

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
**PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - MESTRADO**

**RODOLFO HERNANDES BONAN**

**ANÁLISE NUMÉRICA DE ESTACAS CARREGADAS**  
**HORIZONTALMENTE REFORÇADAS COM BLOCOS DE**  
**SOLO-CIMENTO INSERIDOS NO TOPO**

MARINGÁ  
2022

**RODOLFO HERNANDES BONAN**

**ANÁLISE NUMÉRICA DE ESTACAS CARREGADAS  
HORIZONTALMENTE REFORÇADAS COM BLOCOS DE  
SOLO-CIMENTO INSERIDOS NO TOPO**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis

MARINGÁ  
2022

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)  
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

B698a

Bonan, Rodolfo Hernandes

Análise numérica de estacas carregadas horizontalmente reforçadas com blocos de solo-cimento inseridos no topo / Rodolfo Hernandes Bonan. -- Maringá, PR, 2022.  
116 f.: il. color., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2022.

1. Fundações e estruturas. 2. Blocos de solo-cimento. 3. Estacas de concreto. 4. Flexão em estacas. 5. Prova de carga. I. Reis, Jeselay Hemetério Cordeiro dos, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

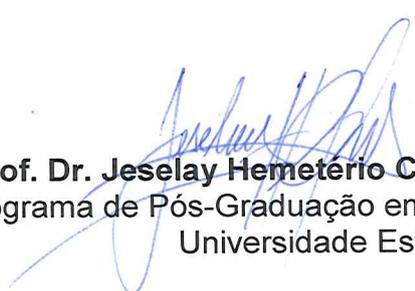
CDD 23.ed. 624.154

RODOLFO HERNANDES BONAN

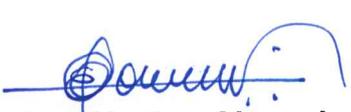
**ANÁLISE NUMÉRICA DE ESTACAS CARREGADAS HORIZONTALMENTE  
REFORÇADAS COM BLOCOS E SOLO-CIMENTO INSERIDOS NO TOPO**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 25/02/2022, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

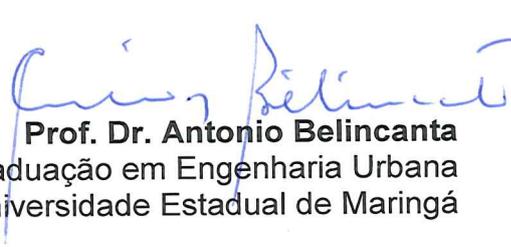
**BANCA EXAMINADORA**



**Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis**  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Estadual de Maringá  
Orientador



**Prof. Dr. Ewerton Clayton Alves da Fonseca**  
Campus Campo Mourão Engenharia Civil  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná



**Prof. Dr. Antonio Belincanta**  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana  
Universidade Estadual de Maringá

Dedicatória:

Dedico este trabalho a todos aqueles que caminharam ao meu lado nesta jornada, me apoiando em cada decisão tomada ao longo desse tempo.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus pelo dom da sabedoria e por todas oportunidades e desafios, e as bondosas pessoas que coloca em minha jornada.

Ao meu orientador Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis, agradeço pôr acreditar em mim, me auxiliar durante todo este processo e me guiar nos momentos de incerteza, sempre com muita compreensão e muitos ensinamentos.

Agradeço aos meus colegas do mestrado, obrigado por todo apoio, considerações e ajuda durante o desenvolvimento do meu trabalho e pela amizade de vocês.

Meu imenso agradecimento a Julia Macente, que no decorrer do meu mestrado se tornou minha esposa, apoiando a minha carreira em todo os momentos.

À toda minha família pelo apoio.

Aos professores do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.

## RESUMO

Um grande número de estruturas, tais como as linhas de transmissão de alta tensão, plataformas *offshore* e turbinas eólicas, transferem esforços horizontais para as suas fundações. Quando se utiliza fundações por estacas, a absorção de tensões horizontais aplicados no topo possui baixa eficiência devido à baixa capacidade de carga, fazendo-se necessário a adoção de medidas para aumento da capacidade de carga e diminuição dos deslocamentos do topo. Dentre as alternativas para melhoria da capacidade de carga da estrutura destaca-se a introdução de blocos em volta do topo da estaca de modo a aumentar a rigidez relativa. Dessa forma, neste trabalho é apresentado um estudo numérico sobre a influência da inserção de blocos de solo-cimento como reforço no topo de estacas carregadas horizontalmente usando modelos 3D em elementos finitos, avaliando o efeito de diferentes dimensões de reforços no solo do campus experimento da Universidade Estadual de Maringá. Os modelos simulados foram calibrados a partir dos resultados de provas de carga estática realizadas em duas estacas isoladas do tipo escavada de concreto armado com 25 cm de diâmetro e 8 m de comprimento, uma sem reforço e outra reforçada com um bloco de solo-cimento instalado no topo. Os modelos numéricos foram construídos no software Simulia™ Abaqus® v. 6.13 com elementos sólidos tridimensionais. O comportamento constitutivo do concreto e do solo-cimento foi considerado como Concrete Damaged Plasticity (CDP) e o solo foi considerado com o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, sendo a interface de contato estaca-solo definida pelo modelo de contato “rígido” com descolamento. Foram simuladas diferentes dimensões de reforço em relação ao diâmetro da estaca, identificando sua influência na curva carga-deslocamento e na distribuição de tensões no maciço de solos. Como resultados, observa-se que o reforço de bloco de solo-cimento melhora o desempenho da estaca, reduzindo em até 80 % os deslocamentos horizontais medidos no topo.

**Palavras-chave:** Prova de carga; Abaqus; Reforço de solo-cimento; flexão em estacas.

## ABSTRACT

A large number of structures, such as high voltage transmission lines, offshore platforms and wind turbines, transfer horizontal stresses to their foundations. When using pile foundations, the absorption of horizontal stresses applied to the top has low efficiency due to the low load capacity, making it necessary to adopt ways to increase the load capacity and decrease the displacements of the top. Among the alternatives to improve the load resistance of the structure, the introduction of blocks around the top of the pile stands out in order to increase the relative stiffness. Thus, this work presents a numerical study on the influence of the insertion of soil-cement blocks as reinforcement on top of horizontally loaded piles using 3D finite element models, evaluating the effect of different dimensions of reinforcements in the soil of the experiment campus of State University of Maringá. The simulated models were calibrated from the results of static load tests carried out in two isolated bored piles of reinforced concrete with 25 cm in diameter and 8 m in length, one without reinforcement and the other reinforced with a soil-cement block on the top. Numerical models were built in Simulia™ Abaqus® v. 6.13 with solid three-dimensional elements. The constitutive behavior of concrete and soil-cement was considered as Concrete Damaged Plasticity (CDP) and the soil was considered with the Mohr-Coulomb constitutive model, with the pile-soil contact interface defined by the “rigid” contact model with separation after contact. Different dimensions of reinforcement were simulated in relation to the diameter of the pile, identifying its influence on the load-displacement curve and on the stress distribution in the soil mass. As a result, it is noted that the soil-cement reinforcement improves the performance of the pile, reducing by up to 80% the horizontal displacements measured.

**Keywords:** Load test; Abaqus; Soil-cement improvement; Pile bending.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – a) meio contínuo e b) meio discreto .....	17
Figura 2 – Mecanismos de ruptura de estacas .....	21
Figura 3 – Mecanismo de ruptura de estaca curta com topo livre e distribuições das reações dos solos coesivos e não-coesivos .....	23
Figura 4 – Mecanismo de ruptura de estaca longa com topo livre e distribuições das reações dos solos coesivos e não-coesivos .....	24
Figura 5 – Mecanismo de ruptura de estaca curta com topo fixo e distribuições das reações dos solos coesivos e não-coesivos .....	24
Figura 6 – Mecanismo de ruptura de estaca longa com topo fixo e distribuições das reações dos solos coesivos e não-coesivos .....	25
Figura 7 – Capacidade de carga lateral para estacas curtas em solos coesivos .....	26
Figura 8 – Capacidade de carga lateral para estacas curtas em solos não-coesivos .....	26
Figura 9 – Capacidade de carga lateral para estacas longas em solos coesivos .....	27
Figura 10 – Capacidade de carga lateral para estacas longas em solos não-coesivos .....	27
Figura 11 – Deslocamento lateral medido pelo carregamento aplicado lateralmente no topo da estaca .....	28
Figura 12 – Curva carga-deslocamento de estaca isolada, valores medidos e valores calculados .....	29
Figura 13 – Curva carga-deslocamento no topo em grupo de estacas carregadas horizontalmente .....	30
Figura 14 – Curvas de carga deslocamento horizontal em grupo de estacas .....	31
Figura 15 – Resposta lateral de estacas em um grupo de estacas em Treasure Island, California .....	32
Figura 16 – Estaca submetida a uma força horizontal. (a) reação do solo real e (b) solução proposta por Winkler .....	34
Figura 17 – Reação do solo ao deslocamento. (a) tensões; (b) ruptura .....	35
Figura 18 – Interação solo-estaca para estacas carregadas horizontalmente .....	37
Figura 19 – Coeficiente de reação horizontal do solo $kh$ e módulo de reação horizontal $Kh$ .....	38
Figura 20 – Diagramas de esforços pelo Método de Miche .....	39
Figura 21 – Estaca em solo com coeficiente horizontal constante pelo método de Hetenyi .....	40
Figura 22 – Estaca equivalente pelo método de Matlock e Reese .....	41
Figura 23 – Curva p-y típica para estacas em solo argiloso .....	42
Figura 24 – Modelo em curvas p-y .....	42
Figura 25 – Classificação de métodos comuns .....	44
Figura 26 – Comparação de valores medidos e preditos de deslocamentos e momento fletor para estaca P1 .....	46
Figura 27 – Deslocamento lateral de estacas ensaiadas comparadas ao modelo F.E.M. ....	47
Figura 28 – Malha gerada e coloração de deslocamentos de estaca em terreno inclinado em análise de elementos finitos .....	48
Figura 29 – Comparação dos resultados obtidos pelas análises .....	48
Figura 30 – Comparação do modelo analítico e análise realizada em modelo equivalente de elementos finitos em 3D para uma estaca rígida com solo em duas camadas .....	49
Figura 31 – Resultado do carregamento cíclico estático lateral .....	50
Figura 32 – Comparação do deslocamento da cabeça da estaca em modelos analíticos e experimentais no primeiro ciclo de carregamento .....	51

Figura 33 – Cunha de deformação em solo uniforme. Dimensão da estaca por profundidade da superfície do solo.....	52
Figura 34 – Cunha de rompimento de uma estaca carregada lateralmente em modelo numérico .....	53
Figura 35 – (a) Modelo 3D; (b) Plano de simetria .....	54
Figura 36- Deflexão de estacas longas carregadas horizontalmente e cunha de tensão associada.....	54
Figura 37 – Comparação dos resultados obtidos pelos softwares PyPile e FLAC3D.....	56
Figura 38 – Comparação de deslocamentos laterais, esforço cortante e momento fletor entre PyPile e o FLAC3D com VBP = 35%.....	56
Figura 39 – Dimensões da cunha de rompimento, vista em planta com VBP = 35%.....	57
Figura 40 - Dimensões da cunha de rompimento com VBP = 35%, vista lateral .....	57
Figura 41 – Esquema da curva de descarregamento e recarga de estacas longas carregadas horizontalmente .....	58
Figura 42 – Dimensões recomendadas para simulação com carregamento lateral .....	58
Figura 43 – Modelo de estaca carregada lateralmente com solo discretizado de acordo com a profundidade.....	59
Figura 44 – Deslocamentos para estacas com carregamento lateral e $L/D = 40$ .....	60
Figura 45 – Exemplo de tração uniaxial do concreto .....	61
Figura 46 – Exemplo de compressão uniaxial do concreto .....	62
Figura 47 – Contornos de tensão no solo de estaca carregada horizontalmente em diferentes estágios de carregamentos para profundidade de 352 mm da superfície .....	63
Figura 48 – Esquema de dimensões de estacas com aletas: (a) aleta triangular; (b) aleta retangular.....	65
Figura 49 – Modelo de elemento finito utilizado para carregamento lateral em estacas .....	65
Figura 50 – Curvas de deflexão lateral do topo da estaca de modelo experimental e modelo em elementos finitos: (a) estaca com $L_p/D_p = 15$ ; (b) estaca longa $L_p/D_p = 37$ ; (c) EF (protótipo em escala) .....	66
Figura 51 – Variação da carga última lateral para modelos de estacas em escala .....	67
Figura 52 – Curvas de deflexão de estacas carregadas lateralmente para estaca simples e reforçada com aletas de diferentes formas .....	67
Figura 53 – Variação de momentos fletores (M.F.) ao longo do comprimento de estacas simples e com aletas .....	68
Figura 54 – Desempenho de estacas sem utilização de solo-cimento (SSC) e com a utilização de solo-cimento (CSC) .....	69
Figura 55 – Modelo tridimensional de elementos finitos de estaca carregada horizontalmente com reforço de solo-cimento .....	70
Figura 56 – Comparação de deflexões ensaiadas e obtidas pelo método de elementos finitos no topo da estaca carregada lateralmente .....	71
Figura 57 – Influência horizontal do solo natural e melhorado em profundidades de 0 e 1 diâmetros .....	72
Figura 58 – Estacas ensaiadas no campo experimental.....	76
Figura 59 – Esquema de aplicação de carga horizontal.....	76
Figura 60 – Montagem de aplicação de carga horizontal.....	77
Figura 61 – Esquema de carregamento da estaca com reforço de solo-cimento.....	77
Figura 62 – Modelo da estaca armada e solo com extrusão para inserção da estaca .....	78
Figura 63 – Extrusão para o reforço em solo-cimento .....	79
Figura 64 – Dimensões variadas do reforço em solo-cimento .....	80
Figura 65 – Montagem do modelo no software.....	81
Figura 66 – Definições de carregamento e condições de contorno .....	82

Figura 67 – Estrutura sem reforço discretizada em malhas.....	83
Figura 68 – Estrutura com reforço discretizada em malhas .....	83
Figura 69 – Diferença entre elemento sólido linear e elemento sólido quadrático .....	84
Figura 70 – Nomenclatura para elementos finitos sólidos .....	84
Figura 71 – Diferença entre elemento de treliça com 2 e 3 nós por malha .....	85
Figura 72 – Nomenclatura para elementos em treliça .....	85
Figura 73 – Quadro de parâmetros de CDP para concreto 30 MPa .....	86
Figura 74 – a) Orientação dos eixos para imagens da simulação com vista superior; b) orientação dos eixos para imagens da simulação com vista em corte .....	91
Figura 75 – Simulação do modelo com 30 kN de carga aplicada, escala de deformação em 10 vezes e coloração por deslocamento no eixo da carga aplicada, sem solo-cimento.....	92
Figura 76 – Comparação da curva carga-deslocamento sem reforço de solo-cimento .....	93
Figura 77 - Simulação do modelo com reforço em solo-cimento, escala de deformação em 10 vezes e coloração por deslocamento no eixo da carga aplicada .....	93
Figura 78 – Comparação da curva carga-deslocamento com reforço de solo-cimento.....	94
Figura 79 – Pressão na face do solo, sem solo-cimento, superfície até 2,20 m de profundidade .....	94
Figura 80 - Pressão na face do solo, sem solo-cimento, 2,20 m a 4,40 m de profundidade.....	95
Figura 81 - Pressão na face do solo da superfície até 1,10 m de profundidade com reforço de solo-cimento .....	95
Figura 82 - Pressão na face do solo de 1,10 m a 6,60 m de profundidade com reforço de solo-cimento .....	96
Figura 83 – Comparação de deslocamentos máximos no eixo de aplicação de carga com carga aplicada de 30kN .....	97
Figura 84 – Comparação de momentos fletores máximos nas estacas com carga concentrada aplicada de 30 kN .....	97
Figura 85 – Comparação de esforços cortantes máximos nas estacas com carga concentrada aplicada de 30 kN .....	98
Figura 86 – Campos de escoamento, deformação plástica, estaca sem uso de solo-cimento ..	99
Figura 87 – Contornos de escoamento no solo de estaca carregada horizontalmente em diferentes estágios de carregamentos, vista em planta na superfície.....	100
Figura 88 – Contornos de escoamento no solo de estaca carregada horizontalmente em diferentes estágios de carregamentos, vista em planta em 2 diâmetros de profundidade .....	101
Figura 89 - Contornos de escoamento no solo de estaca carregada horizontalmente em diferentes estágios de carregamentos, vista em planta em 4 diâmetros de profundidade .....	101
Figura 90 – Contornos de escoamento no solo de estaca carregada horizontalmente em diferentes estágios de carregamentos, vista em planta em 6 diâmetros de profundidade .....	102
Figura 91 – Contornos de escoamento no solo de estaca carregada horizontalmente em diferentes estágios de carregamentos, vista em planta em 8 diâmetros de profundidade .....	103
Figura 92 – Contornos de escoamento no solo de estaca com uso de solo-cimento, carregada horizontalmente .....	104
Figura 93 – Tensão máxima principal e tensões pelo critério de Tresca para estaca sem reforço de solo-cimento .....	104
Figura 94 – Tensão máxima principal e tensões pelo critério de Tresca para estaca com reforço de solo-cimento .....	105
Figura 95 – Deslocamento vertical (U3) e tensões no eixo vertical (S33) para estaca sem reforço em solo-cimento .....	106
Figura 96 - Deslocamento vertical (U3) e tensões no eixo vertical (S33) para estaca com reforço em solo-cimento .....	106

Figura 97 – Tensão máxima principal e pressão na armadura da estaca carregada a 30 kN sem reforço de solo-cimento, escala de deformação em 10 vezes.....	107
Figura 98 – Tensão no eixo da aplicação de carga (S11), tensões pelo critério de Tresca e deslocamentos no eixo vertical da estaca carregada a 30 kN sem reforço de solo-cimento, escala de deformação em 10 vezes .....	107
Figura 99 – Tensão máxima principal e pressão na armadura da estaca carregada a 30 kN com reforço de solo-cimento, escala de deformação em 10 vezes.....	108
Figura 100 – Tensão no eixo da aplicação de carga (S11), tensões pelo critério de Tresca e deslocamentos no eixo vertical da estaca carregada a 30 kN com reforço de solo-cimento, escala de deformação em 10 vezes .....	108
Figura 101 – Dimensões que foram variadas para diferentes análises de reforço em solo-cimento .....	109
Figura 102 – Exemplo de reforço em solo-cimento com 25 cm de altura.....	110
Figura 103 – Deslocamentos máximos observados com variações de dimensões do reforço em solo-cimento na altura (h).....	110
Figura 104 – Deslocamentos máximos observados com variações de dimensões do reforço em solo-cimento no comprimento (b) .....	111

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Diferença entre estacas ativas e passivas .....	21
Tabela 2 – Teor de cimento sugerido para o ensaio de compactação do solo-cimento.....	70
Tabela 3 – Índices <b>NSPT</b> do campo experimental da UEM.....	75
Tabela 4 – Parâmetros do material aço.....	87
Tabela 5 – Parâmetros do solo - comportamento elástico .....	87
Tabela 6 - Parâmetros do solo - comportamento plástico .....	88
Tabela 7 - Parâmetros do solo-cimento .....	88
Tabela 8 - Parâmetros do concreto - comportamento elástico.....	88
Tabela 9 - Parâmetros do concreto - comportamento plástico .....	88
Tabela 10 - Parâmetros adicionais do concreto - CDP.....	89

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>16</b>
1.1 JUSTIFICATIVA .....	18
1.2 OBJETIVOS .....	19
<b>1.2.1 Objetivo geral.....</b>	<b>19</b>
<b>1.2.2 Objetivos específicos.....</b>	<b>19</b>
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	19
<b>2 REVISÃO DA LITERATURA .....</b>	<b>20</b>
2.1 CLASSIFICAÇÃO DE ESTACAS CARREGADAS TRANSVERSAIS .....	20
2.2 CAPACIDADE DE CARGA PARA CARREGAMENTOS TRANSVERSAIS .....	22
2.3 CURVA CARGA-DESLOCAMENTO .....	27
2.4 TEORIA DA REAÇÃO HORIZONTAL DO SOLO .....	33
<b>2.4.1 Coeficientes e módulos de reação horizontal do solo.....</b>	<b>36</b>
<b>2.4.2 Outros métodos de reação horizontal do solo .....</b>	<b>39</b>
2.5 MODELAGENS.....	41
<b>2.5.1 Curva p-y.....</b>	<b>41</b>
<b>2.5.2 Modelagem em elementos finitos.....</b>	<b>43</b>
<b>2.5.3 Simulações 3D de estacas .....</b>	<b>51</b>
2.6 PLASTICIDADE POR DANO DE CONCRETO .....	61
2.7 REFORÇO PARA ESTACAS EM SOLOS NÃO COESIVOS .....	63
2.8 REFORÇO PARA ESTACAS EM SOLOS COESIVOS .....	68
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>74</b>
3.1 MATERIAIS .....	74
<b>3.1.1 CARACTERÍSTICAS DO SOLO LOCAL .....</b>	<b>74</b>
<b>3.1.2 CARACTERÍSTICAS DA ESTACA .....</b>	<b>75</b>
<b>3.1.3 CARACTERÍSTICAS DO REFORÇO .....</b>	<b>77</b>
3.2 MÉTODOS .....	78
<b>3.2.1 CONSTRUÇÃO DO MODELO .....</b>	<b>78</b>
<b>3.2.2 PROPRIEDADES CONSTITUTIVAS DOS MATERIAIS .....</b>	<b>85</b>
<b>3.2.3 VALIDAÇÃO DO MODELO .....</b>	<b>90</b>
<b>3.2.4 ANÁLISE PARAMÉTRICA .....</b>	<b>90</b>
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>92</b>
4.1 VALIDAÇÃO DOS MODELOS .....	92

4.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA .....	94
<b>4.2.1 Pressões de contato .....</b>	<b>94</b>
<b>4.2.2 Deslocamentos ao longo da estaca .....</b>	<b>96</b>
<b>4.2.3 Esforços internos .....</b>	<b>97</b>
<b>4.2.4 Modelos com variação de dimensões de reforço em solo-cimento .....</b>	<b>109</b>
<b>5 CONCLUSÕES.....</b>	<b>112</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>114</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Em engenharia de fundações, grande número de estruturas, tais como as linhas de transmissão de alta tensão, plataformas *offshore* e turbinas eólicas, necessitam de fundações que absorvam as tensões horizontais, atendendo aos requisitos mínimos de segurança previstos na ABNT NBR 6122:19.

Para o adequado dimensionamento de fundações profundas submetidas a carregamentos laterais aplicados no topo, as fundações devem atender ao estado limite de serviço e ao estado limite último.

A verificação do estado limite último requer a definição da capacidade de carga do solo e do elemento estrutural de fundação, o que depende, fundamentalmente, das pressões de contato mobilizadas na interface estaca-solo.

A verificação do estado limite de serviço requer a determinação dos deslocamentos correspondentes as cargas de serviço de modo a não comprometer o uso da estrutura (SANTOS, 2008).

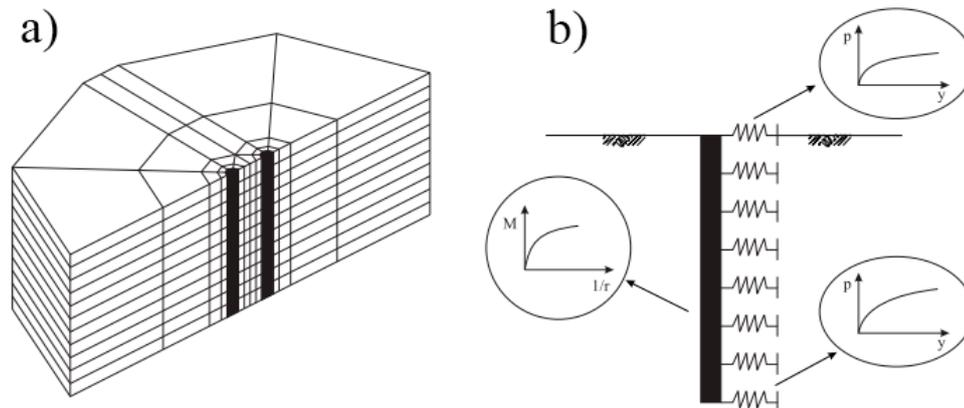
Geralmente, a reação mobilizada do solo e os deslocamentos são dependentes entre si, deste modo, a solução do problema de estacas carregadas horizontalmente no topo caracteriza-se como um problema de interação solo-estrutura.

A análise de interação solo-estrutura de estacas é realizada usando a hipótese de Winkler, que consiste na substituição do solo por molas idênticas e independentes. Esses apoios (molas) são definidos com diferentes configurações em função das variações que podem ocorrer no maciço de solos ou elemento estrutural (JORNA, 2018).

Uma das grandes diferenças entre os tratamentos numéricos dados a este tipo de problema consiste na forma de modelagem do comportamento do solo envolvente à estaca. Esse comportamento pode ser classificado de duas formas: meio contínuo e meio discreto (Figura 1).

O modelo de meio contínuo possui a vantagem de representar as condições de contorno e o campo de tensões e deformações no entorno da estaca, se pode levar em consideração as características reológicas do solo e suas camadas, as características do elemento estrutural e a interface estaca-solo, desenvolvidos com formulações tridimensionais pelo método dos elementos finitos, de modo a considerar a interação estaca-solo e sua interface (SANTOS, 2008).

**Figura 1 – a) meio contínuo e b) meio discreto**



Fonte: Santos, 2008.

A análise do carregamento lateral em estacas é um problema complexo devido à presença de múltiplas não-linearidades e grandes deslocamentos que dependem da resistência ao cisalhamento do solo, da rigidez relativa que aumenta de forma não linear com a profundidade e da geometria da estaca.

A mobilização de resistência ao cisalhamento do solo depende das tensões normais de confinamento, que se desenvolvem ao longo da profundidade da estaca, de modo que as camadas superiores próximas a superfície do terreno apresentam baixa capacidade de carga e grandes deslocamentos (RUIGROK, 2010).

Devido à baixa eficiência no topo de estacas quando solicitadas horizontalmente, torna-se necessário a adoção de medidas para melhoria do desempenho destas estruturas (FARO *et al.*, 2015).

Dentre as alternativas para melhoria da capacidade de carga de estruturas carregadas horizontalmente, destaca-se a introdução de blocos na superfície do solo solicitado, de modo a aumentar a rigidez relativa, que permite uma melhor distribuição de tensões e aumentar as tensões verticais de confinamento promovendo uma melhoria na resistência ao cisalhamento do solo.

Dentre as possibilidades de material para a confecção desses reforços no entorno das estacas, comumente se utiliza misturas de solo-cimento, onde se aproveita o próprio solo do local retirado durante o processo de escavação da estaca.

Apesar de ser uma solução simples e comum, são raros os estudos da eficiência desse procedimento na melhoria na capacidade de carga da estrutura, além disso, não existe nenhum procedimento de abordagem consolidada para cálculo e projeto desse tipo de reforço.

Neste contexto, este trabalho visa analisar a influência do reforço de solo-cimento na cabeça de estacas isoladas quando submetidas a esforços transversais. Comparando resultados prévios ensaiados em campo experimental com simulações por software de elementos finitos 3D.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Vários métodos têm sido propostos para melhorar o desempenho de fundações submetidas a esforços horizontais e, conseqüentemente, melhorar a capacidade de suporte lateral e a rigidez.

A utilização de solo-cimento como reforço de estruturas, apesar de ser bastante utilizado, não possui um método estabelecido de modo a garantir a segurança desejada durante o dimensionamento.

Este método de reforço do solo se destaca por possibilitar uma maior segurança, por meio de uma melhoria no desempenho da estrutura, com menores deslocamentos no topo do elemento de fundação, menor distribuição de tensões em regiões sem confinamento do maciço de solo e com menor custo comparado à outras opções de reforço da estrutura.

Por meio do modelo de análise numérica por elementos finitos é possível comparar as vantagens da utilização do solo-cimento, de modo a diminuir as tensões locais por meio de uma melhor distribuição das cargas aplicadas, aumentar o confinamento do solo, obtendo uma melhor eficiência da estrutura em geral.

Portanto, neste trabalho buscou-se analisar numericamente estacas de concreto carregadas horizontalmente reforçadas com blocos de solo-cimento inseridos na superfície do solo. Foram utilizadas simulações numéricas pelo método dos elementos finitos considerando para os elementos em concreto o modelo CDP (*Concrete Damage Plasticity*).

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo geral

Avaliar a influência da utilização de blocos de solo-cimento como reforço do solo no topo de estacas carregadas horizontalmente, usando simulações 3D em elementos finitos.

### 1.2.2 Objetivos específicos

Para se atingir o objetivo principal foi necessário:

- a) Avaliar a distribuição de deslocamentos, tensões e deslocamentos para o modelo simulado com solo-cimento e sem solo-cimento;
- b) Comparar os deslocamentos do topo da estaca carregada horizontalmente em diferentes dimensões de reforço de solo-cimento no topo da estaca.

## 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho é estruturado em 5 capítulos, descritos da seguinte forma:

Capítulo 1: Contém uma breve introdução ao assunto abordado na dissertação, na qual são apresentados o problema e relevância da pesquisa, os objetivos gerais e objetivos específicos;

Capítulo 2: Contém a fundamentação teórica dos assuntos abordados nesta dissertação, possibilitando uma melhor compreensão sobre os métodos de previsão de cargas de estacas carregadas transversalmente, assim como dos métodos de previsão dos deslocamentos. Também são apresentadas as principais teorias de reação horizontal do solo pertinentes para o tipo de solo e estaca analisado, tal como uma apresentação sobre o tipo de reforço do solo que será estudado a influência para diminuição de deslocamentos horizontais da estaca.

Capítulo 3: Materiais e métodos utilizados para este trabalho são apresentados neste capítulo, contendo todos os processos realizados e quais foram os tipos de ensaios e softwares utilizados para a validação dos resultados.

Capítulo 4: Resultados obtidos por meio dos modelos computacionais, validações com ensaios realizados previamente no solo local e discussão sobre demais resultados obtidos.

Capítulo 5: Conclusões obtidas dos resultados apresentados anteriormente.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

Uma obra de fundações deve satisfazer aos requisitos de segurança com relação ao estado limite último e estado limite de serviço simultaneamente, sendo compatíveis com o uso e a funcionalidade da obra.

O estado limite último é definido como o estado limite que garante a segurança contra a ruptura e o estado limite de serviço é o estado limite que garante a segurança contra máximos deslocamentos e deformações suportado pela superestrutura (AOKI, 2008).

Segundo a ABNT NBR 6.122:2019, na seção que descreve esforços transversais para fundação profundas, quando estacas ou tubulões estão submetidos a esforços horizontais ou momentos, pode ocorrer a plastificação do solo ou do elemento estrutural, o que deve ser considerado no projeto com as respectivas deformações (VASCONCELLOS e MOTA, 2019).

Entre as normas europeias relacionadas à engenharia civil, o Eurocode 7, estabelece que o projeto deve ser desenvolvido utilizando os estados limites para o dimensionamento. Nessa norma para o dimensionamento de estacas carregadas transversalmente deve-se considerar as regras apresentadas para estacas carregadas axialmente, quando aplicáveis, e também:

- A carga transversal de projeto deve ser igual ou inferior a resistência transversal de projeto;
- Um dos mecanismos de ruptura deve ser considerado. Para estacas curtas, rotação ou translação como um corpo rígido, e para estacas longas e delgadas, falha por flexão da estaca, acompanhada de deslocamento do solo perto do topo da estaca;
- O efeito de grupo deve ser considerado ao avaliar a resistência de estacas carregadas transversalmente.

### 2.1 CLASSIFICAÇÃO DE ESTACAS CARREGADAS TRANSVERSAIS

As estacas carregadas lateralmente podem ser classificadas como estacas ativas ou passivas. As estacas ativas são denominadas aquelas que quando submetidas a forças externas são capazes de transmitir ao solo os esforços horizontais, deste modo, o carregamento na estaca é o motivo do deslocamento sofrido na mesma.

Já as estacas passivas são aquelas em que recebem esforços horizontais originárias de movimentações do solo em seu entorno, neste caso o movimento do solo é o causador do deslocamento na estaca, gerando um carregamento na estaca como resultado (ALONSO, 2003).

Na Tabela 1 é possível notar diferenças nas características dos carregamentos das estacas e suas reações, deste modo deve-se adequar o modelo que será utilizado para o estudo com modelos matemáticos adequados, estes que serão apresentados posteriormente.

**Tabela 1 - Diferença entre estacas ativas e passivas**

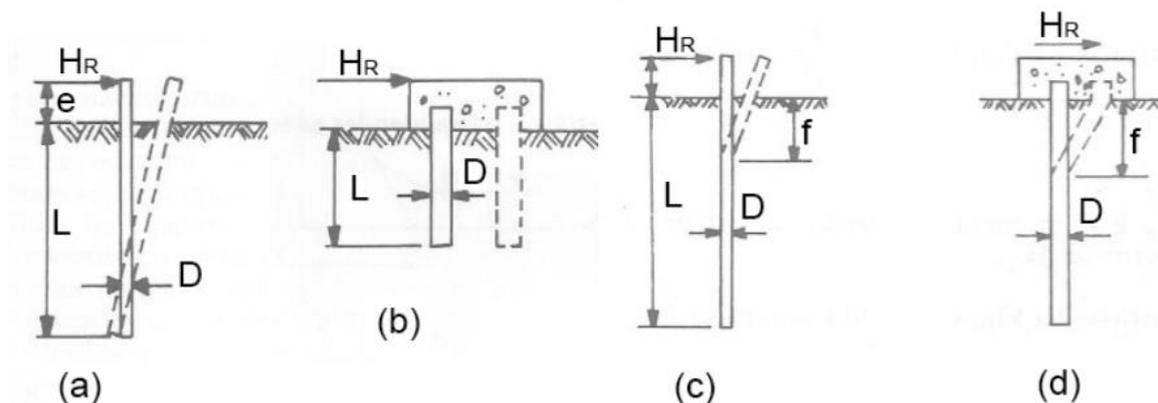
	<b>ESTACA ATIVA</b>	<b>ESTACA PASSIVA</b>
Intensidade e ponto de aplicação das cargas.	Pressupõe como conhecido.	Pressupõe como não conhecido.
Ponto de atuação das cargas.	Feito na superfície em um plano.	Ocorre ao longo do fuste, em profundidade.
Posição relativa do solo que envolve a estaca.	Há descolamento do solo na parte oposta ao deslocamento da estaca. Ocorre o efeito de arco.	O solo está sempre em contato com a estaca. Não ocorre efeito de arco.

Fonte: Alonso, 2003.

Para as estacas carregadas lateralmente no topo, os mecanismos de ruptura (Figura 02) dependem de fatores geométricos da estaca, devendo-se assim considerar o seu comprimento e a condição de vinculação no topo da estaca.

Quanto ao comprimento as estacas podem ser classificadas como estaca curta ou estaca longa e no que se refere a fixação do topo pode-se classificar como topo livre ou topo fixo. Para este contexto, entende-se estaca com topo fixo aquelas que possuem bloco de coroamento vinculado à sua cabeça (ALONSO, 2003).

**Figura 2 – Mecanismos de ruptura de estacas**



Fonte: Alonso, 2003.

Os tipos de rupturas dependem do comprimento da estaca e da vinculação no topo:

(a) Estaca curta com topo livre, ocorrendo ruptura no momento em que a estaca sofre uma rotação do tipo corpo rígido;

(b) Estaca curta com topo fixo, também ocorrendo comportamento de corpo rígido, porém com a estaca se movendo em translação;

(c) Estaca longa com topo livre, aparecendo uma rótula plástica no corpo da estaca e deslocamentos significativos surgem na parte superior da estaca;

(d) Estaca longa com topo fixo, duas rótulas plásticas são apresentadas na ruptura, uma localizada pouco abaixo do bloco de coroamento e outra em certa profundidade.

Quando somente sob o carregamento transversal, estacas longas fornecem resistência de ponta nula e as estacas curtas possuem resistência do solo sob a ponta da estaca significativo para o equilíbrio dos esforços transversais externos.

A estaca é considerada como longa quando o comprimento enterrado da mesma for maior ou igual a quatro vezes sua rigidez relativa.

Rigidez relativa esta que será igual a  $R$  quando o coeficiente de reação horizontal do solo  $K_h$  é constante com a profundidade e a rigidez relativa é igual a  $T$  quando o  $K_h$  varia linearmente com a profundidade do solo, sendo ambos  $R$  e  $T$  fatores de rigidez que dependem da reação horizontal do solo ( $K_h$ ) (ALONSO, 2003).

## 2.2 CAPACIDADE DE CARGA PARA CARREGAMENTOS TRANSVERSAIS

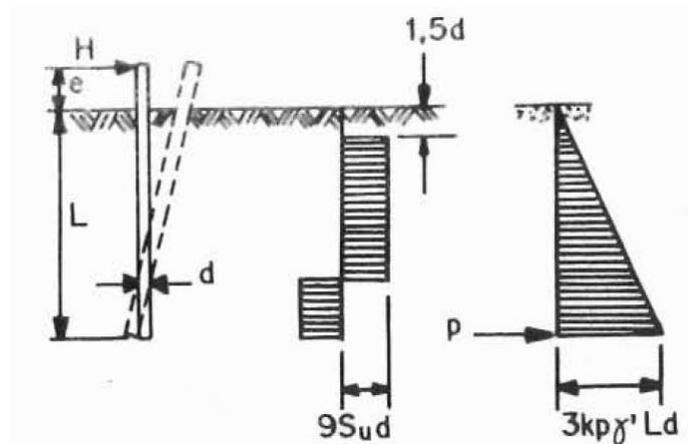
Um método simplificado para calcular a resistência última exercida pelo solo contra estacas carregadas lateralmente consiste na soma da resistência frontal do solo e a resistência ao cisalhamento lateral.

A resistência frontal do solo pode ser estimada a partir da pressão máxima final da terra, considerando o fator de forma e a resistência ao cisalhamento lateral pode ser estimada a partir da resistência máxima ao cisalhamento lateral, considerando também o fator de forma.

Os mecanismos de ruptura para estacas carregadas transversalmente são diferenciados de acordo com o tipo de classificação da estaca e o tipo de solo.

Para estacas curtas com topo livre, a ruptura ocorre quando a estaca gira como um corpo rígido em torno de um ponto localizado a uma certa profundidade (Figura 3). A resistência lateral do solo se desenvolve ao longo de todo o comprimento da estaca.

