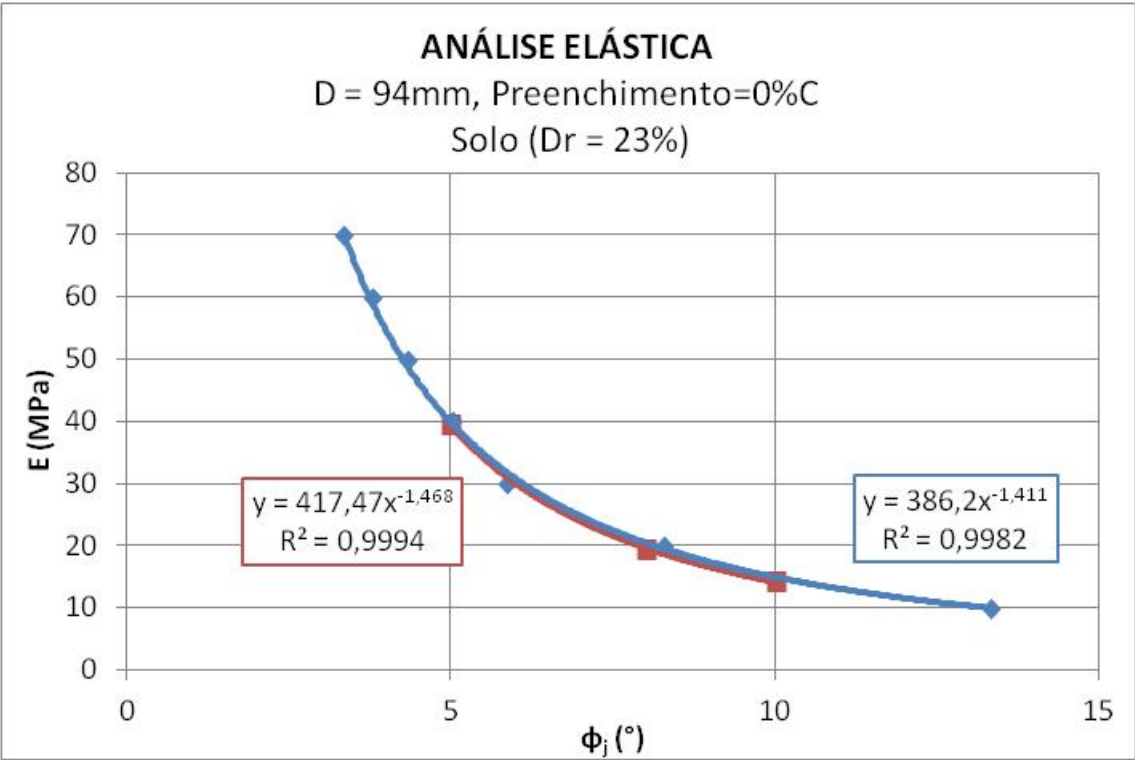


Figura 5.27 – Comportamento $E \times \phi_j$.

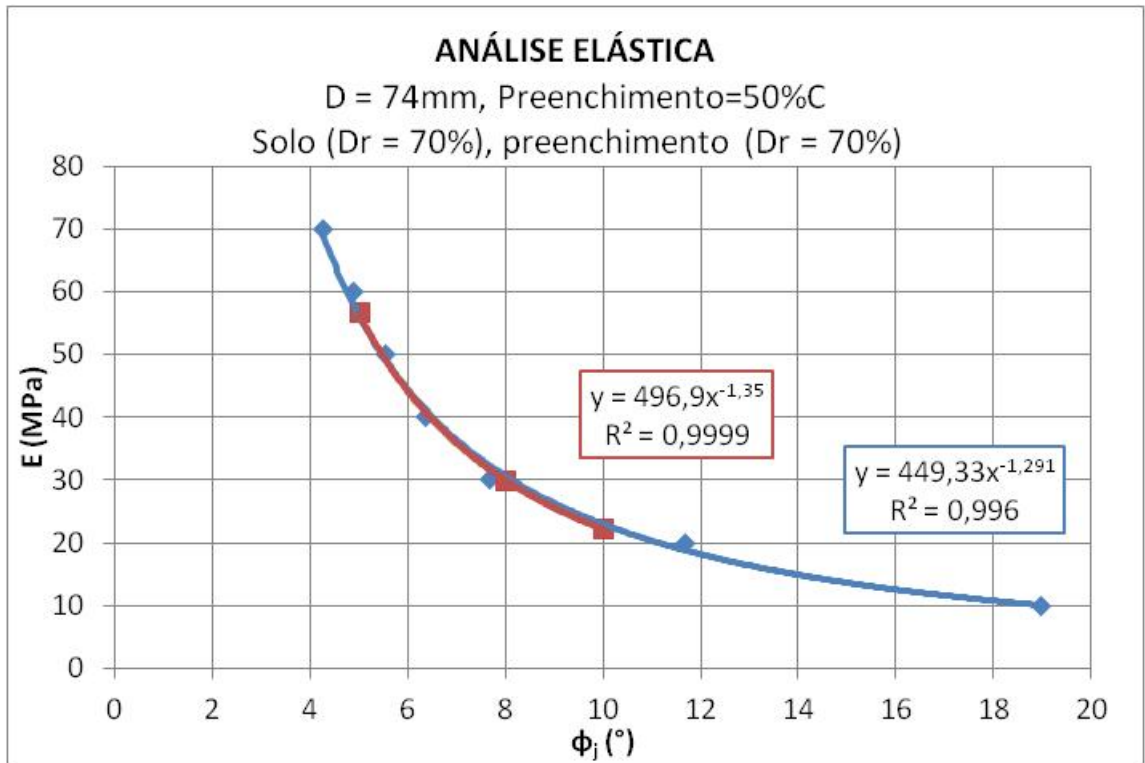


Figura 5.28 – Comportamento E x ϕ_j .

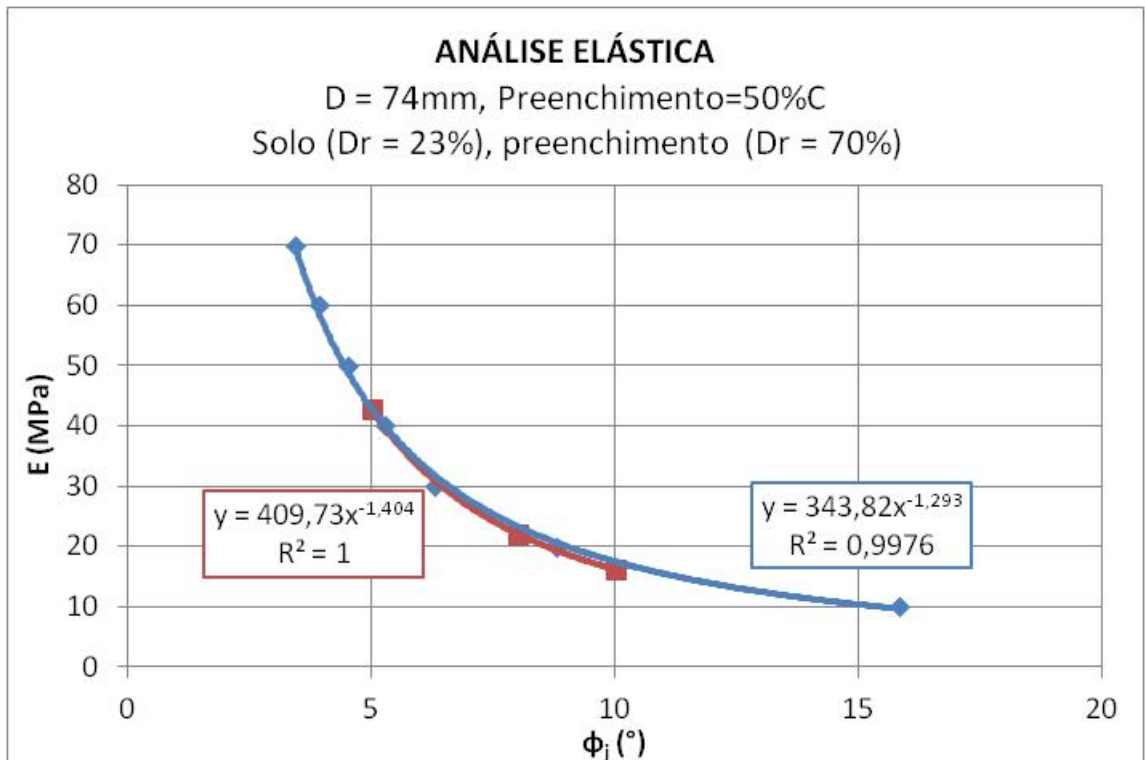


Figura 5.29 – Comportamento E x ϕ_j .

