

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

LAURA MARIA CURY CLIVATTI

**MODELAGEM FÍSICA E NUMÉRICA DE ANCORAGEM EM  
BLOCOS CILÍNDRICOS PARA TORRES DE LINHA DE  
TRANSMISSÃO SUBMETIDOS A ESFORÇOS ESTÁTICOS**

MARINGÁ  
2025

LAURA MARIA CURY CLIVATTI

**MODELAGEM FÍSICA E NUMÉRICA DE ANCORAGEM EM  
BLOCOS CILÍNDRICOS PARA TORRES DE LINHA DE  
TRANSMISSÃO SUBMETIDOS A ESFORÇOS ESTÁTICOS**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para 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  
2025

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

C642m

Clivatti, Laura Maria Cury

Modelagem física e numérica de ancoragem em blocos cilíndricos para torres de linha de transmissão submetidos a esforços estáticos / Laura Maria Cury Clivatti. -- Maringá, PR, 2025.

126 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, 2025.

1. Torres de linha de transmissão. 2. Torres estaiadas. 3. Ensaios de arrancamento. 4. Ancoragem em blocos cilíndricos - Fundações. 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


Elaine Cristina Soares Lira - CRB-9/1202

LAURA MARIA CURY CLIVATTI


**MODELAGEM FÍSICA E NUMÉRICA DE ANCORAGEM EM BLOCOS  
CILÍNDRICOS PARA TORRES DE LINHA DE TRANSMISSÃO  
SUBMETIDOS A ESFORÇOS ESTÁTICOS**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 28/01/2025, 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**

Documento assinado digitalmente  
 JESELAY HEMETERIO CORDEIRO DOS REIS  
Data: 30/04/2025 17:41:49-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

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

Documento assinado digitalmente  
 JULIANA AZOIA LUKIANTCHUKI  
Data: 21/05/2025 13:11:50-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

**Profa. Dra. Juliana Azoia Lukiantchuki**  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Estadual de Maringá

Documento assinado digitalmente  
 JOSE ANTONIO SCHIAVON  
Data: 02/05/2025 17:23:29-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

**Prof. Dr. José Antonio Schiavon**  
Divisão de Engenharia Civil  
Instituto Tecnológico de Aeronáutica



À Dona Maria, que além de uma mãe exemplar para seus filhos, foi um exemplo de amor e carinho para seus netos. Sua dedicação e afeto eram imensuráveis e sua presença iluminava nossas vidas e agora brilha como estrela no céu. Foi um privilégio imenso ser sua neta.  
Com amor e saudade.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço à Universidade Estadual de Maringá, por se mostrar um ambiente acadêmico estimulante e por todas as oportunidades oferecidas para o desenvolvimento desta pesquisa. Ao meu orientador Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis, pela orientação, paciência e sabedoria ao longo de todo o processo. Sua dedicação e apoio foram fundamentais para o sucesso deste trabalho. Também agradeço ao Gabriel pela ajuda nos ensaios realizados, que foram essenciais para a elaboração desta dissertação. Sua colaboração foi crucial para o desenvolvimento do trabalho

Agradeço aos meus pais, por todo o amor, compreensão e incentivo em cada etapa desse percurso e por acreditarem em mim. Aos meus irmãos por ficarem genuinamente felizes a cada conquista, por todo apoio e por sempre me ajudarem a passar pelas dificuldades. Aos meus sobrinhos que sempre foram motivo de alegria e ao Iago por ter me estendido a mão e vibrado comigo durante todos esses anos, por ter mudado minha vida e ser parte do que eu sou hoje, por ter feito o difícil se tornar fácil, e mostrado que o processo também pode ser sobre encontros, amor e acolhimento.

Aerodinamicamente, o corpo da abelha não é feito para voar. O importante é que a abelha não sabe.

Nasa

## RESUMO

As torres de transmissão de energia elétrica são fundamentais para o sistema elétrico do país, pois é por meio das linhas de transmissão presentes nelas que a energia chega à população. Paralelamente, as fundações das torres precisam ser calculadas para suportarem as solicitações e não entrarem em colapso. Assim, quanto à estrutura, as torres podem ser classificadas como: autoportante, as que mantêm seu equilíbrio por meio de sua própria estrutura; e as estaiadas, que possuem estais ancorados na fundação, que ajudam na sustentação e trabalham exclusivamente à tração. Logo, o objetivo da pesquisa foi o estudo do mecanismo de ancoragens circulares assentadas em areia fofa e densa. O estudo consiste na investigação da carga última resistida e na influência na capacidade de carga na alteração de parâmetros como o tipo de solo, a profundidade de assentamento, a inclinação do cabo e na variação do diâmetro da ancoragem. Foram realizadas análises da superfície de ruptura, no campo de deslocamento e de deformação. A abordagem metodológica adotada na pesquisa compreendeu ensaios de arrancamento de modelos físicos em escala reduzida de ancoragens circulares instaladas em areia. Os ensaios foram simulados numericamente no programa PLAXIS 2D (V08). Por último, foi realizado um estudo paramétrico que consistiu na variação de parâmetros como a profundidade de assentamento, no tipo de areia (fofa e densa), na inclinação do tirante ( $\psi = 30^\circ$  e  $\psi = 45^\circ$ ) e no diâmetro da ancoragem ( $\varnothing 50\text{mm}$  e  $\varnothing 100\text{mm}$ ). Por meio dos campos de tensão e deformações obtidos no PLAXIS, foi possível observar que independente do modelo, a superfície de ruptura se estendeu até a superfície do solo e com a aplicação da sobrecarga o formato da superfície de ruptura se alterou, tornando se mais alargada no maciço de solo. Na análise paramétrica, observou um mecanismo de mobilização de deslocamento para ancoragem mais profunda, onde a superfície de ruptura permanece confinada no maciço de solo quando se aumentou a profundidade de assentamento ou presença de sobrecarga. O fator da capacidade de carga aumentou com o aumento da profundidade de assentamento. A maior alteração para os modelos de diâmetro de 50mm se dava quando diminuía a inclinação do cabo.

Palavras-chave: Colapso. Torres estaiadas. PLAXIS 2D. Ensaios de arrancamento. Modelo reduzido. Profundidade de assentamento.

## ABSTRACT

The electric power transmission towers are fundamental to the country's electrical system, because it is through the transmission lines present in them that the energy reaches the population. At the same time, the foundations of towers need to be calculated to withstand the loads and not collapse. Thus, as for the structure, the towers can be classified as: self-supporting, those that maintain their balance through its own structure; and guyed, which guy cables anchored in the ground in the foundation, which help in support and work exclusively under tensile loads. Thus, the objective of the research was the study of the mechanism of circular anchors installed in loose and dense. The study consists of investigation of the ultimate load and influence of soil type, embedment depth, guy inclination and anchor diameters. Analysis of the failure surface, and of displacement and deformation fields were performed. The methodological approach adopted in the research comprised pullout tests of at reduced scale circular anchors in sand. The tests were numerically simulated in PLAXIS 2D (V08). Finally, a parametric study was carried out that consisted of the variation of parameters such as embedment depth, sand density (loose or dense), slope of the guy cable ( $\psi = 30^\circ$  and  $\psi = 45^\circ$ ) and anchor diameters ( $\varnothing 50\text{mm}$  and  $\varnothing 100\text{mm}$ ). By means of the load x displacement curves it was possible to observe that independent of the model, the rupture surface extended up to the soil surface. In the parametric analysis, a displacement mobilization mechanism for deeper anchorage was observed, where the rupture surface remains confined within the soil mass when the settlement depth or the presence of overload is increased. The application of a surcharge load changed the shape of the failure surface, extending to a larger zone in the soil mass. The load capacity factor ( $N\gamma$ ) increases with increases with embedment depth. The biggest change for the 50mm diameter models was observed for the slope decrease of the guy cable.

Keywords: Collapse. Truss towers. PLAXIS 2D. Small-scale pull-out tests. Sand depth.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Geometria das Torres.....	17
Figura 1.2 – Classificação das Torres.....	18
Figura 2.1 – Fundações das Torres.....	22
Figura 2.2 – Posição da Ancoragem Cilíndrica.....	24
Figura 2.3 – Classificação das Ancoragens pelo Formato.....	25
Figura 2.4 – Classificação das Ancoragens pela posição.....	25
Figura 2.5 – Ábaco para o Cálculo de Capacidade de Carga - Método de Balla.....	28
Figura 2.6 – Método do Tronco de Cone.....	29
Figura 2.7 – Método Do Cilindro de Atrito.....	30
Figura 2.8 - Método de Meyerhof e Adams.....	31
Figura 2.9 – Ábacos para o cálculo de capacidade de carga - Método de Meyerhof e Adam’s...32	
Figura 2.10 – Ancoragem em Placa Vertical.....	33
Figura 2.11 – Método de British Code of Praticice.....	34
Figura 2.12 – Mecanismo de Ruptura em Ancoragem Profunda.....	35
Figura 2.13 – Teoria de Meyerhof – Ancoragens Inclinadas.....	37
Figura 2.14 – Ábaco do Coeficiente de Arrancamento da Capacidade de Carga – Meyerhof....38	
Figura 2.15 – Teoria de Hanna et. al – Ancoragens Inclinadas.....	38
Figura 2.16 – Ábaco do Coeficiente de Puncionamento - Hanna et. al.....	39
Figura 2.17 – Curva Carga Deslocamento – Choudhary e Dash.....	41
Figura 2.18 – Disposição das Ancoragens – Bhattacharya e Roy.....	42
Figura 2.19 – Variação da Tensão Baseado no Ângulo de Atrito.....	43
Figura 2.20 – Comparação dos Resultados com os Métodos da Literatura.....	43
Figura 2.21 – Modelo Numérico em Solo Reforçado - Mukherjee e Babu.....	44
Figura 2.22 – Modelagem – PLAXIS.....	45
Figura 2.23 - Elemento tetraédricos no PLAXIS.....	46
Figura 2.24 – Interface de concreto - Solo.....	47
Figura 2.25 – Transferência de Carga.....	48
Figura 3.1 – Curva Granulométrica.....	50
Figura 3.2 – Cisalhamento Direto.....	51
Figura 3.3 – Ancoragem.....	52
Figura 3.4 – Dimensões e Profundidade de Assentamento.....	52
Figura 3.5 – Módulo para Ensaio de Arrancamento.....	53