**Figura 3 – Mecanismo de ruptura de estaca curta com topo livre e distribuições das reações dos solos coesivos e não-coesivos**



Fonte: Alonso, 2003.

em que:

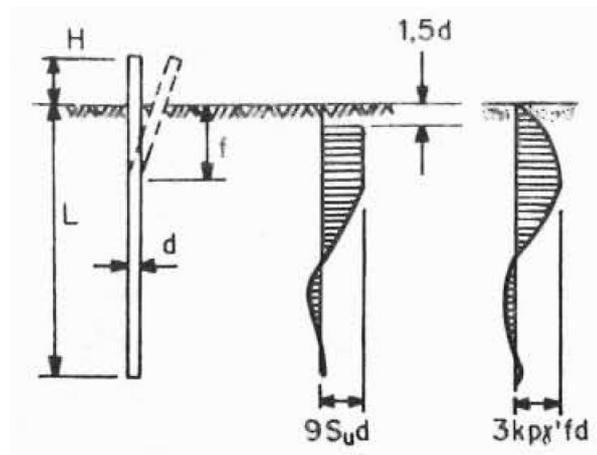
- $H$  – carga horizontal aplicada;
- $L$  – comprimento da estaca;
- $e$  – altura de aplicação da carga em relação ao solo;
- $d$  – diâmetro da estaca;
- $Kp$  – coeficiente de empuxo de Rankine;
- $Su$  – resistência não drenada das argilas;
- $\gamma'$  – peso específico efetivo da camada compressível.

Em solos coesivos a reação do solo para estacas curtas com topo livre apresenta valor constante para profundidades maiores que 1.5 diâmetros, sendo que para profundidades maiores que o ponto de rotação da estaca o solo é solicitado na face oposta.

Para o mesmo tipo de estaca em solos não-coesivos a reação do solo aumenta linearmente com a profundidade, não sofrendo influência do ponto de rotação da estrutura.

Em estacas longas com topo livre a capacidade de carga lateral é parcialmente governada pela resistência do solo. A ruptura ocorre quando a resistência à ruptura (ou escoamento) da seção da estaca é atingida a uma profundidade  $f$  (profundidade de ruptura) (Figura 4). A capacidade de carga lateral pode ser calculada por considerações de equilíbrio.

**Figura 4 – Mecanismo de ruptura de estaca longa com topo livre e distribuições das reações dos solos coesivos e não-coesivos**



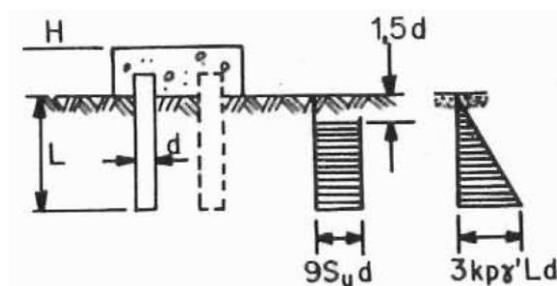
Fonte: Alonso, 2003.

em que:  $f$  – profundidade de rompimento da estrutura em relação a superfície.

Estacas longas com topo livre em solos coesivos e não-coesivos apresentam reações do solo similares em comportamento, apresentando uma diferença mais notável para profundidades inferiores a  $f$ .

Para estacas curtas com topo fixo a ruptura ocorre quando a estaca se desloca como um corpo rígido (Figura 5).

**Figura 5 – Mecanismo de ruptura de estaca curta com topo fixo e distribuições das reações dos solos coesivos e não-coesivos**



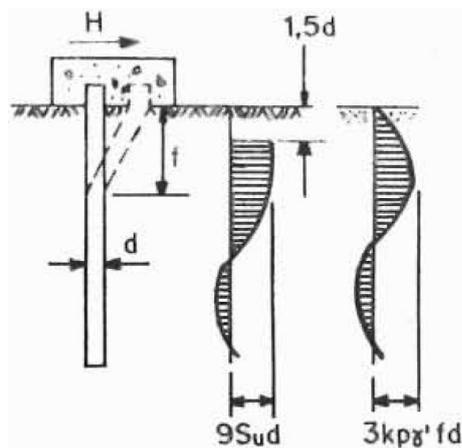
Fonte: Alonso, 2003.

Estaca curtas com topo fixo apresentam reação do solo crescente linearmente com a profundidade para solos não-coesivos e valor constantes para profundidades superiores a  $1,5$  diâmetros para solos coesivos.

A ruptura deste tipo de estrutura ocorre quando se formam duas rótulas plásticas (Figura 6), sendo uma na seção de engastamento e outra a uma certa profundidade  $f$  (CINTRA, 2002).

Estacas longas com topo fixo em solos coesivos e não-coesivos apresentam reações do solo similares em comportamento, apresentando uma diferença mais notável para profundidades inferiores a  $f$  (CINTRA, 2002).

**Figura 6 – Mecanismo de ruptura de estaca longa com topo fixo e distribuições das reações dos solos coesivos e não-coesivos**

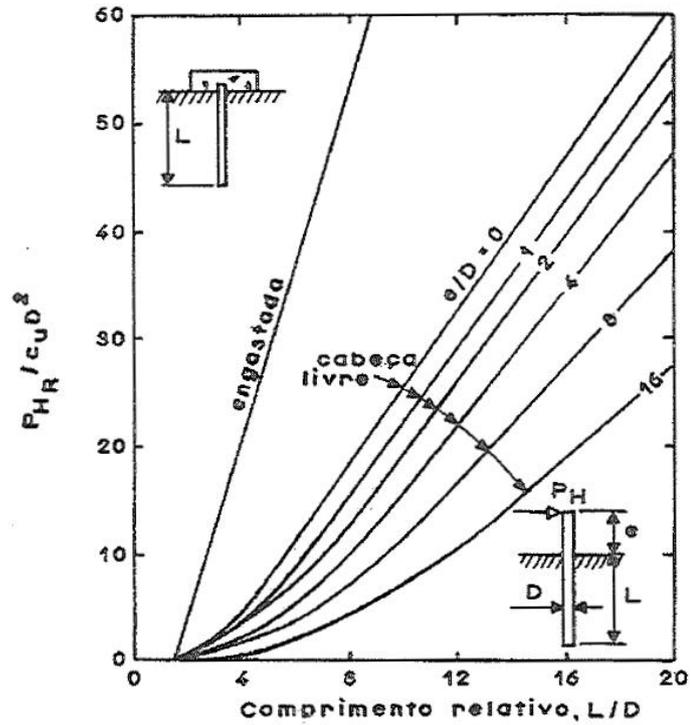


Fonte: Alonso, 2003.

As capacidades de carga lateral podem ser obtidas por meio das curvas que relacionam os parâmetros do material e da geometria da estrutura analisada, assim como o tipo do solo e tipo de fixação do topo da estrutura (Figura 7 a Figura 10).

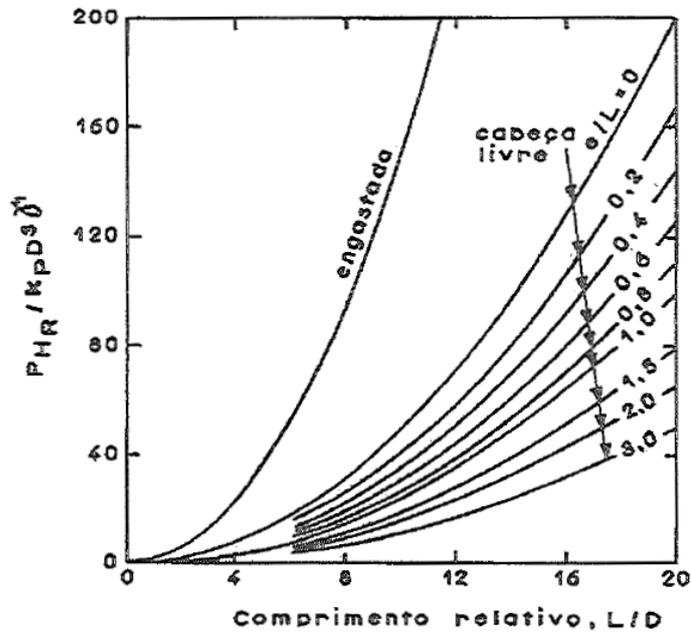
Durante a modelagem via elementos finitos de estacas carregadas lateralmente ou estacas sujeitas ao movimento do solo, é necessário saber a rigidez normal da interface estaca-solo, no entanto, a correlação da rigidez normal com a rigidez do solo não é amplamente disponível na literatura, sendo necessário obter modelos aproximados e verificá-los em modelos de elementos finitos 3D, para que utilizando uma rigidez normal apropriada, a carga lateral da estaca possa ser prevista (ONG, 2016).

Figura 7 – Capacidade de carga lateral para estacas curtas em solos coesivos



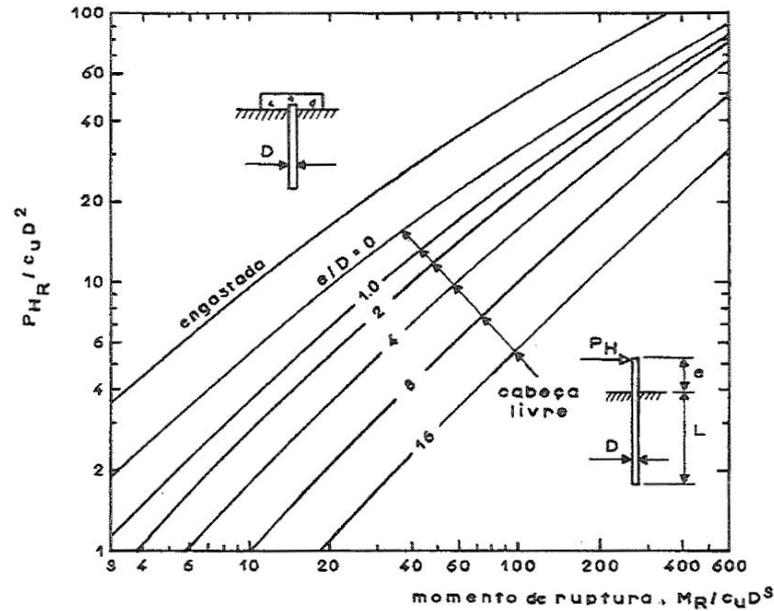
Fonte: Cintra, 2002.

Figura 8 – Capacidade de carga lateral para estacas curtas em solos não-coesivos



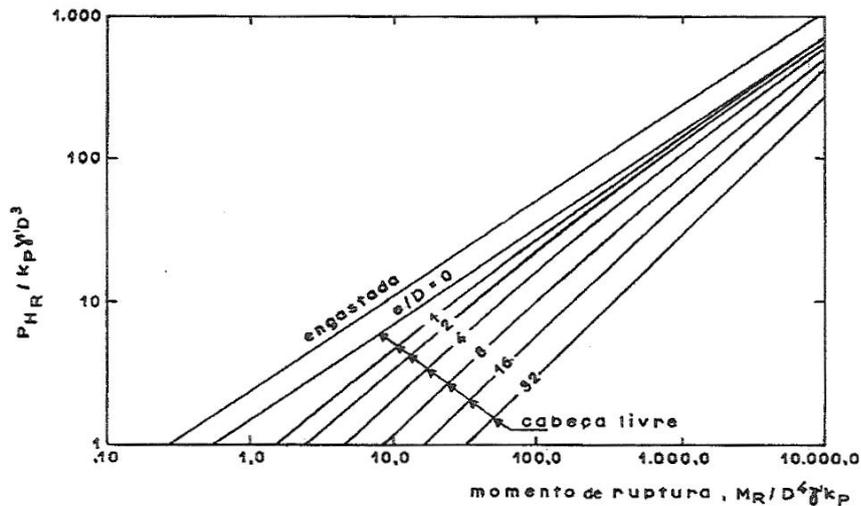
Fonte: Cintra, 2002.

**Figura 9 – Capacidade de carga lateral para estacas longas em solos coesivos**



Fonte: Cintra, 2002.

**Figura 10 – Capacidade de carga lateral para estacas longas em solos não-coesivos**



Fonte: Cintra, 2002.

### 2.3 CURVA CARGA-DESLOCAMENTO

Quando um corpo de prova é submetido a tensões externas durante um ensaio experimental, ele pode sofrer uma deformação elástica e/ou plástica, dependendo do material e intensidade do carregamento. Normalmente, padroniza-se os resultados obtidos, para que se possa analisa-lo posteriormente, por meio de um gráfico com os seus eixos sendo a carga e o deslocamento.

Quando a relação entre a tensão e deformação é linear, pode-se obter o Módulo de Elasticidade ou Módulo de Young ( $E$ ) do material, por meio da razão entre a tensão e a deformação.

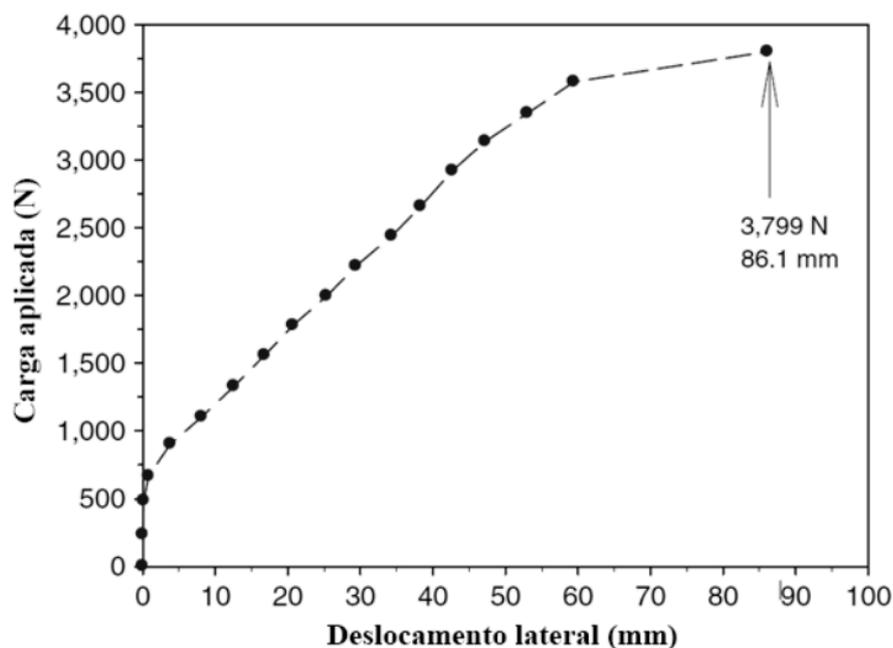
Ao prosseguir com o carregamento, dependendo do material, pode-se ultrapassar regime elástico e o material começa a escoar justamente no início da deformação plástica, neste ponto, o escoamento atinge a tensão de escoamento superior da estrição e é seguida por uma abrupta redução da tensão até atingir o ponto de escoamento inferior da estrição.

Nessa seção, o corpo de prova continua se alongando sem uma mudança significativa nos níveis de tensões. Após ultrapassar uma certa deformação durante a estrição, aumentos de tensão terão um alongamento correspondente. Esse fenômeno está associado a uma pequena quantidade de átomos intersticiais ou substitucionais (DUARTE, 2015).

Os dados da curva carga-deslocamento pode representar graficamente características de uma estrutura e possibilita compara-la com estruturas de diferentes dimensões, formatos, solos ou até realizar a comparação de modelos ensaiados com métodos analíticos existentes e propostos (SANOMIA, 2016).

Um modelo simples para representar a curva carga-deslocamento é proposto por Lin *et al.* (2015), que realizou o ensaio em escala reduzida de uma estaca em aço com 102 mm de diâmetros, espessura de 6.4 mm e 1,524 m de comprimento em solo arenoso (Figura 11).

**Figura 11 – Deslocamento lateral medido pelo carregamento aplicado lateralmente no topo da estaca**



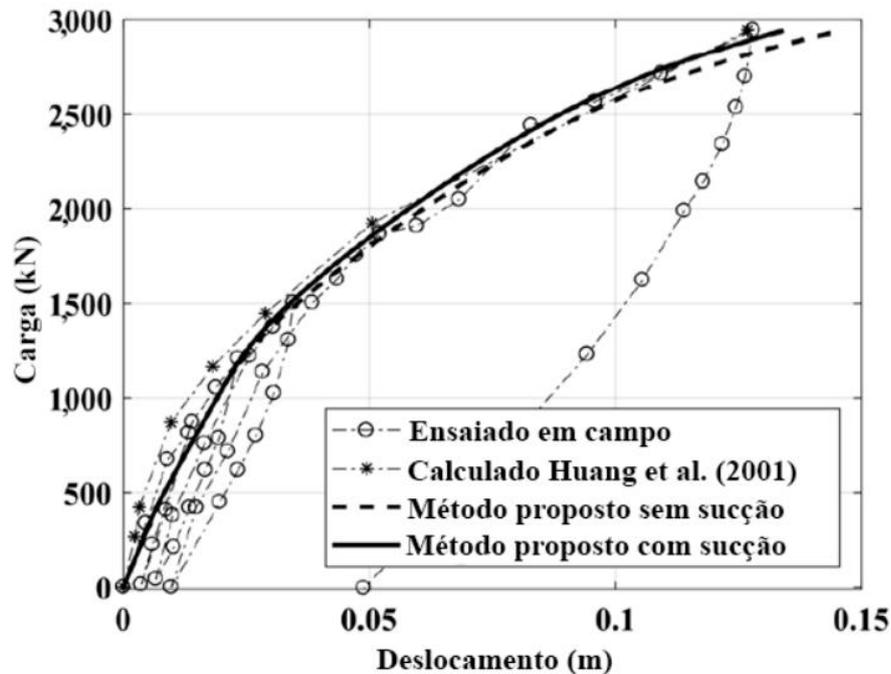
Fonte: Lin *et al.* 2015.

Neste modelo nota-se que a curva carga-deslocamento apresenta três trechos distintos, aparentemente lineares. O primeiro trecho ocorre para pequenos deslocamentos que representa o início da mobilização da reação do solo. O segundo trecho representa a mobilização de pressões de contato entre a estaca e o solo. O terceiro trecho representa a plena mobilização da resistência do solo, atingindo, portanto, a máxima reação mobilizada. Nota-se também que esta plena mobilização ocorre para grandes deslocamentos, da ordem de quase uma vez o diâmetro da estaca.

Para alcançar este resultado, foram instalados sensores na estaca e no solo, para obtenção de valores de pressões e deslocamentos ao longo do comprimento da estrutura ensaiada, possibilitando posterior comparação com valores presentes em literatura (LIN *et al.*, 2015).

A curva carga-deslocamento, assim como feito por Stacul e Squeglia (2018) (Figura 12), pode ser utilizada para comparar um modelo ensaiado com modelos calculados e novos métodos propostos em busca de validação. A estaca analisada com diâmetro de 1,50 metros, 34,90 metros de comprimento com resistência a compressão  $f'_c$  de 27,50 MPa e razão de aço  $\rho_s$  de 0,025.

**Figura 12 – Curva carga-deslocamento de estaca isolada, valores medidos e valores calculados**



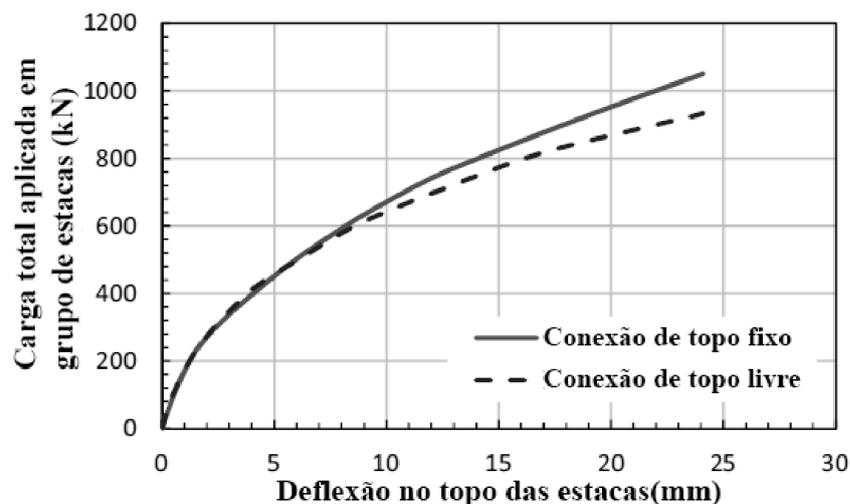
Fonte: Stacul e Squeglia, 2018.

O método proposto no estudo para validação inclui comportamento não linear do solo por uma curva de redução do módulo hiperbólico, a resposta não linear dos trechos de estacas de concreto armado, levando em consideração também a influência da sucção pelo aumento da rigidez de porções rasas do solo.

O gráfico obtido também apresenta dois comportamentos durante o seu carregamento, sendo para fases iniciais o comportamento elástico e posteriormente o comportamento plástico.

Ashour, Abbas e Boskovic (2019), analisaram por meio da curva carga-deslocamento a diferença em grupos de estacas variando o tipo de conexão no topo (Figura 13). As estacas utilizadas para este estudo foram dispostas em um grupo de 2 x 2, metálicas com diâmetro de 0,305 m e espessura de 9,5 mm, cravadas 5,8 metros no solo de areia com densidade de 16 kN/m<sup>3</sup>, ângulo de atrito de 30° e conexão no topo em concreto com seção quadrada em planta de 1,5 m de lado e 0,46 m de profundidade.

**Figura 13 – Curva carga-deslocamento no topo em grupo de estacas carregadas horizontalmente**



Fonte: Ashour, Abbas e Boskovic, 2019.

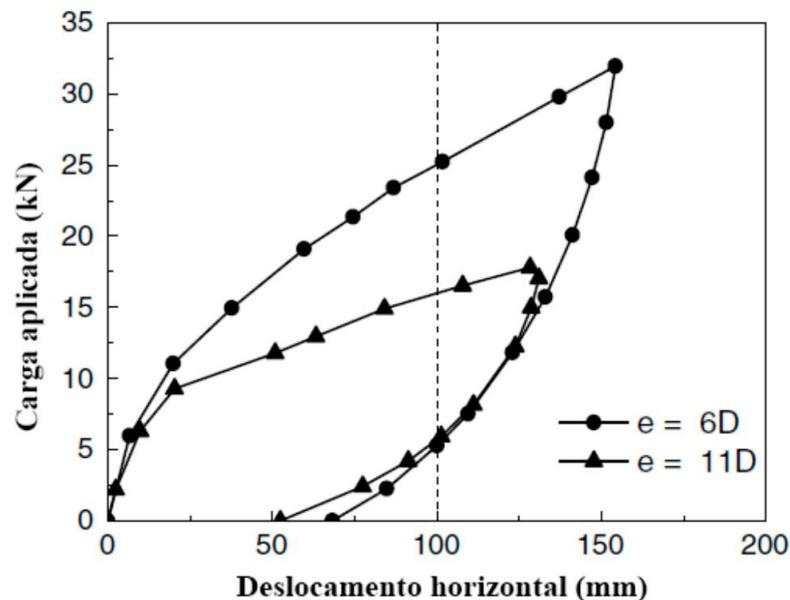
A abordagem do modelo de cunha de deformação (*Strain Wedge*) foi adotada para incorporar o bloco de coroamento. O modelo proposto permite o cálculo da resistência passiva e de cisalhamento lateral-solo mobilizado com base nas propriedades do solo, bloco de coroamento e estaca.

O estudo demonstrou a contribuição do bloco de coroamento em solos arenosos para o sistema de fundação destinado para pontes, resultando em menores deslocamentos quando comparado a mesma carga total aplicada em um grupo de estacas com topo livre (ASHOUR, ABBAS e BOSKOVIC, 2019).

Para grupos de estacas, Kong *et al.* (2015) confrontou os valores de deslocamentos em uma estrutura variando a distância entre nove estacas, dispostas em três linhas de três, igualmente espaçadas, comparando o espaçamento de 6 e 11 diâmetros.

Estacas metálicas foram utilizadas para o estudo, com 114 mm de diâmetro, 4,5 mm de espessura e 5,95 m de comprimento, com ponta em cone nos últimos 150 mm com ângulo de 48°. Os resultados dos testes do modelo indicam que a resistência lateral do grupo de estacas diminuiu significativamente com a excentricidade (Figura 14).

**Figura 14 – Curvas de carga deslocamento horizontal em grupo de estacas**



Fonte: Kong *et al.*, 2015.

A resistência lateral do grupo de estacas com distância excêntrica 6 D foi 1,5 vezes maior que com distância excêntrica 11 D.

Para carregamentos excêntricos a resistência a torsão do grupo de estacas com distanciamento de 6 D foi 1,6 vezes maior do que o grupo com distanciamento de 11 D (KONG *et al.*, 2015).

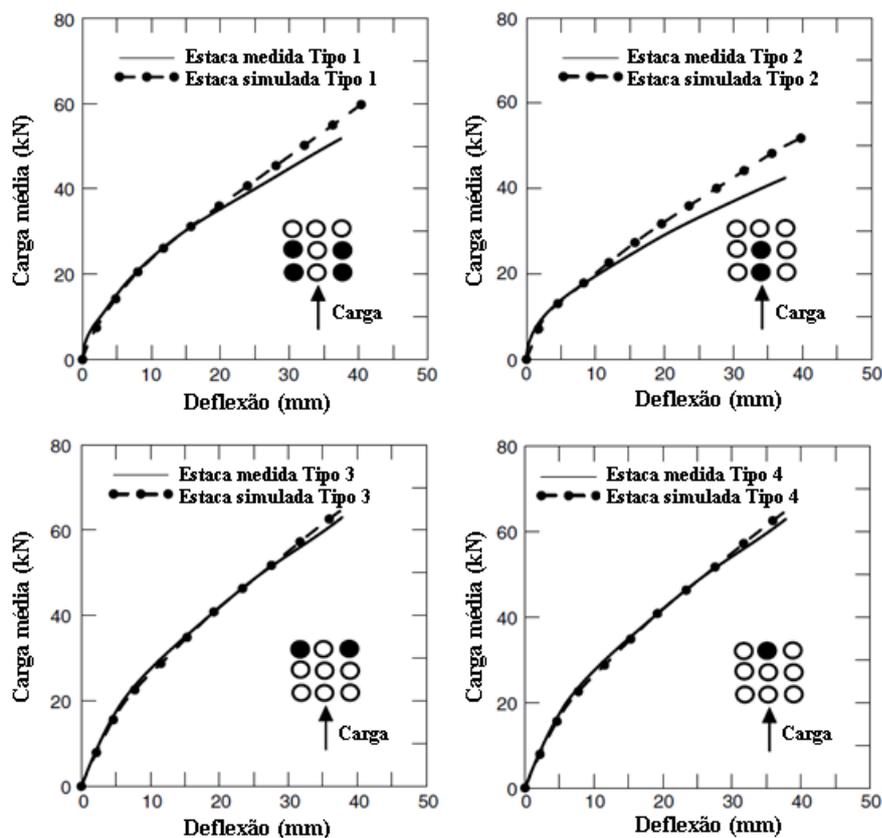
Estacas dispostas em grupo geram interações entre o solo e a estrutura, influenciando o comportamento deste tipo de fundação.

O comportamento do grupo de estacas também é influenciado pelo método de instalação (cravado ou escavado), modo dominante de transferência de carga, natureza do solo, geometria da configuração do grupo, presença de bloco de coroamento e rigidez relativa do bloco, estacas e do solo.

Ashour e Ardalan (2011), realizaram a comparação dos deslocamentos individuais de estacas carregadas horizontalmente em um grupo de nove estacas (Figura 15). O ensaio foi realizado em um solo arenoso de densidade média e estacas metálicas individuais com diâmetro de 0,324 m, espessura de 9,5 mm e cravadas 11,5 metros no solo.

Observando a curva carga-deslocamento é possível verificar que as estacas de um mesmo grupo apresentam deslocamentos diferentes em função da sua posição no grupo. As estacas com valores muito próximos foram agrupadas de modo a diminuir a grande quantidade de figuras e otimizar a apresentação de resultados.

**Figura 15 – Resposta lateral de estacas em um grupo de estacas em Treasure Island, California.**



Fonte: Ashour e Ardalan, 2011.

Os resultados experimentais mostraram que o modelo proposto com variação do fator multiplicador  $P$  prevê de maneira satisfatória o comportamento de carregamentos laterais.

Mas esse método proposto para obtenção das curvas de carga-deslocamento para grupo de estacas é específico e deve ser avaliado com base nas condições geotécnicas do local, juntamente com os espaçamentos frontal e lateral das estacas (ASHOUR e ARDALAN, 2011).

Mesmo com uma grande variação de representações que podem ser realizadas por meio da utilização da curva carga-deslocamento, todas representam o comportamento da estrutura quando submetida a um carregamento.

Existem numerosos métodos para a interpretação e determinação da carga de ruptura por meio da análise da curva carga-deslocamento e cada processo permite calcular um valor diferente de capacidade de carga (MARZOLA, 2016).

Estes métodos podem ser classificados em quatro grupos:

- Do deslocamento limite. Nestes métodos a carga de ruptura é fixada em função de um valor de deslocamento máximo (método de Terzaghi (1943), Hansen (1963), Davisson (1972) e NBR 6.122:2019).
- Da deformabilidade limite. Nestes métodos a carga de ruptura corresponde a um módulo de deformabilidade limite da estaca (método de Fuller e Hoy (1970)).
- Da interseção das fases pseudoelástica e pseudoplástica. Nestes métodos são definidas duas retas na curva carga-deslocamento, uma reta corresponde à fase pseudoelástica e a outra à fase pseudoplástica, a carga de ruptura é definida na interseção das retas (método de De Beer (1967) e Butler e Hoy (1977)).
- Da forma matemática. Nestes métodos a curva carga-deslocamento é interpretada através de formulação matemática (método de Van Der Veen (1953), Chin (1970), Mazurkiewicz (1972) e Método da Rigidez).

A escolha do método deve incluir uma análise rigorosa que evite a produção de erros na interpretação dos resultados. Os métodos que extrapolam a curva carga-deslocamento por ajuste matemático são comumente utilizados no Brasil, mas necessitam de refinamento para expressar o comportamento da estaca adequadamente (MARZOLA, 2016).

## 2.4 TEORIA DA REAÇÃO HORIZONTAL DO SOLO

Um aspecto fundamental no estudo de estacas carregadas horizontalmente é a reação do solo, ou seja, como o terreno resiste à ação da estaca. Essa reação depende das propriedades fundamentais do solo (como resistência, rigidez e características da variação volumétrica), do tipo de solicitação e das propriedades da estaca (rigidez e diâmetro).

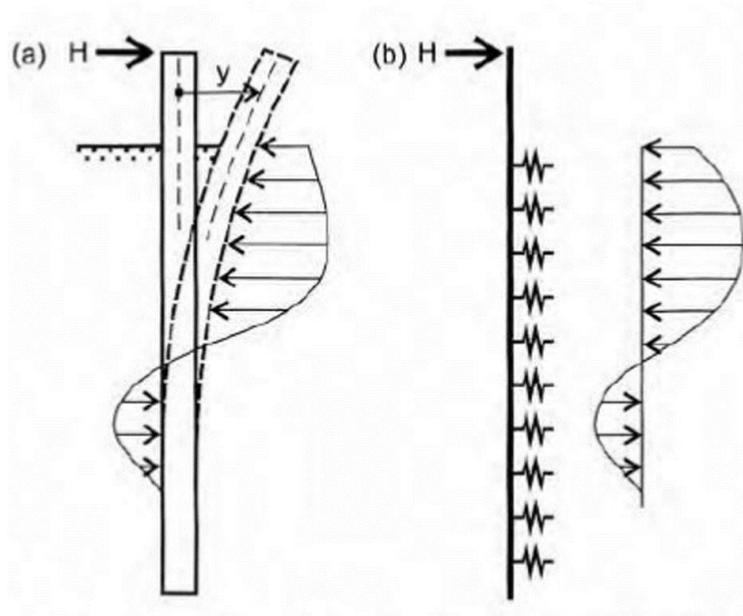
Alguns métodos, para forças horizontais de serviço, analisam a condição de trabalho e geram os deslocamentos horizontais e esforços internos na estrutura, representando o solo por dois possíveis modelos, sendo o primeiro uma extensão da hipótese de Winkler (ou Teoria da Reação Horizontal do Solo), em que se substitui o solo por molas idênticas horizontais

independentes entre si. Já o segundo supõe-se o solo como um meio contínuo, normalmente elástico.

Ambos os modelos as tensões aplicadas no solo precisam de uma verificação caso ultrapassem a resistência passiva do solo.

A Hipótese de Winkler, proposta em 1867, simula o comportamento da fundação por meio de uma simplificação do solo. Na hipótese a fundação é tratada como uma viga suportada por uma série de molas idênticas independentes entre si, igualmente espaçadas e com comportamento elástico linear (Figura 16).

**Figura 16 – Estaca submetida a uma força horizontal. (a) reação do solo real e (b) solução proposta por Winkler.**



Fonte: Velloso; Lopes, 2012.

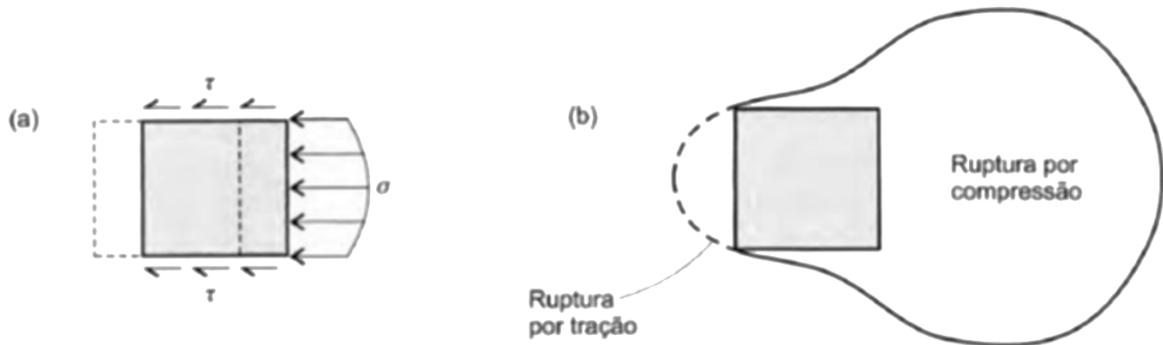
Os modelos baseados no coeficiente de reação horizontal do solo foram idealizados por Winkler e são vastamente utilizados na solução de problemas de estacas submetidas a esforços horizontais (VELLOSO e LOPES, 2012).

A substituição do solo por molas independentes é uma solução comumente utilizada para o caso de vigas, já no caso de estacas verticais a compreensão do modelo não é tão simples. O solo promove uma resistência ao deslocamento horizontal da estaca por meio de tensões normais de compressão na face da estaca e por tensões cisalhantes nas laterais, mas quase não há resistência na parte de trás da estaca.

Comumente, considera-se que a resultante dessas tensões atua em uma área correspondente à “frente” da estaca, em uma faixa com largura igual ao diâmetro para casos de

estacas cilíndricas. Deste modo a reação do solo (Figura 17) é suposta uma tensão normal (VELLOSO e LOPES, 2012).

**Figura 17 – Reação do solo ao deslocamento. (a) tensões; (b) ruptura.**



Fonte: Velloso; Lopes, 2011.

A equação que governa a Hipótese de Winkler é:

$$q = k_h \cdot y \quad (01)$$

em que:  $q$  – pressão lateral do solo (dimensão  $F.L^{-2}$ ) atuando na frente da estaca em uma faixa de largura igual ao diâmetro ou largura da estaca;  
 $k_h$  – coeficiente de reação horizontal do solo (dimensão  $(F.L^{-3})$ );  
 $y$  – deslocamento da estaca (dimensão  $L$ ).

Uma forma mais elaborada, que não considera as molas como o modelo de Winkler de forma linear, prevê o desempenho do solo até a ruptura por meio das curvas  $p-y$ , modelo este que considera a possibilidade de se esgotar a resistência passiva do solo em uma dada profundidade (VELLOSO e LOPES, 2012).

Para o cálculo da rigidez relativa estaca-solo, em solos com  $K_h$  constante (argilas pré-adensadas), pode-se utilizar a equação 02,

$$R = \sqrt[4]{\frac{E \cdot I}{K}} \quad (02)$$

em que:  $R$  – fator de rigidez;  
 $E \cdot I$  – rigidez flexional da estaca;  
 $K$  – módulo de reação horizontal do solo.

Para solos em que  $K_h$  varia linearmente com a profundidade (solos granulares e argilas normalmente adensadas), tem-se:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E \cdot I}{n_h}} \quad (03)$$

em que:  $T$  – fator de rigidez;

$n_h$  – coeficiente de reação horizontal do solo.

A partir do fator de rigidez relativa estaca-solo e a classificação das estacas (longa ou curta) é possível resolver a equação diferencial:

$$E \cdot I \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + K \cdot y = 0 \quad (04)$$

As soluções analíticas compreendem variações simples do diagrama de reação do solo (constante ou variação linear), enquanto as soluções numéricas permitem qualquer variação do diagrama da reação do solo.

Durante o processo de projeto de uma estaca carregada lateralmente, o método da curva p-y é o predominante e preferido pelos projetistas em comparação à análise do contínuo elástico ou do elemento finito. Porém, as curvas p-y tradicionais são derivadas de alguns testes de campo específicos e dados limitados, que podem não refletir as condições gerais (LI *et al.*, 2018).

O solo disposto ao redor de uma estaca carregada horizontalmente é solicitado em tração em uma face e compressão em outra, a face tracionada do solo tende a não acompanhar o deslocamento da estaca, pois os solos não resistem normalmente à tração, deste modo o modelo de meio elástico contínuo não representa satisfatoriamente o solo ao redor de uma estaca carregada horizontalmente. Ademais, o modelo de Winkler é mais utilizado na prática, consequentemente, há uma maior experiência em seu uso (PRAKASH e SHARMA, 1990).

#### 2.4.1 Coeficientes e módulos de reação horizontal do solo

O coeficiente de reação horizontal do solo foi denominado por Terzaghi (1955) como a relação entre a tensão horizontal exercida pelo elemento de fundação em um ponto qualquer da superfície de contato e o deslocamento horizontal do mesmo.

No entanto, em estacas carregadas horizontalmente o coeficiente de reação horizontal do solo não pode ser considerado uma propriedade intrínseca do solo, uma vez que depende das dimensões da estaca, das propriedades do solo e do deslocamento gerado.