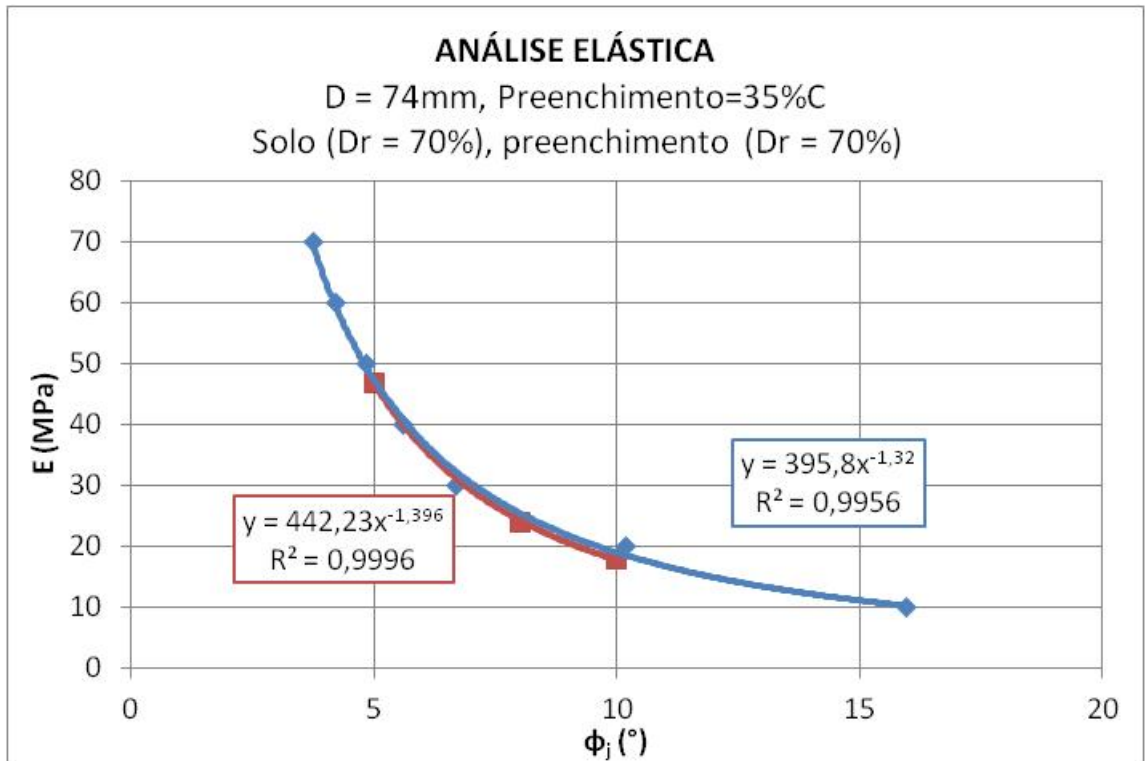


Figura 5.30 – Comportamento E x ϕ_j .

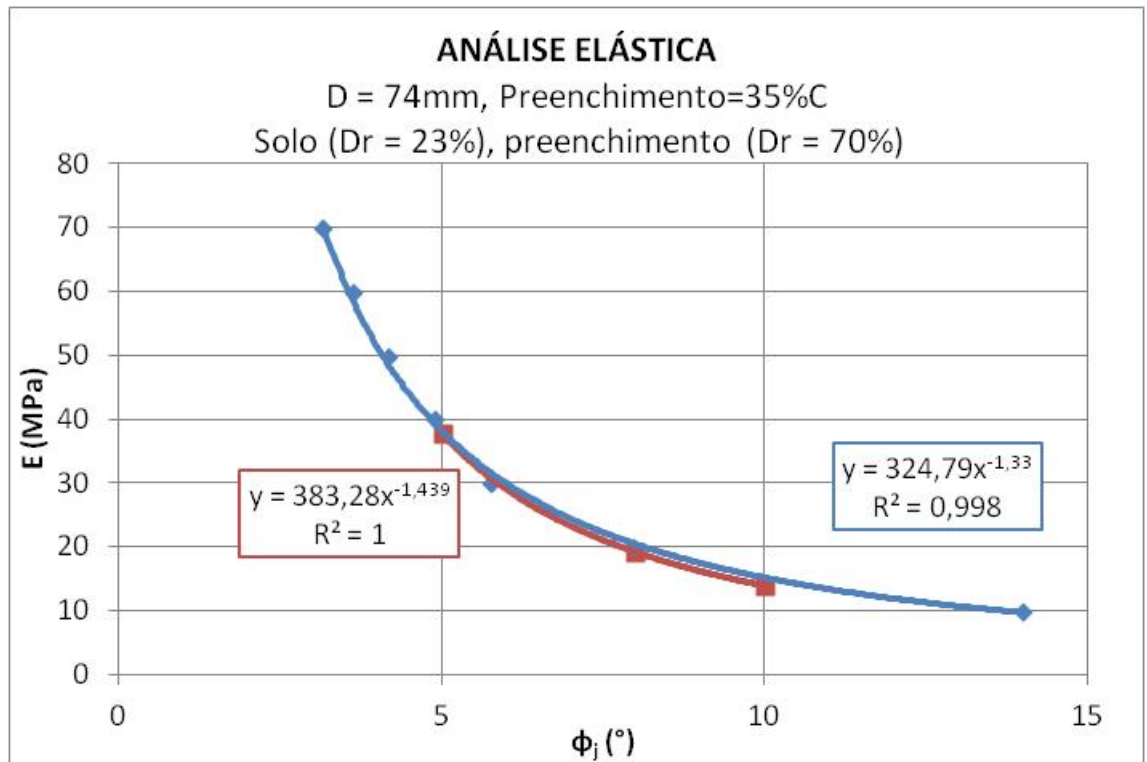


Figura 5.31 – Comportamento E x ϕ_j .

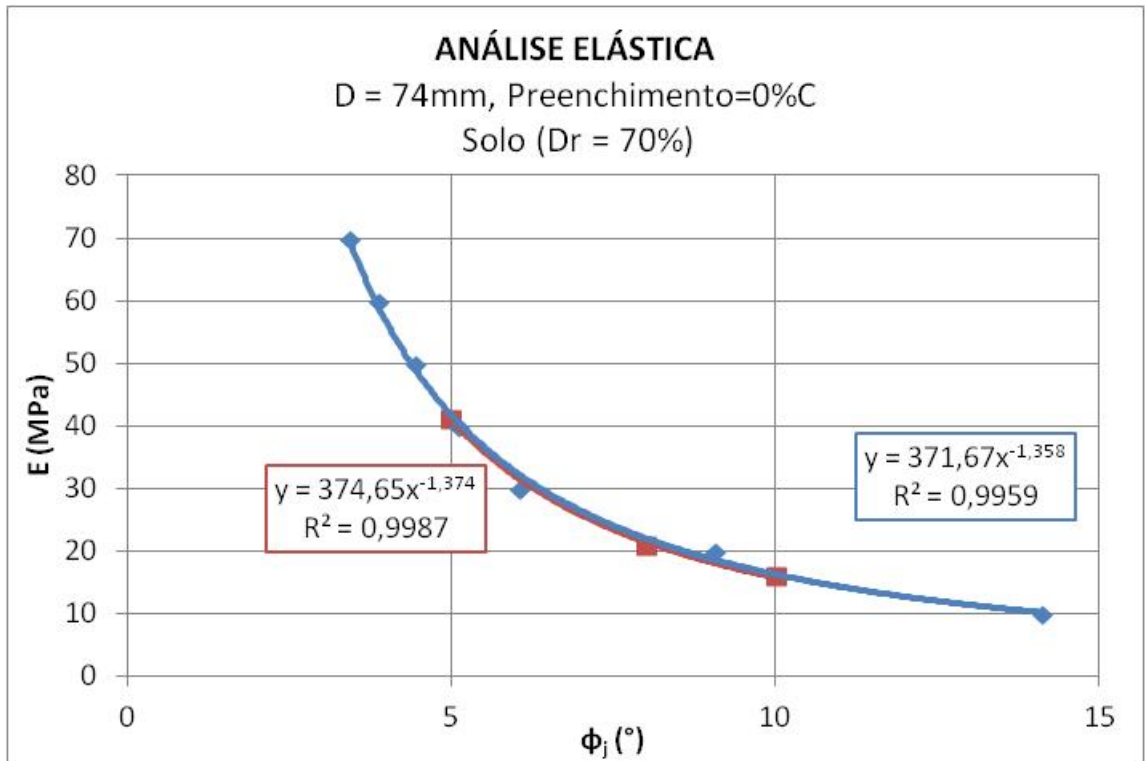


Figura 5.32 – Comportamento E x ϕ_j .