Figura 3.6 – Sensores LVDT.....	54
Figura 3.7 – Cápsulas para Controle de Compacidade.....	54
Figura 3.8 – Posicionamento da Ancoragem.....	55
Figura 3.9 – Fluxograma dos Experimentos Realizados em Escala Reduzida.....	56
Figura 3.10 – Experimento com Sobrecarga.....	57
Figura 3.11 – Modelo - PLAXIS.....	58
Figura 3.12 – Geometria da Malha de Elementos Finitos e Tensões Iniciais.....	59
Figura 3.13 – Fluxograma das Simulações do Estudo Paramétrico.....	60
Figura 4.1 – Curvas – Carga x Deslocamento: Campanha Experimental – Areia Fofa.....	64
Figura 4.2 – Curvas – Carga x Deslocamento: Campanha Experimental – Areia Compacta.....	65
Figura 4.3 – Ruptura dos Ensaio – Modelo Reduzido.....	65
Figura 4.4 – Ruptura dos Ensaio – Carga de Ruptura.....	66
Figura 4.5 – Malha Indeformada e Deformada.....	69
Figura 4.6 – Calibração Numérica.....	71
Figura 4.7 – Distribuição de Tensão Normal.....	71
Figura 4.8 – Ponto de Análise.....	73
Figura 4.9 – Pontos de Plastificação.....	73
Figura 4.10 – Maciço Deformado.....	74
Figura 4.11 – Variação da Capacidade de Carga.....	77
Figura 4.12 – Curva Carga x Deslocamento – Estudo Paramétrico.....	78
Figura 4.13 – Deslocamento Total – Ø50 milímetros.....	80
Figura 4.14 – Deslocamento Total – Ø100 milímetros.....	82
Figura 4.15 – Pontos de Plastificação.....	84
Figura 4.16 – Tensões de Cisalhamento.....	86
Figura 4.17 – Tensões Normais x Razão de Embutimento.....	88
Figura 4.18 – Tensões Normais – Ø50milímetros.....	90
Figura 4.19 – Tensões Normais – Ø100 milímetros.....	92

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Caracterização da Areia.....	50
Tabela 3.2 – Propriedades dos Materiais – Solo.....	51
Tabela 4.1 – Análise Paramétrica – Areia Fofa.....	63
Tabela 4.2 – Análise Paramétrica – Areia Compacta.....	64
Tabela 4.3 – Carga de Ruptura.....	69
Tabela 4.4 – Propriedades dos Materiais – Ancoragem.....	70
Tabela 4.5 – Propriedades dos Materiais – Tirante.....	70
Tabela 4.6 – Tensão Horizontal e Vertical dos Modelos Simulados.....	73
Tabela 4.7 – Tensões Normais.....	95



## LISTA DE SÍMBOLOS

ANEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
LTs	Linha de transmissão
$P_u$	Carga última à tração
$P_f$	Peso da fundação
$P_s$	Peso do solo
$\gamma$	Peso específico do solo
D	Profundidade de Assentamento
B	Largura
H/B	Razão de embutimento
$\alpha$	Ângulo de ruptura fictício
$P_{lu}$	Resistência lateral última ao longo da superfície de ruptura
$K_u$	Coefficiente de empuxo passivo nominal à tração
$K_a$	Coefficiente de empuxo ativo
$K_s$	Coefficiente de puncionamento no arrancamento
$\phi$	Ângulo de atrito interno do solo
$\phi_{\text{pico}}$	Ângulo de atrito interno de pico
$\phi_{\text{residual}}$	Ângulo de atrito interno residual
A	Área da ancoragem
$\psi$	Ângulo de inclinação da ancoragem
$Nk$	Fator da capacidade de carga
MDF	Método das diferenças finitas
MEF	Método dos elementos finitos
MEC	Método dos elementos de contorno
N	Coefficiente de Poisson
E	Módulo de elasticidade
$C_u$	Coefficiente de uniformidade
$C_c$	Coefficiente de curvatura
$\gamma_s$	Peso específico dos sólidos
$\gamma_{d,m\acute{a}x}$	Máximo peso específico seco
$\gamma_{d,m\acute{i}n}$	Mínimo peso específico seco
$e_{m\acute{a}x}$	Índice de vazios máximo
$e_{m\acute{i}n}$	Índice de vazios mínimo
W	Teor de umidade da areia
LVDT	<i>linear variable differential transformer</i>
MC	Morh-Coloumb
I	Momento de inércia
W	Peso
d	Espessura equivalente
c	Coesão
$\rho_s$	Massa específica dos sólidos
$\rho_{d,m\acute{a}x}$	Massa específica seca máxima

$\rho_{d, min}$	Massa específica seca mínima
$\Psi$	Ângulo de dilatância do solo
MC	Mohr - Coulomb
$\sigma_{xx}$	Tensões horizontais
$\sigma_{yy}$	Tensões verticais

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>17</b>
<b>1.2. OBJETIVOS.....</b>	<b>20</b>
1.1.1. Objetivo Geral.....	20
1.1.2. Objetivos Específicos.....	20
<b>2. REFERENCIAL TEÓRICO.....</b>	<b>22</b>
<b>2.1. ANCORAGEM.....</b>	<b>24</b>
<b>2.2. MECANISMOS DE RUPTURA.....</b>	<b>26</b>
<b>2.3. SUPERFÍCIE DE RUPTURA.....</b>	<b>26</b>
2.3.1. Ancoragem Assentada Horizontalmente.....	27
2.3.2. Ancoragem Assentada Verticalmente.....	32
2.3.3. Ancoragem Assentada em Posição Inclinada.....	36
<b>2.4. ENSAIOS.....</b>	<b>40</b>
2.4.1. Ensaios em Modelos Reduzidos.....	40
2.4.2. Métodos Numéricos.....	40
<b>2.5. PLAXIS.....</b>	<b>44</b>
2.5.1. Interface.....	46
<b>3. MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>49</b>
<b>3.1. MATERIAIS.....</b>	<b>49</b>
<b>3.2. ANCORAGEM.....</b>	<b>51</b>
<b>3.3. ENSAIOS EM MODELO REDUZIDO.....</b>	<b>53</b>
3.3.1. Equipamentos de Ensaio.....	53
3.3.2. Condições de Ensaio.....	54
<b>3.4. SIMULAÇÃO NUMÉRICA.....</b>	<b>57</b>
<b>4. RESULTADOS E DISCUSSÃO.....</b>	<b>62</b>
<b>4.1. ENSAIOS EM MODELO REDUZIDO.....</b>	<b>62</b>
<b>4.2. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO.....</b>	<b>69</b>
<b>4.3. ESTUDO PARAMÉTRICO.....</b>	<b>75</b>
4.3.1. Curva Carga x Deslocamento.....	78
4.3.2. Tensões e Deformações no Solo.....	88
<b>5. CONCLUSÃO.....</b>	<b>96</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>98</b>
<b>ANEXO A: DESLOCAMENTO TOTAL – ESTUDO PARAMÉTRICO.....</b>	<b>103</b>

<b>ANEXO B: TENSÕES NORMAIS HORIZONTAIS (<math>\sigma_{xx}</math>) .....</b>	<b>107</b>
<b>ANEXO C: TENSÕES NORMAIS HORIZONTAIS (<math>\sigma_{yy}</math>) .....</b>	<b>113</b>
<b>ANEXO D: PONTOS DE PLASTIFICAÇÃO DO ESTUDO PARAMÉTRICO.....</b>	<b>118</b>
<b>ANEXO E: TENSÕES DE CISALHAMENTO.....</b>	<b>122</b>

## 1. INTRODUÇÃO

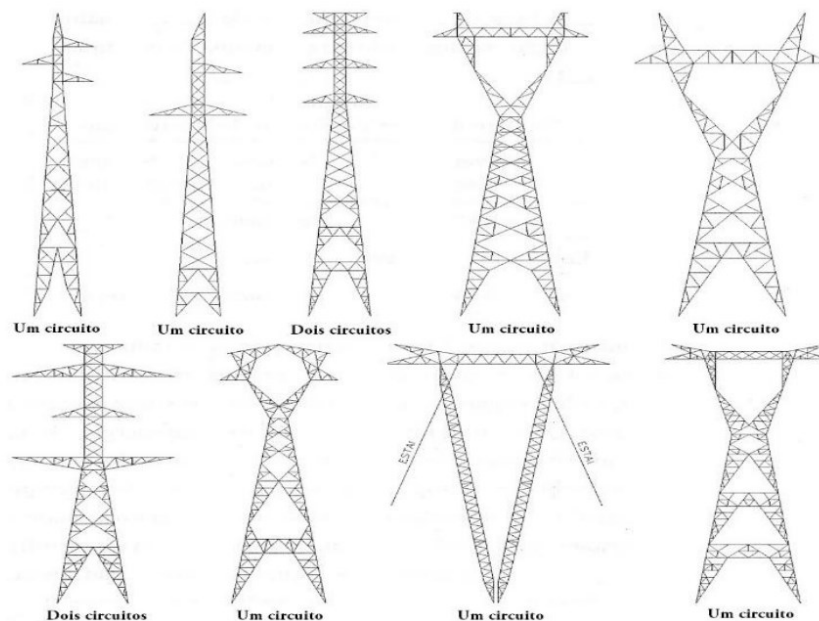
O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

Embora as fontes renováveis desempenhem um papel de destaque na matriz elétrica do Brasil, com extensão de mais de 90.000 quilômetros de linha de transmissão, segundo a Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEL), a crescente demanda de energia impulsionada pela expansão tecnológica, pelos avanços científicos e pela industrialização acelerada, gera a necessidade de expandir a rede de energia para suprir o consumo do país.

A transmissão de energia é realizada por meio das linhas de transmissão de alta potência, que conectam a usina geradora ao consumidor (REIS E NEVES, 2025). No Brasil, o transporte de energia é realizado de modo aéreo, onde os condutores são suportados por estruturas isoladas, conhecidas como torres de linha de transmissão (LTs) (ELIAS, 2015).