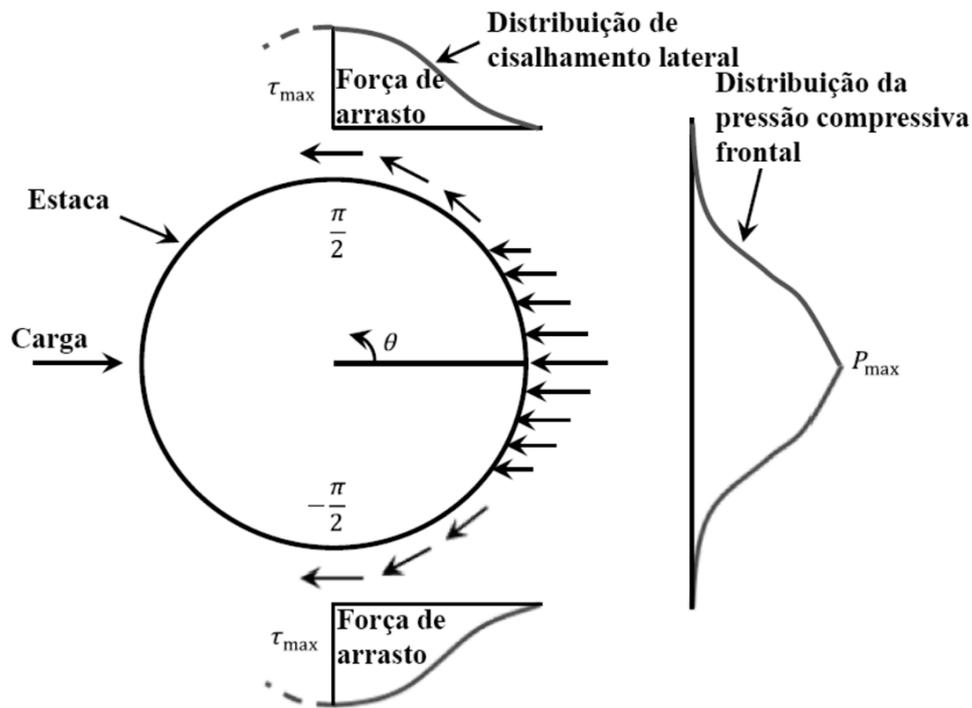
Alonso (2003) enfatiza que a distribuição da pressão  $q$  não é constante ao longo da face em contato com o solo e, consequentemente, o valor do coeficiente  $k_h$  varia de acordo com a

profundidade da seção. Ainda que Terzaghi (1955) apresente como simplificação da teoria da reação do solo a suposição de que a razão de  $k_h$  independe da profundidade.

Em virtude dessas dependências e sua não essencial constância com a profundidade, os valores encontrados na literatura para o coeficiente de reação horizontal do solo tendem a variar com frequência para cada tipo de solo, dificultando a determinação correta (Spricigo, 2019).

Para estacas carregadas horizontalmente, a distribuição de cisalhamento lateral gera uma força de arrasto nas faces perpendiculares a aplicação da carga (Figura 18), força esta que foi pouco medida por pesquisadores em estacas rígidas curtas (LIN *et al.*, 2015).

**Figura 18 – Interação solo-estaca para estacas carregadas horizontalmente**



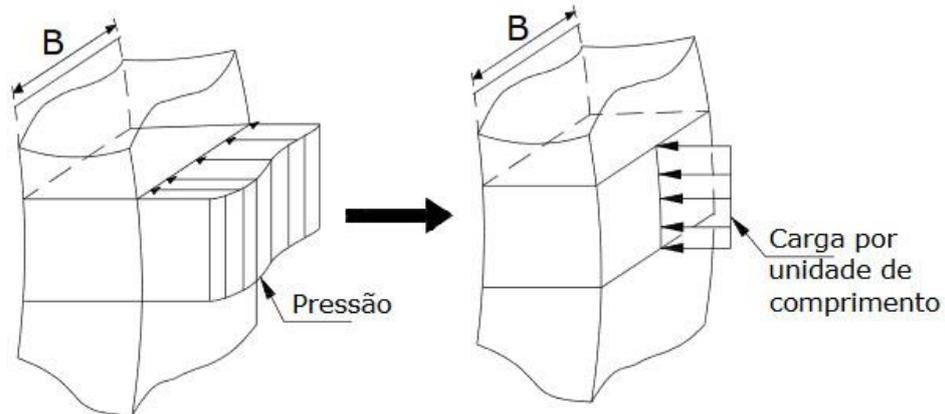
Fonte: Lin *et al.*, 2015.

Com objetivo a orientar os valores de solos padrões e retirar o efeito de escala da análise concebeu-se o termo Módulo de Reação Horizontal do Solo, denominado  $K_h$  (Figura 19), sendo que este módulo não equaciona a tensão do solo, mas sim sua reação por unidade de comprimento,  $p$ , com o respectivo deslocamento do conjunto, isto é, o módulo de  $K_h$  tem dimensão  $F.L^{-2}$  e não depende diretamente da dimensão transversal  $B$ .

O módulo  $K_h$  não pode ser admitido como propriedade do solo, visto que esse continua variável com a profundidade (SPRICIGO, 2019).

$$K_h = \frac{p}{y} \quad (05)$$

**Figura 19 – Coeficiente de reação horizontal do solo  $k_h$  e módulo de reação horizontal  $K_h$ .**



Fonte: Alonso, 2003.

Em situações que não se toleram aproximações grosseiras, o módulo de reação horizontal do solo  $K_h$  só pode ser igualado ao produto entre o coeficiente de reação horizontal do solo  $k_h$  e o comprimento transversal  $B$  da fundação para o caso característico em que a tensão  $q$  possa ser considerada constante ao longo da face de contato da estaca (ALONSO, 2003). Para este caso, utiliza-se a equação 06.

$$K_h = k_h \cdot B \quad (06)$$

Com conhecimento da tendência dos coeficientes e módulos horizontais dependentes de inúmeros fatores, estabeleceu-se diversas equações na tentativa de representar devidamente seus valores de projeto (SPRICIGO, 2019).

Um aspecto relativo ao coeficiente de reação horizontal  $k_h$  é que este pode ou não variar com a profundidade e seu valor pode ser expresso pela Equação 07.

$$k_h = m_h \cdot z \quad (07)$$

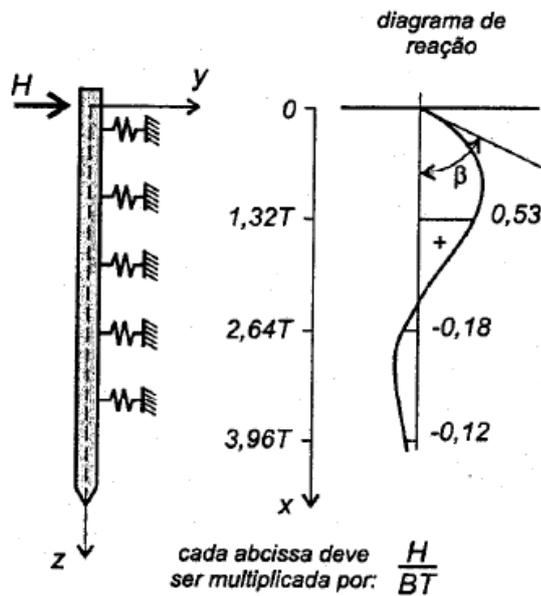
em que:  $m_h$  – taxa de crescimento do coeficiente  $k_h$  com a profundidade;

$z$  – profundidade analisada.

### 2.4.2 Outros métodos de reação horizontal do solo

O método de Miche (1930) foi o primeiro a tratar o problema da representatividade de uma estaca carregada lateralmente em um solo com coeficiente de reação horizontal implementando o aumento linear do coeficiente de reação horizontal com a profundidade, considerando a deformabilidade da estaca sobre uma base elástica (Figura 20).

**Figura 20 – Diagramas de esforços pelo Método de Miche.**



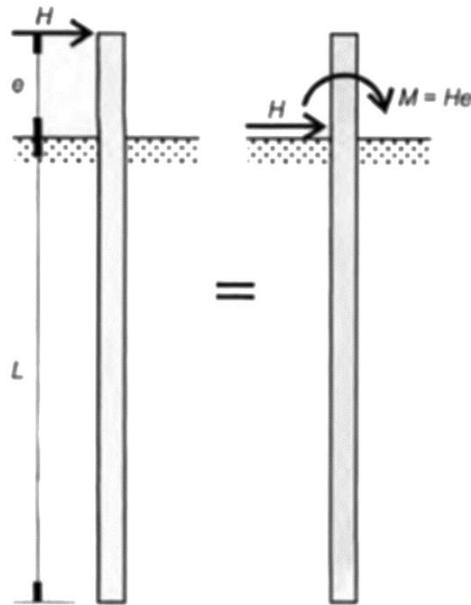
Fonte: Velloso e Lopes, 2012.

Neste método, para os casos em que a razão do comprimento e o fator da rigidez da estaca estiver entre 0 e 3, o momento fletor máximo é crescente linearmente com o comprimento neste intervalo. Já o momento fletor máximo é constante quando esta relação é superior a 3, independentemente assim do comprimento da estaca.

O método desenvolvido por Hetenyi (1964) propôs uma solução em casos em que se tem uma viga considerada infinitamente longa apoiada em um solo considerado como meio elástico com coeficiente de reação horizontal constante em toda sua profundidade.

Por meio desse método uma viga é considerada de comprimento longo quando a rigidez relativa solo-estaca ( $\lambda$ ) multiplicado pelo comprimento é superior a 4 e considera estacas submetidas a uma força horizontal  $H$  e um momento fletor  $M$ , aplicados no nível do terreno (Figura 21).

**Figura 21 – Estaca em solo com coeficiente horizontal constante pelo método de Hetenyi.**



Fonte: Velloso e Lopes, 2011.

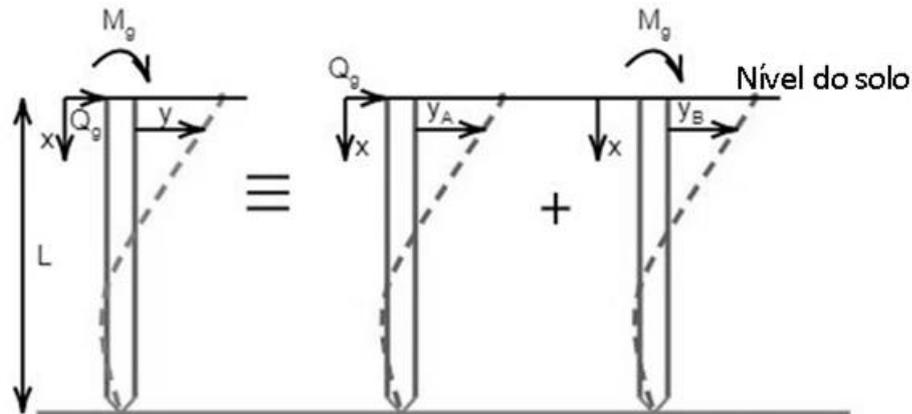
O Método de Matlock e Reese, para uma estaca vertical com um carregamento horizontal aplicado em seu topo, considera que o coeficiente de reação horizontal,  $k_h$ , varia linearmente com a profundidade.

Mesmo não considerando o possível comportamento não linear do sistema solo-estaca, este método possui a vantagem de se obter um resultado analítico rápido para os deslocamentos ao longo da estaca.

O deslocamento da estaca ( $y$ ) por meio deste método depende de vários fatores, sendo estes: a profundidade de uma seção qualquer da estaca ( $z$ ), o fator de rigidez da estaca ( $T$ ), o comprimento da estaca ( $L$ ), a rigidez a flexão da estaca ( $EI$ ), a força horizontal aplicada no topo da estaca ( $H$ ) e o momento fletor aplicado no topo da estaca ( $M$ ) (MATLOCK e REESE, 1956).

O modelo da estaca equivalente de Matlock e Reese individualiza os efeitos do carregamento horizontal e do momento fletor aplicados no topo da estaca e soma os seus efeitos resultantes (Figura 22).

**Figura 22 – Estaca equivalente pelo método de Matlock e Reese.**



Fonte: Adaptado de Matlock e Reese, 1956.

## 2.5 MODELAGENS

### 2.5.1 Curva p-y

Nos modelos de análise de estacas sujeitas a carregamentos laterais, utiliza-se o conceito de curva p-y como molas independentes não lineares para profundidades distintas representando o comportamento lateral do solo. Nestes modelos, as estacas são tratadas como vigas apoiadas sobre molas.

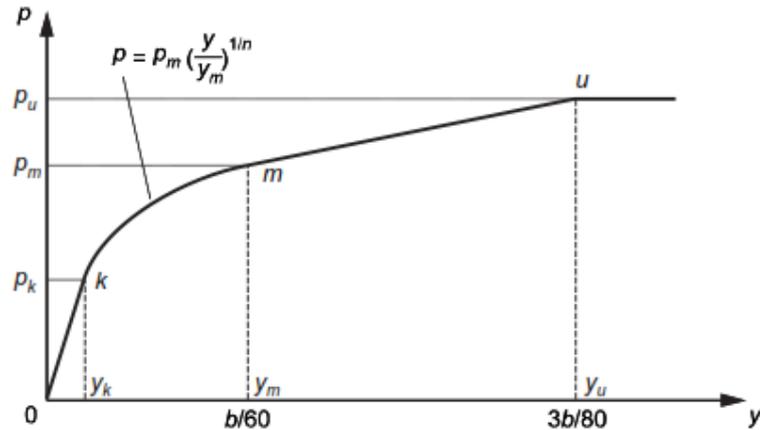
O método de análise de estacas carregadas lateralmente através de curvas p-y foi originalmente proposto por McClelland e Focht (1958).

Na década de 1970, com incentivo da indústria do petróleo e gás, foram assim desenvolvidas as principais curvas p-y. Estas curvas foram construídas a partir de resultados de ensaios de campo com estacas instrumentadas em escala real. Entre outros estudos, podem ser destacados os trabalhos realizados por Matlock (1970) em argila mole, por Reese *et al.* (1974) em solo arenoso e por Reese *et al.* (1975) em argila rígida (SANOMIA, 2016).

Os modelos de curva p-y existentes derivam principalmente dos modelos de curva de ajuste completo, baseados nas análises dos ensaios realizados de carga lateral em estacas.

Matlock (1970) propôs uma família de curvas p-y, que foram baseadas na pesquisa de estacas carregadas lateralmente em argila envolvendo extensos testes em campo com estacas instrumentadas, experimentos com modelos de laboratório e o desenvolvimento paralelo de métodos analíticos e correlações. A Figura 23 apresenta a forma característica das curvas p-y de solo argiloso para o caso de carregamento estático.

**Figura 23 – Curva p-y típica para estacas em solo argiloso**

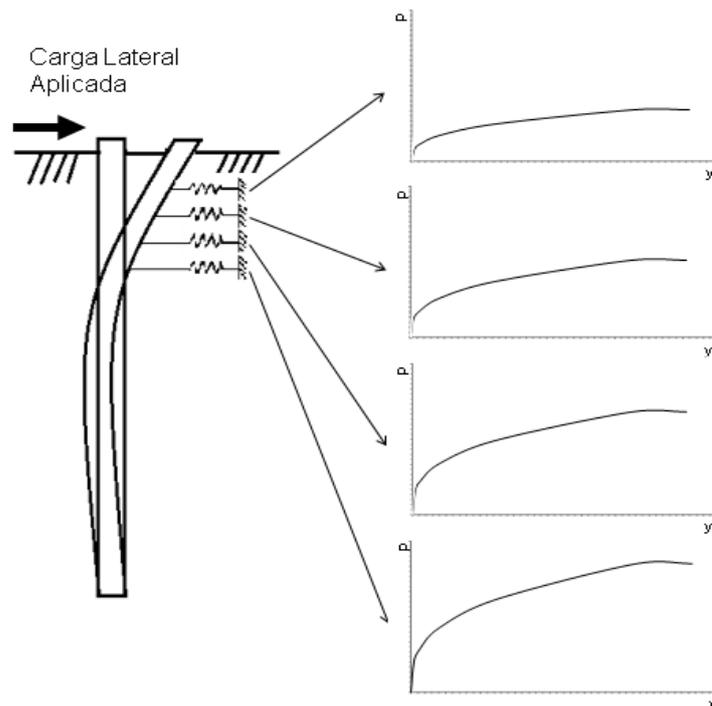


Fonte: Reese, 1984.

A curva p-y típica apresenta três regiões notáveis, sendo a primeira a parcela do comportamento elástico, a segunda o comportamento plástico e a parcela final sendo o comportamento de ruptura ou último.

Considerar essas curvas p-y como um único modelo seria errôneo, pois cada modelo é específico para um tipo de solo. Com uma carga lateral contínua na cabeça da estaca, a interação estaca-solo é gradualmente reforçada, e as curvas p-y devem ser uma espécie de modelo incremental não linear (Figura 24).

**Figura 24 – Modelo em curvas p-y**



Fonte: Sanomia, 2016.

Com o incremento não linear das curvas p-y é possível representar o solo de maneira mais próxima da realidade, para pequenas profundidades o solo apresenta baixa resistência, com o incremento da mesma para maiores profundidades, assim como representado Figura 24, com quatro molas independentes com diferentes comportamentos.

A descrição das curvas p-y é mais precisa com base na perspectiva de incremento de tensão, e enquanto os modelos de curva p-y desenvolvidos pela regressão dos dados experimentais foram extensivamente investigados, pouca atenção foi dada à análise teórica das curvas p-y derivadas (LI *et al.*, 2018).

O alívio da tensão do solo induzido por escavações reduz a rigidez inicial e a resistência limite das curvas p-y derivadas de perfis CPT. Por meio de análises numéricas é possível identificar que a capacidade da estaca lateral, sem considerar o alívio de tensões do solo, superestima o resultado real após escavações no solo próxima a estrutura (LI, TONG e LIU, 2018).

Liang, Chen e Jia (2018) confirmaram a usabilidade da curva p-y para previsões de deslocamentos em estruturas utilizadas em plataformas offshore por meio de comparações com ensaios carregados horizontalmente com ciclos de carregamento variáveis.

Comparado com o método numérico, o método da curva p-y não linear é mais rápido a ser aplicado e apresenta equações mais simples.

A eficácia do método p-y não linear é comprovada aplicando-o para prever respostas de estacas simples em testes de campo (Yu, Sun e Juang, 2018). Pode-se também desenvolver novas curvas p-y de acordo com a especificidade da geometria e solicitações da estrutura desejada (ZHANG, CHEN e LIANG, 2017).

Em contraste, modelos semi-analíticos produzem estimativas razoáveis de deflexão da estaca para um histórico de caso bem documentado, já que análises p-y seriam muito dependentes da escolha das curvas p-y, que muitas vezes são derivadas empiricamente e podem não se aplicar a um determinado local (HAN, SALGADO e PREZZI, 2015).

## **2.5.2 Modelagem em elementos finitos**

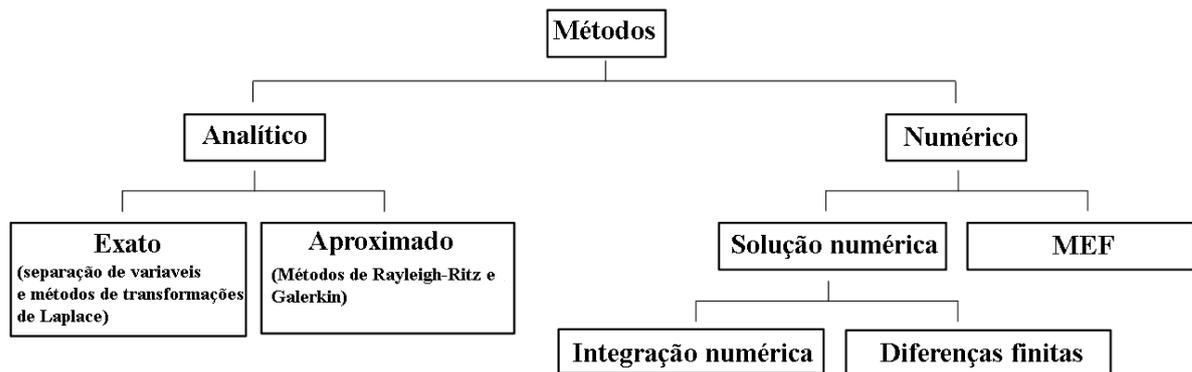
O método dos elementos finitos (M.E.F.) é um procedimento geral de discretização de problemas da mecânica do contínuo disposto por expressões definidas matematicamente. De modo geral o M.E.F. consiste na subdivisão de um meio contínuo em pequenos elementos, sem variação das propriedades do meio original. Cada elemento é descrito por equações diferenciais, que posteriormente são resolvidas através de modelos matemáticos (ZIENKIEWICZ, TAYLOR e ZHU, 2013).

As principais etapas de análise do MEF são:

- Discretização do meio contínuo;
- Formulação das propriedades de cada elemento;
- Montagem de elementos para se obter o modelo discretizado do contínuo;
- Imposição das condições de contorno do problema;
- Solução do sistema de equações algébricas resultante, para cálculo dos graus de liberdade desconhecidos;
- Cálculo das quantidades secundárias.

Os métodos comuns para a solução de problemas gerais de campo, como elasticidade, fluxo de fluido, problemas de transferência de calor, etc., podem ser classificados como apresentados na Figura 25.

**Figura 25 – Classificação de métodos comuns**



Fonte: Barkanov, 2001.

O desempenho de cada elemento é representado através de um sistema de equações que relacionam os deslocamentos e as forças nodais, essa relação é feita por meio da matriz de rigidez de cada elemento.

A matriz de rigidez de cada elemento é composta pelos coeficientes das equações de equilíbrio, esses coeficientes variam em função da geometria e das propriedades constitutivas do problema adotadas inicialmente (ZIENKIEWICZ, TAYLOR e ZHU, 2013).

Além do método dos elementos finitos existem também métodos mais simplificados para análise, como o método de equações diferenciais que são baseados em trabalho virtual, que são resolvidas pelo método iterativo, tendo-se a vantagem de facilidade na entrada de dados quando comparado ao M.E.F., sem necessidade de geometria da estaca-solo e utilização de malha para a análise, porém, tem-se a desvantagem de não ser possível analisar geometrias diferenciadas de estacas e reforços realizados no solo (GUPTA e BASU, 2015).

Para o modelo da interface de contato estaca-solo existem algoritmos para simular a física desta interação, que ocorre quando a estaca entra em contato e desloca o solo, permitindo que as tensões de contato sejam transmitidas através do solo e pela superfície da estaca durante a interação.

A estaca e o solo entram em contato cada um por meio de um modelo de interface, geralmente simulada por meio de interface do tipo *penalty* (penalidade).

Este tipo de interface utiliza um método de rigidez que permite algum movimento relativo das superfícies (deslizamento elástico) quando sofre aderência. Enquanto as superfícies estão aderindo, uma magnitude do deslizamento é limitada a este deslizamento elástico, este tipo de interface é capaz de descrever uma interface de atrito (tipo Coulomb) entre a superfície da estaca e o solo em contato.

As interfaces mestre e escrava são utilizadas para formar as superfícies de contato, os elementos do solo na interface solo-estaca são modelados como superfície escrava e os elementos da estaca na interface estaca-solo são modelados como a superfície mestre, com a condição de que a superfície escrava não deve penetrar em uma superfície mestre.

O contato entre a estaca e o solo é altamente não linear, sendo assim, o modelo de atrito elástico Coulomb é recomendado a ser utilizado para o tipo de contato utilizado em simulações de elementos finitos, onde coeficiente de atrito ( $\mu$ ) e a resistência de atrito final ( $\tau_{max}$ ) são usadas para representar a atividade de atrito entre as duas superfícies (AL-JUBAIR e ABBAS, 2014).

Murphy *et al.* (2018) utilizou o método de elementos finitos 3D para simular estacas isoladas de turbinas eólicas no mar, sendo a estaca isolada a fundação mais comumente usada para turbinas eólicas offshore, somando aproximadamente 80% do total. Para este fim são utilizadas estacas de aço com grandes diâmetros, de 4 a 6 metros.

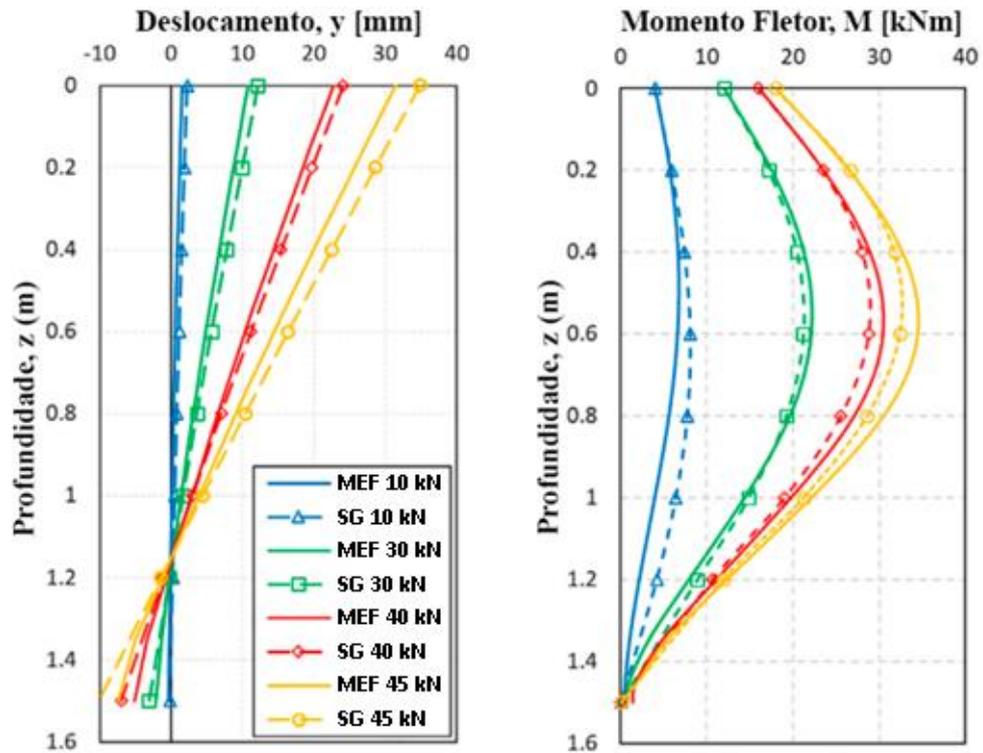
O cálculo da resistência do solo utilizado foi o provido pelo instituto americano de petróleo, que utiliza com base o método da viga Winkler, com curva p-y não linear. O artigo analisou a estrutura tanto em ELU como em ELS e utilizou-se o software Bentley Plaxis 3D<sup>®</sup> para análise em M.E.F.

Os parâmetros da estaca utilizados foram, módulo de elasticidade  $E$  de 200 GPa, coeficiente de Poisson 0,3, peso específico do material da estaca 77 kN/m<sup>3</sup>.

Para validar o modelo foi realizado um ensaio em campo em escala reduzida, o solo foi ensaiado pela técnica do CPT. Foi possível concluir que 75 a 90% do momento restaurativo do solo agindo na estaca provem do carregamento lateral distribuído e ao reduzir a razão L/D a resistência de segunda ordem faz uma contribuição maior para a resistência última.

Com os resultados do ensaio em escala e da simulação em M.E.F. foi possível comparar os resultados de carga por deslocamento (Figura 27) e deslocamentos e momentos fletores de acordo com a profundidade quando comparado com os valores obtidos pelos *Strain Gauges* (SG) (Figura 26).

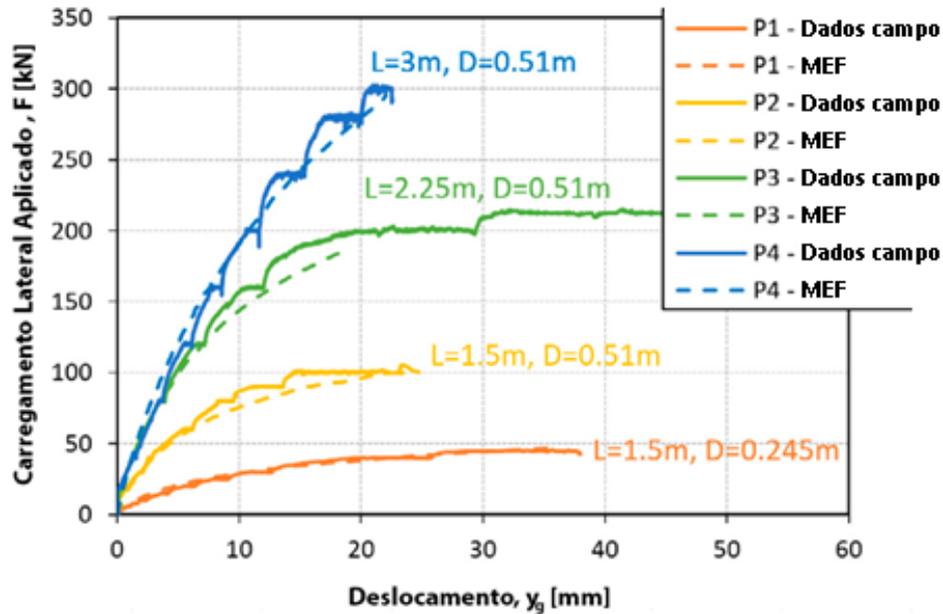
**Figura 26 – Comparação de valores medidos e preditos de deslocamentos e momento fletor para estaca P1**



Fonte: Murphy *et al.*, 2018.

O artigo também demonstra como as curvas de resposta da reação solo-estaca podem ser extraídas do modelo de elementos finitos, isolando as tensões em cada elemento da estaca (MURPHY *et al.*, 2018).

Figura 27 – Deslocamento lateral de estacas ensaiadas comparadas ao modelo F.E.M.



Fonte: Murphy *et al.*, 2018.

Peng *et al.* (2019) apresentam uma análise do carregamento lateral em estacas em solo arenoso com declive utilizando um modelo modificado de cunha de tensão. Utilizando um método analítico, adaptados da curva p-y, para prever o comportamento não linear de estacas carregadas lateralmente.

A estaca analisada em concreto tem diâmetro de 2 m e comprimento de 18 m, com módulo de elasticidade  $2,96 \times 10^4$  MPa.

O solo possui peso específico de  $20 \text{ kN/m}^3$ , módulo de elasticidade de 100 MPa, coeficiente de Poisson 0,3, ângulo de atrito de  $35^\circ$  e coesão de 20 kPa.

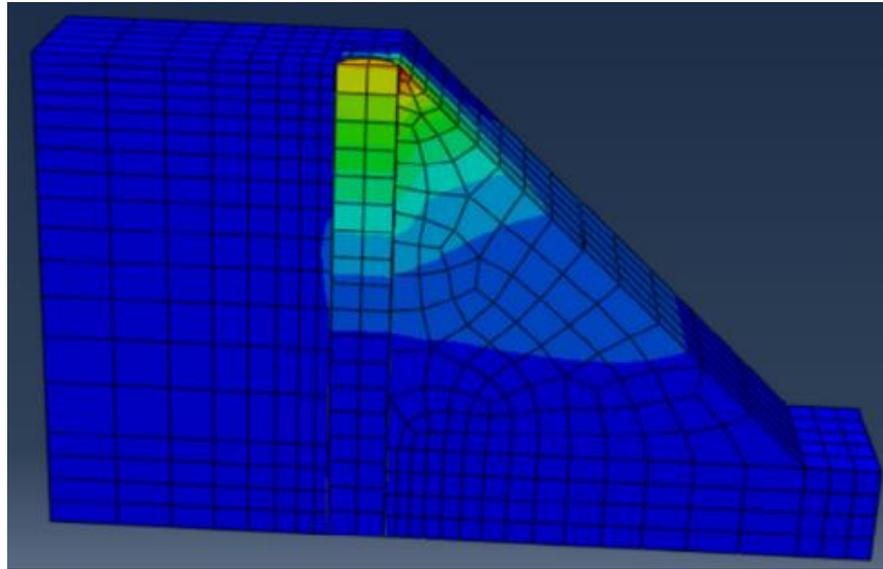
É proposto então um método de cálculo para cunhas de tensão, deste modo, a não linearidade da interação solo-estaca pode ser corretamente considerada.

O solo analisado foi separado em 2 partes, uma cunha de solo superior e uma cunha de tensão inferior modificada. A resistência lateral de cada subcamada da cunha superior é assumida como a força resultante do atrito com as subcamadas de solo adjacentes.

O modelo então foi verificado por meio de modelos em campo e comparou-se com os resultados obtidos pela análise computacional.

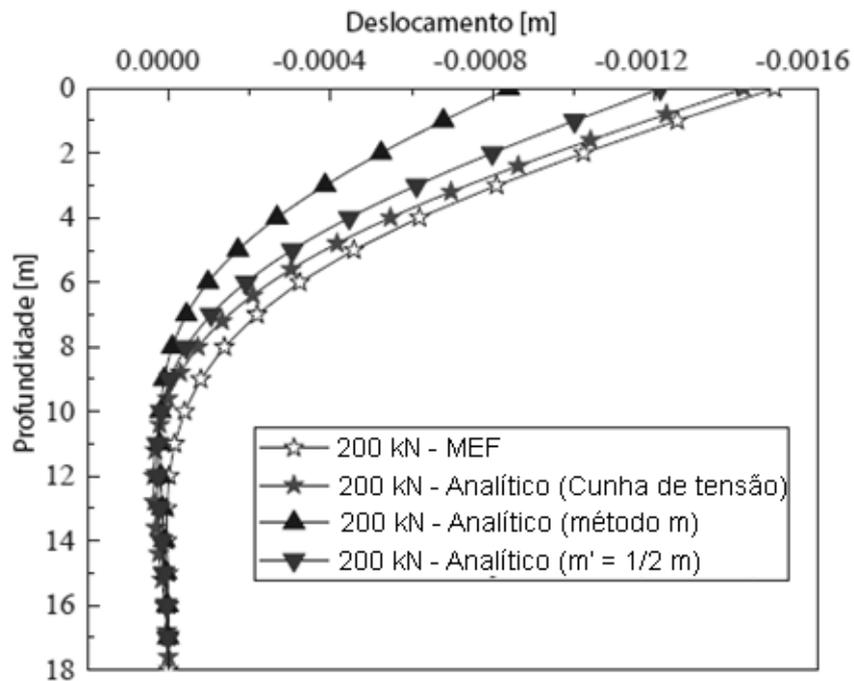
Os resultados previstos pelo Simulia™ Abaqus® (Figura 28 e Figura 29) foram precisos tanto nos deslocamentos sofridos como nas tensões na cunha.

**Figura 28 – Malha gerada e coloração de deslocamentos de estaca em terreno inclinado em análise de elementos finitos**



Fonte: Peng *et al.*, 2019.

**Figura 29 – Comparação dos resultados obtidos pelas análises**



Fonte: Peng *et al.*, 2019.

Em comparação com a estaca no terreno plano, as reduções do deslocamento da cabeça da estaca em terreno inclinado são entre 37% e 49% de acordo com quatro métodos utilizados.

Os resultados indicam que o efeito de enfraquecimento aumenta com o aumento da carga lateral.

Os resultados previstos utilizando “ $m' = 1/2 \text{ m}$ ” demonstraram serem mais consistentes com os resultados do MEF do que aqueles usando o método “ $m$ ”.

Gupta e Basu (2016) destacam que a maioria dos estudos realizados que apresentam solos com múltiplas camadas utilizam um módulo cisalhante constante em cada camada, sendo que na realidade o módulo e resistência a cisalhamento aumenta com a profundidade, assim, é sensato assumir uma variação linear do solo com a profundidade de cada camada.

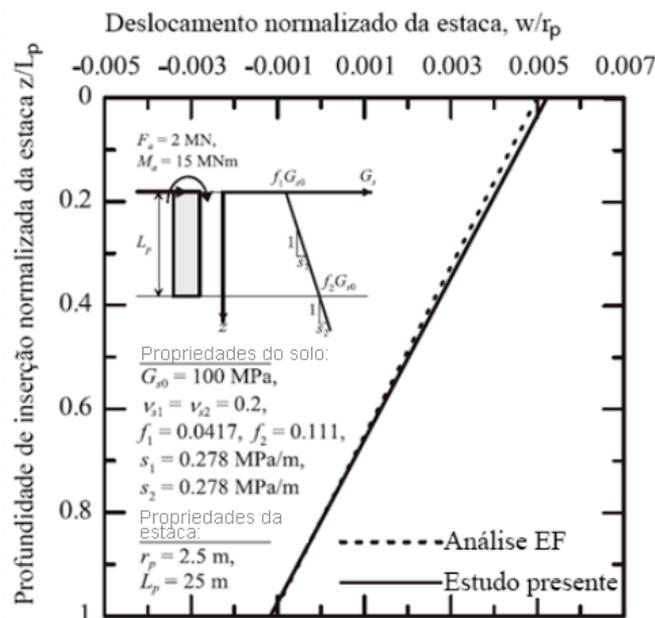
As equações propostas para estacas rígidas carregadas lateralmente em solo com mais de um tipo de solo foram resolvidas analiticamente e numericamente usando o deslocamento e rotação da cabeça de estaca, assumindo-se o trabalho virtual e realizando uma iteração para obtenção do resultado final.

As reações obtidas nas análises foram então comparadas com um modelo equivalente de elementos finitos 3D no software Simulia™ Abaqus®.

Os modelos feitos foram: um de camada única com módulo crescente com a profundidade, dois modelos com duas camadas variando o aumento do módulo cisalhante nas camadas e um modelo com 4 camadas.

Os parâmetros do solo e da estaca, assim como a comparação do modelo analítico e do modelo equivalente em elementos finitos são apresentados na Figura 30.

**Figura 30 – Comparação do modelo analítico e análise realizada em modelo equivalente de elementos finitos em 3D para uma estaca rígida com solo em duas camadas**



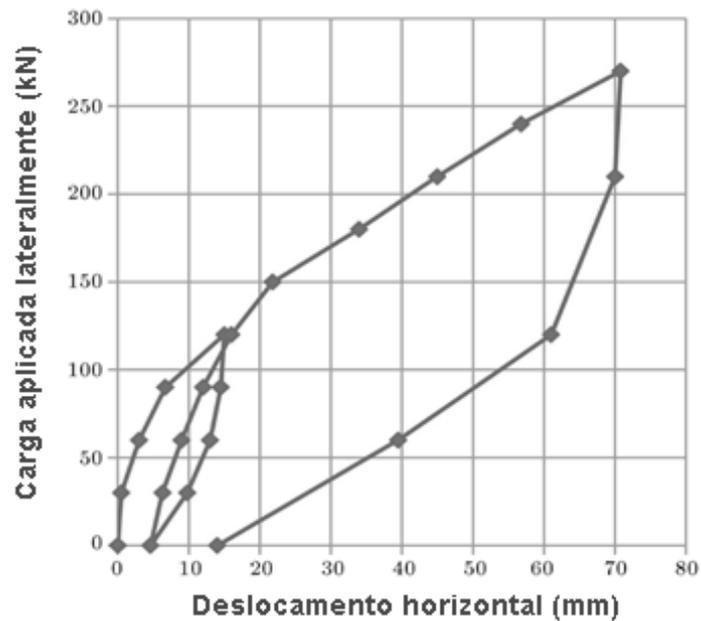
Fonte: Gupta e Basu, 2016.