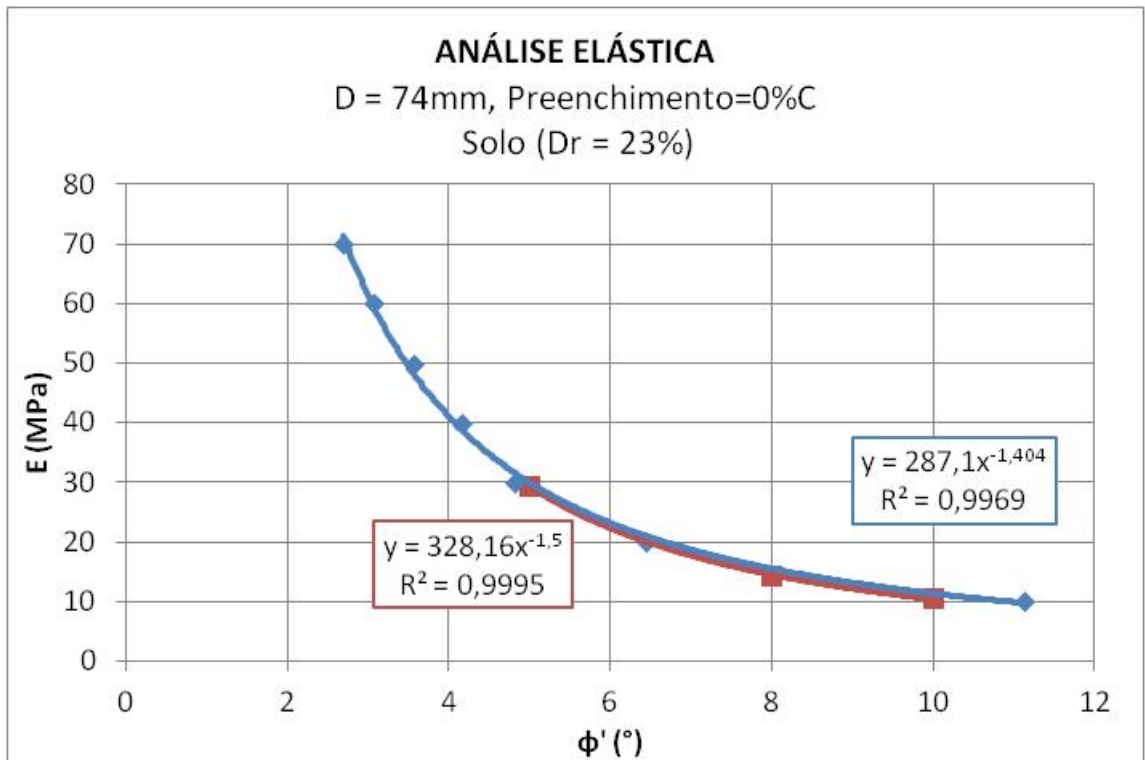


Figura 5.33 – Comportamento E x ϕ_j .

Nas figuras apresentadas observa-se que as funções exponenciais representam um bom ajuste, já que o R^2 é próximo a um.

Foram calculados os valores dos módulos de elasticidade para todas as combinações dos parâmetros geométricos e geotécnicos. Na Tabela 5.1 são apresentados os valores do módulo de elasticidade, seguido do valor da média, que foram classificados em grupos tomando como parâmetro de classificação o diâmetro e a densidade relativa do solo.

Tabela 5.1 – Módulos de elasticidade encontrados.

Estaca	Solo		Preenchimento		Módulo de Elasticidade (MPa)	Média (MPa)
	Compacidade Relativa	Compacidade Relativa	Altura			
94 cm	70%	70%	50%C		53.728	52.76
	70%	70%	35%C		52.784	
	70%	70%	0%C		51.797	
74 cm	70%	70%	50%C		49.690	56.65
	70%	70%	35%C		57.649	
	70%	70%	0%C		62.620	
94 cm	23%	70%	50%C		56.593	56.38
	23%	70%	35%C		56.345	
	23%	70%	0%C		56.207	
74 cm	23%	70%	50%C		44.575	42.76
	23%	70%	35%C		43.065	
	23%	70%	0%C		40.645	

Para as demais análises o valor do módulo de elasticidade para o solo com densidade relativa de 70%, é 52,76 MPa, valor obtido da análise feita para a estaca de diâmetro de 94cm, e para o solo com densidade relativa de 23% é 42,76 MPa, com a estaca de 74cm. Foram selecionados esses valores de média, já que estes resultados nos ensaios da centrífuga foram os mais representativos dos modelos ensaiados para cada densidade relativa.

Mostra-se um resumo dos valores dos módulos de elasticidade que foram utilizados nas análises elastoplástico.

Tabela 5.2 – Módulos de elasticidade.

Densidade relativa do solo	Módulo de Elasticidade
23%	52.76 MPa
70%	42.76 MPa

6 ANÁLISE ELASTOPLÁSTICA

Neste item é analisado o comportamento elastoplástico das estacas submetidas ao arrancamento. Para as análises com o programa são necessárias certas considerações que são descritas a seguir.

6.1 Variáveis plásticas

Para a análise foi utilizado o modelo de Mohr Coulomb que foi validado no capítulo anterior, o que precisa de parâmetros mostrados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Parâmetros geotécnicos.

Parâmetros	Valor
Módulo de elasticidade (Dr=23%)	42,76 MPa
ϕ_p (Dr=23%)	36°
Módulo de elasticidade (Dr=70%)	52,76 MPa
ϕ_p (Dr=70%)	40°
Ângulo de dilatância	0,1°
Deformação plástica absoluta	0
Coesão de escoamento	1 kPa

Os módulos de elasticidade para cada densidade relativa da areia foram obtidos da Tabela 5.2 O valor do ângulo de atrito foi obtido dos ensaios de laboratório realizados por Neves (2012). O ângulo de dilatância, a deformação plástica absoluta e coesão são valores assumidos da literatura para areia.

As análises elastoplásticas serão feitas para os dois diâmetros das estacas e preenchimentos de 35 e 50% do comprimento da estaca. As variações dos parâmetros geotécnicos e geométricos para as análises elastoplástico se apresentam na Tabela 6.2.

Tabela 6.2- Análises elastoplásticas.

Elemento	Parâmetro	Unidade	Valores	Número de variações
Solo e preenchimento	Ângulo de atrito solo-estaca	(°)	10 / 15 / 20	3
	Módulo de elasticidade	MPa	42,76 / 52,76	2
	Ângulo de atrito solo	(°)	36 / 40	2
	Densidade relativa	ton/m ³	1,413 / 1,465	2
Estaca	Diâmetro externo	m	0,74 / 0,94	2
	Altura de preenchimento	% C	35 / 50	2
Total de análises elastoplásticas				24

6.2 Resultado das simulações

Nesta seção são apresentados os resultados das análises elastoplásticas das simulações realizadas. Foram construídos os gráficos força x deslocamento para todas as combinações apresentadas da Tabela 6.2. As forças foram calculadas a partir das tensões verticais (S_{22}) e deslocamentos efetivos obtidos dos resultados das simulações com o ABAQUS. As forças e deslocamentos efetivos são calculados a partir dos valores do *step* arrancamento descontando os valores do *step* pesos.

Nas Figuras 6.1 a 6.8 são apresentados gráficos força x deslocamento para cada combinação geométrica e geotécnica indicada nas figuras. Nos gráficos os módulos de elasticidade calculados na análise elástica para cada densidade relativa se mantêm constantes. Nas figuras se apresentam a variações do ângulo de atrito dos contatos estaca-solo e solo-preenchimento e também são incluídas as forças máximas de arrancamento obtidas dos ensaios da centrífuga para cada combinação.

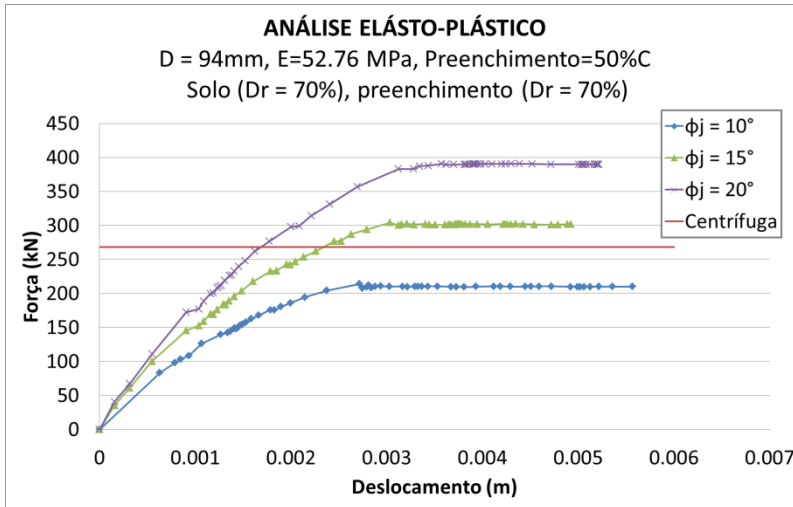


Figura 6.1 – Calibração numérico com experimental.

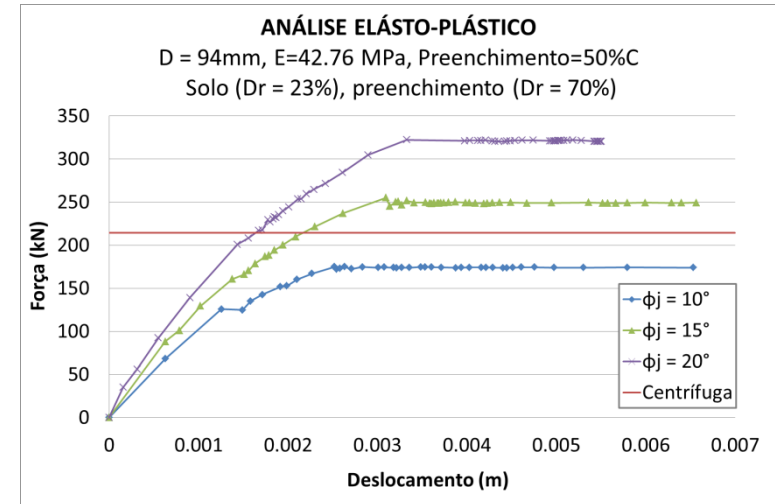


Figura 6.2 – Calibração numérico com experimental.