Segundo Velozo (2010), as LTs são consideradas obras especiais, de grande porte, composta basicamente por uma estrutura metálica e cabos que tem a função de transportar toda a energia ao consumidor final. O design das torres é composto por uma estrutura treliçada de aço, compostas por subestruturas similares como demonstrado na Figura 1.1.

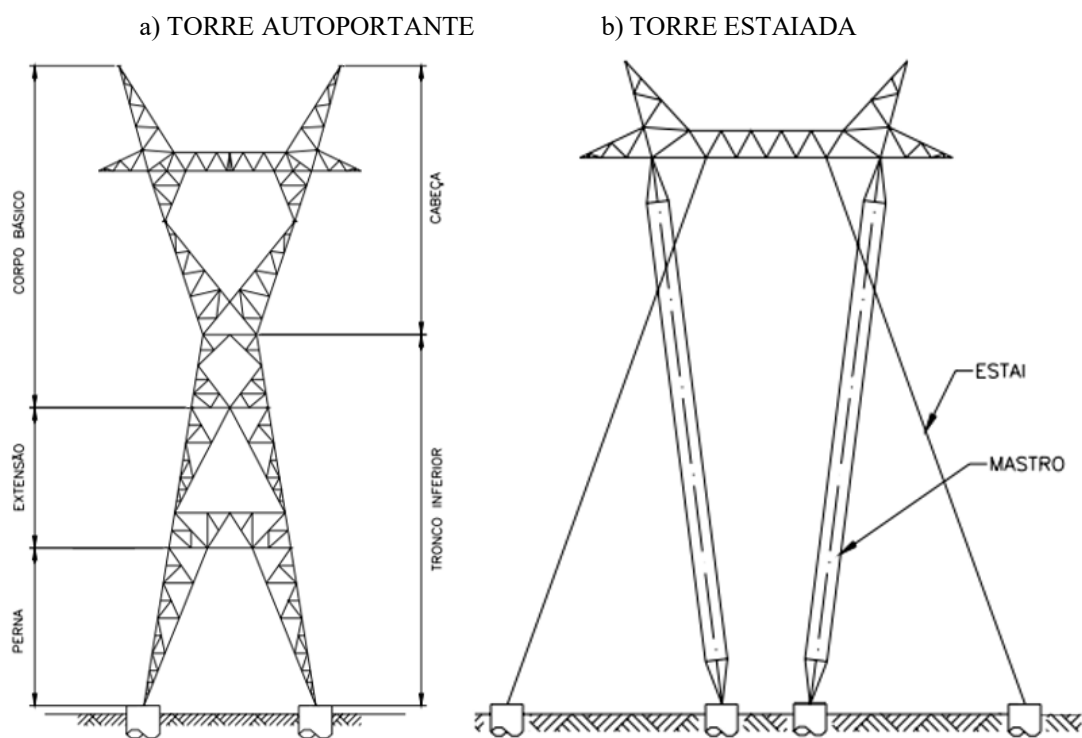
**Figura 1.1 – Geometria das Torres**



**Fonte: Adaptado, Gontijo (1994)**

Com base na estrutura, as torres podem ser classificadas em duas categorias: autoportantes (Figura 1.2a), que se sustentam por conta própria, sem a necessidade de apoios externos, e estaiadas (Figura 1.2b), que, por serem mais esbeltas, suportam o peso por meio de estais ancorados ao solo. Esses estais são ancorados por meio de fundações diretas ou indiretas, dependendo da capacidade de carga do local. Ambas as tipologias podem alcançar alturas elevadas, oferecendo alta capacidade de carga estrutural e variadas configurações (CHAVES, 2004).

**Figura 1.2 – Classificação das Torres**



**Fonte: Adaptado, Chaves (2004)**

Nos casos em que o solo possui suporte bom nas primeiras camadas se utiliza fundações diretas como discos, blocos e tubulões curtos. Essas, quando submetidas exclusivamente a forças de tração são chamadas de ancoragem e são amplamente utilizadas em estruturas como torres de transmissão, plataformas offshore e estruturas elevadas devido a sua estrutura simples, baixo custo e alta eficiência (HU et al., 2021).

Essas estruturas estão sujeitas a força lateral acima ou abaixo da superfície do solo. As ancoragens garantem a eficácia contra as forças de elevação, assim têm sido amplamente empregadas como solução para fundação dessas estruturas (HASSAN et al., 2024).

Segundo Carlos e Kamisnki (2017), o avanço nos métodos computacionais possibilita um estudo mais aprofundado do comportamento das torres estaiadas. Os avanços possibilitam

a análise de uma infinidade de casos de maneira expedita e robusta, que aprimora os conhecimentos dos efeitos das solicitações nas ancoragens. Além disso, proporcionam maior segurança no processo de dimensionamento e oferecem uma visão mais ampla acerca das variáveis envolvidas.

As ancoragens dos estais solicitados exclusivamente à tração possuem uma componente horizontal e uma vertical. Dessa forma, diante da necessidade de desenvolver uma ancoragem capaz de absorver ambas as componentes, a utilização de blocos cilíndricos pode ser uma alternativa interessante para o problema.

O comportamento de ancoragens pode ser estudado por meio de modelos físicos e numéricos. O modelo físico consiste numa campanha experimental, por protótipos de verdadeira grandeza que possibilita a retirada de dados, deslocamentos e deformações. Estes ensaios podem comprovar o comportamento das fundações e a aplicação de métodos teóricos (SALES, 2000).

A campanha experimental também pode ser realizada por modelos em escala reduzida, realizados em laboratório, possibilitando o estudo de variáveis que influenciam no mecanismo. Isso possibilita a simulação numérica que quando calibradas, permite a realização de análises avançadas e o estudo de outras configurações.

Embora diferentes abordagens como simulações numéricas, ensaios em laboratório e análises teóricas estejam sendo empregadas para analisar a respostas de arrancamento de placas de ancoragem, conforme descrito nos estudos de Choudhary et. al. (2018), Riyad et. al. (2020) e Sharma et. al (2021), o cálculo da capacidade de carga para os blocos cilíndricos é calculado por meio dos métodos aplicados a placas de ancoragem.

As torres estaiadas, possuem cabos inclinados ancorados em fundações, as quais fornecem sustentação à estrutura. Esses estais são responsáveis pela reação inclinada. O esforço inclinado é decomposto em duas componentes: uma vertical que tende a deslocar o solo, e uma horizontal, que provoca o esforço de cisalhamento que tende ao deslizamento da fundação.

As ancoragens cilíndricas, podem apresentar boa mobilização da resistência além de ser uma solução econômica, de rápida execução, com geometria simples e de alta eficiência. No entanto, o mecanismo de ruptura ainda não está completamente esclarecido. Por isso, é relevante identificar o mecanismo de ruptura, a distribuição de tensões e as deformações no maciço de solo, esses podem ser estudado como blocos prismáticos.

Além disso, o mecanismo de ruptura e o comportamento do solo, pode ser obtido por simulações numéricas calibradas por meio dos ensaios laboratoriais. Essas simulações

fornece parâmetros que não podem ser encontrados em laboratório. Conseqüentemente, isso permite, uma extrapolação de resultados por meio de um estudo paramétrico (RIBEIRO, 2020).

Desse modo, o estudo do comportamento de ancoragens cilíndricas, submetidas a esforços estáticos de tração por meio da modelagem numérica aliada à calibração com modelos reduzidos em laboratório, é de suma importância para garantir que os projetos de fundações sejam realizados de maneira coerente ao comportamento real delas. Além disso, o estudo corrobora com a comunidade acadêmica e profissional ao se apresentar como material complementar para fundações submetidas a esforços de tração.

Nesse contexto, a presente dissertação visa analisar o comportamento de blocos cilíndricos submetidos a esforços estáticos de tração utilizando simulação numérica com o *software* PLAXIS. O modelo foi calibrado usando resultados de ensaios de arrancamento realizado em escala reduzida. Além disso, foi realizado um estudo paramétrico que avaliou a influência do diâmetro, da profundidade de assentamento, da inclinação do cabo, da compacidade de areia e da presença de sobrecarga.

## **1.1.OBJETIVOS**

### **1.1.1. Objetivo Geral**

O objetivo geral desta dissertação consiste na modelagem física e numérica de ancoragens em blocos cilíndricos destinados a torres de linha de transmissão, submetidas a esforços estáticos. A pesquisa busca avaliar a influência do diâmetro do bloco, da profundidade de assentamento, da inclinação do cabo, da compacidade da areia e da sobrecarga no comportamento de arrancamento das ancoragens.