Para implementar a variação do módulo de cisalhamento com a profundidade no software, uma sub-rotina no Fortran foi implementada. Pode-se então notar que os resultados obtidos da análise coincidiram com o modelo de elementos finitos 3D para os 4 perfis propostos.

Na conclusão os autores ainda afirmam que umas das vantagens da análise realizada pelo método iterativo é por ser mais rápida e a entrada de dados pode ser simplesmente digitadas, sem a necessidade de geometrias da estaca-solo e da malha do modelo (GUPTA e BASU, 2015).

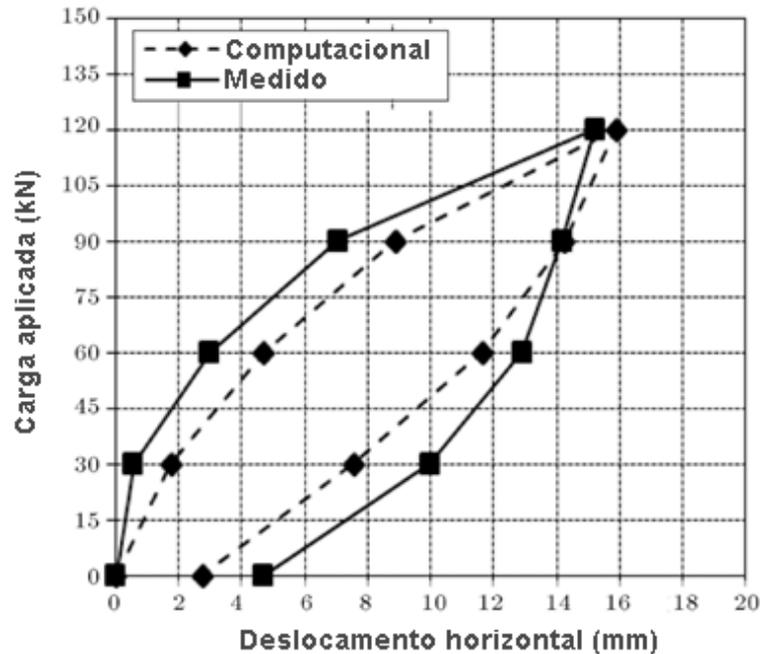
Vahabkashi e Rahai (2015) simularam o deslocamento no topo de estacas em solos granulares (Figura 31 e Figura 32) por meio do uso de análises numéricas.

**Figura 31 – Resultado do carregamento cíclico estático lateral**



Fonte: Vahabkashi e Rahai, 2015.

**Figura 32 – Comparação do deslocamento da cabeça da estaca em modelos analíticos e experimentais no primeiro ciclo de carregamento**



Fonte: Vahabkashi e Rahai, 2015.

Para o estudo foi utilizado modelos em 3D, com análise não linear do solo por meio do critério de Mohr-Coulomb, comportamento do material da estaca isotrópico elástico, com estaca de seção circular com 0,6 m de diâmetro e 9 m de comprimento.

Os resultados obtidos comprovaram que o grau de compactação do solo pode ser mais efetiva no comportamento das estacas no caso de estacas flexíveis com maior área de interface e os modelos com solo pouco compactado apresentam maior dissipação de energia em relação aos modelos com solo altamente compactado.

### 2.5.3 Simulações 3D de estacas

A fim de investigar numericamente a curva de carregamento de carga lateral em uma estaca, a modelagem de elementos finitos 3D é apresentada como uma opção que considera a continuidade solo-estaca.

As técnicas de simulação possibilitam que os resultados da análise possam ser validados no teste de carga de campo em escala real em termos de deflexão da estaca, momento fletor e curvas p-y ao longo do comprimento da estaca (KIM e JEONG, 2011).

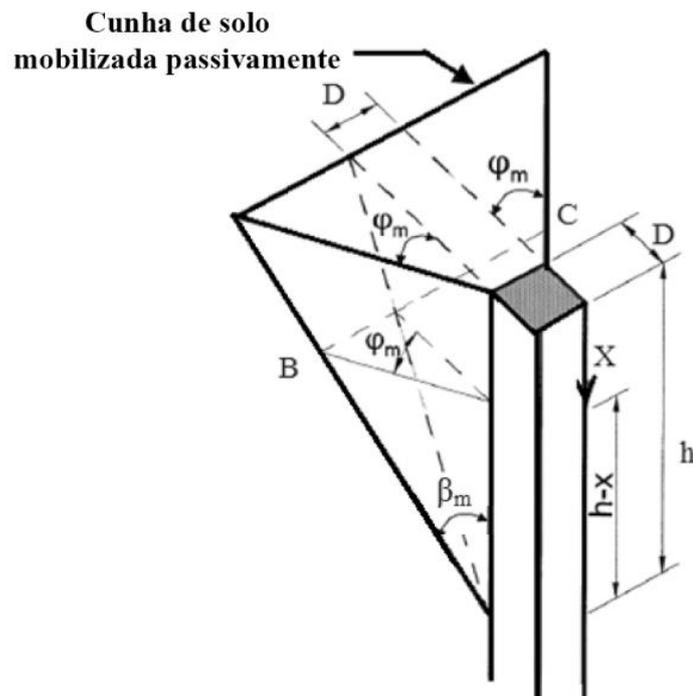
Com o objetivo de otimizar o projeto de turbinas eólicas offshore, um esforço considerável em pesquisas levou a reduções significativas no custo destinado para o desenvolvimento destas obras.

A otimização do projeto geotécnico dessas estruturas por meio de técnicas modernas de análise, como a Modelagem por Elementos Finitos 3D, desempenhou um papel fundamental na redução de custos, metodologia esta que possibilita modelar com precisão o comportamento de estacas isoladas utilizando dados do Teste de Penetração de Cone (CPT) para calibrar o modelo de solo não linear.

A metodologia pode ser validada comparando o comportamento modelado com testes de campo em uma variedade de geometrias de estacas. As curvas de reação solo-estaca podem ser extraídas do modelo de elementos finitos, isolando as tensões em cada elemento da estaca. A contribuição de cada componente para a resistência lateral geral varia também com a geometria da estaca e é examinada usando as curvas de reação do solo extraídas dos ensaios em campo (MURPHY *et al.*, 2018).

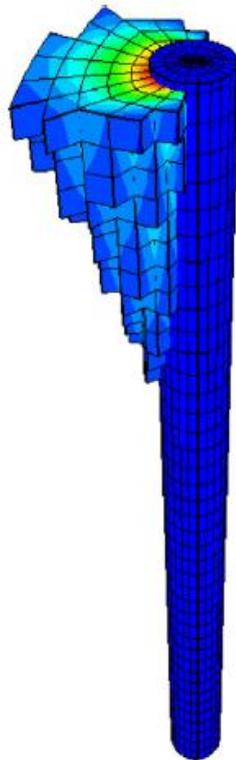
A comparação entre o modelo teórico do rompimento de cunha do solo próxima a cabeça de uma estaca carregada lateralmente (Figura 33) e modelo de rompimento do solo em uma análise numérica em 3D (Figura 34) possibilita observar uma boa concordância entre o método proposto e a simulação numérica, ilustrando a viabilidade do método proposto (YU, SUN e JUANG, 2018).

**Figura 33 – Cunha de deformação em solo uniforme. Dimensão da estaca por profundidade da superfície do solo**



Fonte: Heidari *et al.*, 2014.

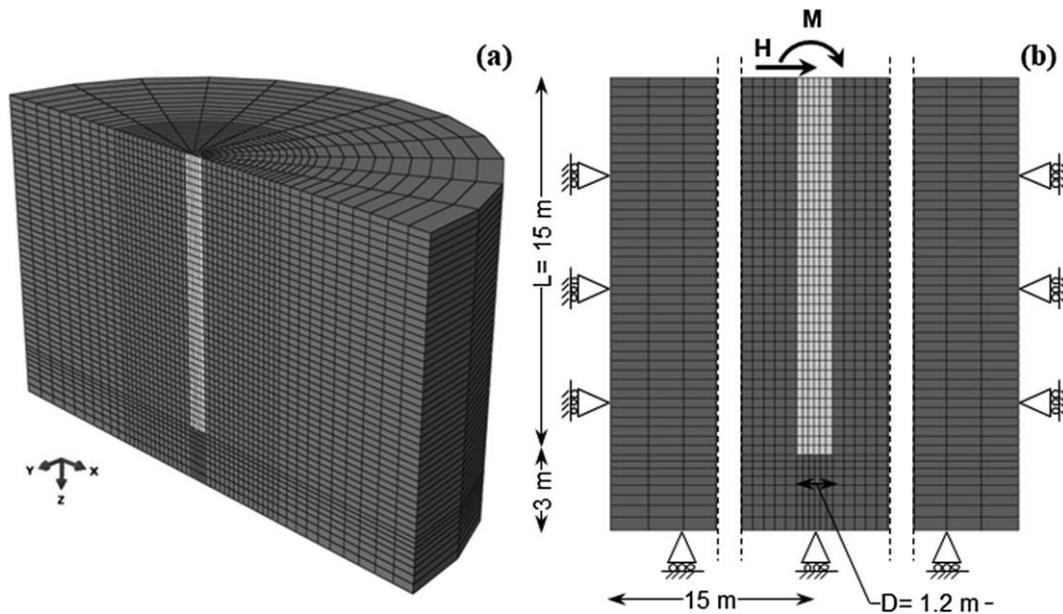
**Figura 34 – Cunha de rompimento de uma estaca carregada lateralmente em modelo numérico**



Fonte: Yu, Sun e Juang, 2018.

Para melhor otimização durante a criação das malhas os elementos devem ser seccionados em formas de cilindros e paralelepípedos de modo a permitir que o software crie malhas mais uniformes ao longo de todo elemento evitando distorções desnecessárias no modelo, assim como as malhas utilizadas por Lalicata *et al.* (2020) que apresentam menor detalhamento nas condições de contorno do solo e maior detalhamento nas proximidades de contato com a estaca, de modo a otimizar a simulação do modelo, assim como apresentado na Figura 35.

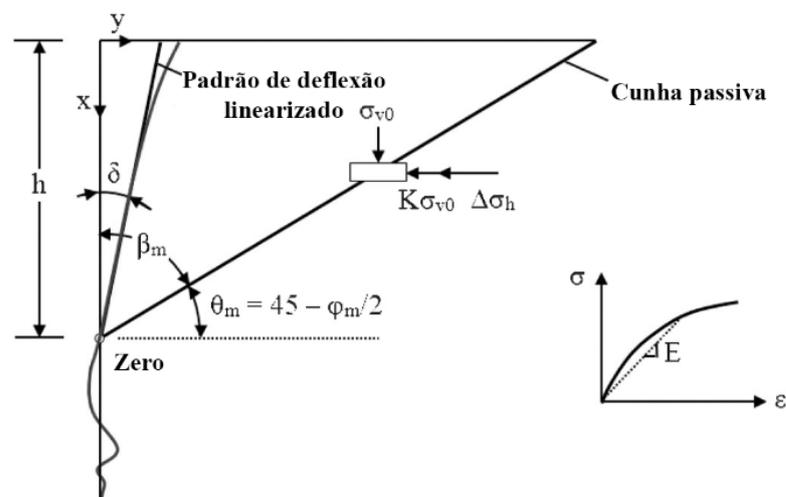
**Figura 35 – (a) Modelo 3D; (b) Plano de simetria**



Fonte: Lalicata *et al.*, 2020.

O padrão de deflexão de estacas longas carregadas lateralmente e cunha de rompimento são associadas ao módulo de elasticidade do solo, coeficiente de pressão do solo, deformação lateral do solo, ângulo de cunha passiva mobilizada, tensão, alteração da tensão horizontal do solo e a tensão efetiva vertical (Figura 36) (HEIDARI *et al.*, 2014).

**Figura 36- Deflexão de estacas longas carregadas horizontalmente e cunha de tensão associada**



Fonte: Heidari *et al.*, 2014.

Este comportamento do solo é alterado quando existe a presença de rochas no solo, alterando vários parâmetros na construção do modelo para simulação em 3D.

Yu, Sun e Juang (2018) desenvolveram um novo modelo para obter as reações de estacas carregadas lateralmente em misturas de solo e rocha. A sigla S-RM significa *Soil-rock mixture*, do inglês, mistura solo rocha.

Durante testes em campo foi notado que a resistência de cisalhamento se relaciona com a proporção de peso dos blocos de rocha. O método p-y utilizado foi o adaptado por Reese para solos sem coesão, posteriormente aperfeiçoado por Cho e Liang.

O método Brinch-hansen foi utilizado para calcular a resistência última do S-RM, pois ele contorna a limitação de cálculo de ELU em solo sem coesão.

A malha da simulação foi dividida em 40 camadas para se obter uma pressão do solo agindo na estaca mais precisa. Então para simulação do S-RM, admitiu-se um modelo linear-elástico, perfeitamente plástico, com critério de ruptura Mohr-Coulomb.

O VBP (*volumetric block proportion*, ou proporção volumétrica de bloco) é recomendado não ultrapassar o valor de 60% para S-RM.

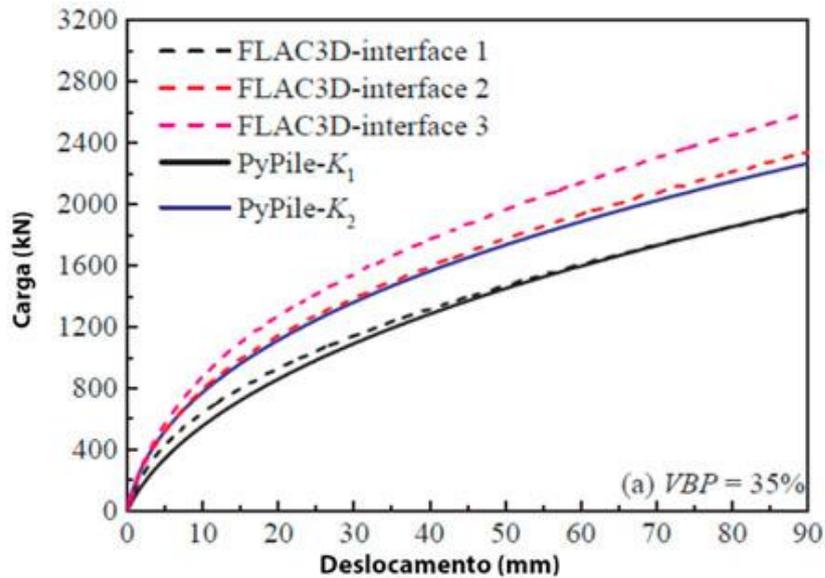
O diâmetro, comprimento, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e peso específico da estaca são 1,0 m, 15,0 m, 25,0 GPa, 0,2 e 25 kN.m<sup>-3</sup>, respectivamente.

O peso específico, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, ângulo de atrito e coesão da matriz do solo argiloso são considerados 20 kN.m<sup>-3</sup>, 40 MPa, 0,35, 20° e 30 kPa, respectivamente.

O método proposto utiliza o peso específico e o ângulo de repouso dos blocos de rocha, que são assumidos como 23 kN.m<sup>-3</sup> e 40°, respectivamente.

Os resultados obtidos (Figura 37) na simulação pelo software PyPile e Itasca FLAC3D® prevê razoavelmente o resultado em campo, superestimando a carga em argilas e subestimando nas rochas.

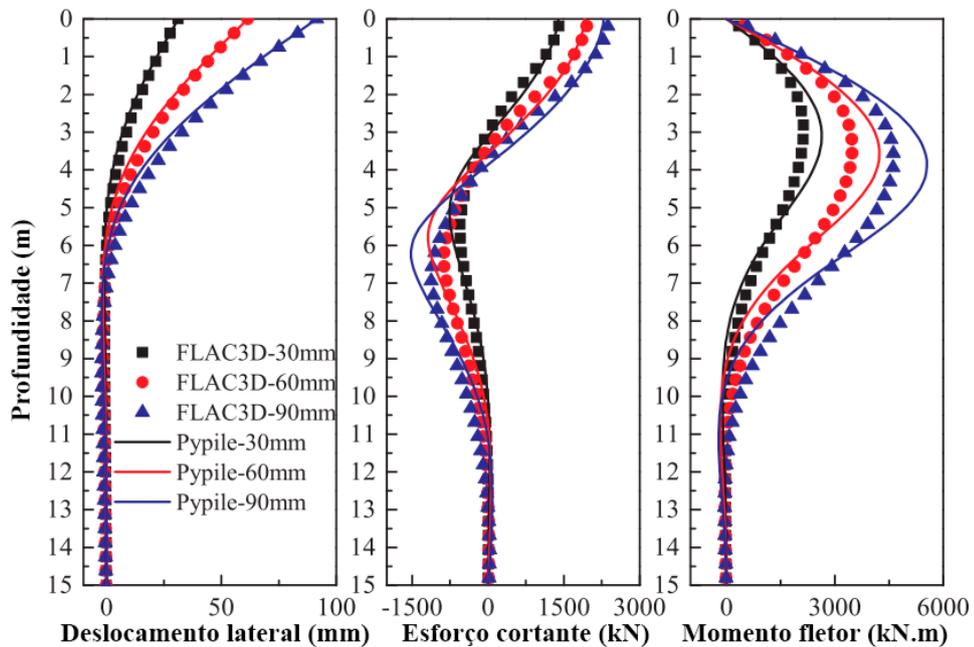
**Figura 37 – Comparação dos resultados obtidos pelos softwares PyPile e FLAC3D**



Fonte: Yu, Sun e Juang, 2018.

Os valores de esforço cortante e momento fletor foram então simulados (Figura 38), a partir de deslocamentos máximos na cabeça da estaca nos valores de 30, 60 e 90 mm.

**Figura 38 – Comparação de deslocamentos laterais, esforço cortante e momento fletor entre PyPile e o FLAC3D com VBP = 35%**

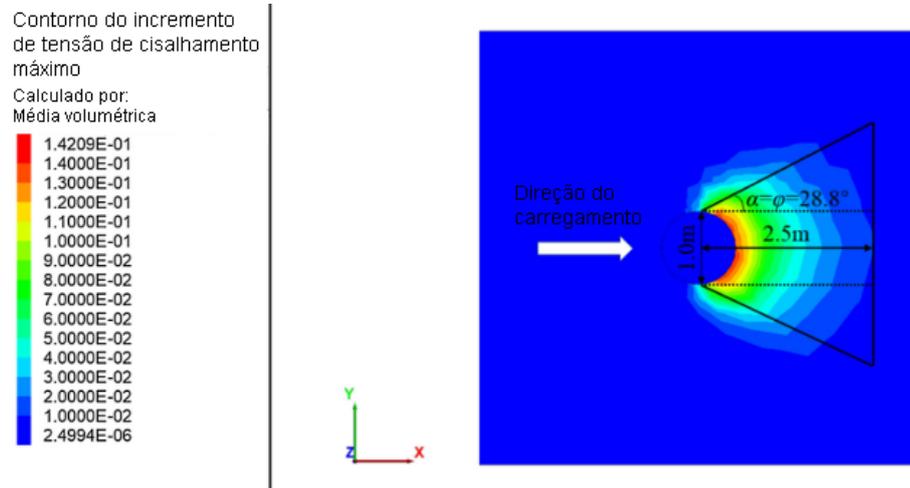


Fonte: Yu, Sun e Juang, 2018.

A comparação da cunha de rompimento teórica com o modelo simulado pelo software FLAC3D em elementos finitos 3D, vista em planta (Figura 39) e vista lateral (Figura 40),

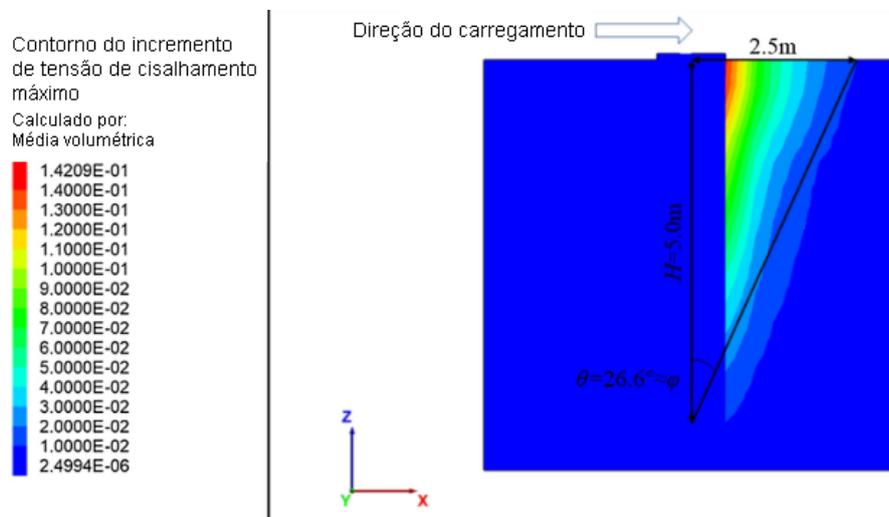
demonstram a viabilidade de simulações computacionais para representação de comportamentos da estrutura em modelos mais complexos, que são de difícil representação analítica.

**Figura 39 – Dimensões da cunha de rompimento, vista em planta com VBP = 35%**



Fonte: Yu, Sun e Juang, 2018.

**Figura 40 - Dimensões da cunha de rompimento com VBP = 35%, vista lateral**



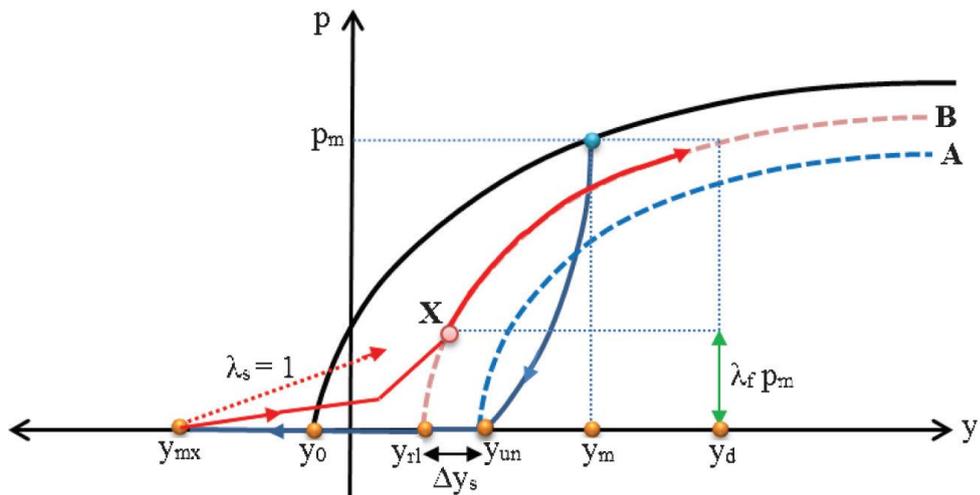
Fonte: Yu, Sun e Juang, 2018.

A cunha de tensão para o modelo com proporção de 35% de proporção de bloco volumétrico apresentou 2,5 vezes a dimensão do diâmetro na direção do carregamento e 5 vezes o diâmetro na profundidade (YU, SUN e JUANG, 2018).

De modo a simular os efeitos de uma estrutura real ensaiada em campo em um modelo 3D pode-se inserir os ciclos de descarregamento e recarga da estrutura.

Pode-se fazer duas curvas de recarga padrão que podem ser utilizadas para representar o caminho de carregamento (Figura 41), sendo a curva A correspondente à formação de lacuna estável, e a curva B o caminho de carregamento devido ao desmoronamento do solo (HEIDARI *et al.*, 2014).

**Figura 41 – Esquema da curva de descarregamento e recarga de estacas longas carregadas horizontalmente**

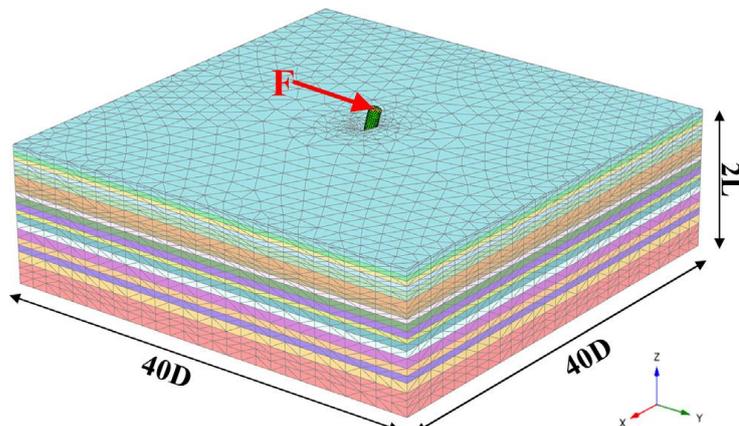


Fonte: Heidari *et al.*, 2014.

Além das curvas de descarregamento e recarga, outro aspecto que pode influenciar os resultados da simulação é a influência das condições de contorno do modelo.

Segundo Murphy (2018), em simulações de carregamento transversal em estacas, para que as condições de contorno não interfiram nas tensões em torno da estaca é necessário garantir que o solo tenha lados com dimensão de 40 vezes o diâmetro da estaca e a altura do solo tenha o dobro do comprimento da estaca (Figura 42).

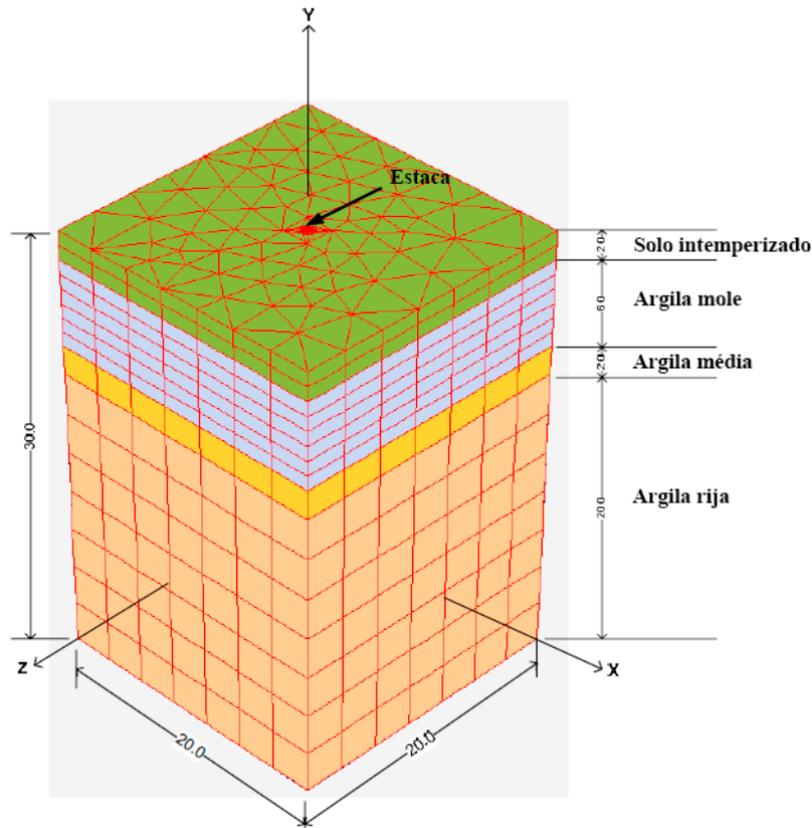
**Figura 42 – Dimensões recomendadas para simulação com carregamento lateral**



Fonte: Murphy *et al.*, 2018.

O solo pode ser discretizado para diferentes resistências do solo, de acordo com o tipo de solo em cada intervalo de profundidade (Figura 43), discretização esta que possibilita uma maior mobilização de resistências de camadas mais profundas (BERGADO, SUKSAWAT e JAMSAWANG, 2011).

**Figura 43 – Modelo de estaca carregada lateralmente com solo discretizado de acordo com a profundidade**



Fonte: Bergado, Suksawat e Jamsawang, 2011.

Outra característica que pode influenciar os resultados de uma simulação é a não drenagem do solo.

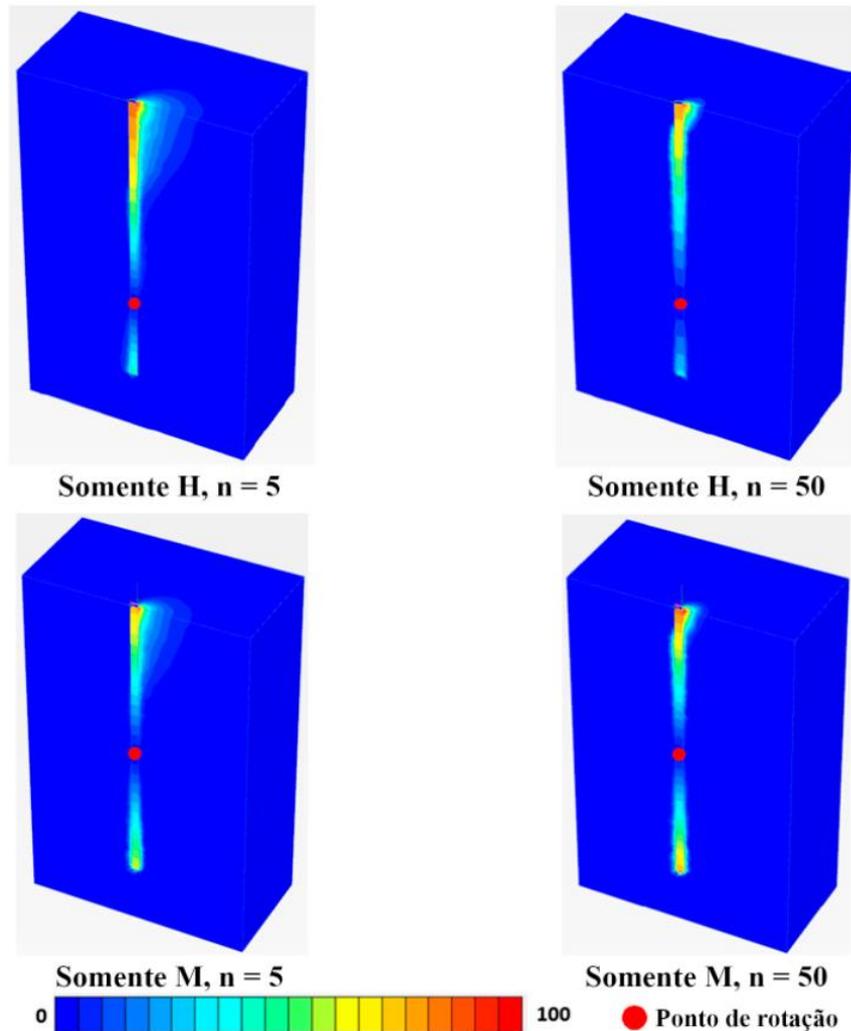
Keawsawasvong e Ukritchon (2020) utilizaram de análise de elementos finitos tridimensional (3D) de estacas carregadas horizontalmente para estudar a capacidade de carga de solos não drenados, por meio do software PLAXIS3D.

No modelo, o solo argiloso foi considerado com comportamento elástico perfeitamente plástico obedecendo o critério de ruptura de Tresca. O elemento estrutural, em concreto armado, cuja relação comprimento diâmetro  $L/D$  utilizada foi de 40, com módulo de elasticidade de 25,45 GPa e coeficiente de Poisson 0,21.

O solo foi analisado sob a influência isolada de somente carga horizontal e posteriormente somente momento fletor, com o fator de sobrecarga de 5 e 50 para ambas as

simulações, separando as simulações em reações isoladas da carga horizontal (H) e dos momentos (M) (Figura 44).

**Figura 44 – Deslocamentos para estacas com carregamento lateral e  $L/D = 40$**



Fonte: Keawsawasvong e Ukritchon, 2020

A comparação do deslocamento total para estacas carregadas lateralmente sob carga puramente horizontal ou somente momento fletor da figura acima apresenta uma barra de contorno indicando a porcentagem de deslocamento total incremental em qualquer ponto do domínio em relação ao valor máximo.

O deslocamento total incremental relativo varia de 0 a 100%. Os pontos de rotação dos casos de carga puramente horizontal e momento puro acontecem em profundidade de 0,75 e 0,55 do comprimento da estaca, respectivamente. A separação entre o solo e a estaca encontra-se acima do ponto de rotação para ambos os casos com  $n = 5$  e  $50$ , assim, pode-se deduzir desses resultados que a distância de separação entre o verso da estaca depende significativamente do fator de tensão de sobrecarga  $n$ .

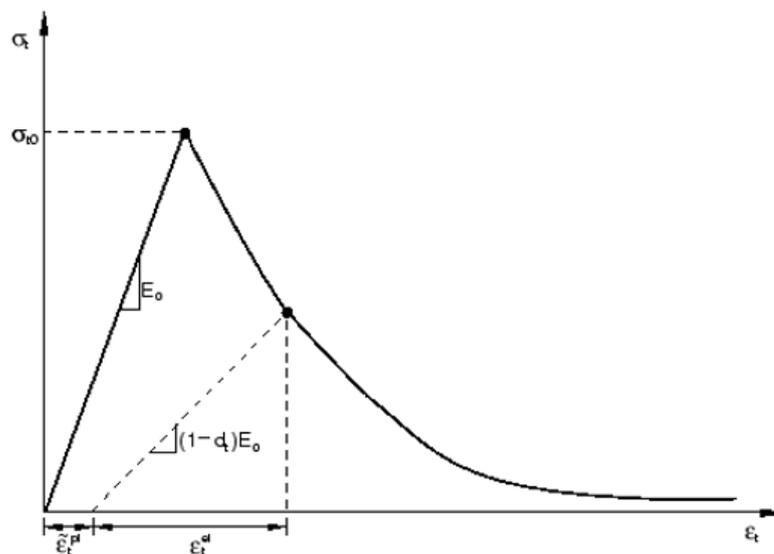
Como os resultados do estudo foram baseados exclusivamente na análise de elementos finitos, é necessária uma verificação adicional dos resultados apresentados por meio de testes experimentais. (KEAWSAWASVONG e UKRITCHON, 2020).

## 2.6 PLASTICIDADE POR DANO DE CONCRETO

O modelo CDP (*Concrete Damage Plasticity*), tem o potencial de representar completamente o comportamento inelástico do concreto tanto na compressão como na tração, incluindo a evolução de dano no material.

Este modelo assume dois principais mecanismos de falha no concreto, esmagamento por compressão e fissuração por tração. O comportamento do material pode ser representado por tração uniaxial (Figura 45) e compressão uniaxial (Figura 46)(BENIN *et al.*, 2020).

**Figura 45 – Exemplo de tração uniaxial do concreto**



Fonte: Benin *et al.*, 2020.

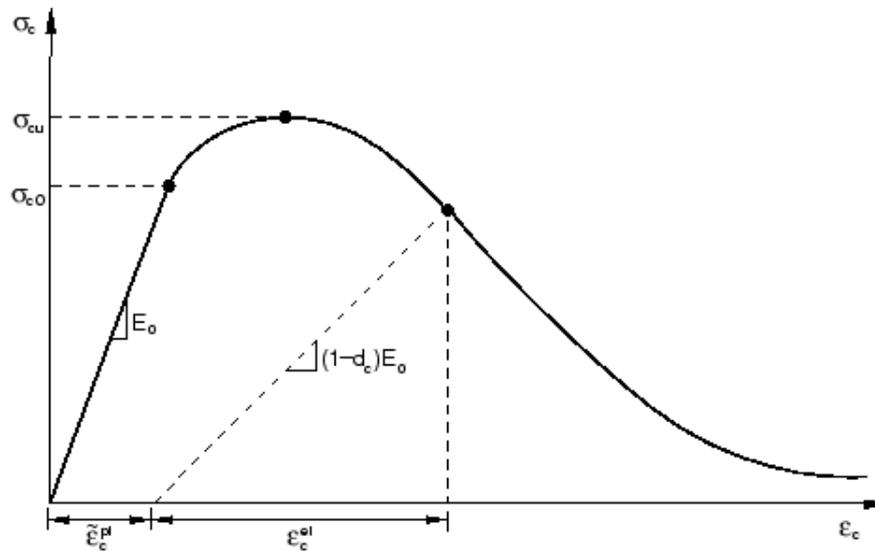
Sob tensão uniaxial, a resposta tensão-deformação segue uma relação elástica linear até que o valor da tensão de ruptura,  $\sigma_{t0}$ , seja alcançado. A tensão de ruptura corresponde ao aparecimento de microfissuras no material de concreto.

Além da tensão de ruptura, a formação de microfissuras é representada macroscopicamente com uma resposta tensão-deformação de amolecimento, que induz a localização de deformações na estrutura de concreto.

O concreto, quando sob compressão ou tração, tem seu comportamento dependente do módulo de elasticidade, bem como parâmetros de plasticidade e propriedades de comportamento de compressão/tensão. O comportamento de compressão e tensão é determinado por deformações inelásticas e por variáveis de dano correspondentes.

Variáveis estas sendo,  $\varepsilon_c$  e  $\varepsilon_t$  as deformações totais de compressão e tração, respectivamente,  $\varepsilon_c^{el}$  e  $\varepsilon_{0t}^{el}$  deformações elásticas em compressão e tração, respectivamente,  $E_0$  é o módulo de elasticidade sem dano e  $d_c$  e  $d_t$  são as variáveis do dano de compressão e tração, variando entre 0 e 1, sendo 0 correspondente ao material não danificado e 1 para a ruína total do material analisado.

**Figura 46 – Exemplo de compressão uniaxial do concreto**



Fonte: Benin *et al.*, 2020.

Além da tensão de ruptura, a formação de microfissuras é representada macroscopicamente com uma resposta tensão-deformação de amolecimento, que induz a localização de deformações na estrutura de concreto. Sob compressão uniaxial a resposta é linear até o valor da tensão inicial de escoamento,  $\sigma_{c0}$ .

No regime plástico, a resposta é tipicamente caracterizada por endurecimento por tensão seguido por amolecimento por tensão além da tensão última,  $\sigma_{cu}$ . Essa representação, capta as principais características da resposta do concreto.

Em condições de carregamento cíclico uniaxial, os mecanismos de degradação são bastante complexos, envolvendo a abertura e fechamento de microfissuras previamente formadas, bem como sua interação.

Experimentalmente, observa-se que há alguma recuperação da rigidez elástica conforme a carga muda de sinal durante um teste cíclico uniaxial. O efeito de recuperação da rigidez, também conhecido como “efeito unilateral”, é um aspecto importante do comportamento do concreto sob carregamento cíclico.