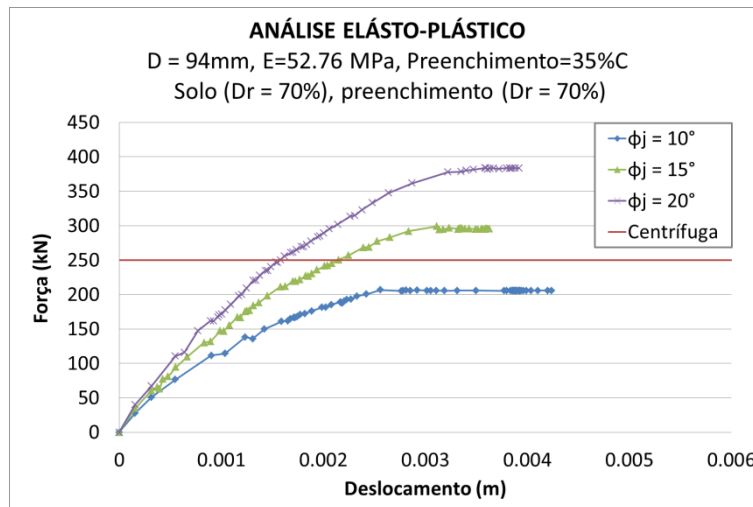


Figura 6.3 – Calibração numérico com experimental.

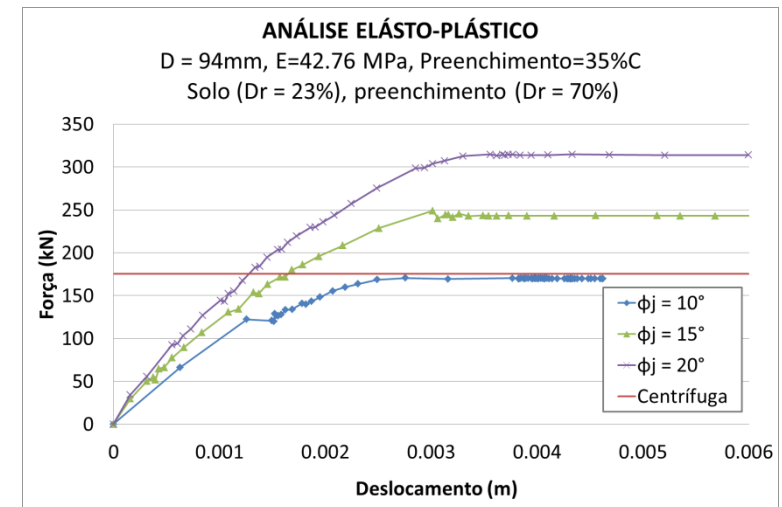


Figura 6.4 – Calibração numérico com experimental.

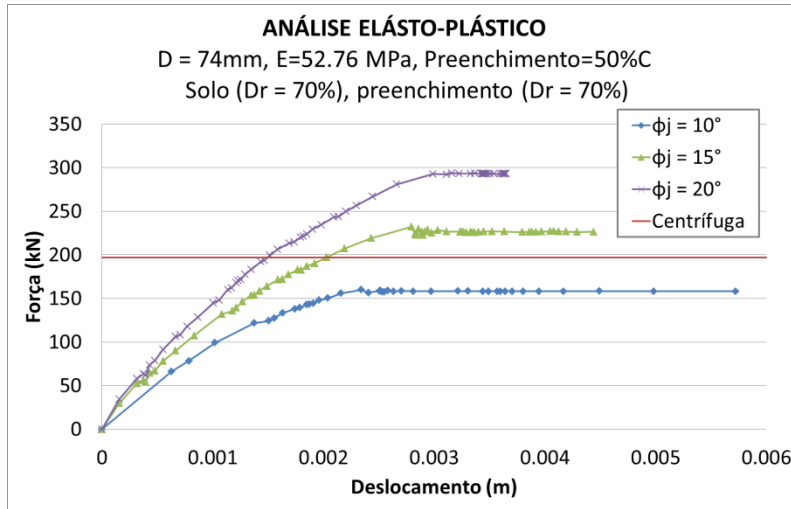


Figura 6.5 – Calibração numérico com experimental.

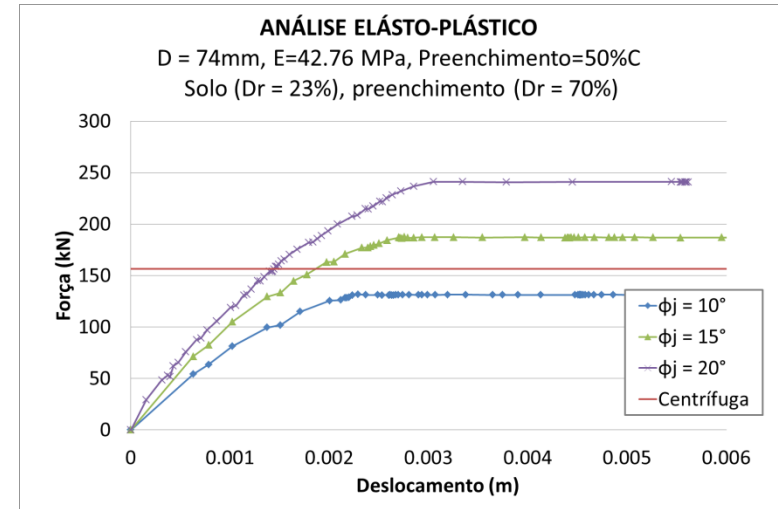


Figura 6.6 – Calibração numérico com experimental.

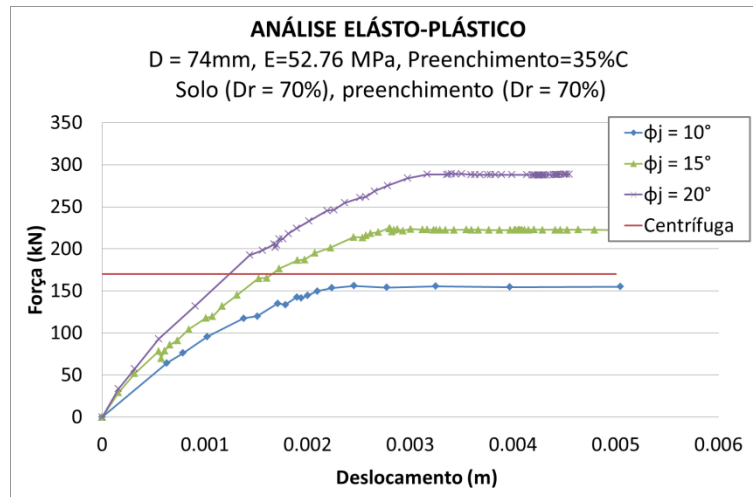


Figura 6.7 – Calibração numérico com experimental.

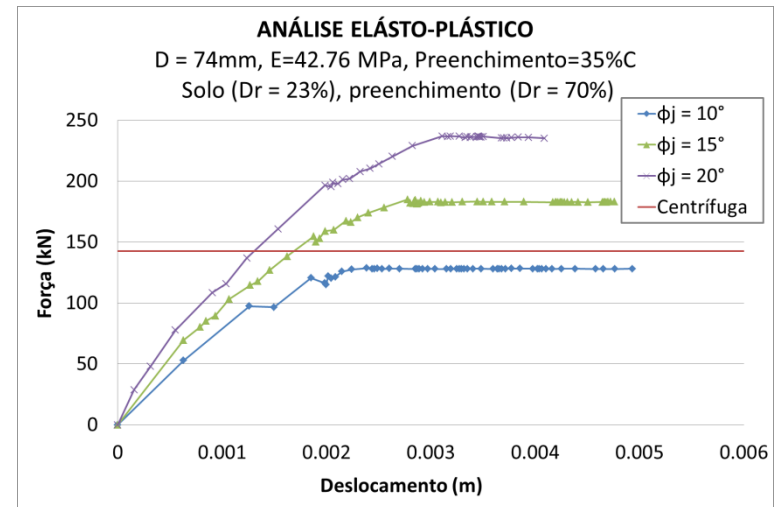


Figura 6.8 – Calibração numérico com experimental.

Para os gráficos da análise elastoplástica se tomaram os dados das iterações até passar a força máxima de arrancamento, já que para essas análises o mais importante é a força máxima de arrancamento. Também se observa que o valor das variações dos ângulos de atrito dos contatos é razoável, já que a força máxima experimental obtida da centrífuga se encontra dentro dos limites.

Nas Figuras 6.1 a 6.8 se observa que a variações dos parâmetros geotécnicos influenciam a força máxima de arrancamento. A força de arrancamento cresce quando aumenta o ângulo de atrito dos contatos solo-estaca e preenchimento-estaca. O ângulo de atrito dos contatos é considerado um dos parâmetros de maior influência nas análises elástica e elastoplásticas, então é considerado como uma variável para a análise integrada.

Nas Figuras 6.9 a 6.16 se apresenta os gráficos de Força x ângulo de atrito solo-estaca. Para a construção dos gráficos se toma como força os valores máximo das forças das Figura 6.1 a 6.8, para cada variação do ângulo de atrito dos contatos.