### **1.1.2. Objetivos Específicos**

Para o cumprimento do objetivo geral são propostos os seguintes objetivos específicos:

- Analisar a superfície de ruptura mobilizada nos modelos físicos;
- Avaliação do mecanismo de ruptura de ancoragens em blocos cilíndricos instalados em areia e submetidos à esforços estáticos
- Avaliar a aplicação dos métodos teóricos para placas prismáticas inclinadas para o cálculo de arrancamento de ancoragens em blocos cilíndricos;



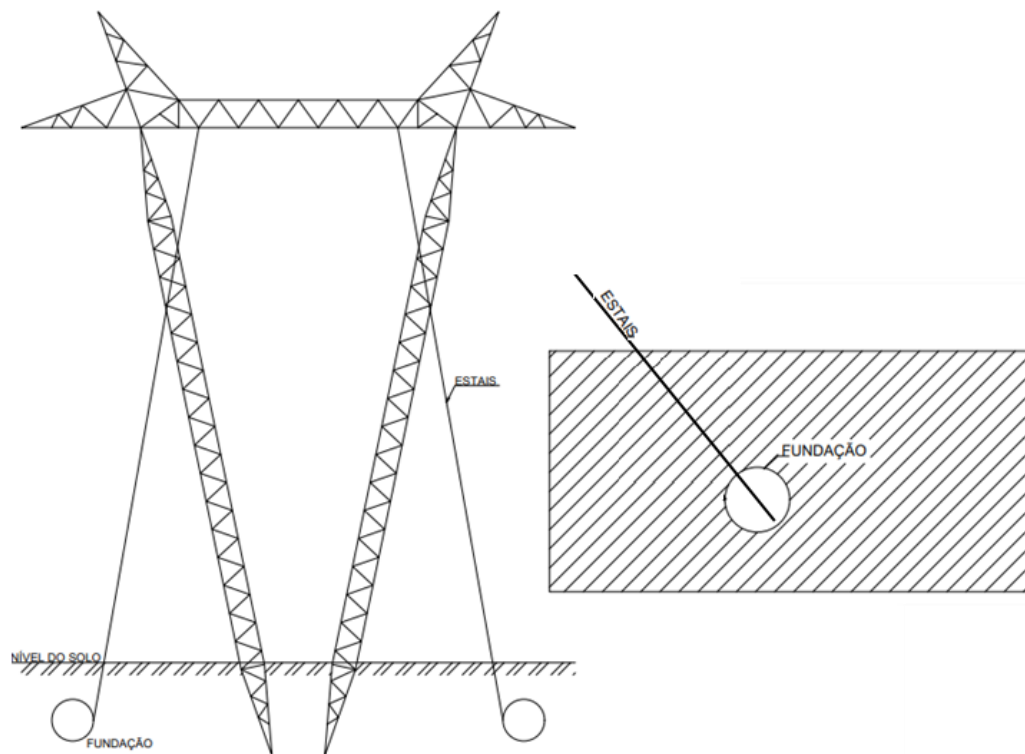
- Avaliar a influência da profundidade de assentamento, da inclinação da força, da presença de sobrecarga e compactação da areia.

## 2. REFERENCIAL TEÓRICO

Com o aumento do consumo de energia elétrica no país, aliado às ocorrências de falhas nas estruturas de sustentação das linhas de transmissão diversas pesquisas com a temática das fundações e dimensionamento das LTs vem sendo realizadas. Entre as pesquisas, diversas delas se concentraram na análise numérica de blocos e placas de ancoragem, como os artigos publicados de Sharma A. et al (2021) e Wei Hu. et al (2023).

As placas de ancoragem são componentes de fundações das LTs (Figura 2.1), ancoradas ao solo e usadas para resistir às forças de arrancamento (BHATTACHAYA, 2016). A escolha da fundação é realizada considerando o tipo de solo em que será localizada, as condições de execução, o perfil do topográfico do terreno, o espaço disponível e dados climatológicos.

**Figura 2.1 – Fundações das Torres**



**Fonte: Autor (2025)**

A NBR 6122 (ABNT, 2019) divide as fundações em ser superficiais e profundas. As fundações superficiais, rasas ou diretas são elementos que transmite a carga ao terreno, pelas tensões distribuídas sob a base da fundação. Já as fundações profundas transmitem a carga pela

base (resistência de ponta), ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou pela combinação das duas.

A carga do vento nas fundações para as linhas de transmissão gera esforços de tração e compressão, e devem ser calculadas seguindo as exigências escritas na norma brasileira de condições básicas para o projeto de LTs de energia elétrica (ABNT NBR 6123, 1995).

Conforme NBR 6122 (ABNT, 2019), para o projeto de fundações, as tensões devem ser verificadas em relação a cada um dos possíveis Estados Limites, sendo eles, os estados limites de serviço (ELS) e os estados limites últimos (ELU) simultaneamente.

O estado de limite de serviço se caracteriza quando, seja por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção e o estado limite último se refere ao colapso ou ruína estrutural que determinam a paralisação imediata do uso da estrutura.

Segundo Hu et al. (2022) as placas de ancoragem funcionam como um tipo de fundação eficiente, simples e de baixo custo que tem sido amplamente estudada na engenharia geotécnica, as placas de ancoragem são fixadas nas estruturas e aterradas no maciço de solo e são dimensionadas para resistir aos esforços verticais horizontal e inclinados de arrancamento (BADAKSHAN, NOORZAD, ZAMENI, 2017).

O dimensionamento geotécnico de fundações superficiais só é possível por meio da tensão admissível, que segundo a NBR 6122 pode ser encontrada por meio de métodos teóricos; semi-empíricos ou ensaio de prova de carga.

No método teórico, a capacidade de carga é obtida por fórmulas baseadas na compressibilidade e resistência ao cisalhamento do solo. O que difere dos métodos semi-empíricos onde a tensão admissível se relaciona nos ensaios realizados em campo. Já o ensaio de prova de carga consiste na análise do comportamento da tensão-deformação de um modelo reduzido ou não, que fornece valores de deslocamentos medidos pelos extensômetros, e permite o traçado da curva tensão-deslocamento, o valor da capacidade de carga estimada do solo, o deslocamento da fundação e as características de ruptura, sendo esse o método adotado. O ensaio a prova de carga, deve seguir as diretrizes vigentes presente nas normas brasileira. Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), para este tipo de ensaio é necessário considerar o efeito escala no modelo – protótipo.

## 2.1. ANCORAGEM

As ancoragens são sistemas de fundações que transmitem os esforços causados pela estrutura, no solo. São utilizadas para melhorar o desempenho de um sistema de fundação a fim de aumentar a estabilidade de uma estrutura (Mokhbi et al., 20178). Segundo Sentano et al. (2014), as ancoragens são elementos estruturais de superfície plana, que possui bom desempenho quando solicitado à flexão.

A instalação é feita escavando o terreno até a cota de assentamento e aterrando como solo após inserido o bloco. A Figura 2.2 representa a instalação de uma ancoragem em formato cilíndrico em tamanho real. O tipo de aterro e a qualidade da compactação influencia na capacidade das ancoragens.

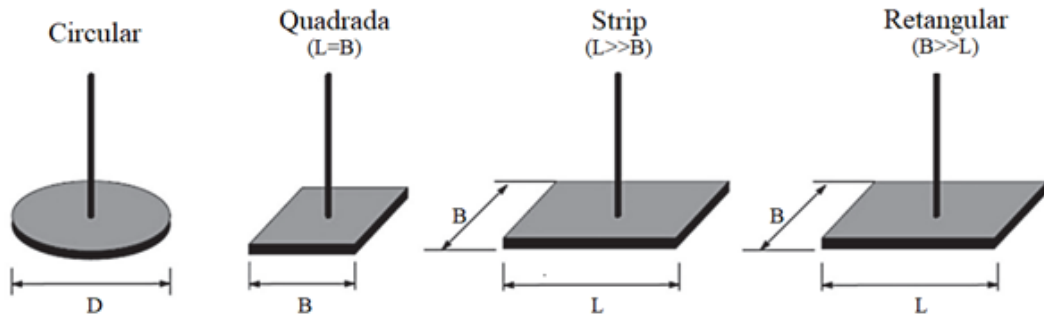
**Figura 2.2 – Posição da Ancoragem Cilíndrica**



**Fonte: Alessandro Neves (2020)**

As ancoragens podem ser classificadas devido ao seu formato e sua aplicação. A Figura 2.3 representa as configurações de ancoragem de acordo com o seu formato.

**Figura 2.3 – Classificação das Ancoragens pelo Formato**



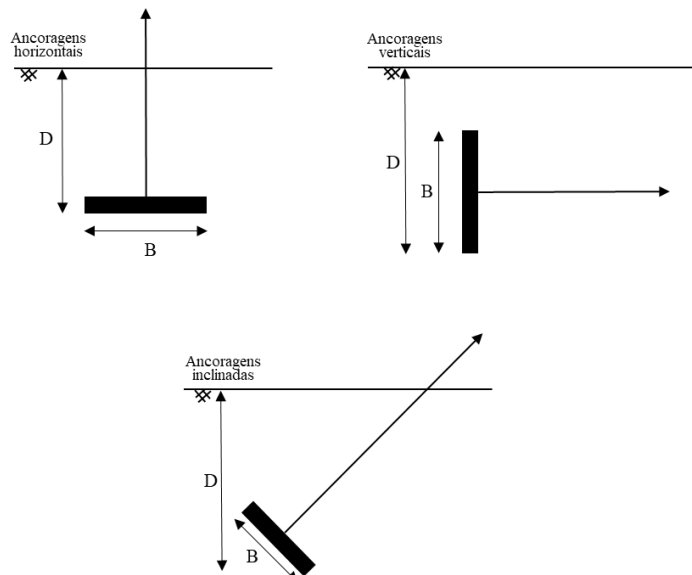
Fonte: Adaptado, Niroumand e Kassim (2016)

Segundo Moghadam, Zad, Mehrannia e Dastaran (2018) as ancoragens são reforçadas por uma barra ou cabo para transferir a carga para o solo. A classificação da ancoragem pela aplicação remete à forma de assentamento. Quanto às solicitações as ancoragens pode ser:

- Ancoragens horizontais, são as que resistem aos esforços verticais de arrancamento;
- Ancoragens verticais estão solicitadas a esforços horizontais e
- Ancoragens inclinadas quando solicitadas a carregamentos inclinados.

A Figura 2.4 representa o desenho esquemático das classificações.

**Figura 2.4 – Classificação das Ancoragens pela posição**



Fonte: Adaptado, Niroumand e Kassim (2016)

## 2.2. MECANISMOS DE RUPTURA

O mecanismo de ruptura de uma ancoragem refere-se ao processo físico que acontece em diferentes pontos de um maciço rochoso, visto que todo material, quando submetido a um estado de tensão causado por esforços externos, sofrem deformações.

De acordo com Grossi (2020), a ruptura nos solos ocorre em três fases distintas:

- Fase elástica: Nessa fase, as cargas são pequenas e os deslocamentos são proporcionais ao carregamento. O solo possui um comportamento reversível, ou seja, retorna ao seu estado inicial;
- Fase plástica: À medida que a carga aumenta, forma-se uma zona plástica no maciço de solo. Nessa fase, os deslocamentos se tornam irreversíveis, iniciando-se nas bordas da fundação,
- Ruptura do solo: Com o aumento contínuo da carga, a velocidade dos deslocamentos cresce progressivamente até a ruptura do solo, momento em que o solo atinge sua capacidade de carga.