O efeito é geralmente mais pronunciado à medida que a carga muda de tensão para compressão, causando o fechamento de fissuras de tração, o que resulta na recuperação da rigidez compressiva (SILVA, CHRISTOFORO e CARVALHO, 2021).

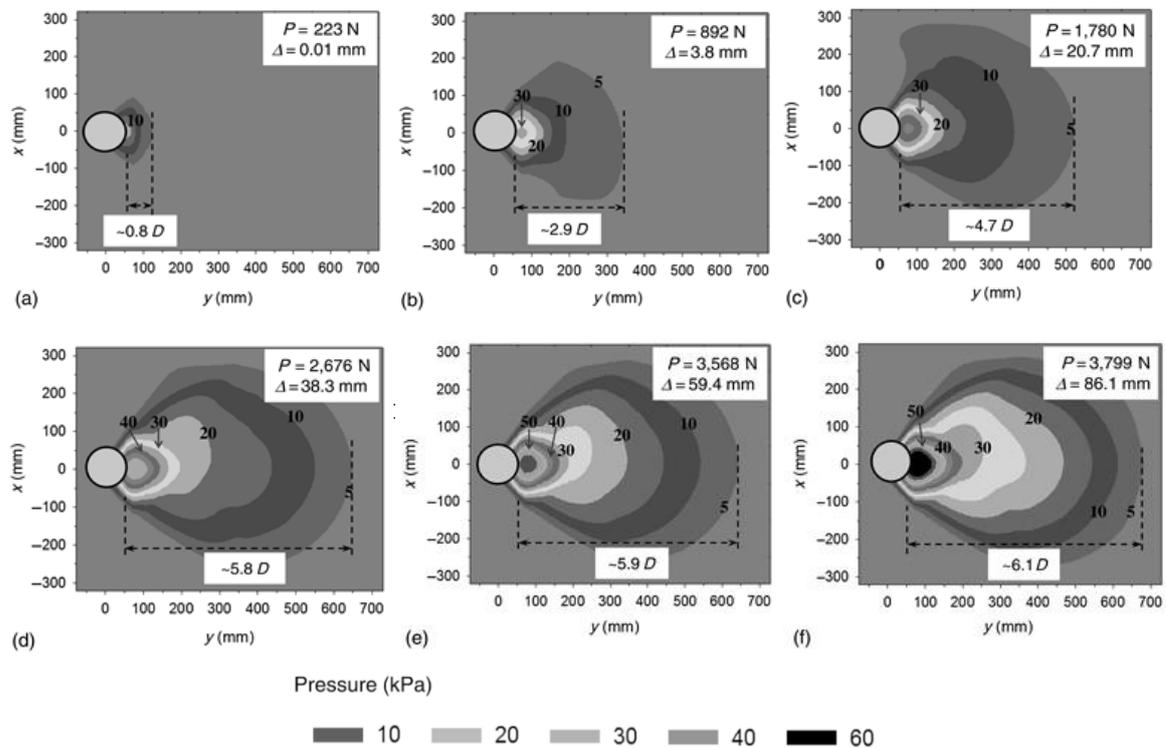
## 2.7 REFORÇO PARA ESTACAS EM SOLOS NÃO COESIVOS

Uma das maneiras que se pode aumentar a resistência de estacas para carregamentos horizontais é a utilização de reforço na própria estaca, alterando sua geometria ou no solo local.

Para identificar o comportamento e a reação de solos não coesivos carregados lateralmente, Lin *et al.* (2015) ensaiou experimentalmente em solo arenoso uma estaca metálica de 102 mm de diâmetro, espessura de 6,4 mm e comprimento de 1,524 m.

No experimento foram utilizados diversos sensores de pressão em uma profundidade de 352 mm da superfície do solo, obtendo os resultados o espalhamento das tensões aplicadas na estaca, assim como diferentes zonas com pressões gradualmente variáveis (Figura 47).

**Figura 47 – Contornos de tensão no solo de estaca carregada horizontalmente em diferentes estágios de carregamentos para profundidade de 352 mm da superfície**



Fonte: Lin *et al.*, 2015.

À medida que a carga aplicada na cabeça da estaca aumenta, a extensão da cunha de pressão no solo circundante aumenta. A cunha de pressão na frente da estaca nesta profundidade estendeu-se de 0,8 para 6,1 diâmetros conforme o deslocamento da cabeça da estaca aumentou de 0,01 mm em 223 N para 86,1 mm em 3799 N. Esses resultados estavam de acordo com os dados apresentados por Hajjalilue-Bonab *et al.* (2013), onde a cunha de deformação se estendeu para 5,5 diâmetros na mesma profundidade para uma estaca curta e rígida carregada lateralmente (LIN *et al.*, 2015).

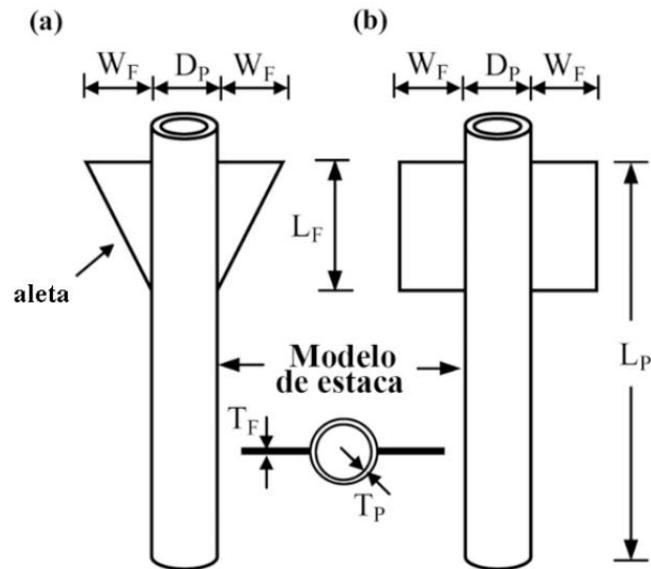
Para solos arenosos, na seção da cabeça da estaca, de modo a melhorar a distribuição de cargas no solo e diminuir os deslocamentos horizontais, pode-se realizar um reforço com aletas do tipo torpedo, que aumentam a resistência lateral em até 76% para estacas isoladas e 81% em grupo. Este tipo de reforço está sendo muito utilizado para ancoramentos de plataformas offshore (ALBUSODA, AL-SAADI e JASIM, 2018).

Nasr (2014) comparou a melhoria de resistência em estacas metálicas carregadas horizontalmente em solos arenosos por meio do reforço com haletas retangulares e triangulares soldadas próximas a superfície do solo (Figura 48).

Os modelos em escala possuem 21 mm de diâmetro e espessura 1,8 mm, com comprimento de 315 e 777 mm para as estacas classificadas como curta e longa, respectivamente.

Os modelos de aletas ensaiados em escala foram comparados e validados com modelos numéricos com uso de elementos finitos (Figura 49), gerando resultados para reforços executados próximos ao topo da estaca em solos arenosos.

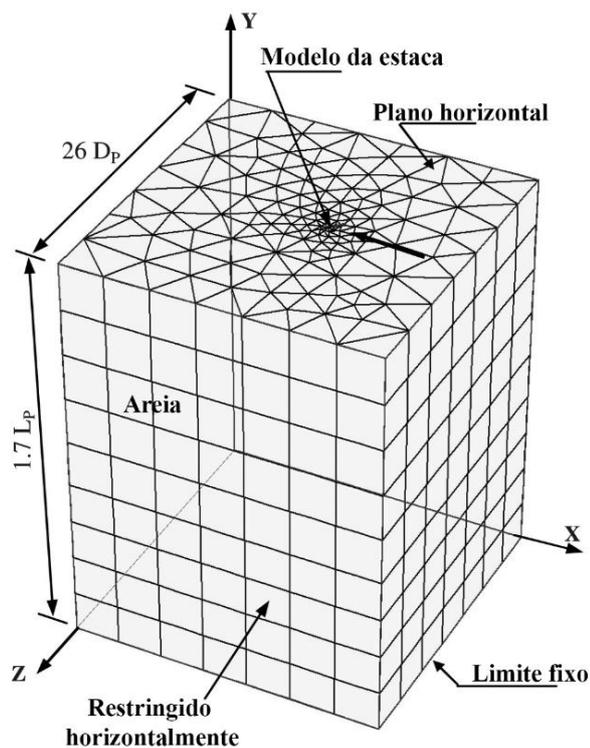
**Figura 48 – Esquema de dimensões de estacas com aletas: (a) aleta triangular; (b) aleta retangular**



$D_p$  = diâmetro da estaca (constante);  
 $T_p$  = espessura do material da estaca;  
 $L_p$  = comprimento embutido da estaca;  
 $W_f$  = largura da aleta;  $L_f$  = comprimento da aleta;  
 $T_f$  = espessura da aleta (constante).

Fonte: Nasr, 2014.

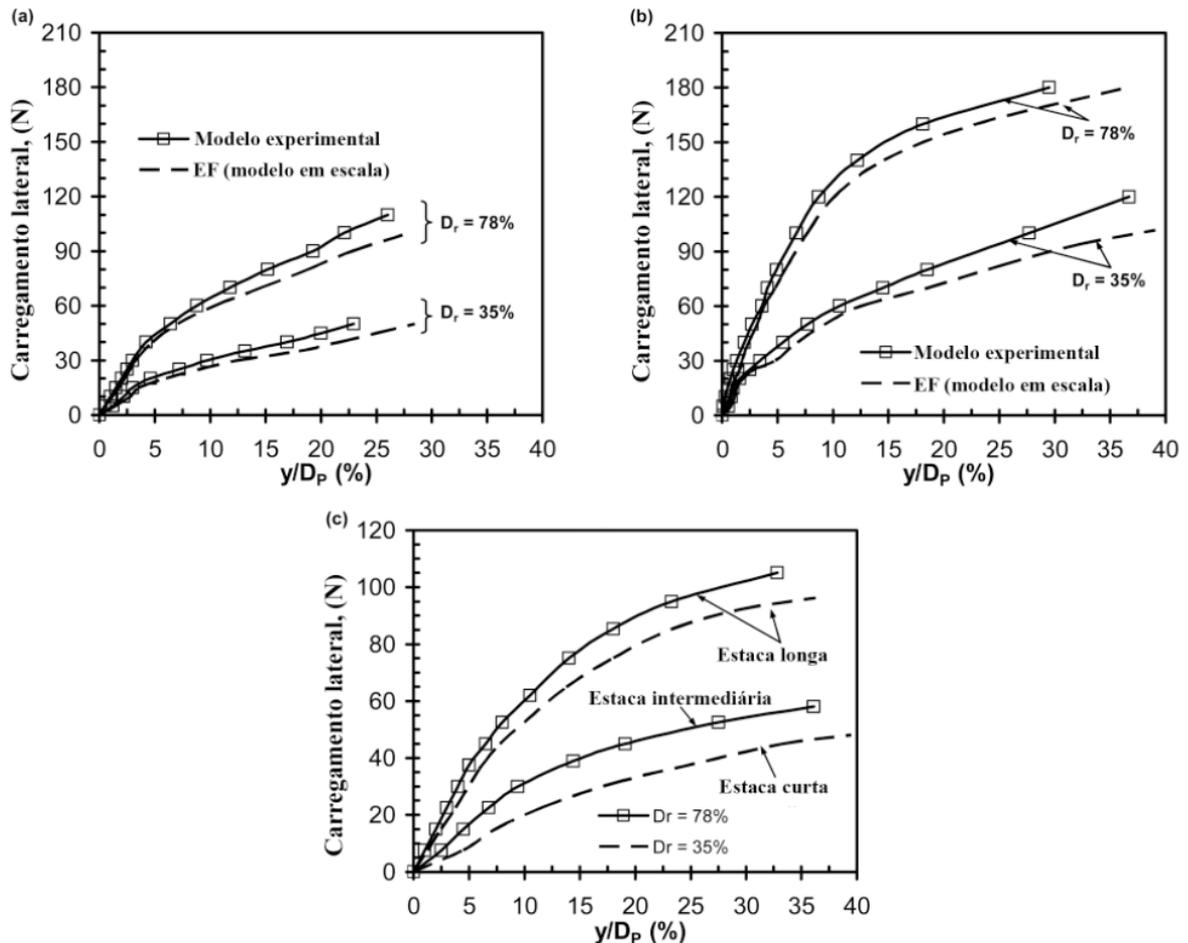
**Figura 49 – Modelo de elemento finito utilizado para carregamento lateral em estacas**



Fonte: Nasr, 2014.

As estacas com reforço em aletas retangulares foram validadas em solos arenosos com densidade relativa ( $D_r$ ) de 35% e 78% (Figura 50).

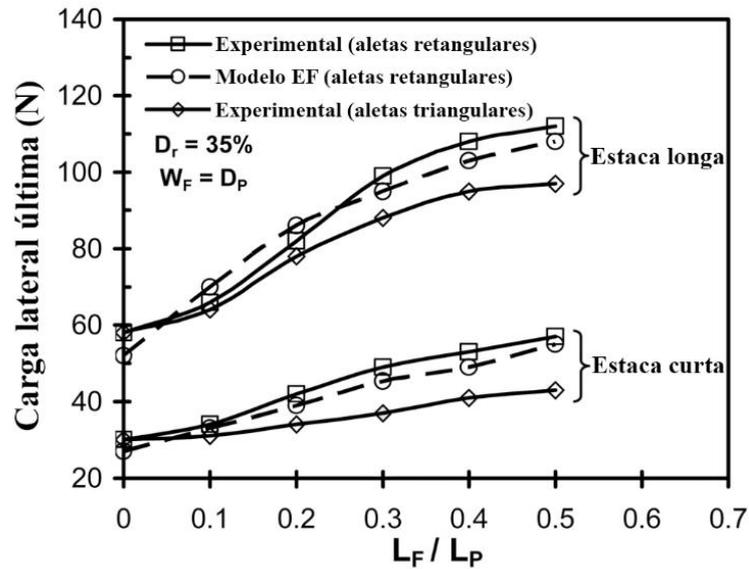
**Figura 50 – Curvas de deflexão lateral do topo da estaca de modelo experimental e modelo em elementos finitos: (a) estaca com  $L_p/D_p = 15$ ; (b) estaca longa  $L_p/D_p = 37$ ; (c) EF (protótipo em escala)**



Fonte: Nasr, 2014.

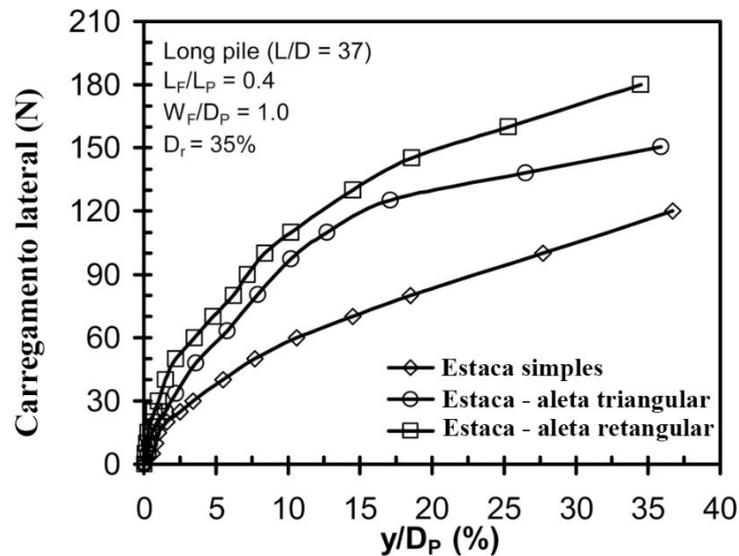
Com os resultados das análises, foram comparadas as resistências últimas para as estacas carregadas horizontalmente e pode-se observar que as aletas triangulares apresentaram performance inferior quando comparadas com o reforço de aletas retangulares (Figura 51 e Figura 52), devido a sua menor área de contato com o solo.

**Figura 51 – Variação da carga última lateral para modelos de estacas em escala**



Fonte: Nasr, 2014.

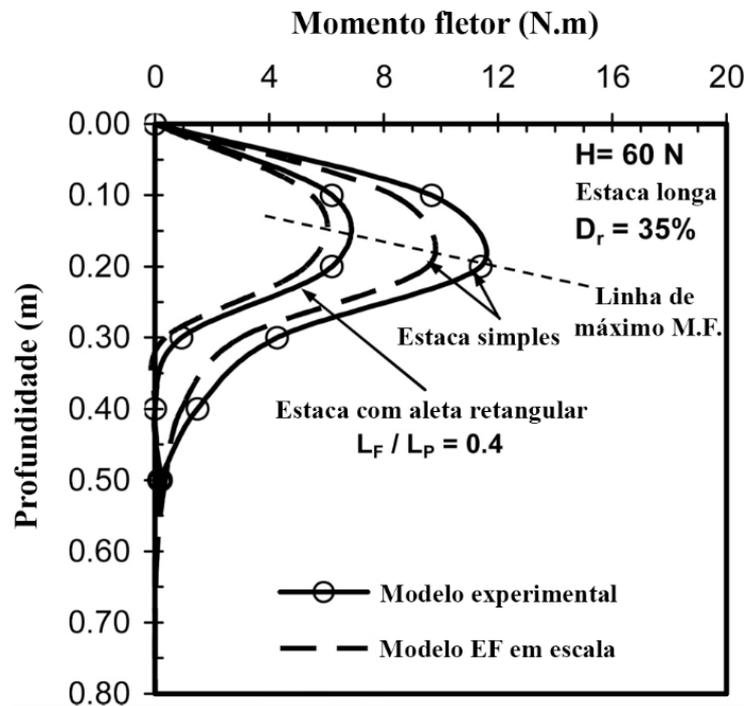
**Figura 52 – Curvas de deflexão de estacas carregadas lateralmente para estaca simples e reforçada com aletas de diferentes formas**



Fonte: Nasr, 2014.

Por fim Nasr (2014) comparou o reforço retangular com a estaca sem reforço, de modo a demonstrar menores momentos fletores durante todo o comprimento da estaca quanto e um ponto de máximo momento com menor profundidade, influenciado pelo reforço próximo a superfície do solo (Figura 53).

**Figura 53 – Variação de momentos fletores (M.F.) ao longo do comprimento de estacas simples e com aletas**



Fonte: Nasr, 2014.

Com essas análises, pode-se afirmar que estacas com aletas possibilitam uma carga lateral última consideravelmente maior quando comparado com as estacas normais de referência.

Utilizando aletas triangulares e retangulares foi possível obter um aumento na carga lateral última em 64% e 86% respectivamente. Ao mesmo tempo a deflexão no topo da estaca foi reduzida em 37% e 70% respectivamente (NASR, 2014).

## 2.8 REFORÇO PARA ESTACAS EM SOLOS COESIVOS

Para o reforço de solos argilosos pode-se fazer uso do solo-cimento. O solo-cimento é composto por uma mistura homogênea de material químico cimentício (cimento) e material natural (solo). O produto tem um aumento significativo na resistência ao cisalhamento para atender aos requisitos de resistência de diferentes aplicações, além de apresentar um bom índice de impermeabilidade, baixo índice de retração e boa durabilidade.

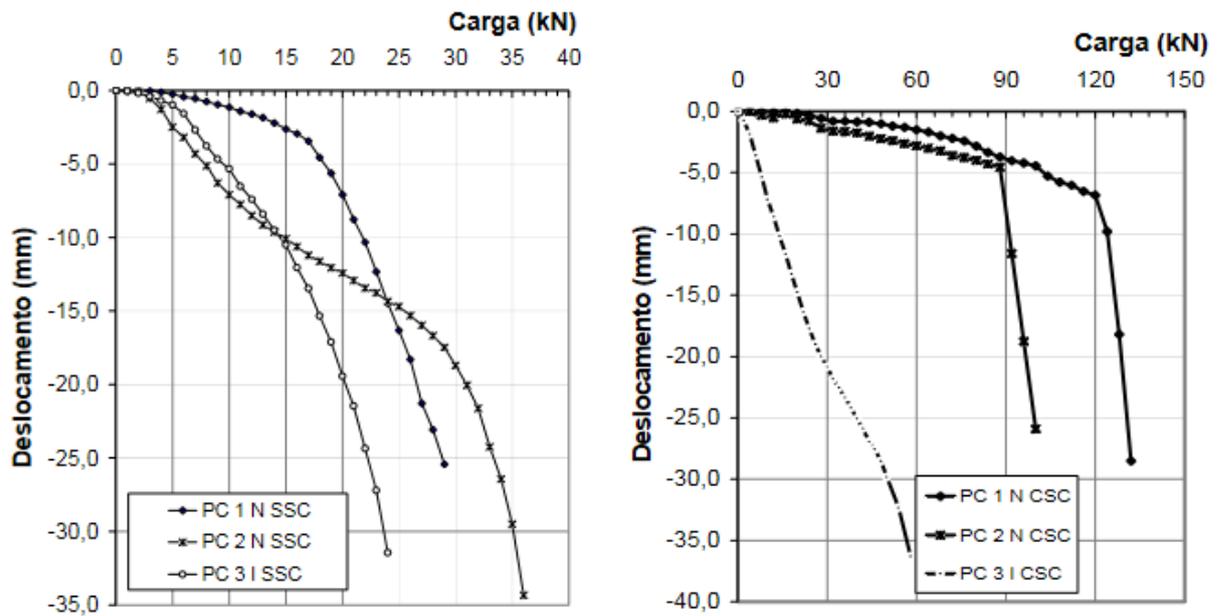
O solo-cimento pode ser caracterizado como mistura de solo-cimento de grão fino ou grosso, de acordo com as classificações do solo e, portanto, apresenta diferentes propriedades mecânicas. A mistura dos dois materiais é a ação mecânica necessária para produzir solo-cimento (FAN, WANG e QIAN, 2018).

O uso de cimento como aditivo ao solo natural é uma prática que vem sendo utilizada por um grande tempo em projetos de engenharia. As ligações químicas geradas como resultado da hidratação do cimento e reações pozolânicas são responsáveis pelo aumento da resistência dos solos cimentados (ASKARANI e PAKBAZ, 2016).

Um estudo apresentado por Vidrih *et al.* (2017), demonstrou o desempenho de três estacas, com 0,25 m de diâmetro e 4 m de comprimento, carregadas horizontalmente ensaiadas em campo com solo natural e posteriormente comparou os resultados obtidos com a mesmas estacas após receberem um reforço em solo-cimento próximo ao topo da estaca (Figura 54).

O resultado do uso do solo-cimento apresentou uma capacidade de carga de cerca de 350% da resistência do solo original local.

**Figura 54 – Desempenho de estacas sem utilização de solo-cimento (SSC) e com a utilização de solo-cimento (CSC)**



Fonte: Vidrih *et al.*, 2017.

De modo a determinar a quantidade de cimento que deve ser adicionada para cada tipo de solo, a ABNT NBR 12.253:2012, sugere teores de cimento em massa em função da classificação do solo estabelecida pela ASTM D3.282:2004 (Tabela 2), que classifica o solo em classes de acordo com a porcentagem de material passante nas peneiras número 10, 40 e 200.

**Tabela 2 – Teor de cimento sugerido para o ensaio de compactação do solo-cimento**

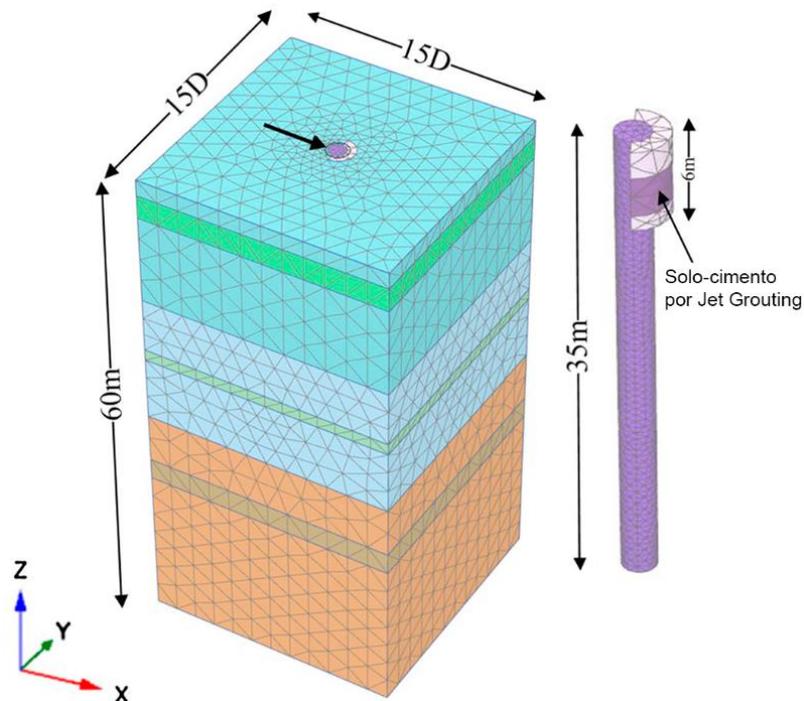
Classificação do solo	Teor de cimento (% em massa)
A1-a	4
A1-b	4
A2	5
A3	7
A4	7

Fonte: NBR 12.253:2012.

Yu *et al.* (2019), para entender melhor o mecanismo de desenvolvimento da resistência lateral de estacas isoladas em um solo melhorado com solo-cimento, realizou ensaios com o solo natural e melhorado com a introdução de solo-cimento por Jet Grouting nas proximidades da cabeça da estaca.

Posteriormente, análises paramétricas tridimensionais de elementos finitos foram realizadas para estudar o efeito do melhoramento no solo, por meio do software Bentley Plaxis 3D<sup>®</sup> (Figura 55).

**Figura 55 – Modelo tridimensional de elementos finitos de estaca carregada horizontalmente com reforço de solo-cimento**

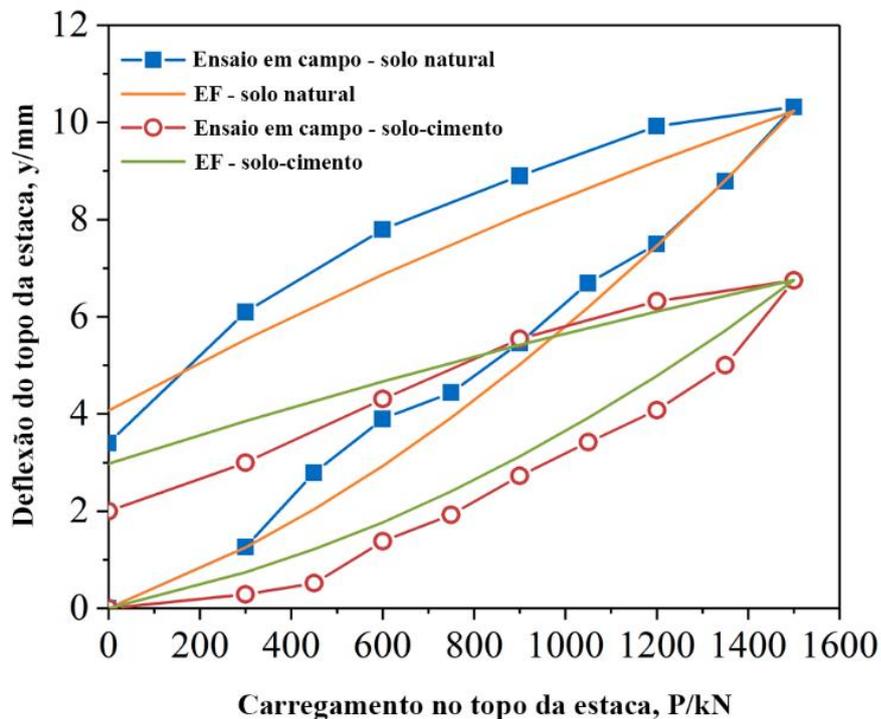


Fonte: Yu *et al.*, 2019.

A estaca analisada possui diâmetro de dois metros e o reforço possui um metro adicional de raio em metade da face cilíndrica da estaca, já que a face tracionada do solo sofrerá descolamento não ajudando relevantemente na resistência final.

Os resultados obtidos pela análise computacional de elementos finitos foram então comparados com as estruturas ensaiados em campo para validação, valores estes que apresentaram uma boa conformidade com os valores previamente medidos, tanto para o solo natural, quanto para o solo melhorado com solo-cimento (Figura 56).

**Figura 56 – Comparação de deflexões ensaiadas e obtidas pelo método de elementos finitos no topo da estaca carregada lateralmente**

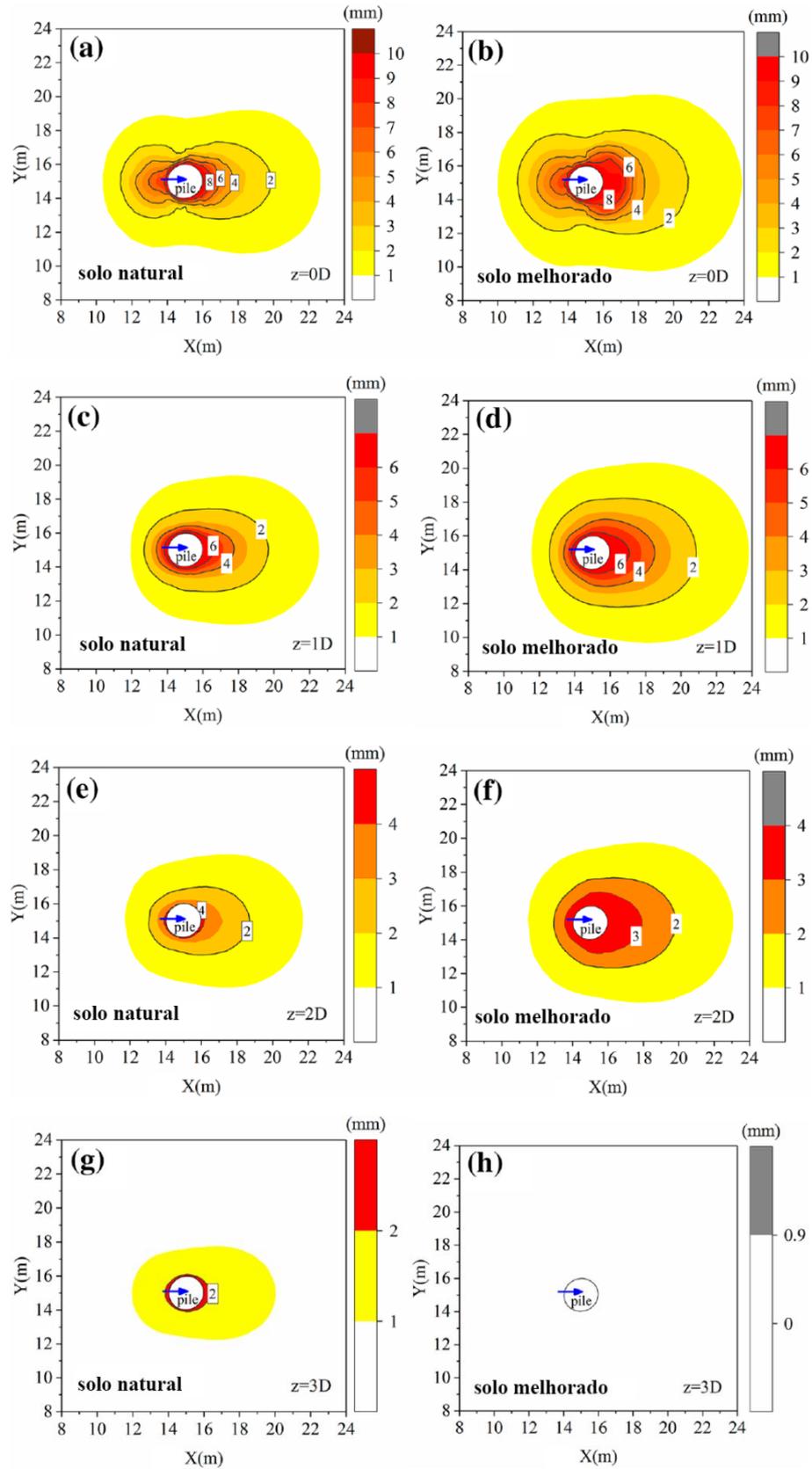


Fonte: Yu *et al.*, 2019.

Então, de modo a verificar a influência no solo, fora simulado computacionalmente nos modelos validados, os deslocamentos gerados no solo pelo deslocamento horizontal de 10 mm do topo da estaca, para a estaca com e sem reforço, em diferentes profundidades (Figura 57).

Na imagem é possível observar que para a estaca reforçada, o solo sofre deslocamentos em uma área maior para profundidades de até dois diâmetros da estaca e para profundidades maiores o inverso ocorre, devido a diferença da estrutura reforçada possuindo uma região de solo-cimento com maior coesão e ângulo de atrito, influenciando a distribuição de tensões para o deslocamento analisado.

**Figura 57 – Influência horizontal do solo natural e melhorado em profundidades de 0 e 1 diâmetros**



Fonte: Yu *et al.*, 2019.

Os dados observados mostram que a capacidade de carga horizontal da estaca simples é aumentada em 43% no caso de solo melhorado com cimento.

Levando em conta a interação do modelo 3D com comportamento não linear entre solo melhorado e a estaca, a curva p-y proposta no artigo apresentou uma representação razoável das características de transferência de carga lateral de estacas flexíveis em solo melhorado com cimento (YU *et al.*, 2019).

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para a realização deste trabalho foi utilizado como referência ensaios de campo previamente realizados no campo experimental da Universidade Estadual de Maringá, por Martinez (2018), com duas estacas escavadas isoladas de concreto idênticas com 25 cm de diâmetro e 8 m de comprimento, carregadas horizontalmente, sendo apenas uma das estacas com reforço em solo-cimento em seu topo.

Foi então criado um modelo computacional de elementos finitos em 3D, com todas as características dos materiais e geometrias das estruturas, de modo a validar o modelo, comparando os resultados obtidos em campo.

Com o modelo validado, pode-se então analisar a influência do reforço em solo-cimento, variando as suas dimensões, de modo a observar o desempenho do conjunto estrutural quando carregado horizontalmente.

#### 3.1 MATERIAIS

Para o estudo foi utilizado o modelo “padrão/explicito” no software Simulia™ Abaqus® v. 6.13, que realiza a análise pelo método de elementos finitos em modelos tridimensionais, sendo efetivo com comportamentos não lineares, de modo a verificar a reologia do solo.

##### 3.1.1 CARACTERÍSTICAS DO SOLO LOCAL

Na área do campo experimental, a camada de solo superficial atinge 9,5 metros, apresentando perfis consideravelmente espessos, constituído de solo argiloso tropical típico, possuindo, em locais de alta e média vertente, uma camada superficial de solo evoluído, sendo esse do tipo latossolo vermelho distroférico, proveniente da alteração do basalto.

Os valores de resistência à penetração N do SPT são relativamente baixos na parte superior da camada, comumente nos primeiros 4 ou 5 metros de profundidade, possuindo valores inferiores a 3, chegando em até 1.

Os valores de resistências medidos por meio de sondagem à percussão (ensaio SPT), são relativamente baixos, para profundidades pequenas até 5 metros, sendo que esta porção do solo porosa possui comportamento colapsível (ALMADA, 2016).

A resistência do solo, obtido pelas sondagens SPT realizadas no campo experimental da UEM até a profundidade de 17 metros é apresentado na Tabela 3.

Tabela 3 – Índices  $N_{SPT}$  do campo experimental da UEM

Prof. (m)	$N_{spt}$				
	SP1	SP3	SP4	SP5	Média
1	2	2	2	2	2,0
2	2	2	2	2	2,0
3	3	2	3	3	2,8
4	4	4	3	3	3,5
5	3	5	4	4	4,0
6	4	5	5	5	4,8
7	5	4	6	5	5,0
8	5	6	6	8	6,3
9	6	7	6	8	6,8
10	11	12	6	7	9,0
11	11	10	8	13	10,5
12	10	11	11	12	11,0
13	12	13	14	15	13,5
14	16	13	12	14	13,8
15	23	9	11	9	13,0
16	19	18	21	-	19,3
17	39	36	31	-	35,3

Fonte: Almada *et al.*, 2019.

### 3.1.2 CARACTERÍSTICAS DA ESTACA

As estruturas existentes ensaiadas por Martinez (2018) são duas estacas escavadas por trado mecânico, com 25 cm de diâmetro, 8 metros de comprimento, em concreto armado, tendo  $f_{ck,28}$  igual a 30 MPa (Figura 58).

Cada estaca possui 8 barras  $\varnothing$  12,5 mm, de aço CA50B e cobrimento de 2,5 cm. O módulo de Young ensaiado do concreto  $E$  foi de 31.163 MPa e é próximo do valor obtido pela equação normativa:

$$E = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck,28}} \quad (08)$$

Nos últimos 35 centímetros do topo da estaca possuem seção quadrada de 30 centímetros de lado, possuindo as mesmas características do concreto da seção circular.

Devido ao propósito pelo qual os blocos foram concretados e suas dimensões, as estacas continuam sendo consideradas como de topo livre, pois existe um movimento independente dos blocos.

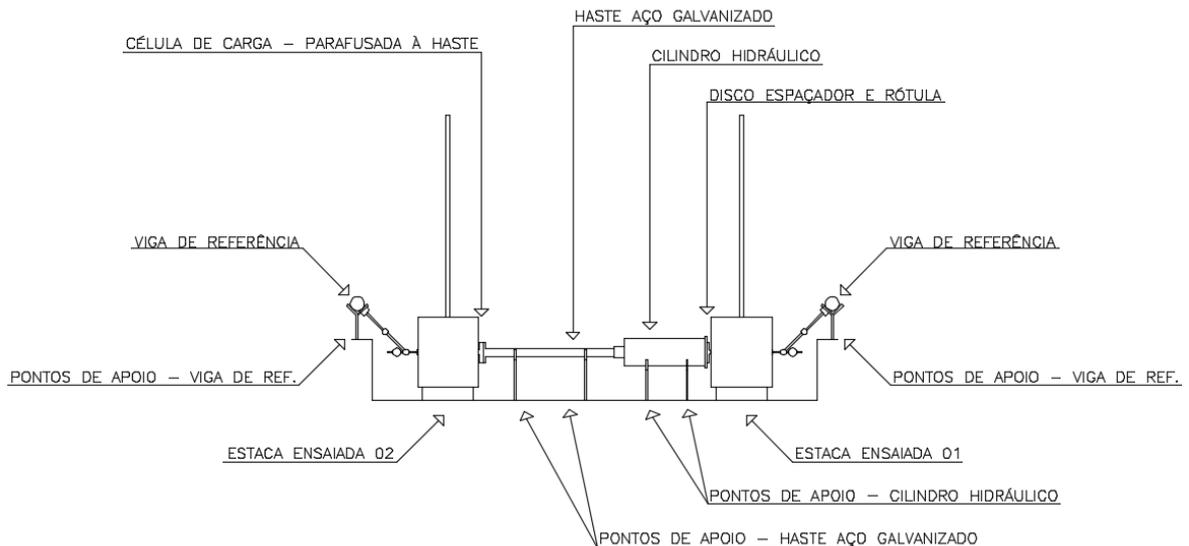
**Figura 58 – Estacas ensaiadas no campo experimental**



Fonte: Autor, 2022.