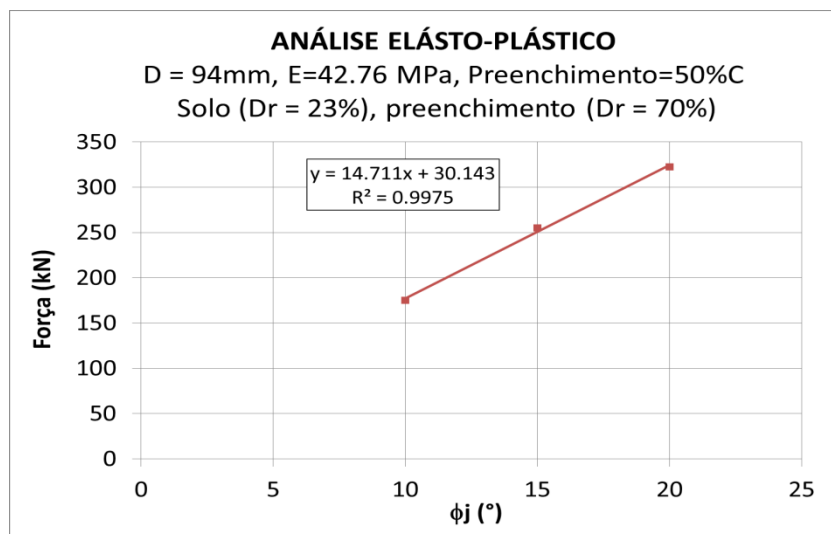


Figura 6.9 – Comportamento F x ϕ_j .

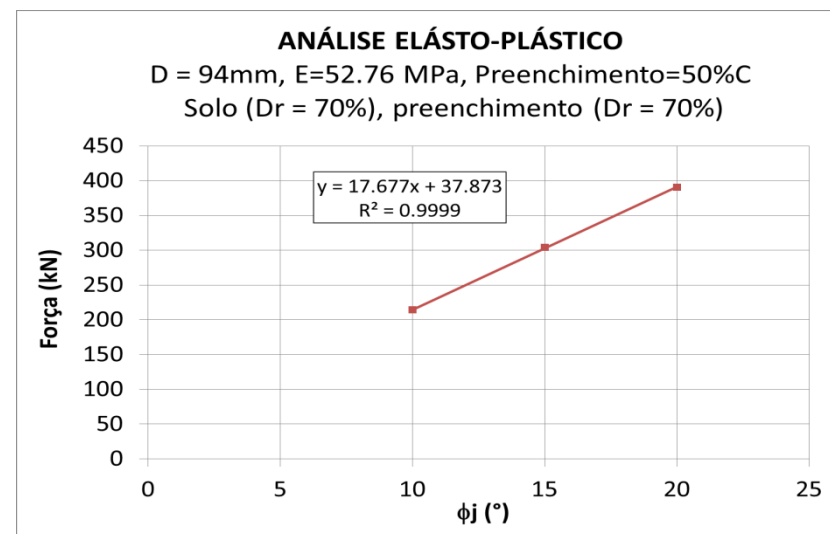


Figura 6.10 – Comportamento F x ϕ_j .

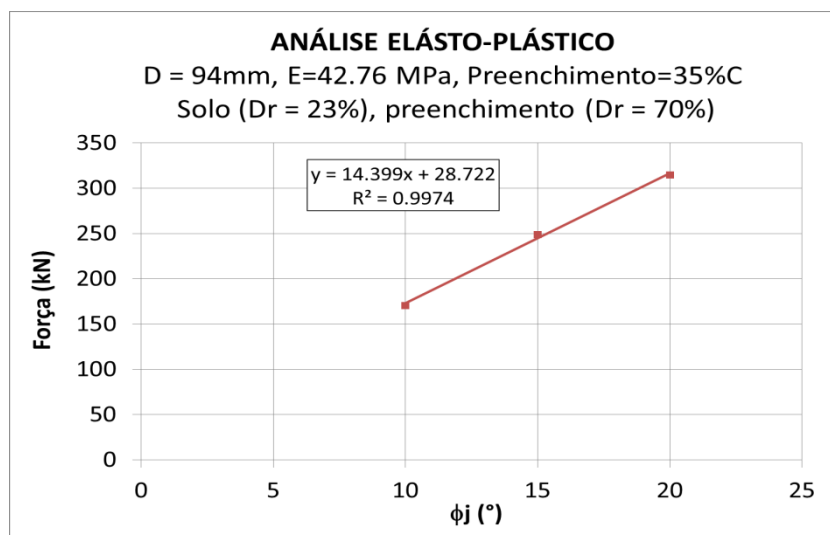


Figura 6.11 – Comportamento F x ϕ_j .

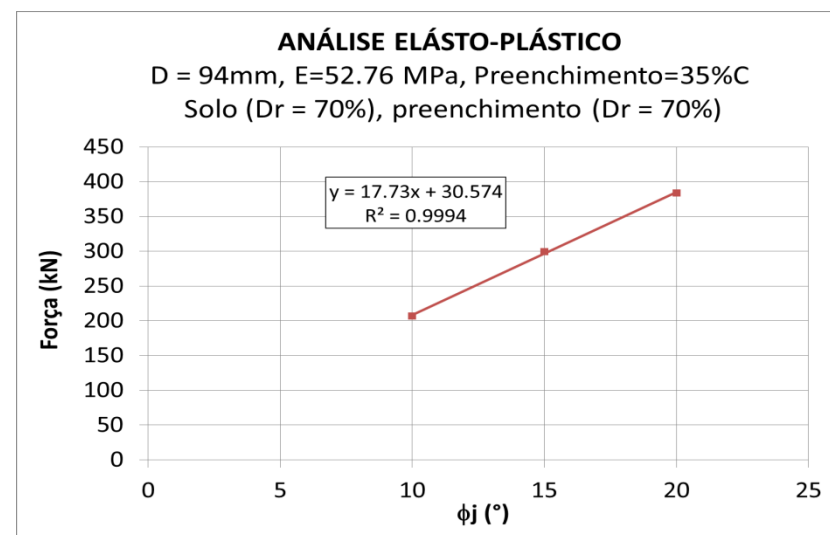


Figura 6.12 – Comportamento F x ϕ_j .

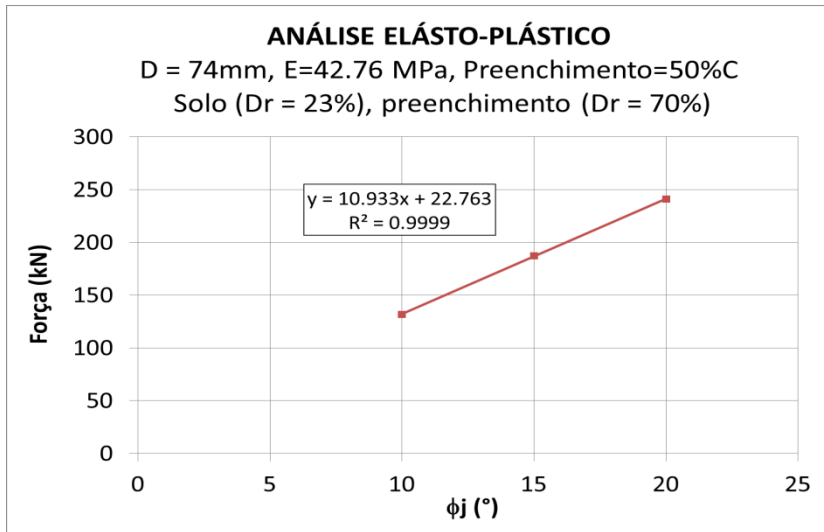


Figura 6.13 – Comportamento F x ϕ_j .

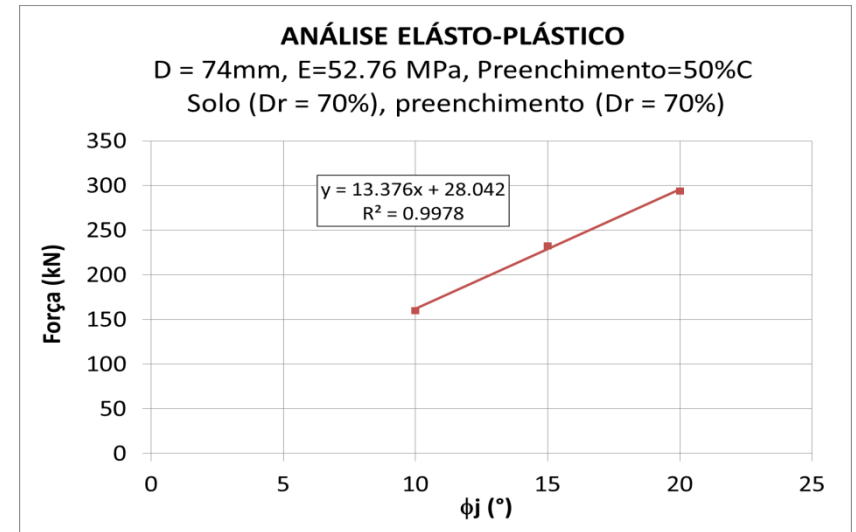


Figura 6.14 – Comportamento F x ϕ_j .