A ruptura no solo pode acontecer de modo generalizada quando a ruptura é brusca após uma curta transição entre as fases, localizada quando a curva tem comportamento suave por puncionamento ocorre nas proximidades da fundação, sendo um mecanismo de difícil observação (VESIC, 1963).

No caso das ancoragens, quando submetida à tração, os deslocamentos ocorrem acima de sua linha de atuação, fazendo com que o solo se movimenta na direção da superfície livre. Quando assentadas em pequenas profundidades, as ancoragens têm maior propensão à ruptura generalizada. Além disso, na maioria das situações, quando solicitadas à tração, o solo tende a romper para valores deslocamentos baixos.

## 2.3. SUPERFÍCIE DE RUPTURA

Para as fundações tracionada, a carga de ruptura é determinada por meio de métodos que relacionam o peso próprio do elemento de fundação e solo contido na superfície de ruptura. Segundo Campelo (2002), esses métodos se baseiam na forma da superfície de ruptura de modelos e são comprovados por meio de prova de cargas.

Estão disponíveis na literatura métodos teóricos de cálculo para a capacidade de carga de fundações tracionadas. Os métodos dependem da classificação categorizada pela sua aplicação.

### 2.3.1. Ancoragem assentada horizontalmente

O primeiro método teórico para o cálculo da capacidade de carga à tração, foi desenvolvido por Balla em 1961, por meio do estudo em modelo reduzido do comportamento de ancoragens assentadas em areia secas (NIROUMAND e KASSIM, 2016).

Conforme demonstrado pela Equação 01 a capacidade de carga, segundo Balla, é calculada pela somatória da parcela que corresponde as tensões de cisalhamento, o peso próprio da fundação e o volume de solo contido na superfície de ruptura (JUNG, 2011). O fator da capacidade de carga para o método de Balla pode ser calculado por meio da Equação 02.

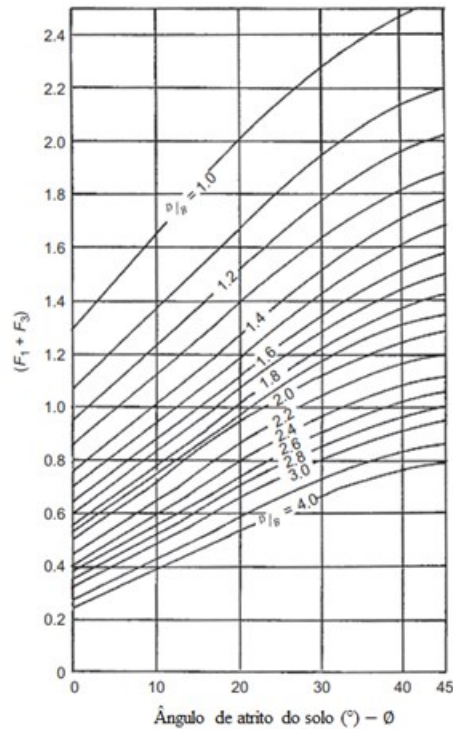
A superfície de ruptura é formada por uma parte de uma circunferência com tangente vertical no contato com a base da fundação, e se desenvolve até a superfície do terreno, formando um ângulo de  $(45^\circ - \frac{\phi}{2})$  com a horizontal.

$$P_u = D^3 \cdot \gamma \cdot \left[ F_1 \left( \phi, \frac{D}{B} \right) + F_3 \left( \phi, \frac{D}{B} \right) \right] \quad (01)$$

$$N_q = \frac{P_u}{\gamma \cdot D \cdot A} \quad (02)$$

A Figura 2.5 representa o ábaco para a capacidade de carga segundo Balla.

**Figura 2.5 – Ábaco para o Cálculo de Capacidade de Carga - Método de Balla**



**Fonte: Adaptado, Niroumand e Kassim (2016)**

A partir disso, outros métodos foram desenvolvidos para o cálculo da capacidade de carga, entre eles, pode-se citar:

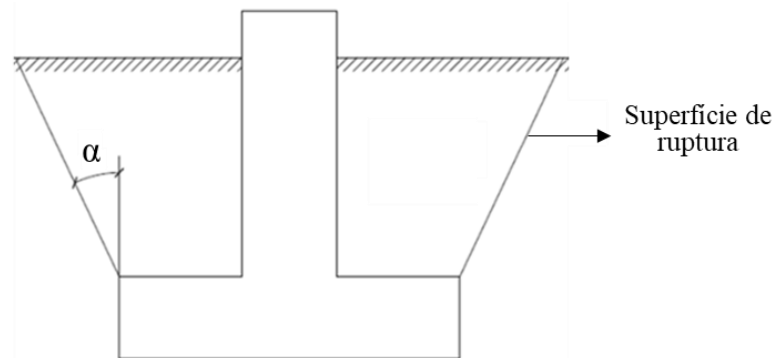
a. Método do tronco de cone

Para o método do tronco de cone, a capacidade de carga à tração é obtida por meio do somatório do peso da fundação e do solo contido num tronco de cone, onde a geratriz forma um ângulo ( $\alpha$ ) com a vertical, sendo a base maior correspondente a interseção da superficial lateral com o nível do terreno e a base menor da fundação (Figura 2.6), além disso, nos casos em que a base da fundação seja quadrada ou retangular, considera-se um tronco de pirâmide ao invés de um tronco de cone (GARCIA, 2005).

O método não considera nenhuma parcela de resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície de ruptura no cálculo da capacidade de carga (DANZIGER, 1983).



Figura 2.6 – Método do Tronco de Cone



Fonte: Adaptado, Garcia (2005)

A resistência ao arrancamento ou a carga última à tração ( $P_u$ ) dada pela Equação (01), relaciona a somatória do peso da fundação ( $P_f$ ) e do peso do solo contido no tronco de cone ( $P_s$ ).

A formulação para o método está descrita nas Equações (03) e (04).

$$P_u = P_f + P_s \quad (03)$$

$$P_s = D \cdot \gamma (B \cdot L + B \cdot d_1 + L \cdot d_1 - \frac{\pi}{3} \cdot d_1^2) \quad (04)$$

Em que:

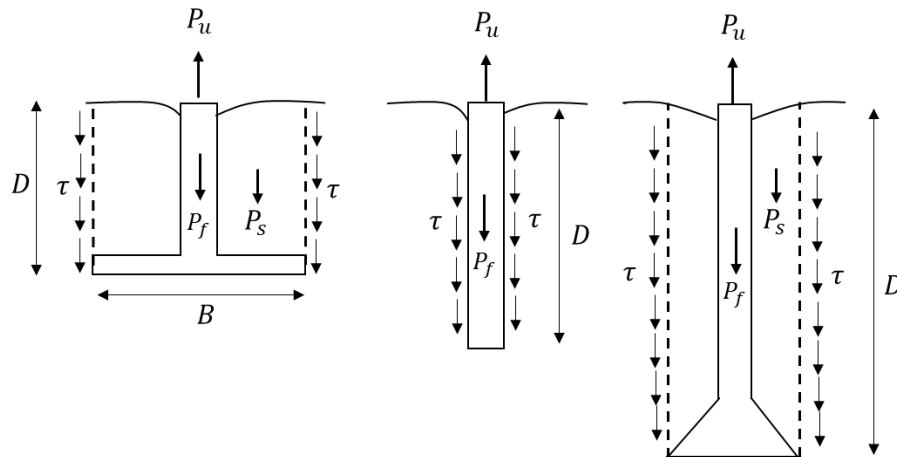
- $\gamma$  é o peso específico do solo;
- $D$  é a profundidade de assentamento;
- $B$  refere-se a largura da ancoragem;
- $L$  é o comprimento da ancoragem;
- $\theta$  é o ângulo de ruptura fictício;
- $d_1 = (h) \cdot \text{tg}\theta$  e
- $\theta = 90^\circ + \phi$
- $\phi$  é o ângulo de atrito do solo

Ballal sugere que o intervalo para o ângulo de ruptura varia entre 15 e 30 graus, valores usualmente adotados na quando não se dispõe de valores fundamentados. Embora o método tenha fácil aplicação ele não considera a heterogeneidade de camadas dos solos e nem faz a distinção entre fundações rasas e profundas.

b. Método do cilindro de atrito

Esse método foca na aderência ou atrito ao longo da superfície de ruptura, no formato cilíndrico ou prismático. Possui base da superfície de ruptura igual à da fundação e se estende verticalmente até o nível do terreno, conforme ilustrado na Figura 2.7.

**Figura 2.7 – Método Do Cilindro de Atrito**



Fonte: Adaptado, Bessa (2005)

A resistência ao arrancamento ( $P_u$ ) é dada pela Equação (05), onde relaciona a somatória do peso da fundação ( $P_f$ ), do peso solo contido no interior do cilindro ou prisma ( $P_s$ ) e da resistência lateral última ao longo da superfície de ruptura ( $P_{lu}$ ).

$$P_u = P_{lu} + P_s + P_f \quad (05)$$

A principal vantagem do método é que ele considera a parcela de resistência mobilizada ao longo da superfície de ruptura. Entretanto, apesar do método não informar a maneira de se calcular a resistência lateral por aderência, pode ser obtida mediante aos diagramas de empuxo horizontal, multiplicados pela tangente do ângulo de atrito e somados à força de coesão, ou de forma mais simples, por tabelas semi-empíricas ou empíricas (DANZIGER,1983).

c. Método de Meyerhof e Adams.

O método de Meyerhof e Adams é obtido por meio de resultados dos ensaios conduzidos por diversos pesquisadores. Ensaio realizados em pequenos discos metálicos, com uma variação de diâmetro entre 2,5cm até 10cm em diferentes profundidades.