As estacas foram ensaiadas, posicionando um macaco hidráulico horizontalmente apoiado na cabeça de duas estacas simultaneamente, aplicando assim o mesmo carregamento em ambas (Figura 59 e Figura 60).

**Figura 59 – Esquema de aplicação de carga horizontal**



Fonte: Martinez, 2018.

A ruptura é caracterizada de acordo com a ABNT NBR 6122:2019, usando os critérios convencionais ou pela extrapolação da curva carga por deslocamento horizontal, caso se faça necessário. A carga horizontal fora aplicada a 25 cm do fundo da vala, portanto, foi considerada a influência dessa distância na aplicação dos métodos de cálculo de deslocamentos.

**Figura 60 – Montagem de aplicação de carga horizontal**



Fonte: Martinez, 2018.

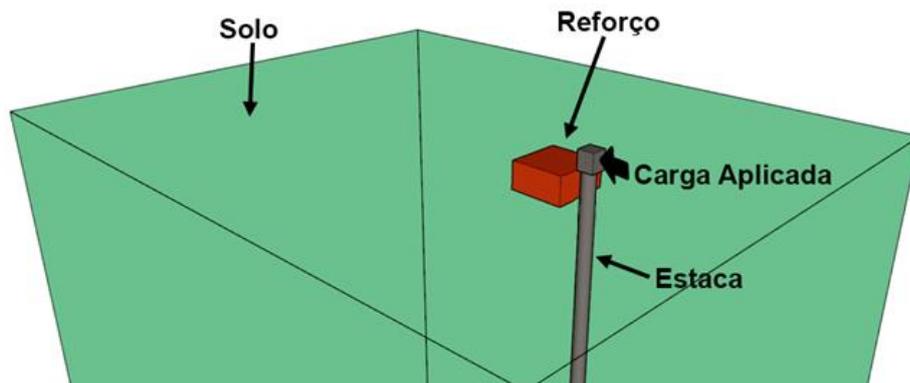
O deslocamento na cabeça da estaca foi medido com a variação de carga com intervalos de 2 kN até a carga final de 24 kN.

Os resultados do ensaio em campo foram validados por análises de simulação numérica pelo software Simulia™ Abaqus®, de modo a criar um modelo de comportamento elástico linear pelo método de elementos finitos 3D.

### 3.1.3 CARACTERÍSTICAS DO REFORÇO

Em uma das estacas fora executado um reforço para a estaca em solo-cimento na superfície, com dois diâmetros (0,50 m) de altura e quatro diâmetros (1,00 m) nas outras dimensões (Figura 61).

**Figura 61 – Esquema de carregamento da estaca com reforço de solo-cimento**



Fonte: Autor, 2022.

Para o solo-cimento, foi utilizado como base de dados os ensaios em campo realizados por Polastri (2017), através da mistura proposta de 7% de cimento e 0% de PET no solo do campo experimental da Universidade Estadual de Maringá, proporção de cimento utilizado posteriormente por Martinez (2018). Adotando estas porcentagens, Polastri (2017) chegou a um módulo de Young do solo de 300 MPa, e a um peso específico aparente seco de 18,3 kN/m<sup>3</sup>.

Devido à presença do solo-cimento como reforço em uma das estacas, a sua resistência a deflexão quando carregada horizontalmente é maior que a outra estrutura sem reforço, devido à resistência e à rigidez do solo de reação serem superiores ao solo natural.

## 3.2 MÉTODOS

### 3.2.1 CONSTRUÇÃO DO MODELO

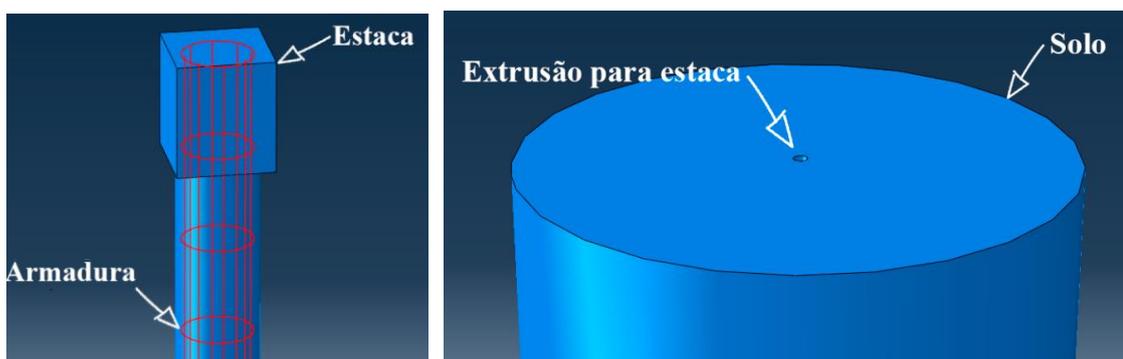
A análise do modelo foi desenvolvida por meio do modelo criado no software Simulia™ Abaqus® v. 6.13, representativo da estrutura real que foi realizado o ensaio em campo por Martinez (2018), seguindo a ordem de criação de elementos e definições de parâmetros conforme indicadas pelo software em seu manual.

O solo, estaca e reforço em solo-cimento foram criados como elementos sólidos em 3D e a armadura como elemento de treliças.

O solo foi definido com comportamento elástico com parâmetros de plasticidade de Mohr-Coulomb, o concreto da estaca e o reforço em solo-cimento com comportamento elástico com parâmetros de plasticidade C.D.P. e o aço da estaca com comportamento elastoplástico.

No software foram criados os elementos individuais utilizados na simulação, sendo a estaca armada com o bloco em seu topo para aplicação de carga e o solo no formato cilíndrico com 10 metros de diâmetro, 16 metros de profundidade e uma extrusão do tamanho da estaca no centro da superfície superior (Figura 62).

**Figura 62 – Modelo da estaca armada e solo com extrusão para inserção da estaca**



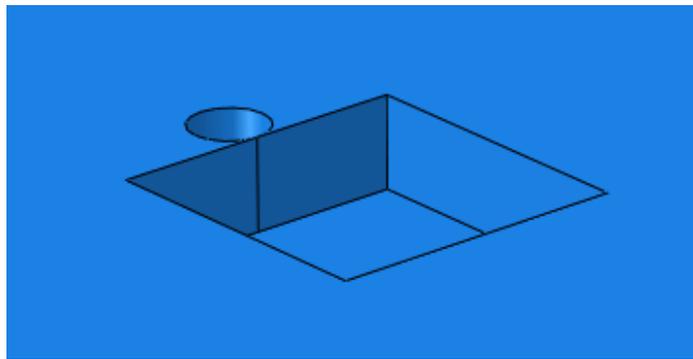
Fonte: Autor, 2022.

As dimensões do solo foram criadas obedecendo as recomendações para o elemento analisado de modo a não causar interferência no resultado devido as condições de contorno (MURPHY *et al.* 2018).

Foram definidos os parâmetros para os quatro materiais utilizados durante as análises, sendo estes, concreto, aço, solo e solo-cimento.

Para os modelos de análises com reforço em solo-cimento, foi criado uma extrusão no solo no local para a inserção do solo-cimento (Figura 63).

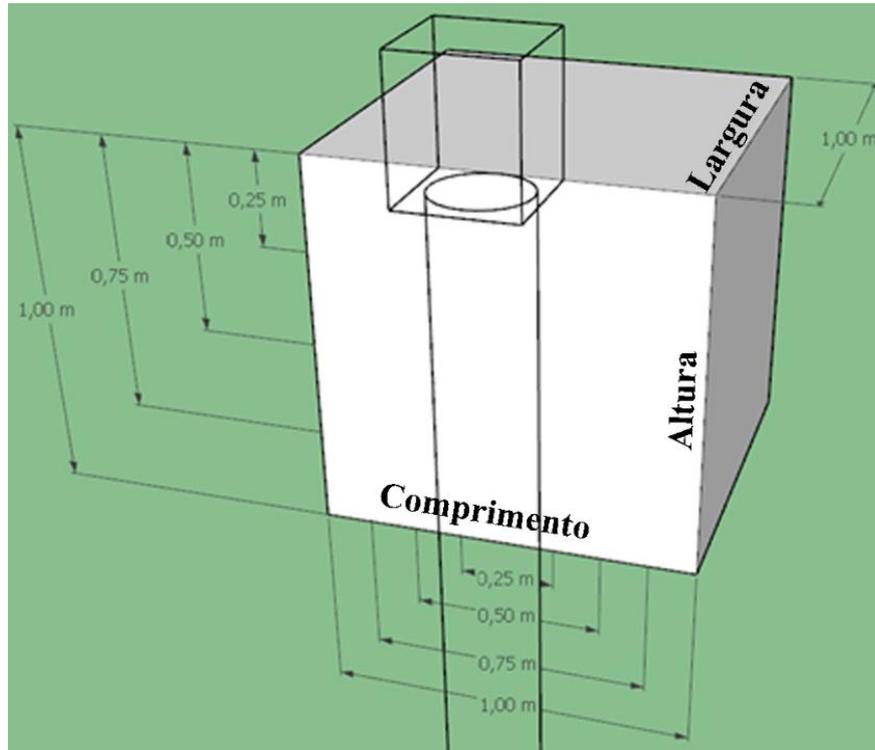
**Figura 63 – Extrusão para o reforço em solo-cimento**



Fonte: Autor, 2022.

Para os modelos com reforço em solo-cimento, as dimensões do reforço foram variadas em múltiplos do diâmetro da estaca, variando de 1 a 4 diâmetros em uma dimensão, enquanto as outras dimensões permanecem com valor fixo de 4 diâmetros, as dimensões variadas foram a altura e comprimento da face em contato com a estaca, resultando em 7 simulações diferentes (Figura 64).

**Figura 64 – Dimensões variadas do reforço em solo-cimento**



Fonte: Autor, 2022.

As 7 combinações de variações de comprimento e altura do reforço em solo-cimento é exibido na Tabela 4.

**Tabela 4 – Variação de dimensões de reforço em solo-cimento**

<b>Simulação</b>	<b>Comprimento (m)</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Largura (m)</b>
01	0,25	1,00	1,00
02	0,50	1,00	1,00
03	0,75	1,00	1,00
04	1,00	1,00	1,00
05	1,00	0,75	1,00
06	1,00	0,50	1,00
07	1,00	0,25	1,00

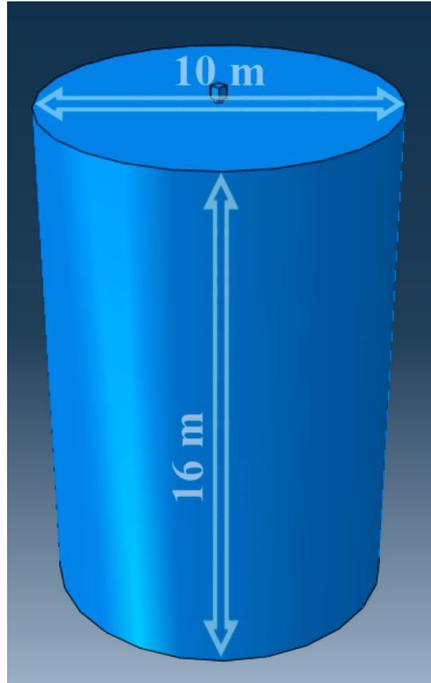
Fonte: Autor, 2022.

Então realizou-se a montagem do modelo com a posição final de cada elemento (Figura 65), inserindo a estaca armada na extrusão do solo garantindo que dois elementos não estão ocupando o mesmo espaço em qualquer ponto do modelo, de modo a permitir um bom

funcionamento das opções de contato definidas e minimizando assim interferências nos resultados.

Para os casos em que foi simulado a utilização de reforço em solo-cimento, o bloco de reforço foi inserido em uma extrusão adjacente à estaca com as exatas dimensões do reforço a ser utilizado.

**Figura 65 – Montagem do modelo no software**



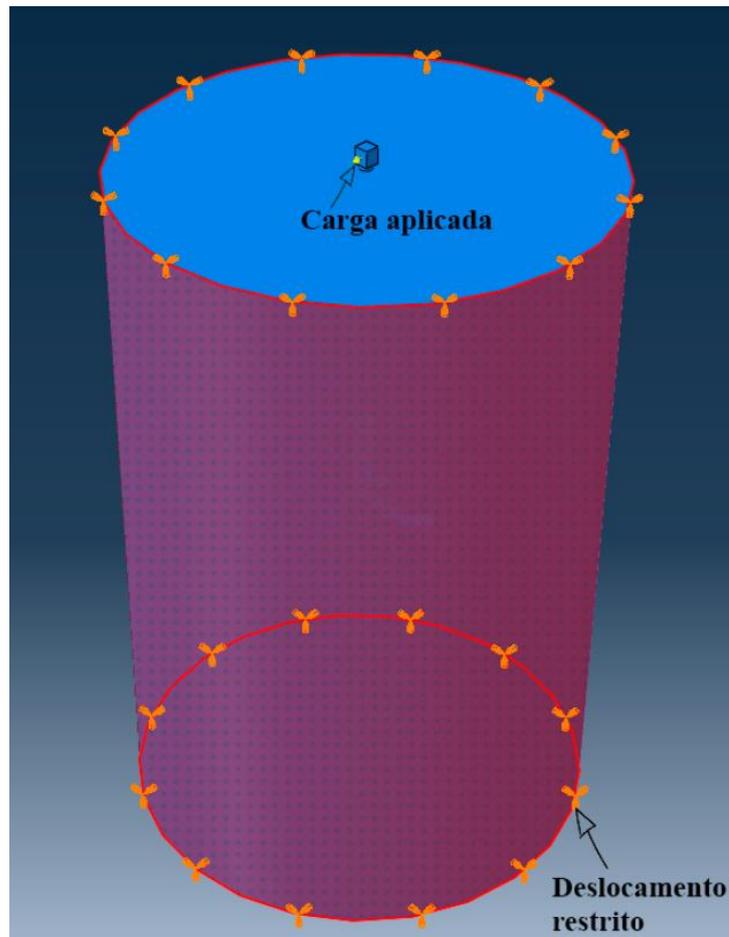
Fonte: Autor, 2022.

Foram então criadas as etapas da simulação, que consistem de etapa inicial, geostática e carregamento. Simulando primeiramente assim a condição natural da estrutura no solo, seguido da estrutura com o carregamento aplicado.

Realizou-se as definições de condições de contorno, engastando as faces laterais e inferior do solo, e criou-se um ponto de referência (RP-1) para aplicação da carga horizontal e medição de deslocamentos (Figura 66).

Para a carga aplicada fora criado uma curva de carga análoga a ensaiada em campo por Martinez (2018), com incrementos máximos de 2 kN, incremento este que foi utilizado no ensaio em campo para intervalos entre medições de deslocamentos durante o carregamento.

**Figura 66 – Definições de carregamento e condições de contorno**

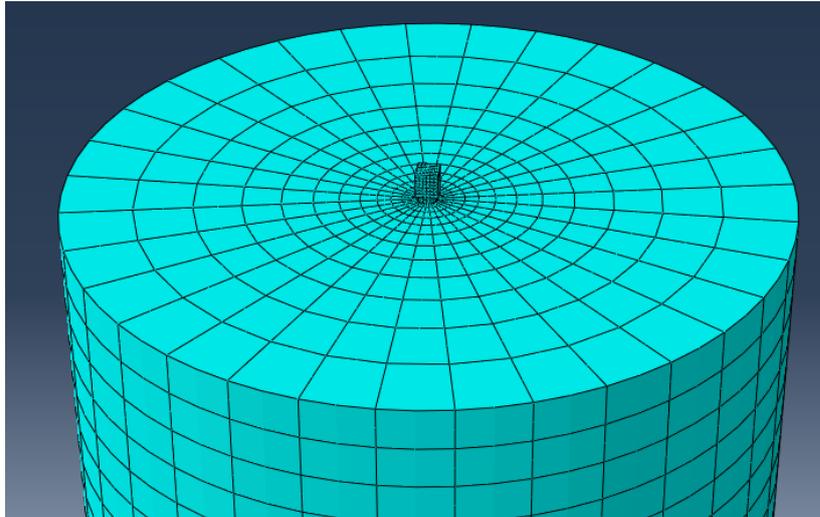


Fonte: Autor, 2022.

Para melhor otimização durante a criação das malhas os elementos estruturais foram subdivididos em formas de cilindros e paralelepípedos de modo a permitir que o software crie malhas uniformes ao longo de todo elemento evitando distorções no modelo. A subdivisão de elementos só altera o processo de criação de malhas, não influenciando nas resistências dos elementos.

Criou-se então a interface de contato solo-estaca, para simular os comportamentos de contatos tangenciais e normais, sendo a interface de contato estaca-solo definida pelo modelo de contato “rígido”, possibilitando descolamento após contato, com coeficiente de atrito 0.3 e a malha da estrutura discretizada em hexaedros (Figura 67), com elementos pequenos ao centro e elementos maiores próximo as condições de contorno, de modo a ter uma otimização de recursos computacionais no modelo. Podendo assim submeter o modelo para simulação de modo a obter dos resultados.

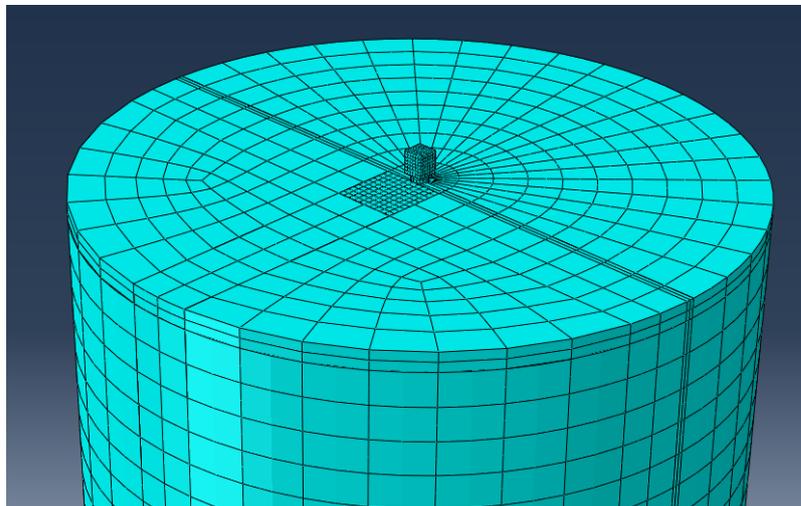
**Figura 67 – Estrutura sem reforço discretizada em malhas**



Fonte: Autor, 2022.

Para os modelos com o uso de reforço em solo-cimento foi necessário realizar uma discretização prévia manual de modo a permitir o software criar malhas de dimensões configuráveis em vez de malhas piramidais sem padrão dimensional definido (Figura 68).

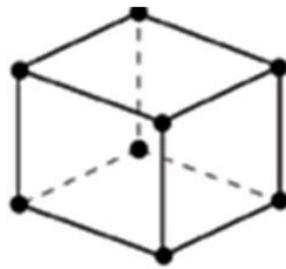
**Figura 68 – Estrutura com reforço discretizada em malhas**



Fonte: Autor, 2022.

Para a estaca, solo e reforço em solo-cimento as malhas foram definidas como tipos de elemento C3D20R e para todas seções em aço foi definido o tipo de elemento T3D3 (Figura 69 e Figura 70).

**Figura 69 – Diferença entre elemento sólido linear e elemento sólido quadrático**



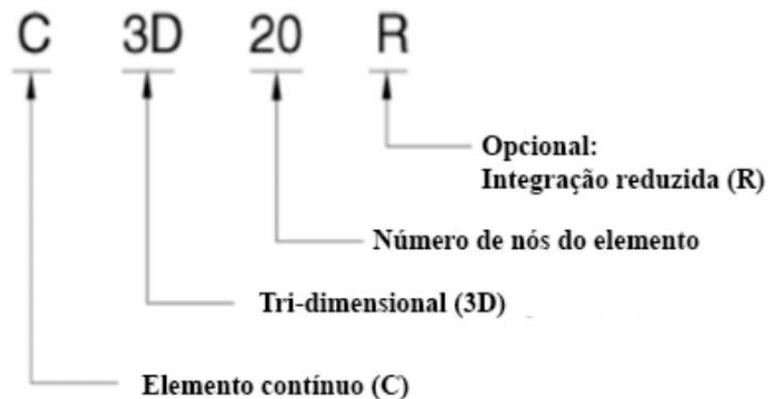
(a) Elemento linear,  
Ex: C3D8



(b) Elemento quadrático,  
Ex: C3D20

Fonte: Abaqus analysis user's manual, 2014.

**Figura 70 – Nomenclatura para elementos finitos sólidos**



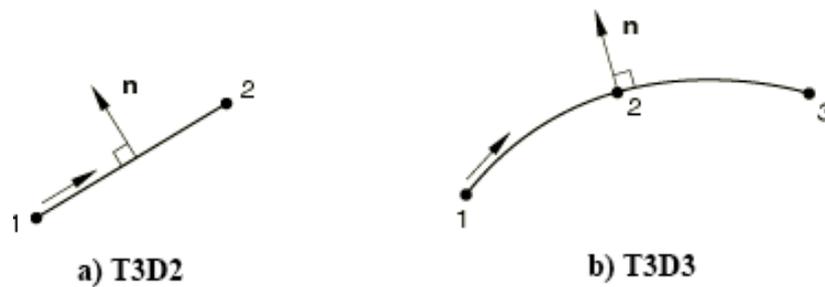
Fonte: Abaqus analysis user's manual, 2014.

O manual é provido de imagens que exemplificam os diferentes tipos de configuração para a malha para diferentes tipos de elementos, explicando o grau de detalhamento e adequabilidade para diferentes tipos de simulações.

Para as estruturas em três dimensões do modelo foram definidos elementos do tipo C3D20R, consistem em elementos quadráticos com 20 nós por malha e integração reduzida.

Para estruturas com duas dimensões do modelo foram definidos elementos do tipo T3D3, elementos estes treliçados com 3 nós por elemento (Figura 71 e Figura 72).

**Figura 71 – Diferença entre elemento de treliça com 2 e 3 nós por malha**



Fonte: Abaqus analysis user's manual, 2014.

**Figura 72 – Nomenclatura para elementos em treliça**



Fonte: Abaqus analysis user's manual, 2014.

Devido às limitações do computador utilizado para as simulações não foi possível discretizar ainda mais a malha do solo, uma vez que esta possui o maior número de nós em todo o modelo. As dimensões da malha do solo utilizados representaram de maneira satisfatória a estrutura, não comprometendo os resultados apresentados.

### 3.2.2 PROPRIEDADES CONSTITUTIVAS DOS MATERIAIS

De modo a inserir os parâmetros corretos no software, deve-se adotar um sistema de unidades e utiliza-la para todas características dos materiais inseridos e interações no modelo, já que no software todas as opções de entradas, seja de resistência ou carga aplicada, são adimensionais.

Além das características dos materiais apresentados no item 3.1, alguns parâmetros que não puderam ser obtidos diretamente do ensaio em campo de Martinez (2018), foram obtidos por publicações que haviam ensaios no mesmo campo experimental (POLASTRI, 2017) ou manuais de parâmetros específicos para o software (HAFEZOLGHORANI *et al.*, 2017).

Os parâmetros de CDP utilizados foram obtidos por meio de uma publicação de Hafezolghorani (2017), que tabelou todos os parâmetros que são requeridos pelo Simulia™ Abaqus® para a representação do concreto.

São apresentados na publicação vários quadros para diferentes resistências de concreto, os parâmetros que melhor representaram o concreto utilizado em campo foi o material de parâmetro C30 (Figura 73).

**Figura 73 – Quadro de parâmetros de CDP para concreto 30 MPa**

Parâmetros do material	C30	Parâmetros de plasticidade	
		Dilation angle	31
Elasticidade do concreto		Excentricidade	0.1
E (GPa)	26.6 0.2	$f_b0/f_c0$	1.16
		K	0.67
		Viscosidade	0
Comportamento de compressão		Dano por compressão	
Tensão (MPa)	Deformação inelastica	Parâmetro de dano C	Deformação inelastica
15.3	0	0	0
19.2	4.8249E-05	0	4.8249E-05
22.5	0.000119844	0	0.000119844
25.2	0.000214786	0	0.000214786
27.3	0.000333074	0	0.000333074
28.8	0.000474708	0	0.000474708
29.7	0.000639689	0	0.000639689
30	0.000828016	0	0.000828016
29.7	0.001039689	0.01	0.001039689
28.8	0.001274708	0.04	0.001274708
27.3	0.001533074	0.09	0.001533074
25.2	0.001814786	0.16	0.001814786
22.5	0.002119844	0.25	0.002119844
19.2	0.002448249	0.36	0.002448249
15.3	0.0028	0.49	0.0028
10.8	0.003175097	0.64	0.003175097
5.7	0.003573541	0.81	0.003573541
Comportamento de tração do concreto		Dano por tração	
Tensão (MPa)	Fissuração	Parâmetro de dano T	Fissuração
3	0	0	0
0.03	0.001167315	0.99	0.001167315

Fonte: Hafezolghorani *et al.*, 2017.

Para os parâmetros do solo-cimento, foram utilizados valores obtidos por Polastri (2017), que realizou ensaios em solo reforçados com cimento e também com resíduos de polietileno tereftalato (PET) no campo experimental da Universidade Estadual de Maringá.

O solo-cimento que foi utilizado como reforço nas estacas ensaiadas em campo por Martinez (2018) correspondem a compósitos de solo arenoso fino laterítico misturado com 7% de cimento Portland CP II-Z-32. Os parâmetros mecânicos deste compósito foram determinados em ensaios de compressão simples com corpos de prova de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, cujo módulo de elasticidade (Young) médio de 300,00 MPa. Os demais parâmetros dos modelos constitutivos dos materiais usados na simulação são mostrados nas Tabelas 5 a 11.

Para as representações dos materiais, para o aço foi utilizado o comportamento elastoplástico, para o solo utilizando a plasticidade pelo método de Mohr-Coulomb, para o concreto utilizando a plasticidade pelo modelo constitutivo de dano (CDP) para compressão e tração e para o reforço em solo-cimento utilizando a plasticidade pelo modelo de dano somente para compressão, já que na análise não foi considerado resistência a tração após o contato estaca-solo, permitindo a separação dos dois elementos.

**Tabela 5 – Parâmetros do material aço**

<b>Material</b>	<b>Aço</b>			
<b>Comportamento</b>	Elastico		Plastico	
<b>Parâmetro</b>	Módulo de Young (Pa)	Coef. de Poisson	Tensão de escoamento (Pa)	Deformação plástica
<b>Valor (SI)</b>	1.8E+11	0.3	400000000	0

**Tabela 6 – Parâmetros do solo - comportamento elástico**

<b>Material</b>	<b>Solo</b>	
<b>Comportamento</b>	Elastico	
<b>Parâmetro</b>	Módulo de Young. (Pa)	Coef. de Poisson
<b>Valor (SI)</b>	18000000	0.3

**Tabela 7 - Parâmetros do solo - comportamento plástico**

<b>Material</b>	<b>Solo</b>			
<b>Método</b>	Plástico - Mohr Coulomb			
<b>Comportamento</b>	Plástico		Coesão	
<b>Parâmetro</b>	Ângulo de atrito (°)	Ângulo de dilatação (°)	Coesão (Pa)	Deformação plástica absoluta
<b>Valor (SI)</b>	30	5	10000	0

**Tabela 8 - Parâmetros do solo-cimento**

<b>Material</b>	<b>Solo-Cimento</b>	
<b>Comportamento</b>	Elastico	
<b>Parâmetro</b>	Modulo Young (Pa)	Coef. de Poisson
<b>Valor (SI)</b>	1.13E+09	0.2

**Tabela 9 - Parâmetros do concreto - comportamento elástico**

<b>Material</b>	<b>Concreto</b>	
<b>Comportamento</b>	Elastico	
<b>Parâmetro</b>	Modulo Young (Pa)	Coef. de Poisson
<b>Valor (SI)</b>	2.3E+10	0.2

**Tabela 10 - Parâmetros do concreto - comportamento plástico**

<b>Material</b>	<b>Concreto</b>				
<b>Comportamento</b>	CDP - Plasticidade				
<b>Parâmetro</b>	Ângulo de dilatação (°)	Excentricidade	$f_{b0}/f_{c0}$	K	Parâmetro de viscosidade
<b>Valor (SI)</b>	35	0.1	1.16	0.667	0

**Tabela 11 - Parâmetros adicionais do concreto - CDP**

<b>Material</b>	<b>Concreto</b>			
<b>Comportamento</b>	<b>Compressão</b>		<b>Tração</b>	
<b>Parâmetro</b>	Tensão de escoamento (Pa)	Deformação inelástica	Tensão de escoamento (Pa)	Deformação de fraturamento
	8750000	0	1750000	0
	10210191	9	2042038	321
	11600850	26	2320169	580
	12897355	53	2579471	821
	14073646	92	2814729	1055
	15104268	147	3020853	1286
	15966700	219	3193340	1514
	16643634	312	3328726	1741
	17124832	425	3424966	1967
	17408214	559	3481642	2192
	17500000	713		
	17413893	886		
	17169513	1076		
	16790403	1280		
	16301940	1495		
	15729472	1720		
	15096840	1951		
	14425380	2186		
	13733381	2423		
	13035906	2661		
	12344906	2898		
	11669494	3133		
	11016316	3367		
	10389957	3597		
	9793329	3824		
	9228028	4048		
	8694638	4268		
	8192991	4485		
	7722375	4699		
	7281702	4910		
	6869634	5117		
	6484685	5322		
	6125294	5524		
	5789878	5723		
	5476872	5920		
	5250000	6072		

### 3.2.3 VALIDAÇÃO DO MODELO

Com os parâmetros no software foi possível realizar simulações para validar o modelo ao comparar a curva carga-deslocamento ensaiada em campo com o modelo computacional.

Primeiramente foi simulado a estrutura sem reforço de solo-cimento, obtendo como resultado uma representação em 3D das tensões e deslocamentos, tanto na estaca, como no solo. Com a simulação configurada por meio da curva de carregamentos possibilitou-se a comparação da curva carga-deslocamento do software com o ensaio em campo.

O incremento máximo da simulação foi fixado em 4% para a curva de carregamento, resultando em incrementos máximos com valores próximos a 2 kN, intervalo este que foi utilizado para medir os deslocamentos no ensaio em campo por Martinez (2018).

Quando o software falha em calcular incrementos de 4%, valores de incrementos menores são então utilizados, até o valor de incremento mínimo de 0,004% no qual a impossibilidade de obtenção de sucesso resulta no cancelamento automático de toda a simulação, sendo necessário reajustar o modelo e iniciar novamente a simulação.

Após a validação da simulação sem reforço fez-se então a validação do modelo com o reforço igual à estaca ensaiada, com solo-cimento medindo 0,50 m de altura e 1,00 m nas outras dimensões. Com os parâmetros do solo-cimento corretos para a fração de cimento no solo foi possível obter a validação dos parâmetros do modelo.

Com os dois modelos criados validados com os resultados obtidos pelas estacas ensaiadas pode-se fazer a análise de tensões no solo e esforços da estaca para diferentes profundidades, resultados estes de difícil obtenção no ensaio em campo.

Com os valores dos materiais validados foi possível então criar modelos com diferentes dimensões do reforço em solo-cimento, possibilitando obter resultados sobre a influência das dimensões do reforço no comportamento final da estaca solicitada horizontalmente.

### 3.2.4 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Com os dois modelos de estaca validados, foi possível extrair alguns parâmetros adicionais da análise.

Os dados das tensões que a estaca exerce no solo de acordo com o aumento da aplicação de carga na cabeça da estaca foi extraído e criou-se um gráfico em diferentes profundidades do solo com e sem reforço de solo-cimento.

Os deslocamentos ao longo dos 8 metros de comprimento da estaca foram então analisados, para ambos modelos de estaca validados, comparando o valor de deslocamento máximo no topo e ao longo de todo o comprimento da estrutura.

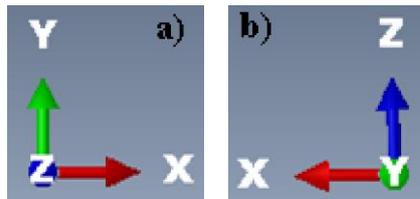
Os esforços internos foram também analisados, como esforços cortantes e momentos fletores em diferentes profundidades da estrutura, analisando a diferença de distribuição de esforços na estaca.

Campos de escoamento no solo também foram avaliados, observando a redistribuição de tensões principalmente em diferentes profundidades.

Uma vez que as dimensões do reforço em solo-cimento são parâmetros determinantes para a diminuição do deslocamento da estaca, optou-se por observar os deslocamentos do ponto central no bloco posicionado na cabeça da estaca para diferentes dimensões do reforço em valores múltiplos do diâmetro da estaca.

Para as imagens geradas das simulações a orientação dos eixos são como apresentadas na Figura 74. Sendo a carga aplicada na direção do eixo X e a estaca com seu comprimento disposto na direção do eixo Z.

**Figura 74 – a) Orientação dos eixos para imagens da simulação com vista superior;  
b) orientação dos eixos para imagens da simulação com vista em corte**



## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

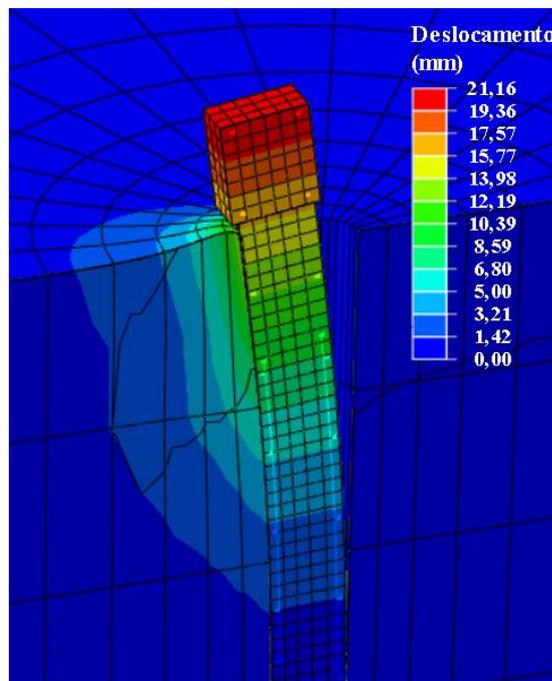
### 4.1 VALIDAÇÃO DOS MODELOS

A validação do modelo foi feita primeiramente para determinação dos parâmetros do modelo CDP para o concreto constituinte da estaca. A Figura 75 demonstra os deslocamentos obtidos na simulação com carregamento de 30 kN aplicado no centro do bloco.

O comportamento constitutivo do concreto e do solo-cimento foi considerado como CDP e o solo foi considerado com o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, sendo a interface de contato estaca-solo definida pelo modelo de contato “rígido” com descolamento.

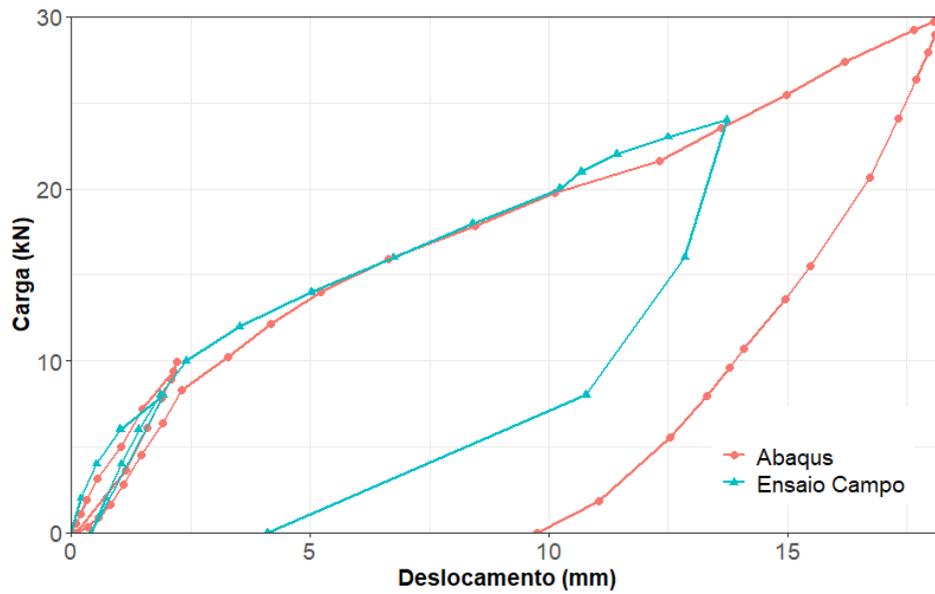
Nota-se o descolamento do solo na região anterior da estaca ao longo de uma profundidade de 4 vezes o diâmetro e a região comprimida na face posterior com deslocamento da ordem de 1,5 cm, o que foi observado, mas não medido no ensaio em campo.

**Figura 75 – Simulação do modelo com 30 kN de carga aplicada, escala de deformação em 10 vezes e coloração por deslocamento no eixo da carga aplicada, sem solo-cimento**



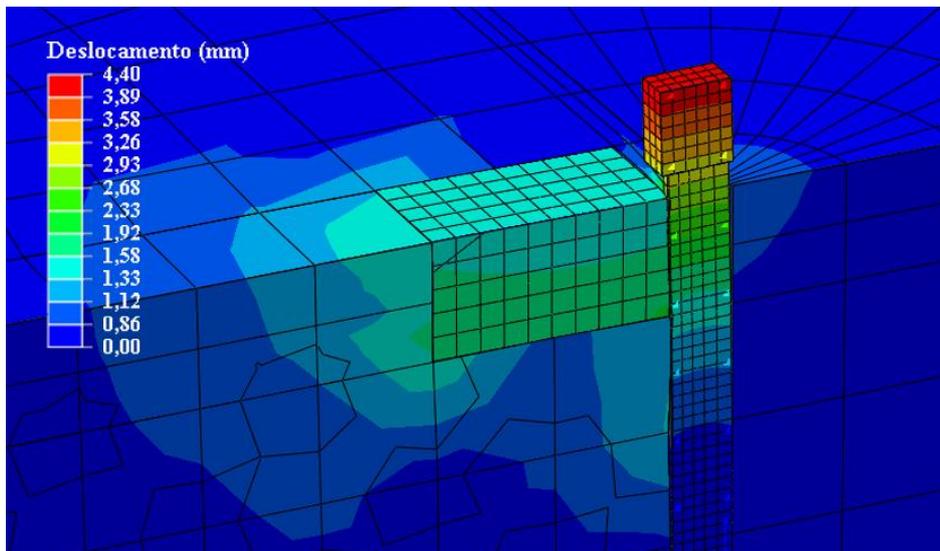
As tensões e deslocamentos puderam ser comparadas com os valores do ensaio em campo, demonstrado na Figura 76. A carga aplicada de 30 kN foi a máxima resultante em uma simulação completa sem erros, de modo a obter valores de momentos fletores e esforços cortantes em todo o comprimento da estrutura.