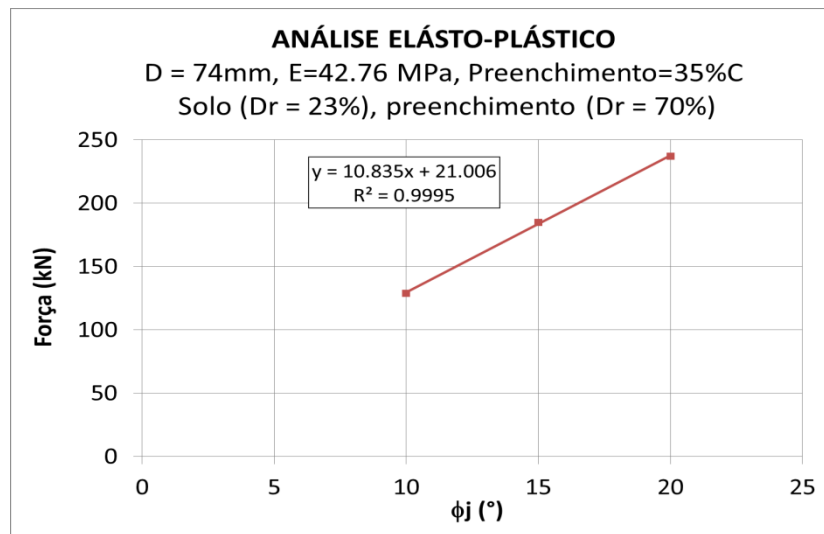


Figura 6.15 – Comportamento F x ϕ_j .

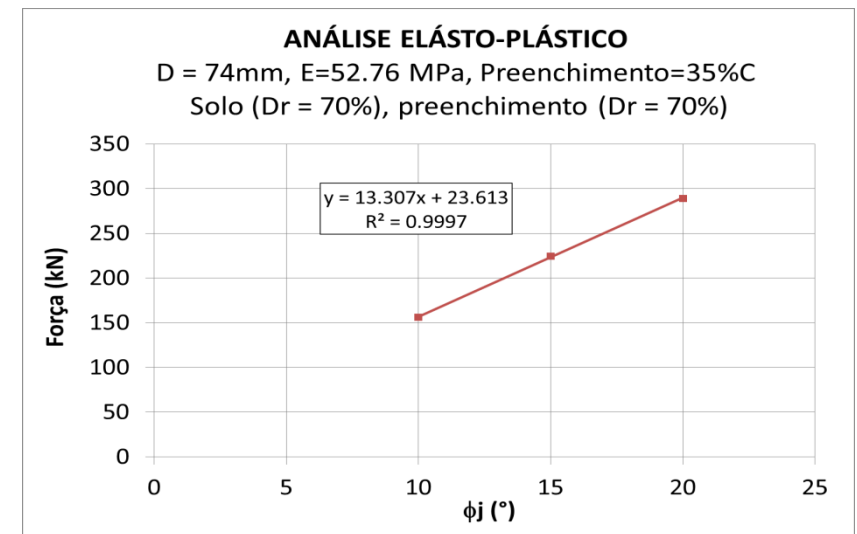


Figura 6.16 – Comportamento F x ϕ_j .

Nas Figuras 6.9 a 6.16 se observa que a força de arrancamento é diretamente proporcional ao aumento do ângulo de atrito do contato solo-estaca e estaca-preenchimento. As funções lineares representam um bom ajuste para o comportamento, já que o R^2 é próximo de um.

Os ângulos de atrito estaca-solo e estaca-preenchimento que está atuando no modelo elastoplástico são calculados das Figuras 6.9 a 6.16. Para o cálculo se substituem nas equações os valores de força máxima de arrancamento obtidos da centrífuga achando, assim, os valores dos ângulos de atrito que estão atuando no modelo.

Na Tabela 6.3 se apresentam os valores calculados dos ângulos de atrito do contato solo-estaca e preenchimento-estaca, que estão atuando no modelo.

Tabela 6.3 – Valores de ângulo de atrito encontrados

Estaca	Solo		Preenchimento		Ângulo de atrito Solo-estaca	Média
	Densidade Relativa	Densidade Relativa	Altura			
94 cm	70%	70%	50%C		13,05°	12,355°
	70%	70%	35%C		12,532°	
74 cm	70%	70%	50%C		12,717°	
	70%	70%	35%C		11,123°	
94 cm	23%	70%	50%C		12,683°	11,569°
	23%	70%	35%C		10,371°	
74 cm	23%	70%	50%C		12,208°	
	23%	70%	35%C		11,014°	

6.3 Análise Integrada

Para o cálculo da carga máxima de arrancamento de estacas vazadas com preenchimento interno, se encontrou uma função que relaciona todos os parâmetros geométricos e geotécnicos que influenciam o comportamento, para o qual se utiliza fatores.

Dois fatores com algoritmos matemáticos que reúne os parâmetros geométricos e geotécnicos que influenciam na capacidade de carga de arrancamento das estacas com preenchimento interno foram utilizados para a integração dos parâmetros, apresentados nas equações a seguir:

$$\beta = \ln(\operatorname{tg} \phi_j) + \ln\left(\frac{E}{Pa}\right) + \ln\left(\frac{He}{De} \cdot \frac{Hi}{Di}\right) \quad (8.1)$$

$$\lambda = \frac{F}{Pe} * (2 - D_r) \quad (8.2)$$

A construção do gráfico foi feita com todos os valores dos parâmetros geométricos e geotécnicos dos modelos, as forças máximas de arrancamento foram obtidas dos resultados dos ensaios da centrífuga geotécnica. O valor do módulo de elasticidade foi retirado da retroanálise elástica do modelo e o ângulo de atrito do contato estaca-solo e preenchimento-estaca foram fornecidos da retroanálise elastoplástica.

Com a aplicação dos fatores se obteve a Figura 8.1. Com a figura é possível calcular a carga de arrancamento máxima que a estaca vazada com preenchimento interno vai suportar.

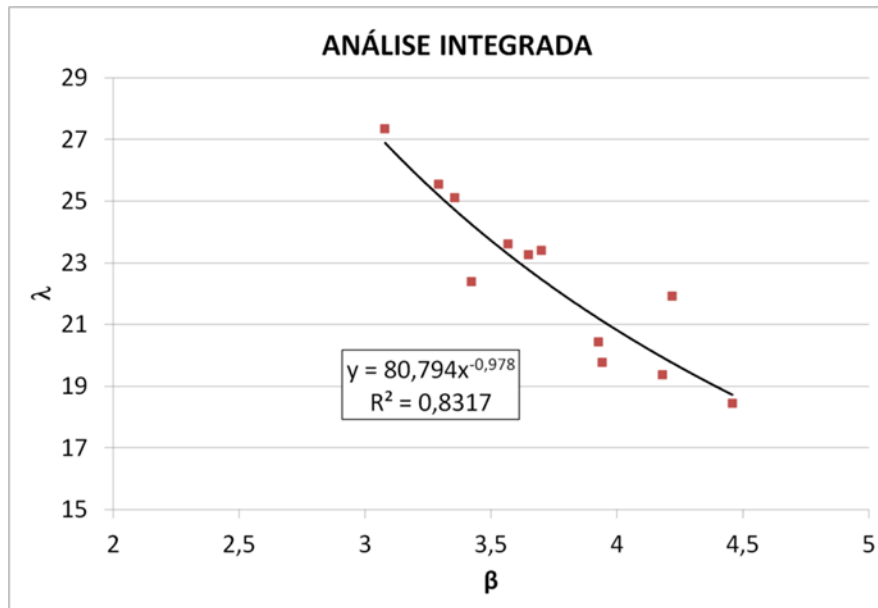


Figura 8.17 – Comportamento λ x β .

Um ajuste foi realizado retirando dois pontos mais afastados da linha de tendência para conseguir resultados mais refinados da carga máxima de arrancamento. O gráfico ajustado se apresenta na Figura 8.2.

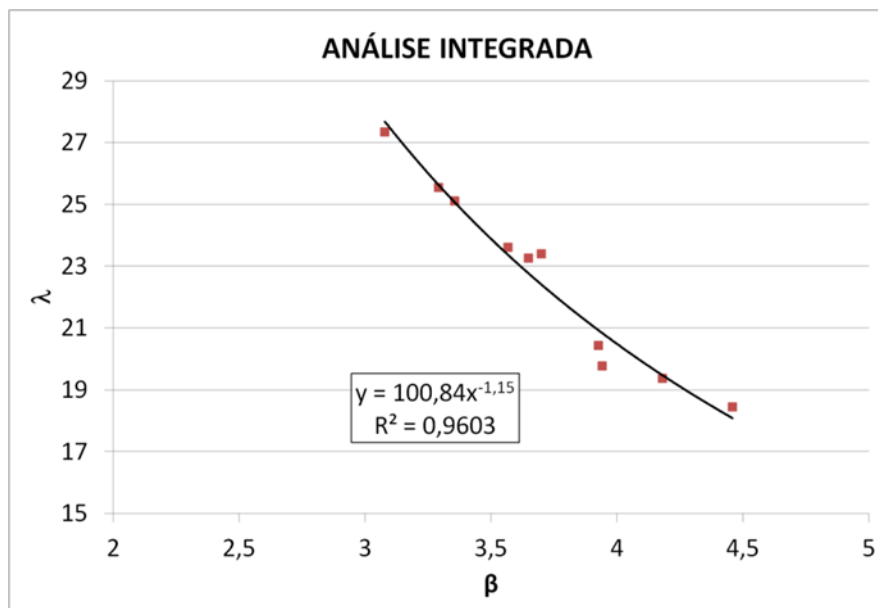


Figura 8.18 – Comportamento λ x β

Pode-se observar que com o reajuste a linha de tendência melhorou ficou mais próxima de um ($R^2=0.96$), o que indica que a linha de tendência está mais bem ajustada.