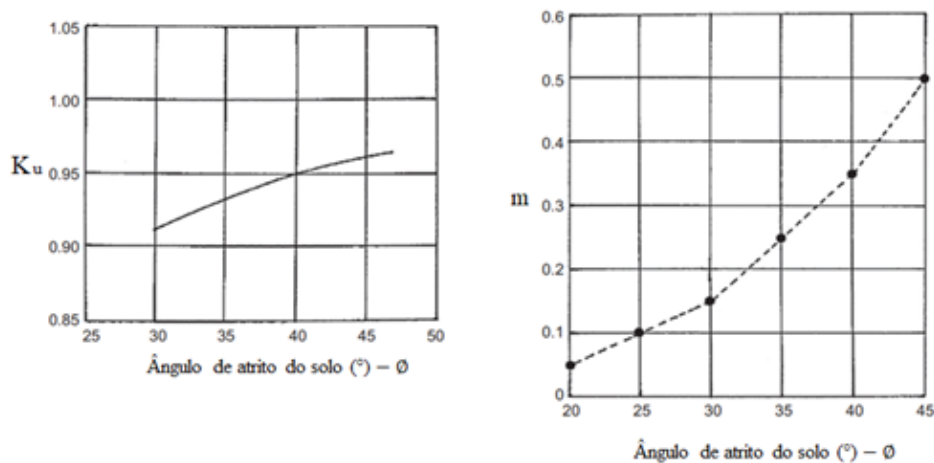
$$N_q = 1 + \frac{D}{B} \cdot K_u \cdot \text{tg} \phi \quad (08)$$

onde,

- $D$  é a profundidade de assentamento;
- $B$  a largura da ancoragem;
- $H$  é a profundidade da superfície de ruptura;
- $S_f$  é o fator de forma;
- $K_u$  = coeficiente de arrancamento e
- $m$  = coeficiente em função do ângulo de atrito do solo.

Paralelamente, para o cálculo  $K_u$  e  $m$  os autores propôs ábacos para o cálculo da capacidade de carga como representado na Figura 2.9.

**Figura 2.9 – Ábacos para o cálculo de capacidade de carga - Método de Meyerhof e Adam's**

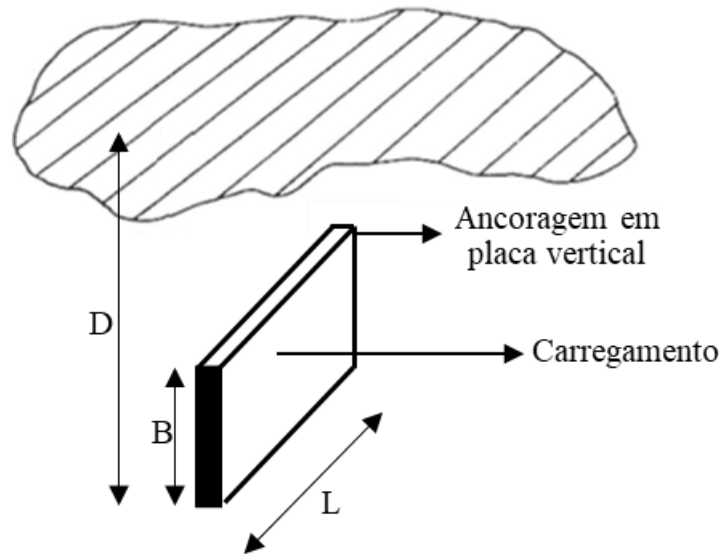


Fonte: Adaptado, Niroumand e Kassim (2016)

### 2.3.2. Ancoragem assentada verticalmente

As ancoragens assentadas em posição vertical são realizadas para resistir aos deslocamentos submetidos a pressão lateral do solo, ou seja, o empuxo passivo (Figura 2.10). Podem ser divididas em rasas, onde a razão do diâmetro pela altura é pequena ( $D/h$ ) ou profundas, que são quando o  $D/h$  é maior.

**Figura 2.10 – Ancoragem em Placa Vertical**



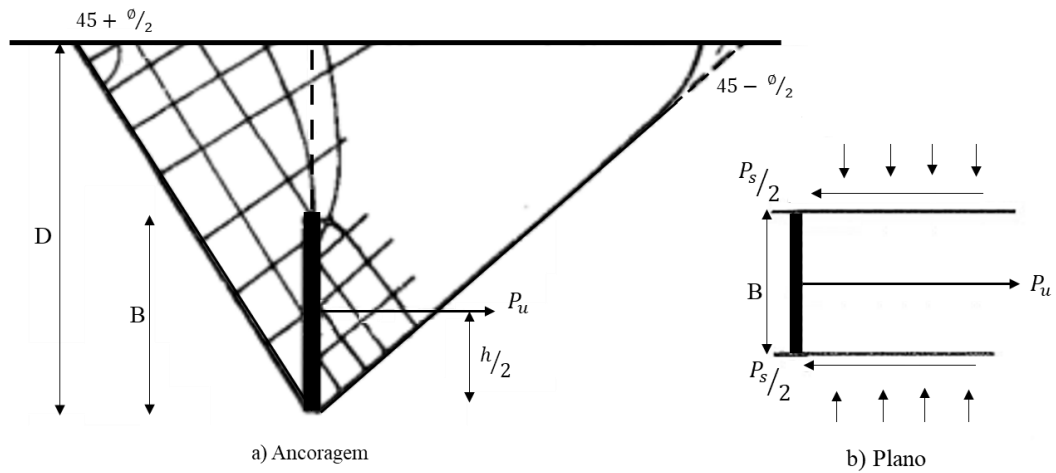
Fonte: Adaptado, Niroumand e Kassim (2016)

Dickin e Leung (1985) avaliaram e selecionaram métodos para o cálculo da capacidade de carga em ancoragens assentadas verticalmente no solo que estão solicitados a esforços horizontais. Os principais métodos revisados foram:

- Método *British Code of Practice*;
- Método de Biarez e Brocaut; e
- Negre e Método de Ghaly.

a. Método *British Code of Practice*:

O método de *British Code of Practice* complementa a teoria de Rankine. A teoria dos empuxos de Rankine determina a carga de ruptura ( $Q_u$ ) descritos na Equação (09). A teoria assume que os empuxos passivos ( $P_p$ ) descritos na Equação (10) e ativos ( $P_a$ ) da Equação (11) são mobilizados a frente e atrás da ancoragem respectivamente, conforme representado no item (a) da Figura 2.11, com a adição da parcela de atrito cisalhante mostrado no item (b).

Figura 2.11 – Método de *British Code of Practice*

Fonte: Adaptado, Niroumand e Kassim (2016)

$$Q_u = (P_p + P_s) - P_a \quad (09)$$

$$P_p = \frac{K_p \gamma D^2 L}{2} \quad (10)$$

$$P_a = \frac{K_a \gamma D^2 L}{2} \quad (11)$$

Em que:

- $K_a$  é o coeficiente de empuxo ativo, calculado por:  $\text{tg}^2 (\phi - 45^\circ/2)$ ;
- $K_p$  é o coeficiente de empuxo passivo, calculado por:  $\text{tg}^2 (\phi + 45^\circ/2)$ ;
- $L$  é o comprimento da ancoragem;
- $\gamma$  é o peso específico do solo;
- $D$  é a profundidade de assentamento;
- $\phi$  é o ângulo de atrito interno do solo dado em graus e
- $P_s$  é o empuxo do solo-placa que pode ser calculado por meio da Equação (12).

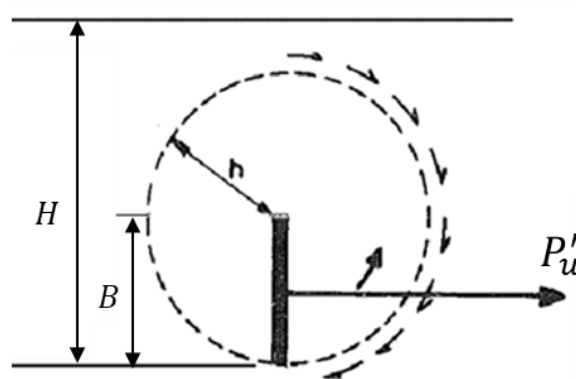
$$P_s = \frac{K_a \gamma D^3}{3} \text{tg} \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \text{tg} \phi \quad (12)$$

b. Método de Biarez e Brocaut

O Método de Bearez, Brocaut e Negre, Dickin e Leung, calcula a capacidade de carga considerando o coeficiente adimensional de força ( $M_{\gamma q}$ ) e se fundamenta em 3 classificações para as ancoragens: rasas quando  $H/h < 4$ , intermediárias, quando o intervalo  $4 < H/h < 7$  é respeitado e profundas para  $H/h > 7$ .

O mecanismo de ruptura é diferente para as ancoragens rasas e profundas, sendo que a superfície de ruptura não atinge a superfície do solo, ou seja, acontece de maneira interna no solo, formando uma superfície rotacional mostrada na Figura 2.12 (GROSSI, 2020).

Figura 2.12 – Mecanismo de Ruptura em Ancoragem Profunda



Fonte: Adaptado, Niroumand e Kassim (2016)

As formulações do método estão descritas nas Equações (13) e (14).

$$Q_u = M_{\gamma qs} \cdot (\gamma \cdot L \cdot h^2) \quad (13)$$

$$M_{\gamma qs} = (K_p - K_a) \cdot \left(\frac{D}{h} - \frac{1}{2}\right) + \frac{K_p \cdot \text{sen} 2\phi}{2 \text{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} \cdot \left(\frac{D}{h} - 1\right)^2 \quad (14)$$

- $M_{\gamma qs}$  = coeficiente adimensional de força  $D/h < 4$ ;
- $D$  = profundidade de assentamento;
- $\gamma$  = peso específico do solo;
- $h$  = altura da ancoragem;
- $L$  = comprimento da ancoragem;
- $K_p/K_a$  = coeficiente de empuxo passivo e ativo;
- $\phi$  = ângulo de atrito interno do solo, em graus.

c. Método de Ghaly

Segundo Ghaly (1997), a capacidade de carga de ancoragens verticais rasas carregada horizontalmente em formato quadrado e retangular pode ser encontrada respectivamente por meio das Equações (15) e (16). Sua formulação foi obtida por meio das análises de 104 investigações laboratoriais, 15 modelos em centrifuga e 9 ensaios em campo, onde foi capaz de estabelecer um fator de capacidade de arrancamento e um de geometria.

$$\left(\frac{Q_u}{\gamma'AD}\right) \tan\phi = 3,3 \left(\frac{D^2}{A}\right)^{0,39} \quad (15)$$

$$\left(\frac{Q_u}{\gamma'AD}\right) \tan\phi = 5,5 \left(\frac{D^2}{A}\right)^{0,31} \quad (16)$$

onde:

- $Q_u$  é a capacidade de carga ao arrancamento;
- $\gamma$  é o peso específico do solo;
- $A$  é a área da ancoragem;
- $D$  é a profundidade de assentamento e
- $\phi$  é o ângulo de atrito interno do solo dado em graus.