**Figura 76 – Comparação da curva carga-deslocamento sem reforço de solo-cimento**

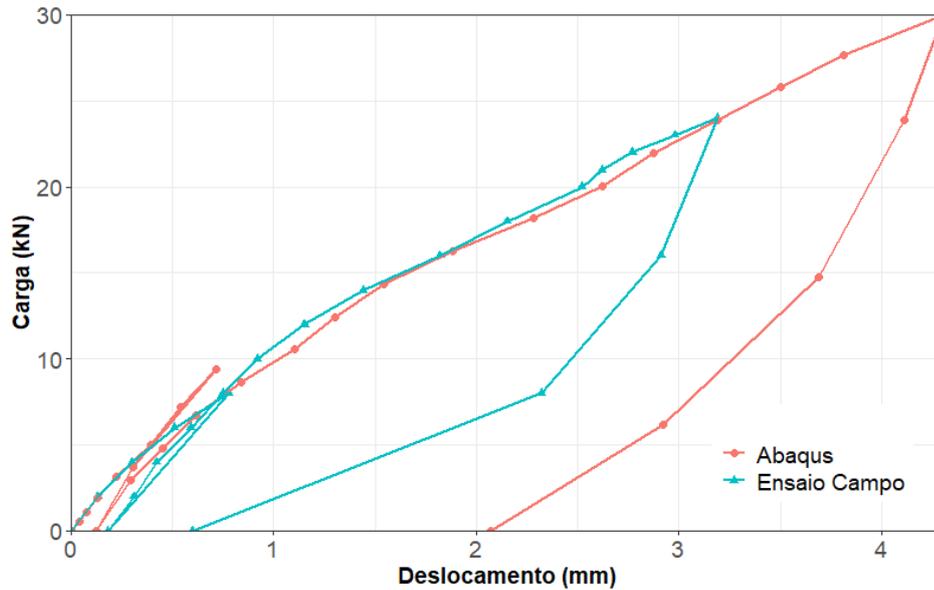


Então fora feito o mesmo procedimento para o modelo com reforço em solo-cimento no topo da estaca, obtendo também representação visual do modelo apresentado na Figura 77 e as tensões e deslocamentos que puderam ser comparadas com os valores do ensaio em campo na Figura 78.

**Figura 77 - Simulação do modelo com reforço em solo-cimento, escala de deformação em 10 vezes e coloração por deslocamento no eixo da carga aplicada**



**Figura 78 – Comparação da curva carga-deslocamento com reforço de solo-cimento**

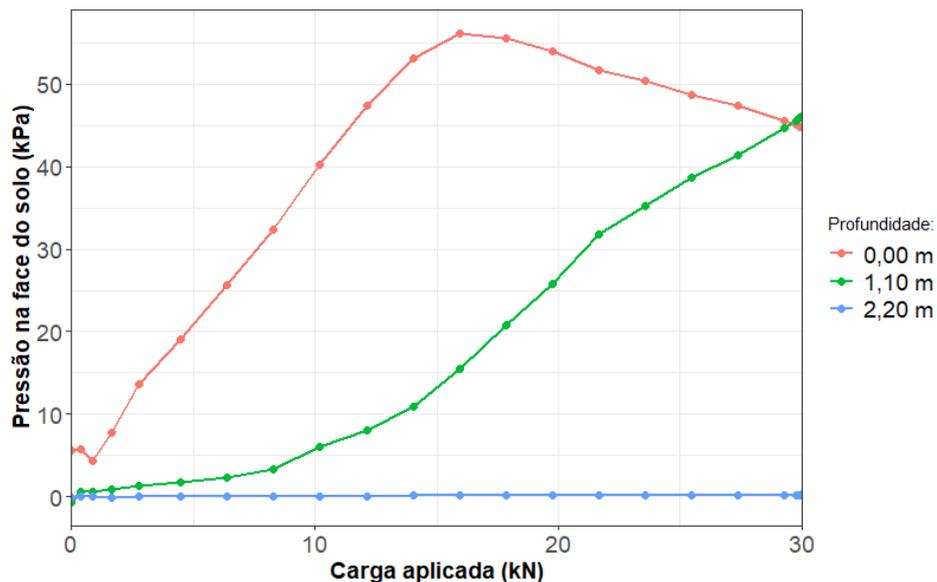


## 4.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA

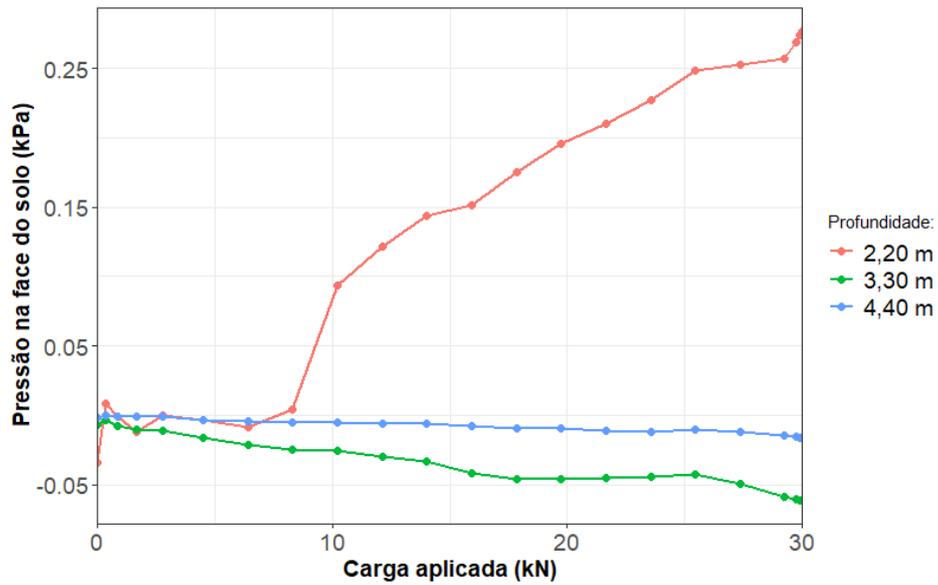
### 4.2.1 Pressões de contato

Com os dois modelos iniciais validados foi possível extrair alguns parâmetros para análise. Os dados das pressões que a estaca exerce no solo de acordo com o aumento da aplicação de carga na cabeça da estaca foi extraído e pode-se criar dois gráficos, para diferentes profundidades do solo sem reforço (Figura 79 e Figura 80).

**Figura 79 – Pressão na face do solo, sem solo-cimento, superfície até 2,20 m de profundidade**



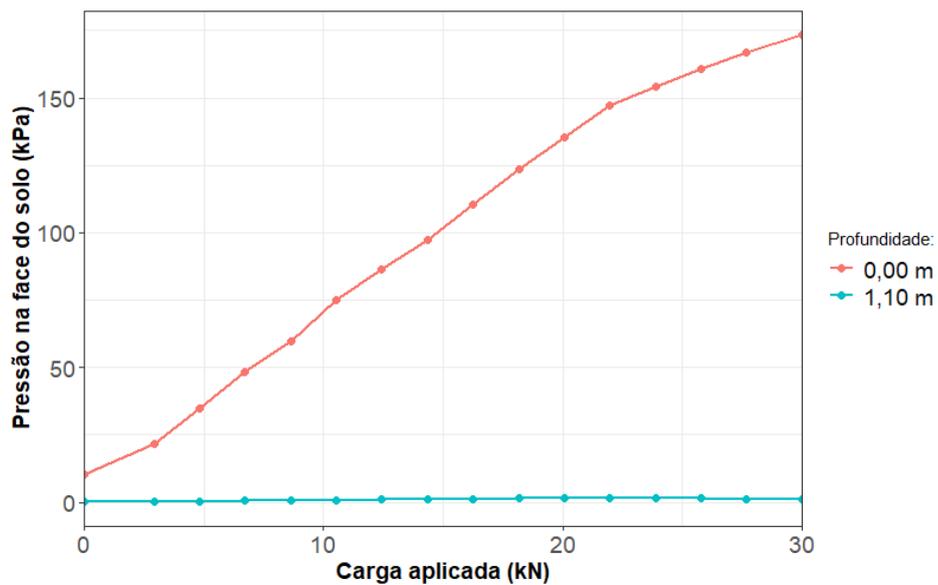
**Figura 80 - Pressão na face do solo, sem solo-cimento, 2,20 m a 4,40 m de profundidade**



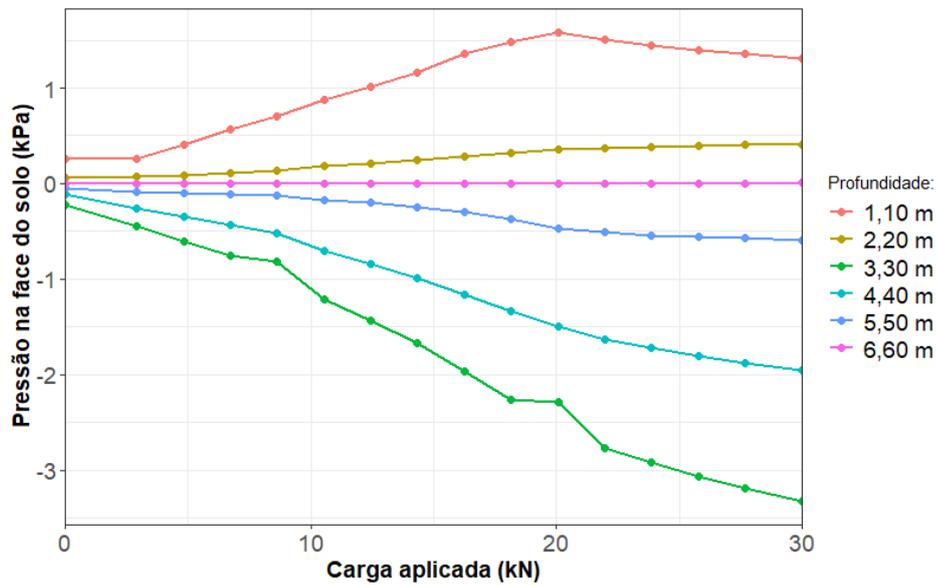
O solo natural apresenta pressões positivas até a profundidade de 2,20 m, com pressões negativas máximas em profundidades próximas a 3,30 m, com diminuição das pressões negativas para maiores profundidades.

Pode-se então recriar o mesmo cenário para o modelo com reforço em solo-cimento (Figura 81 e Figura 82),

**Figura 81 - Pressão na face do solo da superfície até 1,10 m de profundidade com reforço de solo-cimento**



**Figura 82 - Pressão na face do solo de 1,10 m a 6,60 m de profundidade com reforço de solo-cimento**



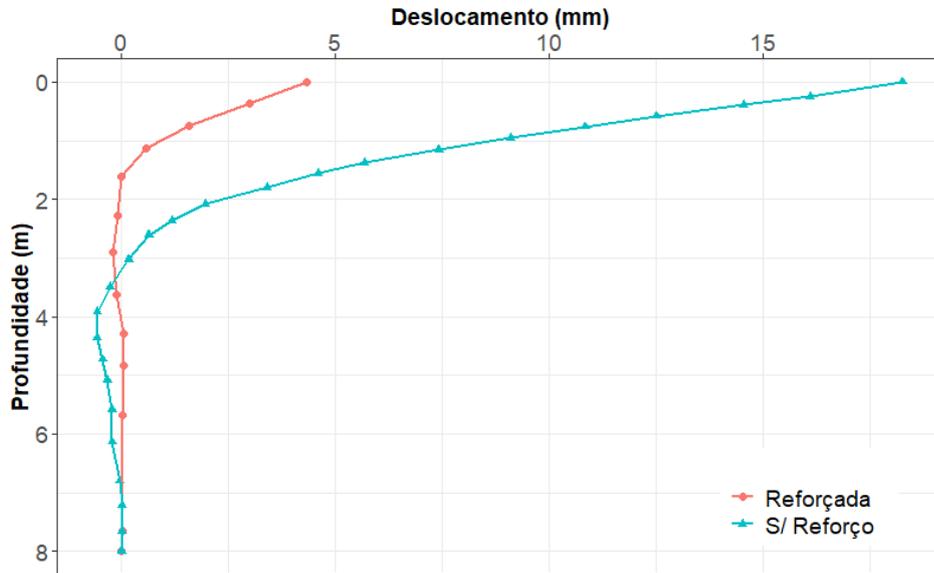
O solo-cimento resistindo boa parte do carregamento aplicado apresentou uma pressão positiva superior em comparação as proporções de pressões no solo sem reforço.

O solo reforçado também apresentou pressões positivas para pequenas profundidades somente, tendo para profundidades maiores que 2,20 m pressões negativas.

#### 4.2.2 Deslocamentos ao longo da estaca

Então fez-se a comparação da estaca em solo reforçado com o solo não reforçado, comparando em todo o seu comprimento o deslocamento máximo no eixo de aplicação de carga, apresentado na Figura 83.

**Figura 83 – Comparação de deslocamentos máximos no eixo de aplicação de carga com carga aplicada de 30kN**

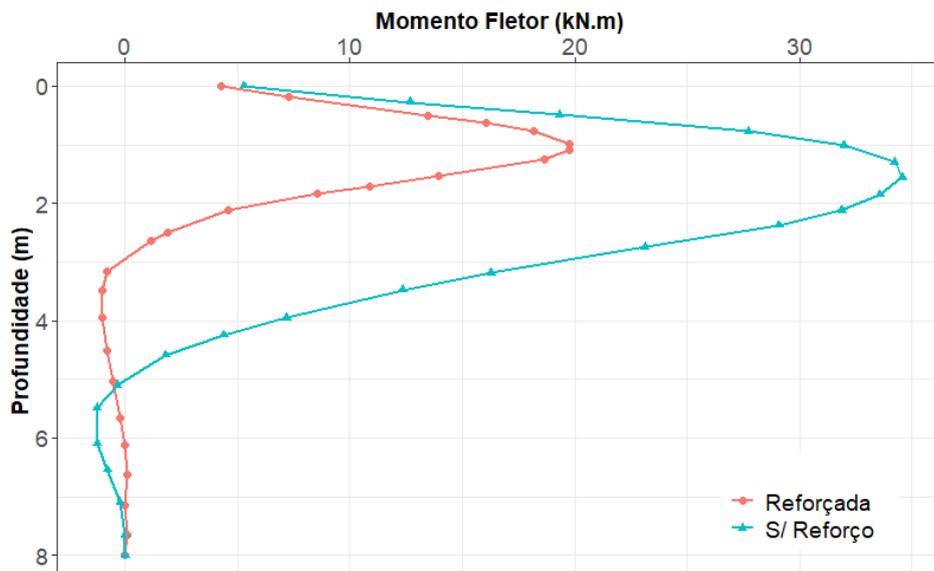


É possível observar que o deslocamento máximo de 18,26 mm foi reduzido para 4,31 mm, representando uma redução de 76,4 %, reduzindo também deslocamentos na direção oposta para maiores profundidades.

#### 4.2.3 Esforços internos

Comparou-se então os momentos fletores na Figura 84 e esforços cortantes na Figura 85 ao longo de todo o comprimento da estaca.

**Figura 84 – Comparação de momentos fletores máximos nas estacas com carga concentrada aplicada de 30 kN**

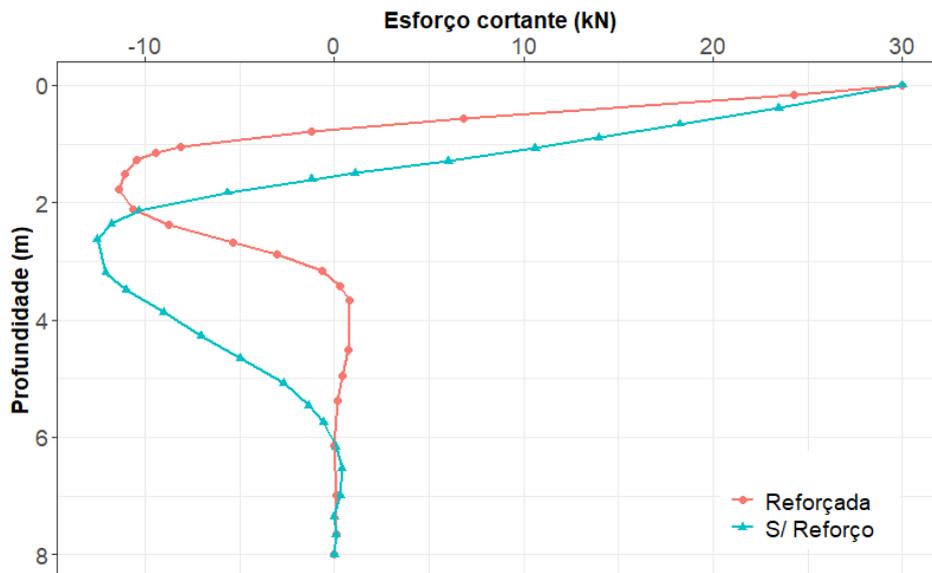


O momento fletor máximo observado foi reduzido de 34,57 kN.m para 19,75 kN.m, representando uma redução de 42,9 %.

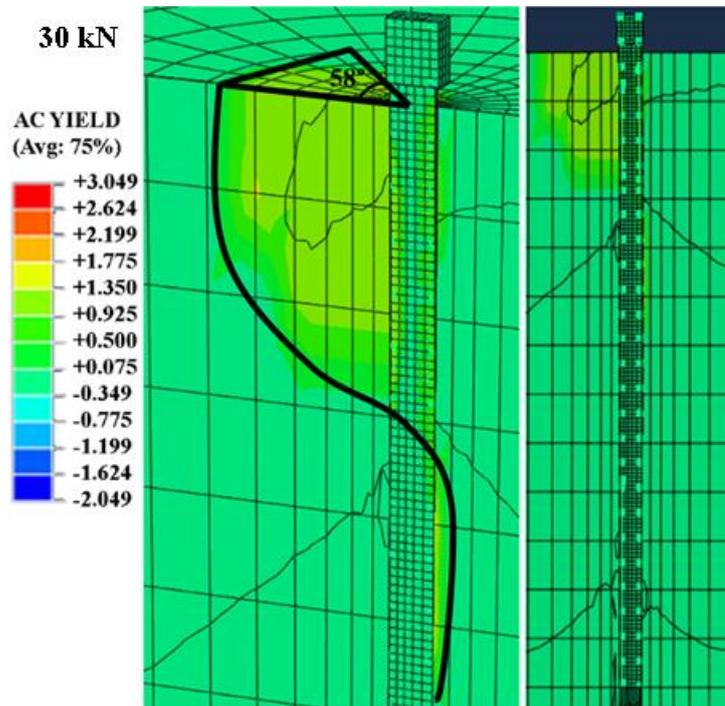
Os esforços cortantes apesar de não sofrerem redução do valor máximo em porcentagens nas proporções observadas do deslocamento e momento fletor, sofrendo redução de apenas 8,8% de -12,5 kN para -11,4 kN, a profundidade em que o pico do esforço cortante faz efeito foi reduzida, de 2,62 m para 1,76 m.

Os campos de escoamento do solo também foram identificados para ambos modelos validados. Para o modelo com reforço em solo-cimento não houve presença de região de escoamento do solo devido à limitação computacional mencionada previamente, o resultado das cunhas de tensão para o modelo sem utilização de reforço em solo-cimento pode ser observado na Figura 86.

**Figura 85 – Comparação de esforços cortantes máximos nas estacas com carga concentrada aplicada de 30 kN**



**Figura 86 – Campos de escoamento, deformação plástica, estaca sem uso de solo-cimento**

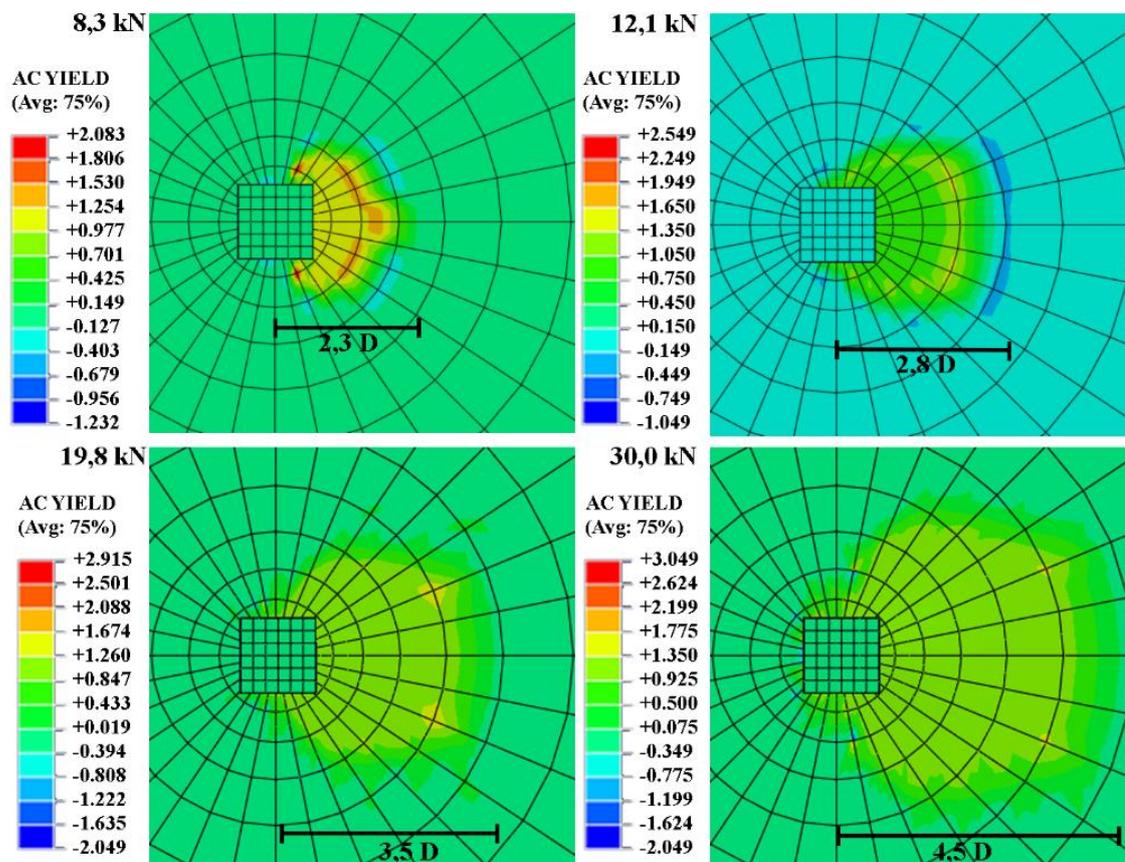


Os contornos de escoamento representam a porção de solo solicitado, informando se o material está cedendo ou não (AC YIELD: “escoando ativamente”; significa que a deformação plástica mudou durante o incremento).

Abaixo são apresentadas vistas horizontais em corte de deslocamento lateral do solo em várias profundidades (0D, 2D, 4D, 6D e 8D). Supõe-se que o deslocamento do solo abaixo de 20% da deformação no topo da estaca é a faixa de influência do solo ao redor de uma estaca na face livre

A carga aplicada de 30,0 kN mobilizou o solo em uma distância de até 4,5 diâmetros do centro da estaca, como apresentado na Figura 87.

**Figura 87 – Contornos de escoamento no solo de estaca carregada horizontalmente em diferentes estágios de carregamentos, vista em planta na superfície**

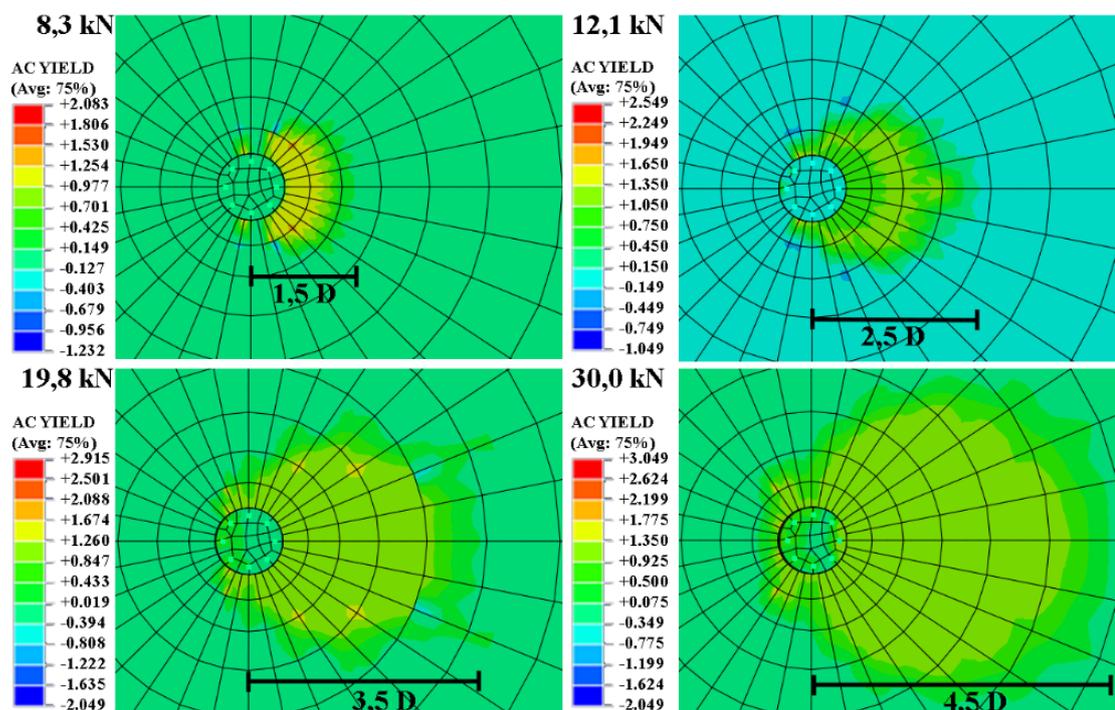


Fora também analisado os campos de escoamento para diferentes profundidades em múltiplos de 2 diâmetros da estaca.

Para a profundidade de 2 diâmetros, o comportamento do solo foi similar ao observado na superfície, com contornos de escoamentos em até 4,5 D do centro da estaca (Figura 88)

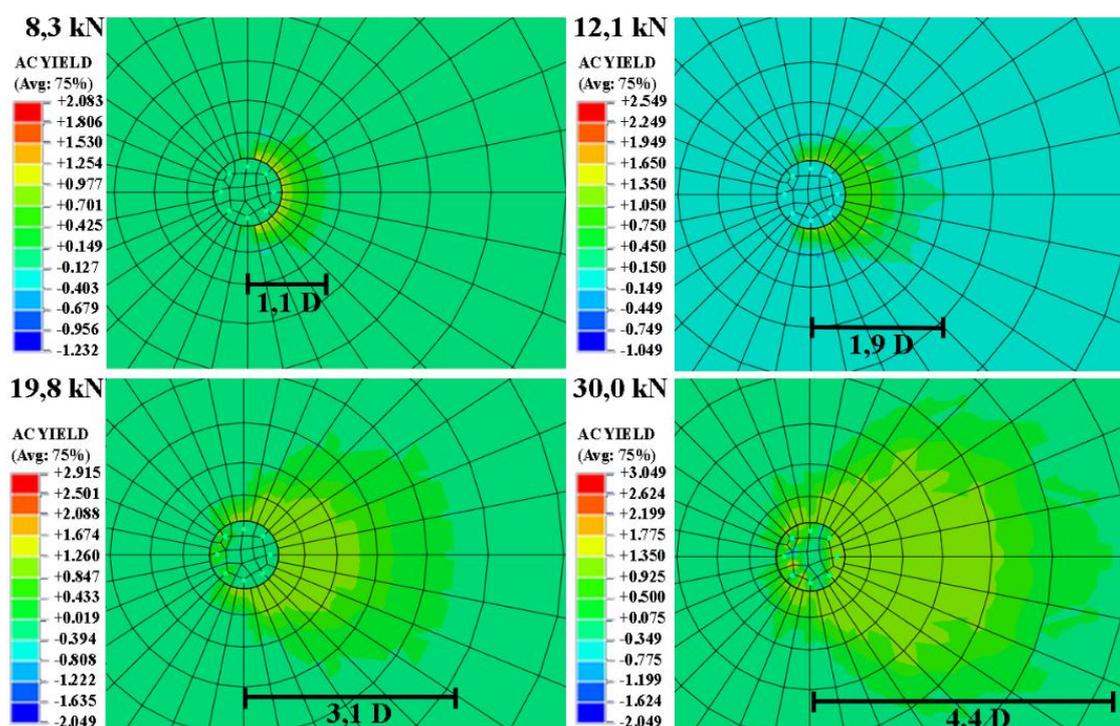
A solicitação do solo em distancias entre 4 e 5 diâmetros do centro da estaca é corroborado pelas publicações citada previamente de Lin *et al.* (2015) e Yu *et al.* (2019), que apresentaram no solo solicitações de proporções semelhantes.

**Figura 88 – Contornos de escoamento no solo de estaca carregada horizontalmente em diferentes estágios de carregamentos, vista em planta em 2 diâmetros de profundidade**



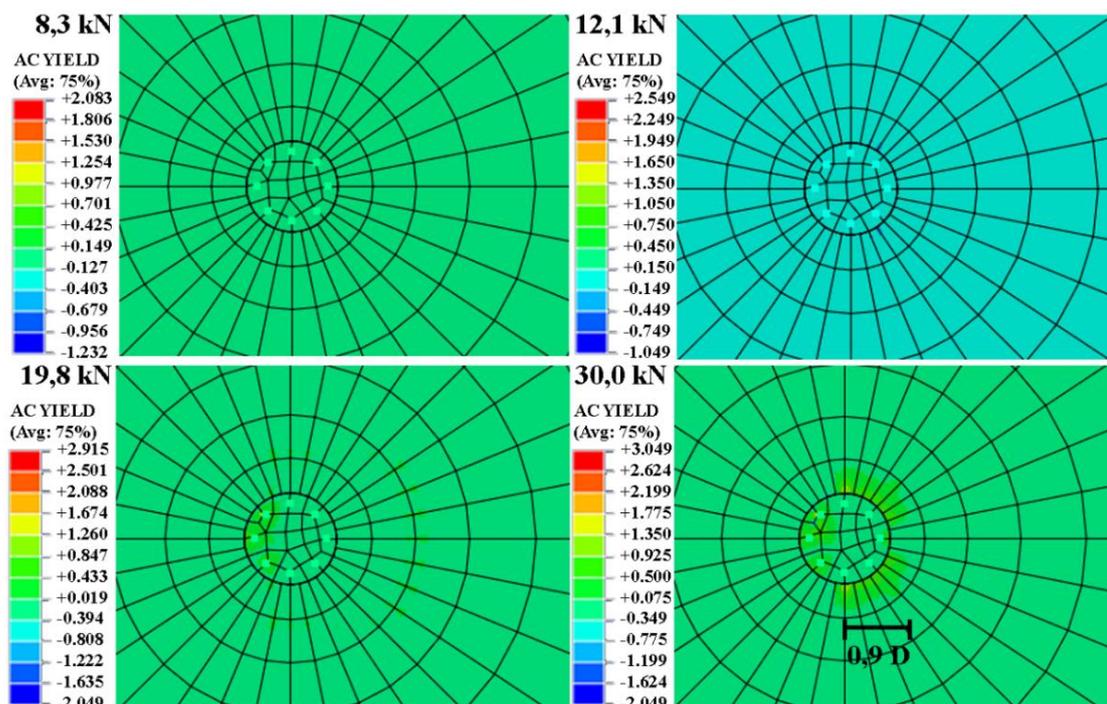
Para 4 D de profundidade foi observado menor espalhamento da área solicitada, mas mantendo contornos de escoamento de valores próximos a 4 diâmetros da face da estaca (Figura 89).

**Figura 89 - Contornos de escoamento no solo de estaca carregada horizontalmente em diferentes estágios de carregamentos, vista em planta em 4 diâmetros de profundidade**



Para 6 D de profundidade foi observado contornos de escoamento para cargas de 30 kN somente em pequenas áreas do solo (Figura 90).

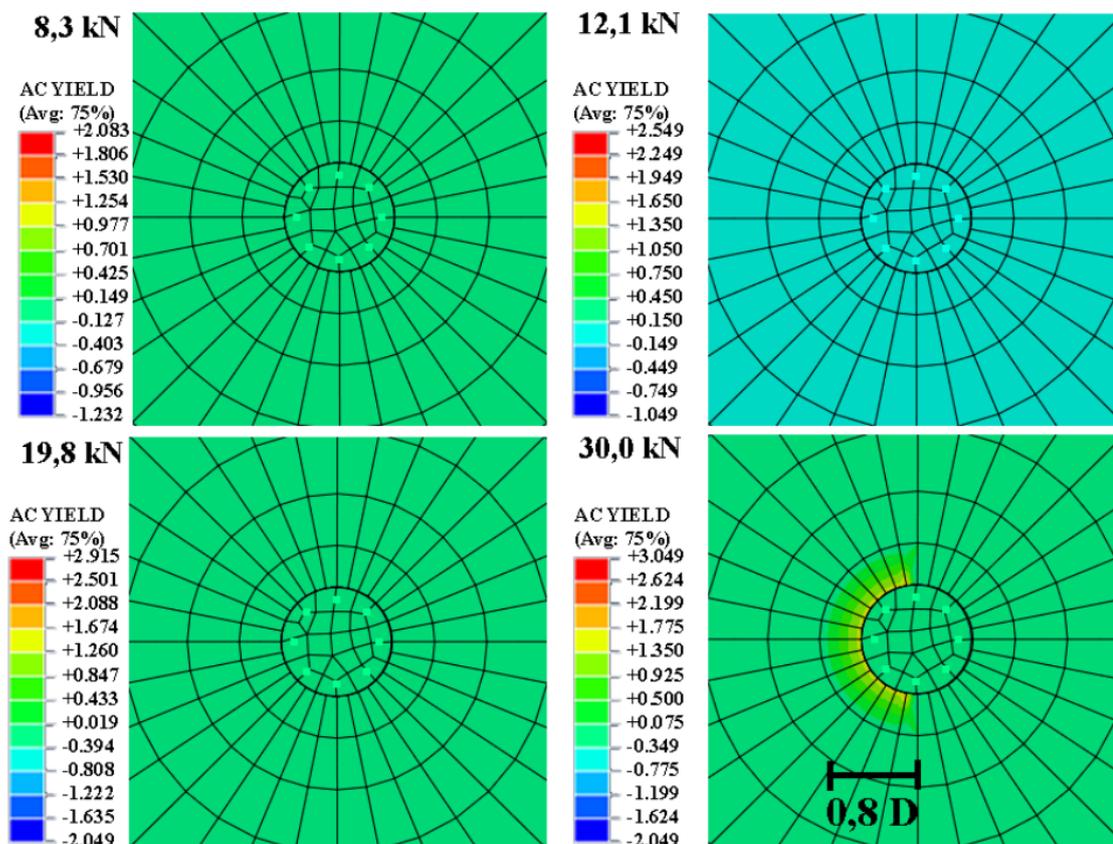
**Figura 90 – Contornos de escoamento no solo de estaca carregada horizontalmente em diferentes estágios de carregamentos, vista em planta em 6 diâmetros de profundidade**



Assim pode-se observar a não necessidade de reforços no solo para profundidades de 6 diâmetros da estaca, já que a área de solo solicitada a ponto de serem observados contornos de escoamento foi muito inferior quando comparado a menores profundidades.

Para 8 D de profundidade foi observado contornos de escoamento para cargas de 30 kN somente em pequenas áreas do solo no lado oposto ao observado para menores profundidades (Figura 91).

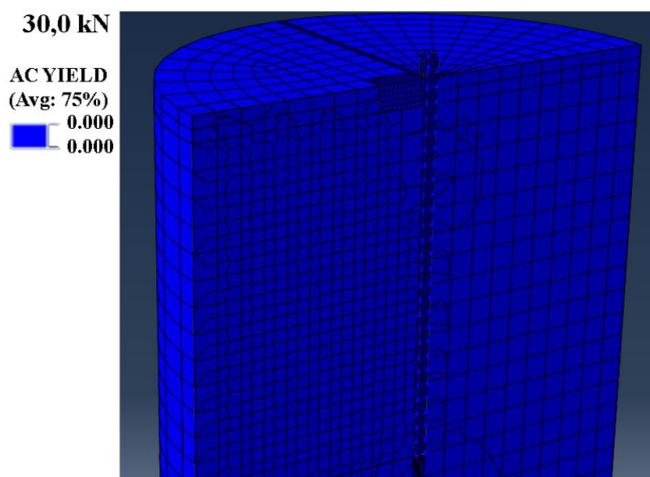
**Figura 91 – Contornos de escoamento no solo de estaca carregada horizontalmente em diferentes estágios de carregamentos, vista em planta em 8 diâmetros de profundidade**



Na profundidade de 8 diâmetros o solo é solicitado na face oposta do reforço, sendo desnecessário e inviável a utilização de reforço em tal face devido a profundidade e intensidade da solicitação.