7 INTERPRETAÇÃO DA ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO PLÁSTICA

Para a interpretação da deformação plástica do modelo, quando a estaca é submetida ao arrancamento, se desenha *paths*, que são os caminhos que contem os nós para uma determinada análise.

No modelo se desenharam alguns *paths* no solo e preenchimento, que se apresentam na Figura 7.1. Os *paths* têm início nos pontos superiores e terminam no final das linhas.

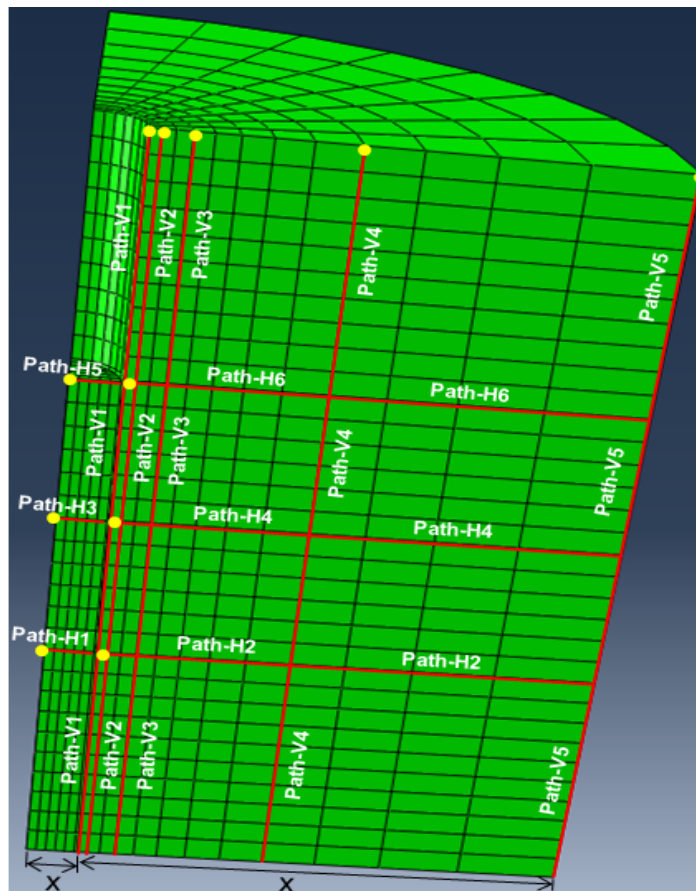


Figura 7.1 – *Paths* para as análises.

Com os parâmetros antes calculados nas análises elásticas e elastoplásticas se faz a simulação do modelo. Para esta interpretação da deformação plástica se fez análise de uma só combinação dos parâmetros geométricos e geotécnicos, mostrados na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Valores dos parâmetros para as análises.

Parâmetros	Valor
Módulo de elasticidade (Dr=70%)	52,76 MPa
Ângulo de atrito solo (Dr=70%)	40°
Ângulo de dilatação	0,1°
Deformação plástica absoluta	0
Coesão de escoamento	1 kPa
Ângulo de atrito do contato solo-estaca	12,36°
Diâmetro	0,94 m
Altura de Preenchimento	50%C

Para a construção dos gráficos se utiliza, no eixo vertical, a deformação plástica e, no eixo horizontal, a relação comprimento do *path* com o raio (x/r).

A Figura 7.2 apresenta o comportamento da deformação plástica radial do preenchimento interno do *path*-H1, *path*-H3 e *path*-H5 do modelo apresentado na Figura 7.1.

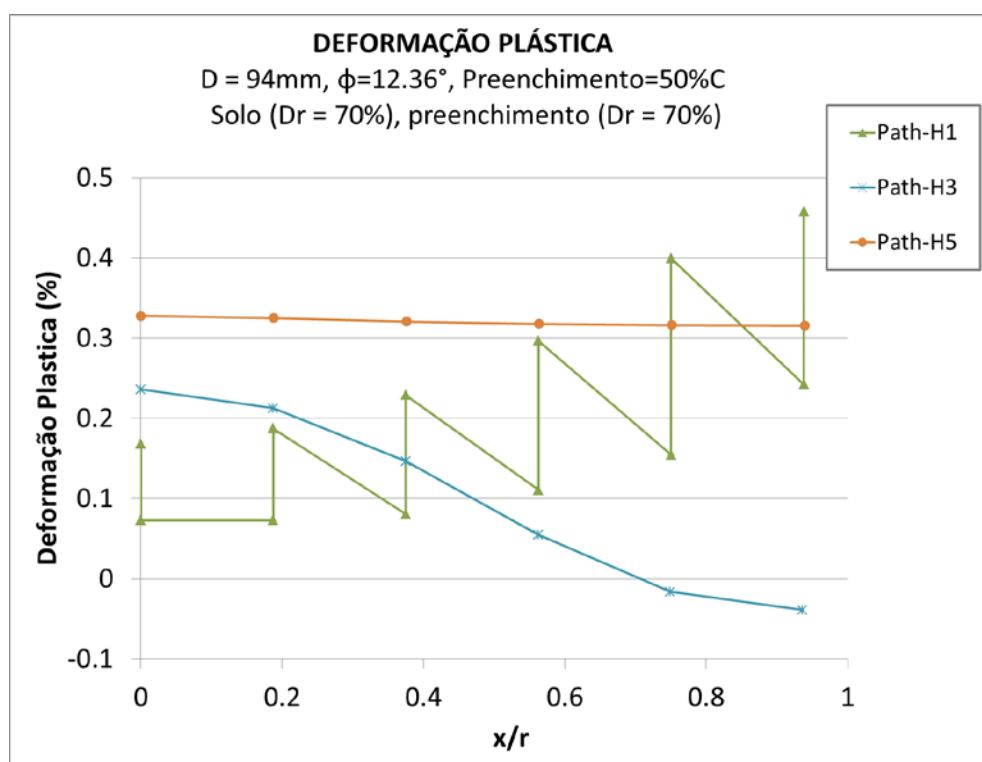


Figura 7.2 – Deformação plástica radial do preenchimento.

De acordo com a Figura 7.2, pode-se observar que, no *Path*-H1, na base do preenchimento no contato com o solo, a deformação plástica tem uma distorção dos valores. No *Path*-H3, no meio do preenchimento, ao início tem deformação plástica de tração e quando se vão aproximando da parede da estaca ele vai voltando a uma deformação plástica de compressão. No *Path*-H3, no topo do preenchimento, a

deformação plástica está em tração de forma quase constante desde o ponto inicial até a parede da estaca.

Na Figura 7.3 se apresenta o comportamento da deformação plástica radial do solo dos *path*-H2, *path*-H4 e *path*-H6, que inicia na parte externa da estaca e terminando na parte externa do solo como se apresenta na Figura 7.1.

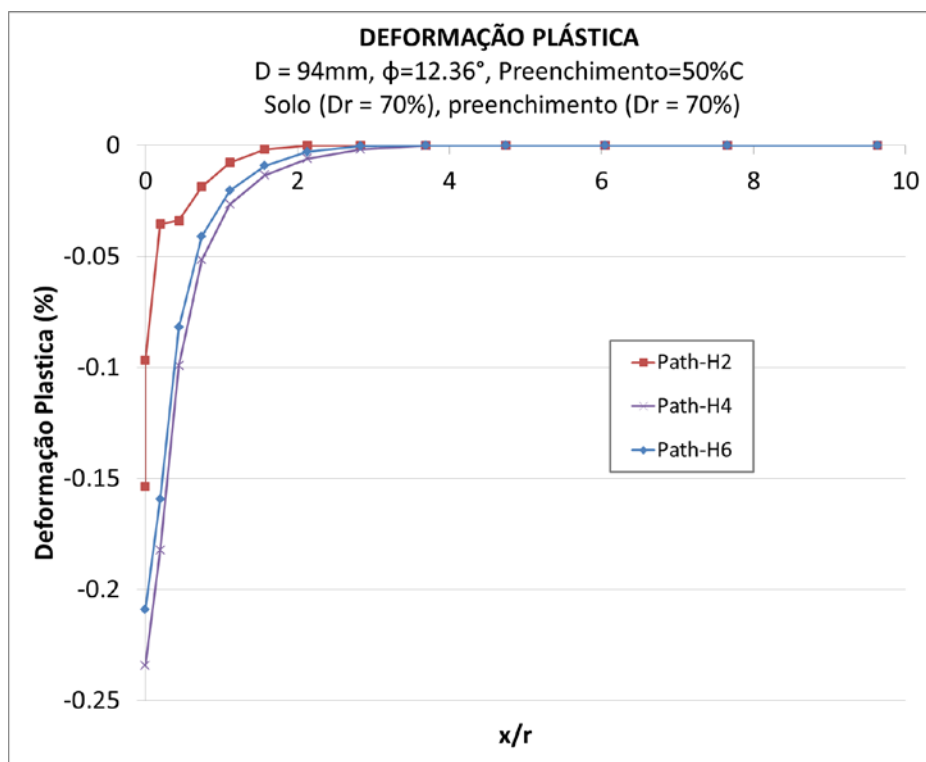


Figura 7.3 – Deformação plástica radial do solo.

No gráfico pode-se observar a deformação plástica radial do *Path*-H2, *Path*-H4 e *Path*-H6, estão em compressão. Isso é devido à deformação plástica de tração produzida pelo arrancamento da estaca ser menor que a deformação plástica de compressão produzida pelo carregamento do peso do solo.