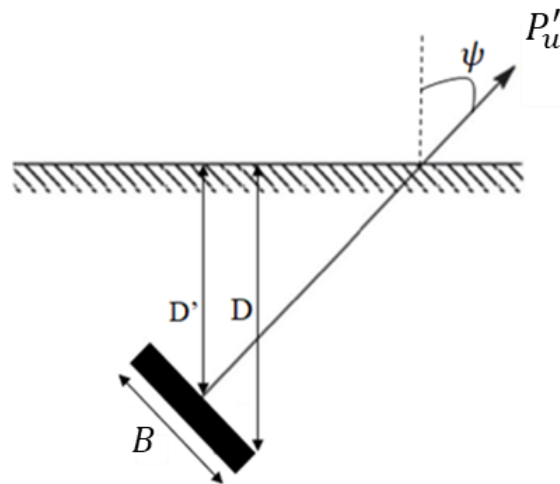
### 2.3.3. Ancoragem assentada em posição inclinada

Existem na literatura diversas teorias para o cálculo da capacidade de carga de ancoragens assentadas em posição inclinada, percorridas por Niroumand e Kassim (2016), dentre elas encontram-se as teorias de Meyerhof e de Hanna et al.

Inicialmente, na teoria de Meyerhof, foi realizado o ensaio de uma ancoragem superficial corrida (*strip*), conforme a Figura 2.13 e concluiu que as placas inclinadas garantem menores deslocamentos quando comparada as placas assentadas verticalmente (NIROUMAND e KASSIM, 2016).



Figura 2.13 – Teoria de Meyerhof – Ancoragens Inclinadas



Fonte: Adaptado, Niroumand e Kassim (2016)

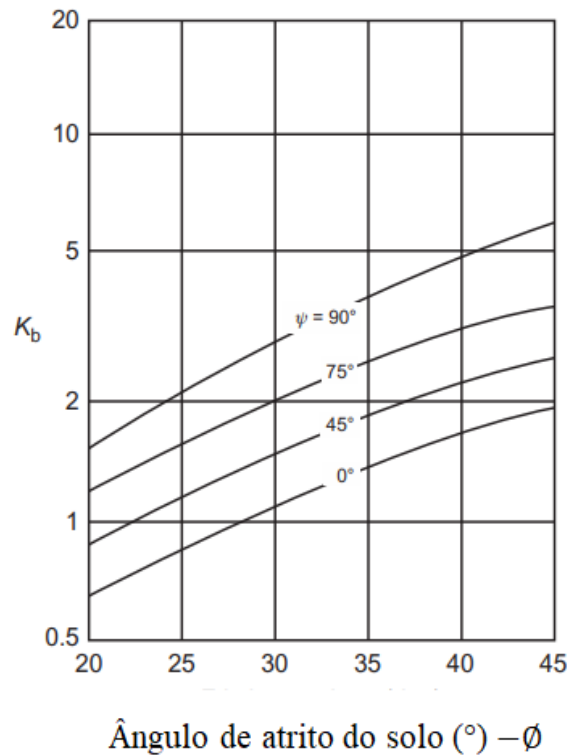
Segundo Meyerhof o cálculo da capacidade de carga pode ser obtido por meio da Equação (17).

$$Q'_u = \frac{1}{2}K_b\gamma\left(D' + \frac{h\text{sen}\psi}{2}\right)^2 + \gamma h\left(D' + \frac{h\text{sen}\psi}{2}\right)\text{cos}^2\psi \quad (17)$$

Em que:

- $D'$  é a profundidade de assentamento média;
- $h$  é a altura da ancoragem;
- $\phi$  refere-se o ângulo de atrito interno do solo, dado em graus;
- $\gamma$  é o peso específico do solo;
- $\psi$  é o ângulo de inclinação da ancoragem com a horizontal, dado em graus; e
- $K_b$  é o coeficiente de arrancamento líquido obtido por meio do ábaco da Figura 2.14.

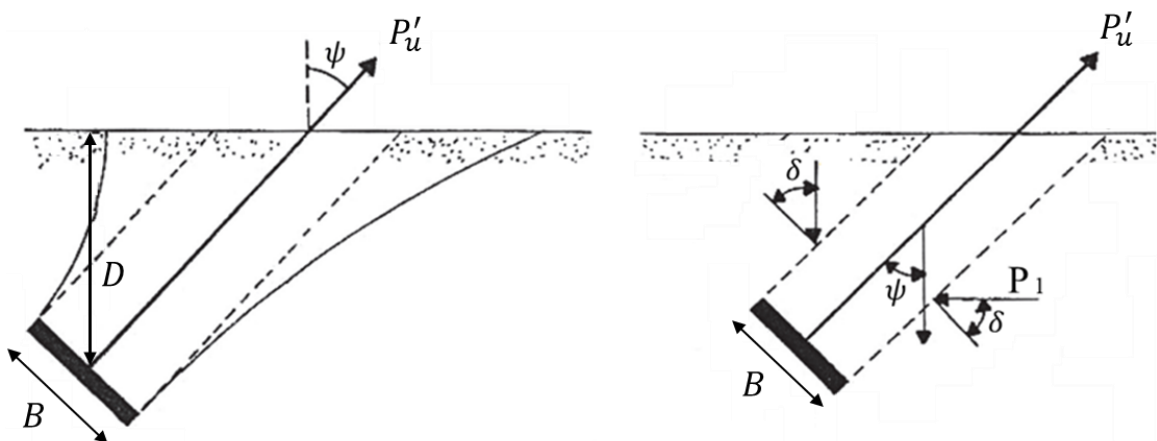
Figura 2.14 – Âbaco do Coeficiente de Arrancamento da Capacidade de Carga - Meyerhof



Fonte: Adaptado, Niroumand e Kassim (2016)

Na teoria de Hanna et al. (1988), os estudos e análises numéricas realizadas definem o comportamento das ancoragens superficiais assentadas em areias (Figura 2.15) com ângulos de assentamento entre  $0^\circ$  e  $60^\circ$ . Os autores concluíram que a capacidade de carga cresce com o aumento da inclinação, até a ruptura.

Figura 2.15 – Teoria de Hanna et. al – Ancoragens Inclinadas



Fonte: Adaptado, Niroumand e Kassim (2016)

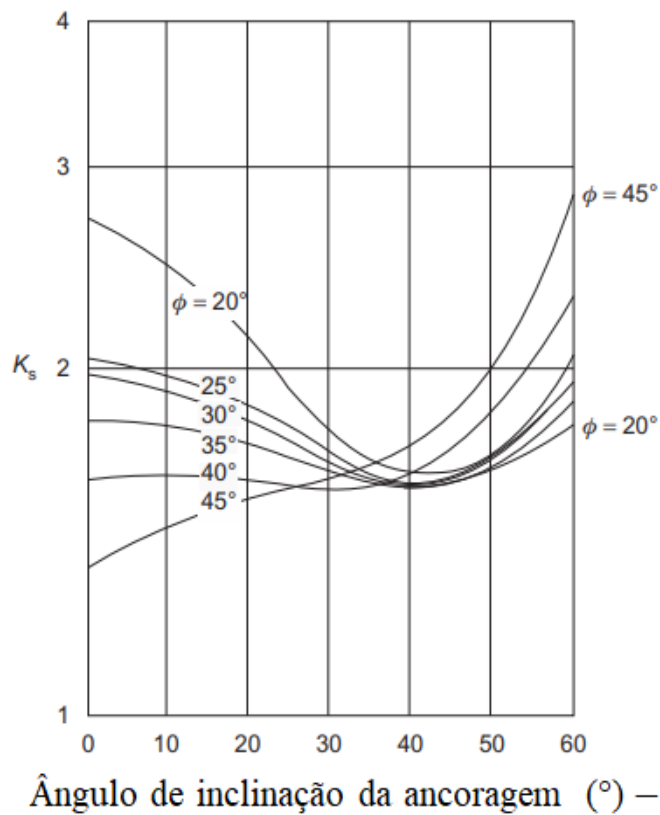
O cálculo da capacidade de carga segundo Hanna pode ser obtido por meio da Equação (18).

$$Q'_u = K_s \gamma \frac{\text{sen}\phi}{\text{cos}^2\psi} \left( D'^2 + \frac{h^2}{4} \right) \text{sen}^2\psi + \gamma h D' \quad (18)$$

onde,

- $D'$  é a profundidade de assentamento média;
- $h$  é a altura da ancoragem;
- $\phi$  refere-se ao ângulo de atrito interno do solo, dado em graus;
- $\gamma$  é o peso específico do solo;
- $\psi$  é o ângulo de inclinação da ancoragem, e dado em graus e
- $K_s$  é o coeficiente de puncionamento no arrancamento obtido por meio do ábaco da Figura 2.16.

Figura 2.16 – Ábaco do Coeficiente de Puncionamento - Hanna et. al



Fonte: Adaptado, Niroumand e Kassim (2016)

Em geral, os métodos teóricos presentes na literatura para o estudo de ancoragens se baseiam na determinação de uma superfície de ruptura que são diferentes para cada método de previsão de capacidade de carga (Grossi, 2020).

## 2.4. ENSAIOS

### 2.4.1. Ensaios em Modelos Reduzidos

Ensaios em escala reduzida realizados em laboratórios são importantes pois possibilita o entendimento do comportamento e variáveis de diversas estruturas, já que é possível obter o controle das variáveis que afetam o comportamento na prática. Além disso os modelos reduzidos combinados com métodos numéricos possibilitam a verificação de aspectos que não foram encontrados, ou que são difíceis para obtenção apenas em laboratório.