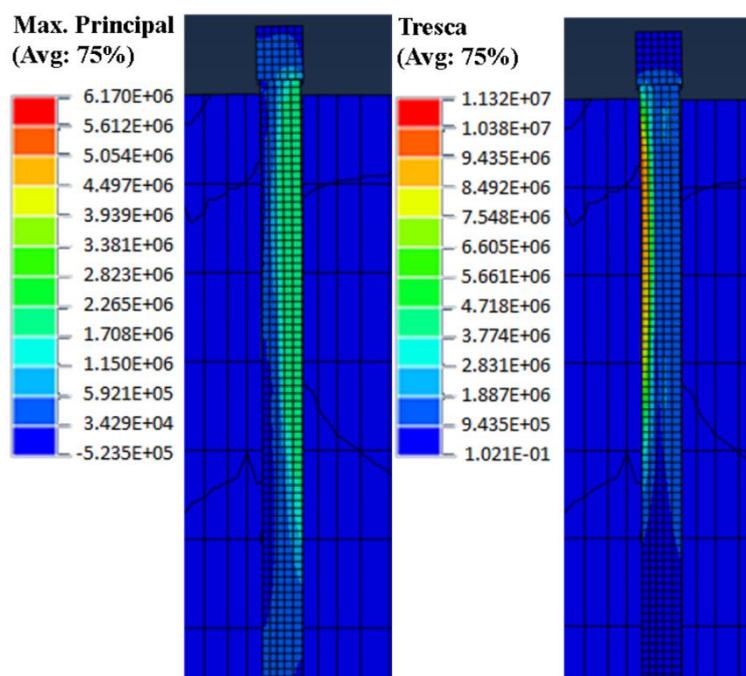
Para o modelo com uso de solo-cimento, não se obteve contorno de escoamento para a carga de até 30 kN, devido ao baixo valor de carga para a estrutura, como apresentado na Figura 92.

**Figura 92 – Contornos de escoamento no solo de estaca com uso de solo-cimento, carregada horizontalmente**

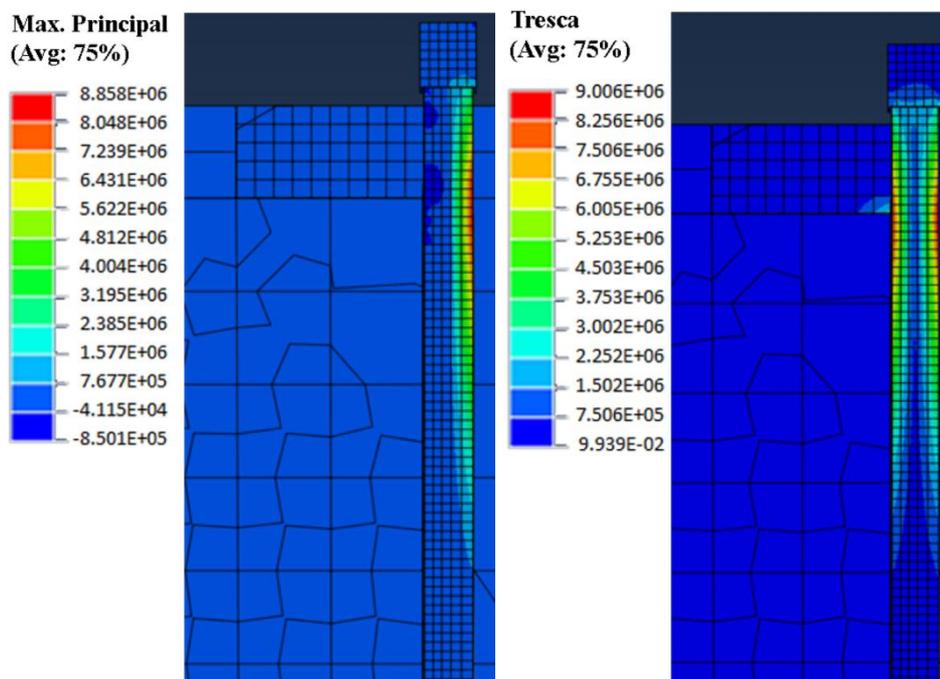


As regiões de tensão máxima principal e tensões observadas pelo critério de ruptura de Tresca foram então obtidas para os dois modelos da estrutura (Figura 93 e Figura 94).

**Figura 93 – Tensão máxima principal e tensões pelo critério de Tresca para estaca sem reforço de solo-cimento**



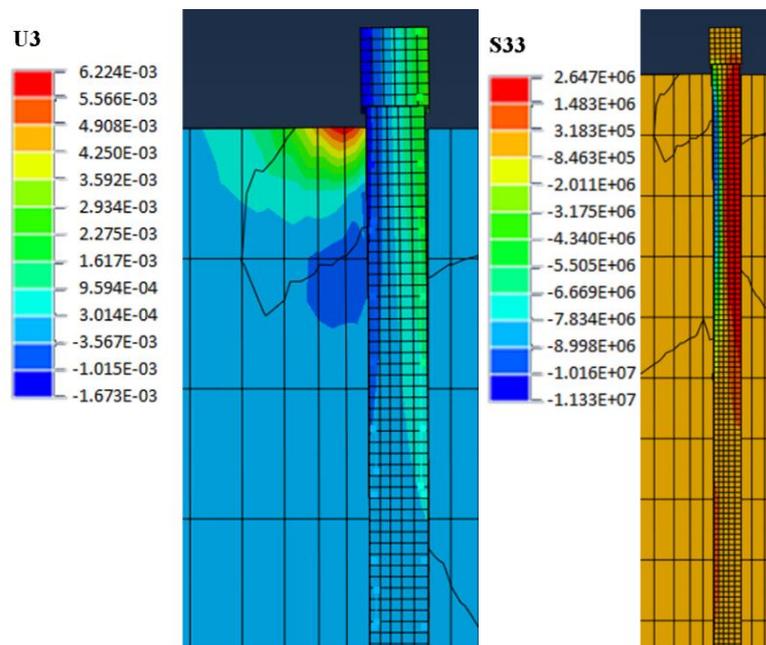
**Figura 94 – Tensão máxima principal e tensões pelo critério de Tresca para estaca com reforço de solo-cimento**



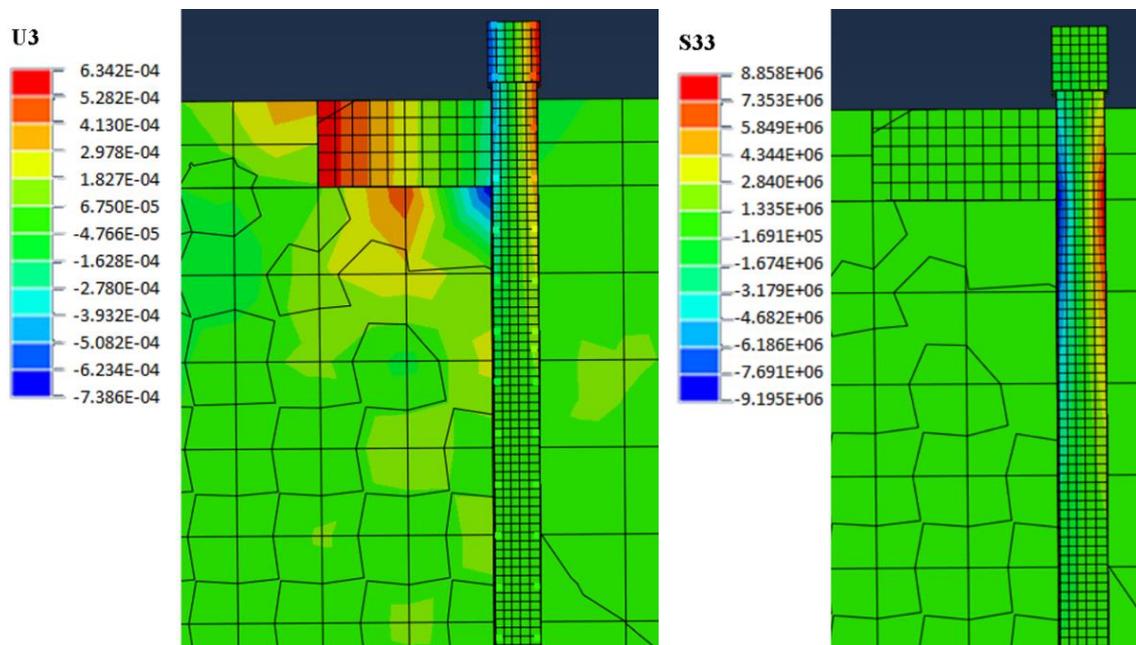
Para o modelo com reforço em solo-cimento, as tensões foram concentradas em menores profundidades e apresentaram maiores tensões máximas.

A análise dos deslocamentos e tensões no eixo 'z' vertical, para analisar a influência do reforço em solo-cimento nos deslocamentos e tensões da estaca no eixo perpendicular ao da aplicação da carga são apresentados na Figura 95 e Figura 96, para a carga aplicada de 30 kN.

**Figura 95 – Deslocamento vertical (U3) e tensões no eixo vertical (S33) para estaca sem reforço em solo-cimento**



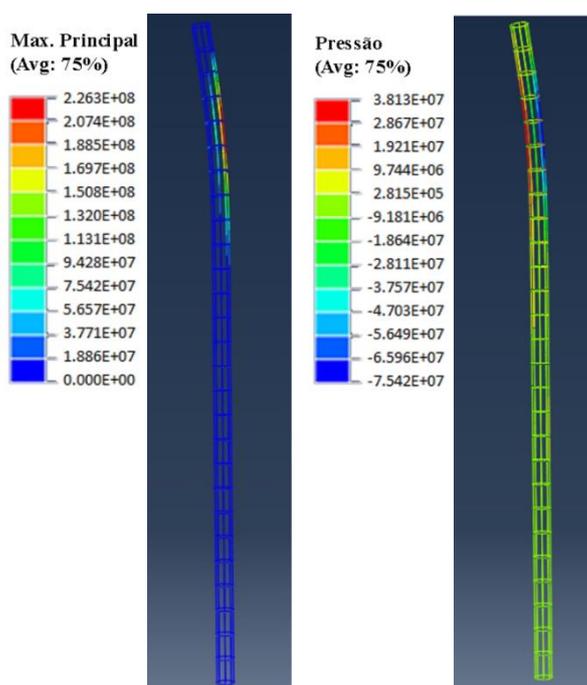
**Figura 96 - Deslocamento vertical (U3) e tensões no eixo vertical (S33) para estaca com reforço em solo-cimento**



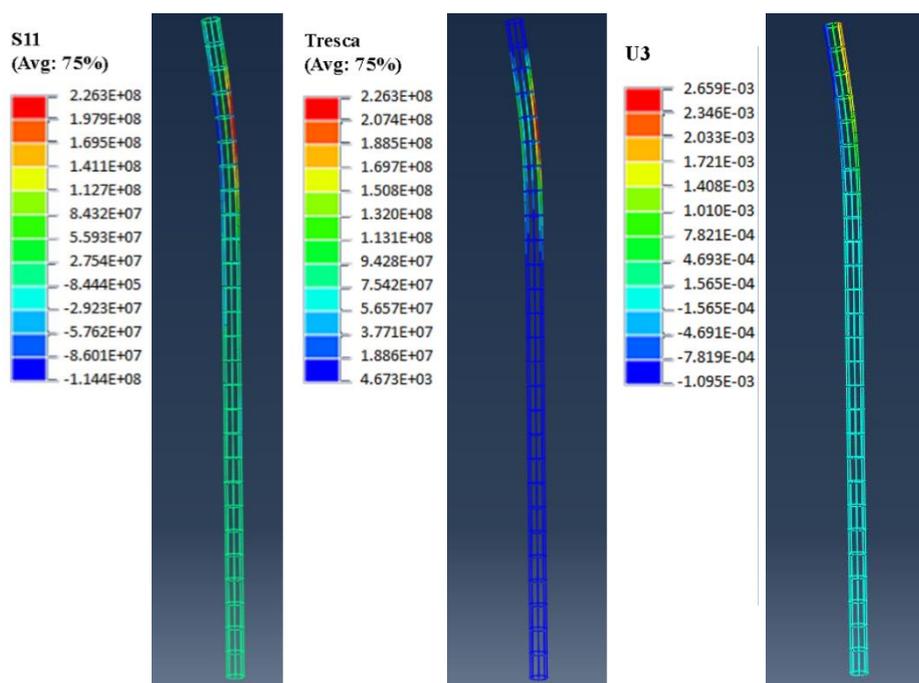
Com o aumento da rigidez proporcionado pelo reforço em solo-cimento, a estaca foi restringida ao deslocamento lateral, aumentando assim a rotação da cabeça da estaca, gerando maiores tensões no concreto e armadura da estaca.

As tensões exercidas e os deslocamentos verticais na armadura da estaca, para ambos os casos validados foram então analisados para a carga aplicada de 30 kN (Figura 97 a Figura 100).

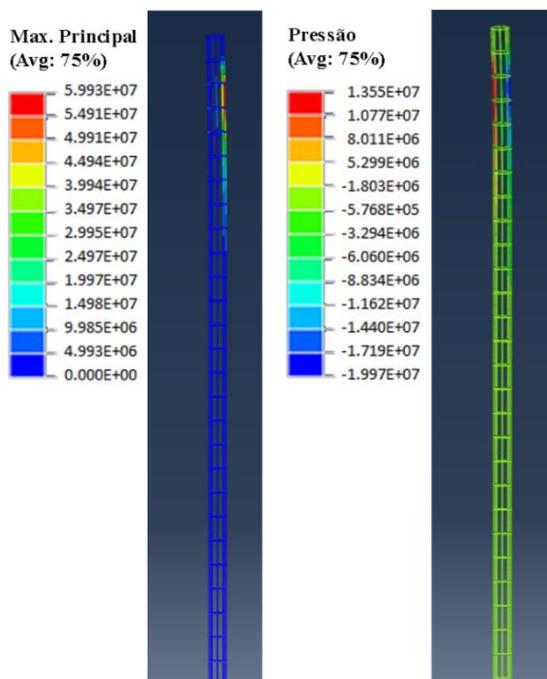
**Figura 97 – Tensão máxima principal e pressão na armadura da estaca carregada a 30 kN sem reforço de solo-cimento, escala de deformação em 10 vezes**



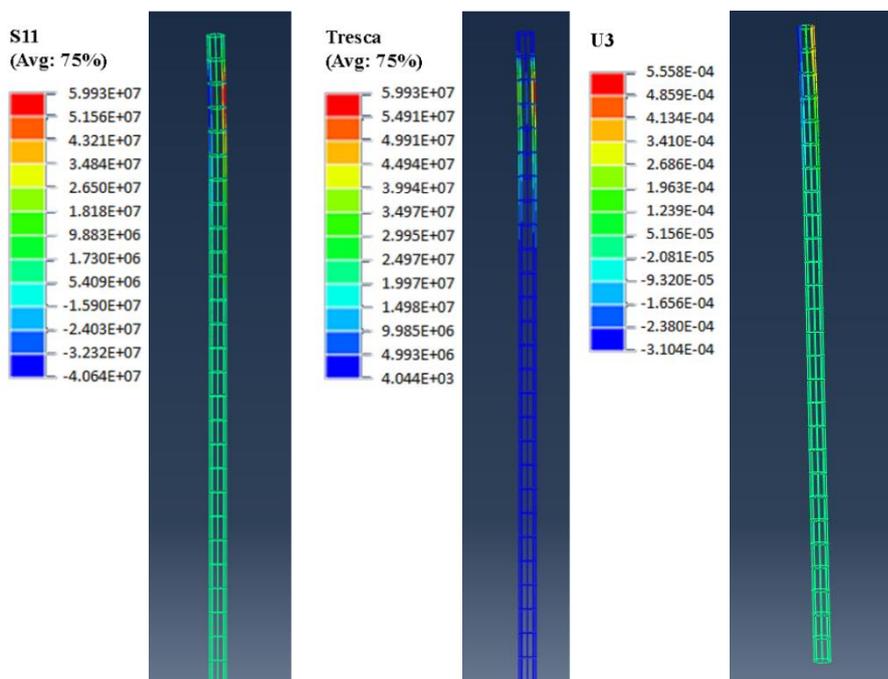
**Figura 98 – Tensão no eixo da aplicação de carga (S11), tensões pelo critério de Tresca e deslocamentos no eixo vertical da estaca carregada a 30 kN sem reforço de solo-cimento, escala de deformação em 10 vezes**



**Figura 99 – Tensão máxima principal e pressão na armadura da estaca carregada a 30 kN com reforço de solo-cimento, escala de deformação em 10 vezes**



**Figura 100 – Tensão no eixo da aplicação de carga (S11), tensões pelo critério de Tresca e deslocamentos no eixo vertical da estaca carregada a 30 kN com reforço de solo-cimento, escala de deformação em 10 vezes**



Assim como demonstrado previamente, para o caso com o uso de reforço em solo-cimento as tensões atuam em menores profundidades, devido a maior rigidez do solo-cimento

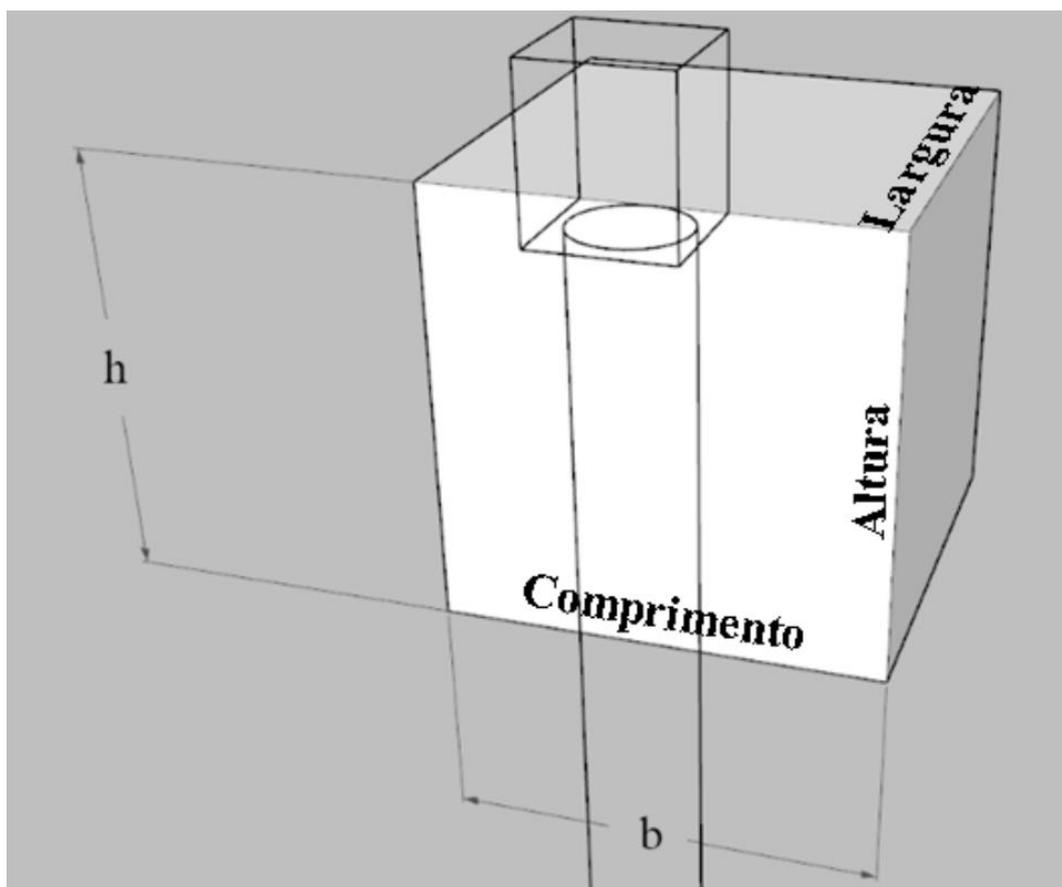
comparado ao solo local não reforçado e apresentando deslocamentos verticais mais evidentes na estaca com reforço, devido ao menor deslocamento e maior rotação no topo da estrutura.

#### 4.2.4 Modelos com variação de dimensões de reforço em solo-cimento

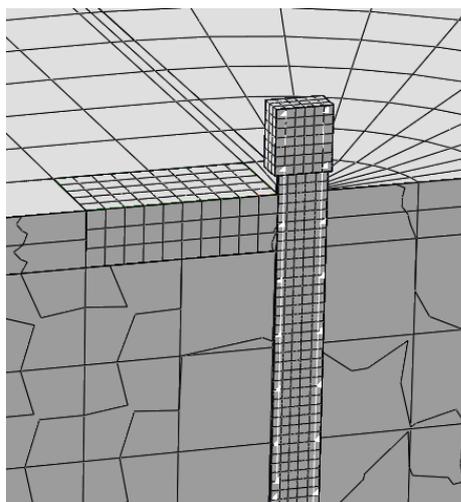
Com a validação e resultados dos dois modelos que haviam dados prévios do ensaio em campo pode-se então fazer modelos com dimensões diferenciadas do reforço em solo-cimento. As dimensões analisadas foram variadas em múltiplos do diâmetro da estaca, variando de 1 a 4 diâmetros na altura (h) e comprimento (b) do solo-cimento (Figura 101), a largura permaneceu fixa de 4 diâmetros.

Como exemplo, o modelo com 25 cm de altura (1 diâmetro) e 100 cm nas outras dimensões (4 diâmetros) é demonstrado na Figura 102.

**Figura 101 – Dimensões que foram variadas para diferentes análises de reforço em solo-cimento**

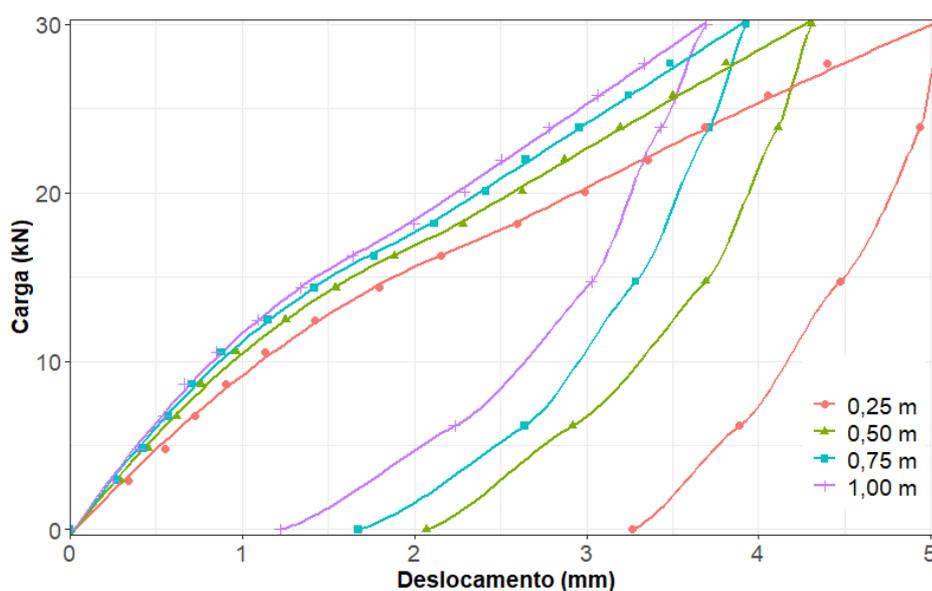


**Figura 102 – Exemplo de reforço em solo-cimento com 25 cm de altura**



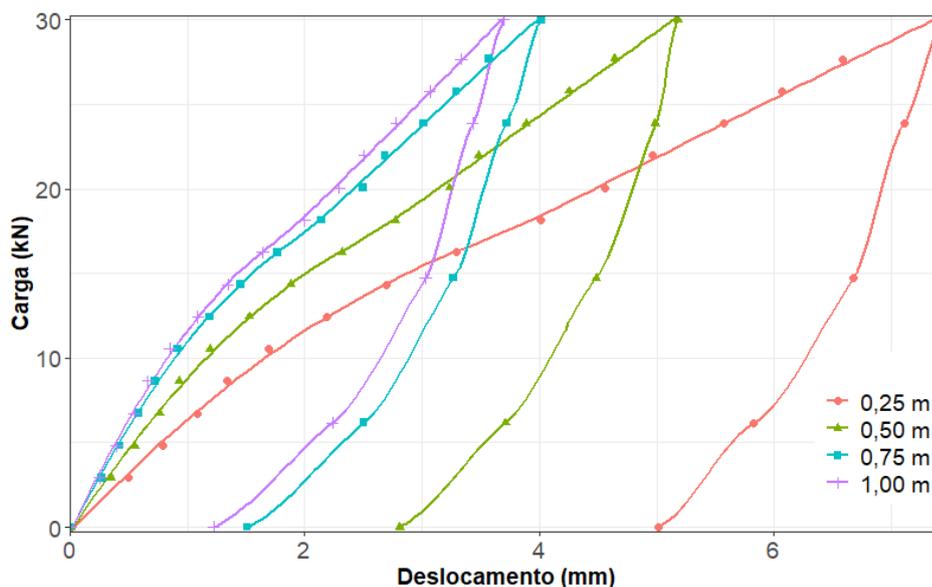
A análise variando o solo-cimento de 1 a 4 diâmetros da estaca na altura  $h$ , com as outras dimensões fixas em 4 diâmetros, pode ser vista na Figura 103.

**Figura 103 – Deslocamentos máximos observados com variações de dimensões do reforço em solo-cimento na altura ( $h$ )**



A análise variando então o solo-cimento de 1 a 4 diâmetros da estaca no comprimento  $b$ , com as outras dimensões fixas em 4 diâmetros, pode ser vista na Figura 104.

**Figura 104 – Deslocamentos máximos observados com variações de dimensões do reforço em solo-cimento no comprimento (b)**



A variação na altura,  $h$ , do reforço em solo-cimento não apresenta grande variação nos deslocamentos máximos para dimensões maiores que 2 diâmetros. Para o comprimento,  $b$ , do reforço, os deslocamentos máximos começam apresentar pequenas variações acima de 3 diâmetros.

Quando comparado os deslocamentos, ao reduzir a dimensão  $h$  do reforço de 4 diâmetros para 1 diâmetro da estaca houve um aumento de 37,2 % no deslocamento máximo, já quando analisado a redução de 4 diâmetros para somente 1 na dimensão  $b$  o aumento de deslocamento máximo foi de 101,3 %, demonstrando uma melhor eficiência no aumento do comprimento  $b$  do reforço quando comparado com a altura  $h$ .

## 5 CONCLUSÕES

A melhoria do terreno natural com a utilização de solo-cimento como reforço resultou em uma redução dos deslocamentos horizontais de até 79,8 %, sendo o comprimento da face de contato solo-estaca a dimensão de maior impacto no desempenho nos deslocamentos quando alterado, dentre as dimensões analisadas neste estudo.

O uso de reforço aprimorou as distribuições de tensões na estaca e no solo, gerou a diminuição da profundidade e intensidade de pressões no solo natural.

O deslocamento máximo de 18,26 mm foi reduzido para 4,31 mm nos modelos validados, representando uma redução de 76,4 %, reduzindo também deslocamentos na direção oposta para maiores profundidades. Para o modelo com 4 diâmetros em todas dimensões do reforço em solo-cimento o deslocamento máximo foi de 3,69 mm, uma redução de 79,8 %.

O maior momento fletor obtido foi reduzido de 34,57 kN.m para 19,75 kN.m, uma redução de 42,9 %.

Os esforços cortantes apesar de não sofrerem redução do valor máximo em porcentagens nas proporções observadas do deslocamento e momento fletor, sendo reduzido de apenas 8,8% de -12,5 kN para -11,4 kN, a profundidade em que o esforço cortante tem efeito máximo foi reduzida em 32,8 %.

A variação na altura,  $h$ , do reforço em solo-cimento não apresenta grande variação nos deslocamentos máximos para dimensões maiores que 2 diâmetros. Para o comprimento,  $b$ , do reforço, os deslocamentos máximos começam apresentar variações pouco significativas acima de 3 diâmetros.

Quando comparado os deslocamentos, ao reduzir a dimensão  $h$  do reforço de 4 diâmetros para 1 diâmetro da estaca houve um aumento de 37,2 % no deslocamento máximo, já quando analisado a redução de 4 diâmetros para somente 1 na dimensão  $b$  o aumento de deslocamento máximo foi de 101,3 %, demonstrando uma melhor eficiência no aumento do comprimento  $b$  do reforço quando comparado a altura  $h$ .

A simulação computacional pelo método de elementos finitos 3D demonstrou uma solução viável de análise estrutural de modo a facilitar a modelagem de geometrias complexas em formas irregulares, sendo adaptável para atender especificações de precisão, a fim de otimizar dimensionamentos e ter maior liberdade em definição de condições de contorno quando comparado a métodos analíticos.

O uso de reforço demonstrou um aprimoramento nas distribuições de esforços na estaca e no solo, diminuindo os deslocamentos da estrutura.

A melhoria do terreno natural com a utilização de solo-cimento como reforço demonstrou melhor performance geral da estrutura, se demonstrando uma solução que pode ser empregada em estruturas prévias ou futuras como contribuição no desempenho resistente a esforços horizontais.

## REFERÊNCIAS

AL-JUBAIR, H. S.; ABBAS, S. A. Finite Element Analyses of Laterally Loaded Pile Groups in Um Qaser Port. **International journal of scientific & Engineering Research**, v. 5, n. 11, p. 662–668, 2014.

ALBUSODA, B. S.; AL-SAAD, A. F.; JASIM, A. F. An experimental study and numerical modeling of laterally loaded regular and finned pile foundations in sandy soils. **Computers and Geotechnics**, v. 102, n. June, p. 102–110, 2018.

ALMADA, J. L. A.; MARQUES, V. R.; TEIXEIRA, R. S.; REIS, J. H. C.; LUKIANTCHUKI, J. A.; BELINCANTA, A. Avaliação De Métodos De Uso Corrente Para Estimativa Da Capacidade De Carga De Estacas Escavadas Na Cidade De Maringá. **GEOTECNIA**, v. 147, n. november, p. 311, 2019.

ALMADA, J. L. A. **Avaliação de capacidade de carga de estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, na cidade de Maringá/PR**. Universidade Estadual de Maringá, 2016.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. 3<sup>o</sup> reimpressão. ed. São Paulo: Blucher, 2003.

AOKI, N. Dogma do Fator de Segurança. **Seminário Engenharia Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE 6**, p. 1–22, 2008.

ASHOUR, M.; ABBAS, A. I.; BOSKOVIC, S. Pile Cap Interaction with Bridge Pile Foundations under Lateral Loads. **Journal of Bridge Engineering**, v. 24, n. 6, p. 04019053, 2019.

ASHOUR, M.; ARDALAN, H. Employment of the P-Multiplier in Pile-Group Analysis. **Journal of Bridge Engineering**, v. 16, n. 5, p. 612–623, 2011.

ASKARANI, K. K.; PAKBAZ, M. S. Drained shear strength of over-consolidated compacted soil-cement. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 28, n. 5, p. 1–7, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12.253: Solo-cimento — Dosagem para emprego como camada de pavimento — Procedimento**. Rio de Janeiro Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR 6.122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2019.

BARKANOV, E. **Introduction to the finite element method**. Riga Technical University, 2001.

BENIN, A.; GUZIJAN-DILBER, M.; DIACHENKO, L.; SEMENOV, A. Finite element simulation of a motorway bridge collapse using the concrete damage plasticity model. **E3S Web of Conferences**, v. 157, p. 1–10, 2020.

BERGADO, D. T.; SUKSAWAT, T.; JAMSAWANG, P. Numerical Simulations and Parametric Study of SDCM and DCM Piles under Full Scale Axial and Lateral Loads. v. 41165, n. August 2017, p. 826–835, 2011.

CINTRA, J. C. A. **Carregamento Lateral em Estacas**. São Carlos: 2002.

DUARTE, R. P. **Obtenção Simplificada De Curvas Tensão-Deformação Cíclicas A Partir De Ensaio Monótonos**. Universidade Federal Fluminense, 2015.

FAN, J.; WANG, D.; QIAN, D. Soil-cement mixture properties and design considerations for reinforced excavation. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 10, n. 4, p. 791–797, 2018.

FARO, V. P.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F.; THOMÉ, A.; DA SILVA LOPES, L. Field Tests on Laterally Loaded Rigid Piles in Cement Treated Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 141, n. 6, p. 06015003, 2015.

GUPTA, B. K.; BASU, D. Analysis of laterally loaded rigid monopiles and poles in multilayered linearly varying soil. **Computers and Geotechnics**, v. 72, p. 114–125, 2015.

HAFEZOLGHORANI, M.; HEJAZI, F.; VAGHEI, R.; JAAFAR, M. S. B.; KARIMZADE, K. Simplified damage plasticity model for concrete. **Structural Engineering International**, v. 27, n. 1, p. 68–78, 2017.

HAN, F.; SALGADO, R.; PREZZI, M. Nonlinear analyses of laterally loaded piles - A semi-analytical approach. **Computers and Geotechnics**, v. 70, p. 116–129, 2015.

HEIDARI, M.; JAHANANDISH, M.; NAGGAR, H.; GHAHRAMANI, A. Nonlinear cyclic behavior of laterally loaded pile in cohesive soil. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 51, n. 2, p. 129–143, 2014.

JORNA, M. M. Pile tip deformation caused by obstacles. n. July, 2018.

KEAWSAWASVONG, S.; UKRITCHON, B. Failure Modes of Laterally Loaded Piles Under Combined Horizontal Load and Moment Considering Overburden Stress Factors. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 38, n. 4, p. 4253–4267, 2020.

KIM, Y.; JEONG, S. Analysis of soil resistance on laterally loaded piles based on 3D soil-pile interaction. **Computers and Geotechnics**, v. 38, n. 2, p. 248–257, 2011.

KONG, L. G.; CHEN, R. P.; WANG, S. H.; CHEN, Y. M. Response of 3×3 Pile Groups in Silt Subjected to Eccentric Lateral Loading. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 141, n. 7, p. 04015029, 2015.

LALICATA, L. M.; ROTISCIANI, G. M.; DESIDERI, A.; CASINI, F.; THOREL, L. Numerical Study of Laterally Loaded Pile in Unsaturated Soils. [s.l.] **Springer International Publishing**, 2020. v. 40

LI, H.; TONG, L.; LIU, S.; LIU, H.; ZHANG, M. Construction and verification of a unified p–y curve for laterally loaded piles. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 77, n. 3, p. 987–997, 2018.

LI, H.; TONG, L.; LIU, S. Effect of excavation unloading on p–y curves for laterally loaded piles. **Computers and Geotechnics**, v. 104, n. July, p. 131–139, 2018.

LIANG, F.; CHEN, H.; JIA, Y. Quasi-static p-y hysteresis loop for cyclic lateral response of pile foundations in offshore platforms. **Ocean Engineering**, v. 148, n. November 2017, p. 62–74, 2018.

LIN, H.; NI, L.; SULEIMAN, M.; RAICH, A. Interaction between Laterally Loaded Pile and Surrounding Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 141, n. 4, p. 04014119, 2015.

MARTINEZ, L. R. Prova de carga transversal em estacas de pequeno diâmetro executadas em solo evoluído de basalto. Monografia de trabalho de conclusão de curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá, Campus sede, 2018.

MARZOLA, M. M. Análise do comportamento de estaca escavada de pequeno diâmetro submetida a carregamento horizontal em solo não saturado. p. 224, 2016.

MATLOCK, H. Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay. 1970, p. 94.

MATLOCK, H.; REESE, L. C. Non-dimensional solutions for laterally-loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth. **Dallas: Proceedings of eighth Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, 1956.

MURPHY, G.; IGOE, D.; DOHERTY, P.; GAVIN, K. 3D FEM approach for laterally loaded monopile design. **Computers and Geotechnics**, v. 100, n. April, p. 76–83, 2018.

NASR, A. M. A. Experimental and theoretical studies of laterally loaded finned piles in sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 51, n. 4, p. 381–393, abr. 2014.

ONG, Y. H. Back analysis of laterally loaded pile behavior using Midas/GTS to determine stiffness modulus of pile-soil interface. **15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, ARC 2015: New Innovations and Sustainability, p. 1279–1284, 2016.

PENG, W.; ZHAO, M.; XIAO, Y.; YANG, C.; ZHAO, HENG. Analysis of laterally loaded piles in sloping ground using a modified strain wedge model. **Computers and Geotechnics**, v. 107, n. December 2018, p. 163–175, 2019.

POLASTRI, P. Incorporação de resíduos de polietileno tereftalato (PET) como reforço em compósitos solo-cimento. p. 147, 2017.

PRAKASH, S.; SHARMA, H. D. **Pile Foundations in Engineering Practice**. [s.l.] Wiley-Interscience, 1990.

REESE, L. C. **Handbook on design of piles and drilled shafts under lateral load**. [s.l.: s.n.].

RUIGROK, J. A. T. Laterally Loaded Piles: Models and measurements. p. 360, 2010.

SANOMIA, E. H. **Desenvolvimento de curvas p-y para argilas através do método dos elementos finitos**. [s.l.] UFRJ, 2016.

SANTOS, J. A. Fundações por Estacas Acções Horizontais Elementos Teóricos Fundações por Estacas – Acções Horizontais. 2008.

SILVA, L. M. E; CHRISTOFORO, A. L.; CARVALHO, R. C. Calibration of Concrete Damaged Plasticity Model parameters for shear walls. **Matéria (Rio de Janeiro)**, v. 26, n. 1, 2021.

SPRICIGO, B. Estudo do comportamento de estacas escavadas em solo arenoso submetidas ao carregamento transversal. [s.l.] Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2019.

STACUL, S.; SQUEGLIA, N. Analysis method for laterally loaded pile groups using an advanced modeling of reinforced concrete sections. **Materials**, v. 11, n. 2, 2018.

TERZAGHI, K. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. **Géotechnique**, v. 5, n. 4, p. 297–326, 1955.

VAHABKASHI, P.; RAHAI, A. Pile head displacements with different cross sectional shapes under lateral loading and unloading in granular soils. **Scientia Iranica**, v. 22, n. 3, p. 629–638, 2015.

VASCONCELLOS, V.; MOTA, C. Revista Boletim do Gerenciamento Reforço de Fundações Diretas em Pontes de Concreto Armado. v. 9, 2019.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

VIDRIH, C. Behavior of Pounded Pile Laterally Loaded, Implanted in Reinforced Soil, By Soil-Cement. 2017.

XU, L. Y.; SHAO, W.; XUE, Y. Y.; CAI, F.; LI, Y. Y. A simplified piecewise-hyperbolic softening model of skin friction for axially loaded piles. **Computers and Geotechnics**, v. 108, n. June 2018, p. 7–16, 2019.

YU, G.; GONG, W.; CHEN, M.; DAI, G.; LIU, Y. Prediction and Analysis of Behaviour of Laterally Loaded Single Piles in Improved Gravel Soil. **International Journal of Civil Engineering**, v. 17, n. 6, p. 809–822, 2019.

YU, Y.; SUN, H.; JUANG, C. H. A new model for response of laterally loaded piles in soil-rock mixtures. **Computers and Geotechnics**, v. 104, n. September, p. 237–246, 2018.

ZHANG, H.; CHEN, S.; LIANG, F. Effects of scour-hole dimensions and soil stress history on the behavior of laterally loaded piles in soft clay under scour conditions. **Computers and Geotechnics**, v. 84, p. 198–209, 2017.

ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L.; ZHU, J. Z. **The Finit Element Method: Its basis and Fundamentals**. 7th. ed. [s.l.] Butterworth Heinemann Ed., 2013.