Quando a relação x/r vai aumentando, ou seja, o ponto de análise vai se afastando do contato solo-estaca, a deformação plástica a compressão vai diminuindo até chegar a zero. Quando a relação x/r é aproximadamente igual ou maior que quatro, o solo deixa de estar afetado pela deformação plástica.

Na Figura 7.3 se apresenta o comportamento da deformação plástica vertical, dos *Paths* que se apresentam na Figura 7.1.

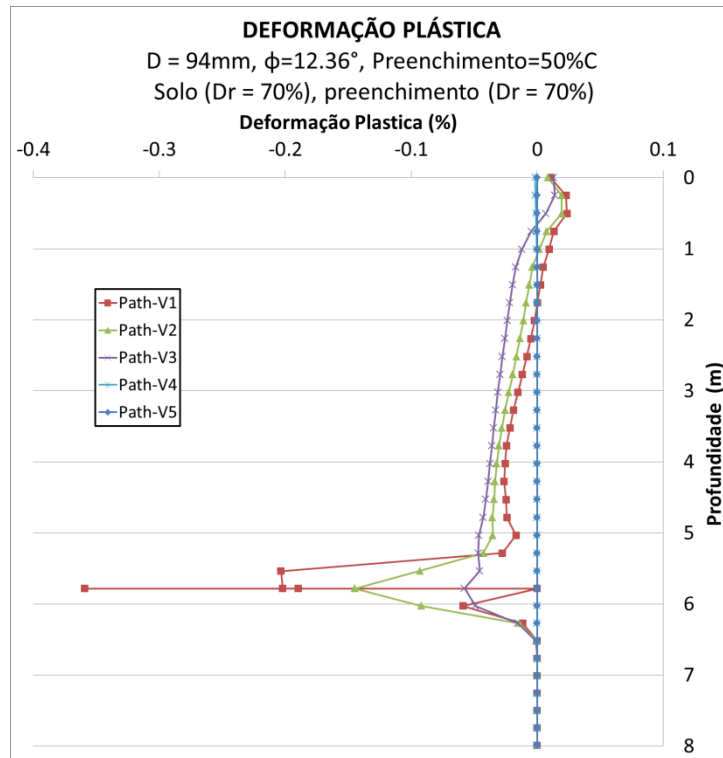


Figura 7.4 - Deformação plástica vertical do solo.

Na Figura 7.4 pode-se observar que no *Path-V1*, *Path-V2* e *Path-V3* a deformação plástica no topo do solo se encontra em tração, e quando vai aumentando a profundidade vai-se trocando a deformação plástica de compressão. Quando chega à base do preenchimento e estaca, a deformação plástica se distorce, sendo mais relevante do *path* que se encontra mais perto ao contato solo-estaca.

A deformação plástica à tração no topo de solo é devido a deformação plástica de tração pelo arrancamento da estaca ser maior que a deformação plástica a compressão pelo carregamento de peso do solo. Enquanto vai aumentando a profundidade, a deformação de compressão produzida pelo carregamento do peso do solo é maior que a deformação plástica de tração produzida pelo arrancamento da estaca. Se o *path* se encontra mais perto ao contato solo-estaca se observa que a deformação plástica na base do preenchimento e estaca, se distorce em maior grandeza, e quando se vai distanciando, vai diminuindo até chegar a zero.

Quando o *path* se vai distanciando do contato solo-estaca as deformações plásticas de tração e compressão vão diminuindo até chegar a zero.

8 CONCLUSÕES

Os resultados das simulações demonstraram que a capacidade de carga de arrancamento de estacas tubulares vazadas com preenchimento interno depende de parâmetros geotécnicos e geométricos. Os parâmetros geotécnicos mais influentes são o módulo de elasticidade e o ângulo de atrito do contato solo-estaca e preenchimento-estaca, os quais tem uma relação linear com a carga máxima de arrancamento. Dentre os parâmetros geotécnicos, o módulo de elasticidade é mais influente que o ângulo de atrito dos contatos. Os parâmetros geométricos considerados mais influentes são a altura de preenchimento e o diâmetro da estaca. Nas análises pode-se observar que quando esses parâmetros aumentam independentemente, a força de arrancamento incrementa.

Verificou-se que o método de Grenoble é o mais aproximado dos métodos analíticos para estacas submetidas à tração sem preenchimento interno, de acordo com os resultados experimentais da centrífuga e pelas análises numéricas.

Nas análises elásticas o comportamento do módulo de elasticidade x ângulo de atrito do contato solo-estaca e preenchimento estaca, tem um bom comportamento exponencial, com uma linha de tendência bem ajustada.

Da análise isoparamétrica pode-se observar que a carga máxima de arrancamento pode ser relacionada com os parâmetros geométricos e geotécnicos. A análise de todas as combinações pode ser representada com uma linha de tendência exponencial única, com um ajuste satisfatório.

Na análise elastoplástico, observa-se que as deformações plásticas acontecem nos contatos, iniciando no passo peso, acontecendo deformação plástica de compressão. No passo arrancamento inicia a deformação plástica de tração, que é mais representativo no topo do solo e preenchimento, pois quando se aumenta as iterações, as deformações plásticas de tração são maiores que as deformações plásticas de compressão. As deformações plásticas acontecem com maior grandeza nos contatos solo-estaca e preenchimento-estaca e vão diminuindo conforme se vai distanciando do contato, até chegar a zero.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABAQUS. **ABAQUS User's Manual. 2009** Dassault Systemes, Simulia Corp. ABAQUS vs 6.9, Providence, Rhode Island, USA.
- ALONSO, E. E., GENS, A. & HIGHT, D. W., 1987, Special Problem soils. Proc. 9th E. C. S. M. F. E., Dublin General Report, Section 5, 5.1 – 5.60.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122 segunda edição – Projeto de Execução de Fundações (2010). Rio de Janeiro.
- BESSA, A. O. **Avaliação da Resistência Lateral em Estacas Escavadas com Trado Submetidas à tração.** 2005. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.
- BHUSHAN, K. Design & Installation of Large Diameter Pipe Piles for laxy wharf. 2004. **American Society of Civil Engineers** Disponível em: <<http://www.groupdelta.com/papers.html>>
- BYRNE, B. **Driven Pipe Piles in Dense Sand.** (1994). Honours Thesis Geomechanics Group the University of Western Australia.
- CARVALHO, D. **Análise de cargas últimas à tração em estacas escavadas instrumentadas em Campo Experimental de São Carlos.** 1991. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.
- DANZIGER, F. A. B. **Capacidade de carga de fundações submetidas a Esforços Verticais de Tração.** 1983. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- DAS, B. M. **Pollout resistance of rough rigid piles in granular soil.** *Soil and Foundations, Japan*, 1977.

- DAS, B. M. ***Aprocedure for estimation of uplift capacity of rough piles.*** *Soil and Foundations, Japan*, 1983.
- GARCIA, O. C. **Influencia da qualidade da compactação dos reaterros na capacidade de cargas de fundações submetidas a esforços de tração.** 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil).Coordenação dos Programas de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Janeiro, Rio de Janeiro.
- KISHIDA, H. e ISEMOTO, N (1977): Behavior of sand plugs in Open-End Steel Pipe Piles **IX ICSMFE**, Tokio pág. 601-604.
- MELLO, V. Aplicações Estacas Tubulares. 1979 **Catalogo CONFAB**, p. 12.
- MELLO, V. A Evolução das Estacas Tubulares Metálicas no Brasil. 1979 I **Congresso ABCEM**, p. 1 – 8.
- Meyerhof, G. G. – **The uplift capacity of foundations under oblique loads,** **Canadian Geotechnical Journal**, 10(1), 1973a, pp. 6470.
- NEVES, D. P., **Estudo do Comportamento de Estacas Tubulares Vazadas Submetidas ao Arrancamento, através de Ensaios em Centrífuga Geotécnica.** 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil. Campos dos Goytacazes – RJ.
- O'NEILL, M. W., UGAZ, O. G. and RAINES. R. D.: Driving Characteristics of Open Toe Piles in Dense Sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, vol. 118, Nº 1, pág. 72-88, (1992).
- PAIK, K.; SALGADO, R. Determination of Bearing Capacity of Open-Ended Piles in Sand. 2003. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.** Vol. 129, No. 1, pp. 46-57.
- RIBEIRO, C. E. **Modelagem Numérica do comportamento das Fundações Profundas Submetidas Carregamento Lateral.** 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- VELLOSO, D. A. e Lopes, F. R. **Fundações.** 2011. Oficina de Textos. Rio de Janeiro.

- YU, H. S. **Plasticity and Geotechnics**. 2006. v. 1, led. Ed. Springer. New York.
- ZIENKIEWICZ, O. C. **The Finite Element Method**. 1977. 3a ed. Ed. Mc Graw-Hill, New York.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1967
- DESAI, C. S., ABEL, J. F., 1972, **Introduction to the Finite Element Method**, New York, EUA, Van Nostrand Reinhold Company.
- GENS, A. & POTTS, D. M., 1982b, **Application of Critical State Soil Models to the Prediction of the Behaviour of a Normally Consolidated Low Plasticity Clay**. Proc. 1 st Int. Symp. Num. Mod. Geomech. , Zurich, 312-323.