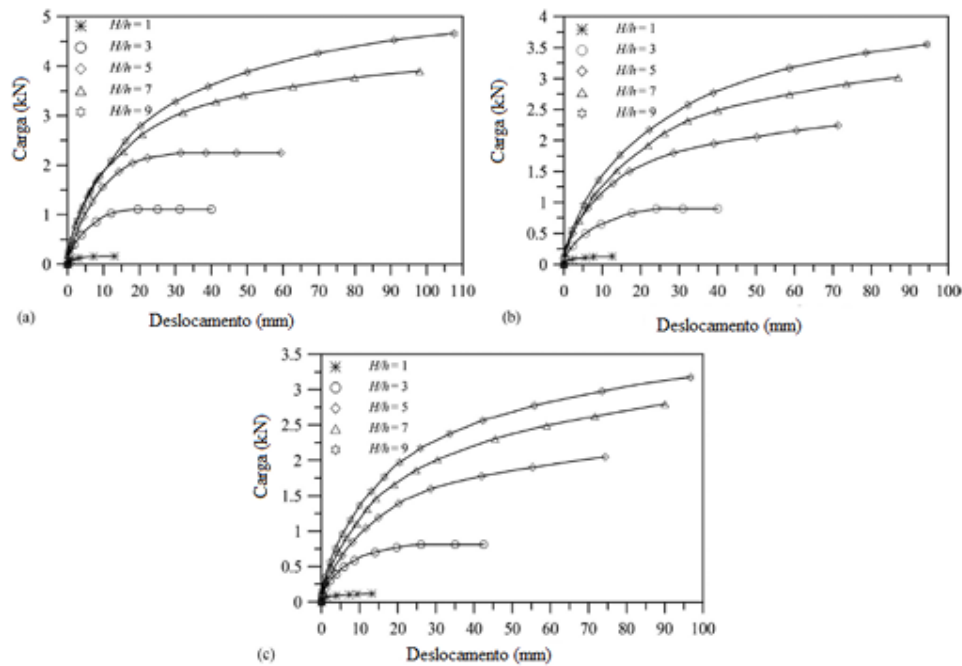
Devido às diferenças dos níveis de tensão entre o modelo reduzido e o de verdadeira grandeza, a capacidade de carga encontrada em laboratório pode ser diferente da encontrada na escala real, por esse motivo é importante considerar o efeito escala.

Os efeitos de escala podem ser minimizados a partir da representação adimensional da capacidade de carga dado ela Equação (19), onde  $N_k$  é o fator de arrancamento,  $q_u$  é a tensão última de ruptura,  $\gamma$  o peso específico do solo e  $H$  a profundidade de embutimento da ancoragem (BRADSHAW et al., 2016).

$$N_k = \frac{q_u}{\gamma H} \quad (19)$$

Choudhary e Dash (2018) estudaram em modelo reduzido o comportamento de ancoragens assentada verticalmente, alterando a profundidade de assentamento em areias fofa, média e compacta representado pelos itens a, b e c da Figura 2.17 respectivamente. A tração da ancoragem foi aplicada por meio do cabo que ligava a ancoragem a pesos.

Figura 2.17 – Curva Carga Deslocamento – Choudhary e Dash



Fonte: Adaptado, Choudhary e Dash (2016)

Os autores concluíram, que para ancoragens de embutimento menor, a superfície de ruptura se estendeu até a superfície do solo e os deslocamentos atingiram a carga crítica e se permanecia constante com o aumento da profundidade de assentamento, a superfície de ruptura era localizada em volta da placa e não atingia a carga crítica.

#### 2.4.2. Métodos Numéricos

Os métodos numéricos são ferramentas computacionais baseadas em operações aritméticas, que permite resolver problemas matemáticos complexos. Na engenharia, para as análises geotécnicas, essa ferramenta se mostra útil devido ao grau de dificuldade das obras. O problema prático é substituído por um modelo matemático que utiliza equações diferenciais e permitem a obtenção de soluções analíticas.

Os métodos numéricos podem ser:

- Método das diferenças finitas (MDF);
- Método dos elementos finitos (MEF) e
- Método dos elementos de contorno (MEC).

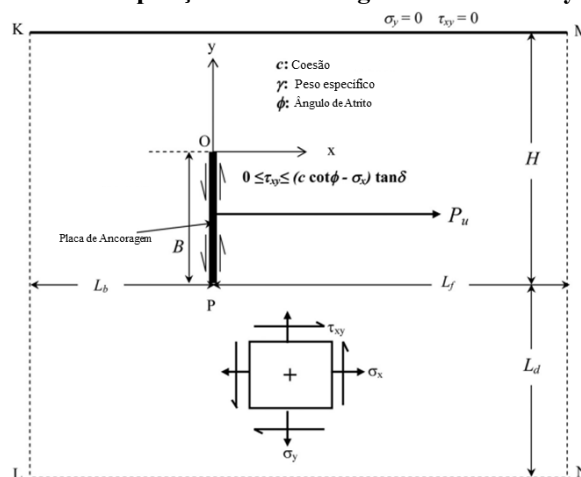
Para as obras geotécnicas, dentre os métodos citados, o MEF é o modelo mais utilizado devido à possibilidade de analisar o comportamento tensão-deformação, à heterogeneidade do meio e à interface solo-estrutura (BUDHU, 2012).

O MEF pretende determinar o estado de tensão-deformação de um sólido sujeito às ações externas, devido a possibilidade de sucessões de análises e alterações de suas características. Além disso, segundo Oliveira (2015), o método dos elementos finitos atende a duas condições dentro dos elementos: equilíbrio de forças e compatibilidade dos deslocamentos.

Assim as ferramentas computacionais proporcionam a análise de uma infinidade de casos de maneira expedita e robusta, trazendo conforto e autonomia ao usuário, além de segurança ao processo, possibilitando uma visão mais ampla acerca das variáveis envolvidas no dimensionamento.

O efeito da variação da largura da placa e da razão de embutimento ( $H/B$ ) na capacidade de arrancamento horizontal também foi investigado por Bhattacharya e Roy (2016). Os autores dispuseram de ancoragens (Figura 2.18) igual posicionadas em duas areias diferentes: A areia de Toyoura para areia fofa com baixa compactidade relativa (18%) e a areia de Houston para a para a compacta com compactidade relativa de 74,5%. Os ensaios foram conduzidos considerando uma condição de contorno discretizado por elementos triangulares de três nós.

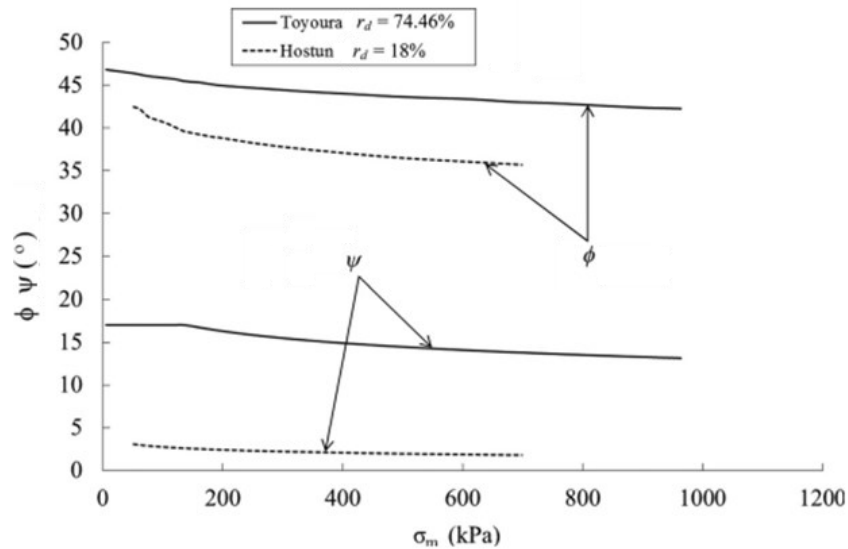
**Figura 2.18 – Disposição das Ancoragens – Bhattacharya e Roy**



Fonte: Adaptado, Bhattacharya e Roy (2016)

Os autores concluíram que a interface entre o solo e a estrutura varia entre as areias utilizadas pois depende da tensão, o peso específico e o ângulo de atrito conforme a Figura 2.19.

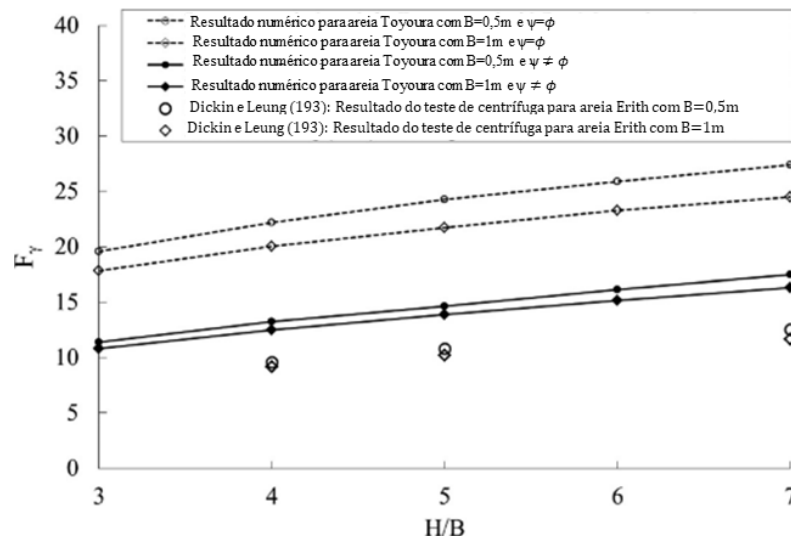
**Figura 2.19 – Variação da Tensão Baseado no Ângulo de Atrito**



Fonte: Adaptado, Bhattacharya e Roy (2016)

A análise numérica no estudo foi feita por meio da combinação de elementos finitos e programação linear. Para os autores, a capacidade de carga aumenta continuamente com a diminuição da largura da placa de ancoragem e com o aumento da razão de embutimento ( $H/B$ ) (Figura 2.20) e ressaltam que a variação é mais acentuada para a areia solta do que a densa.

**Figura 2.20 – Comparação dos Resultados com os Métodos da Literatura**

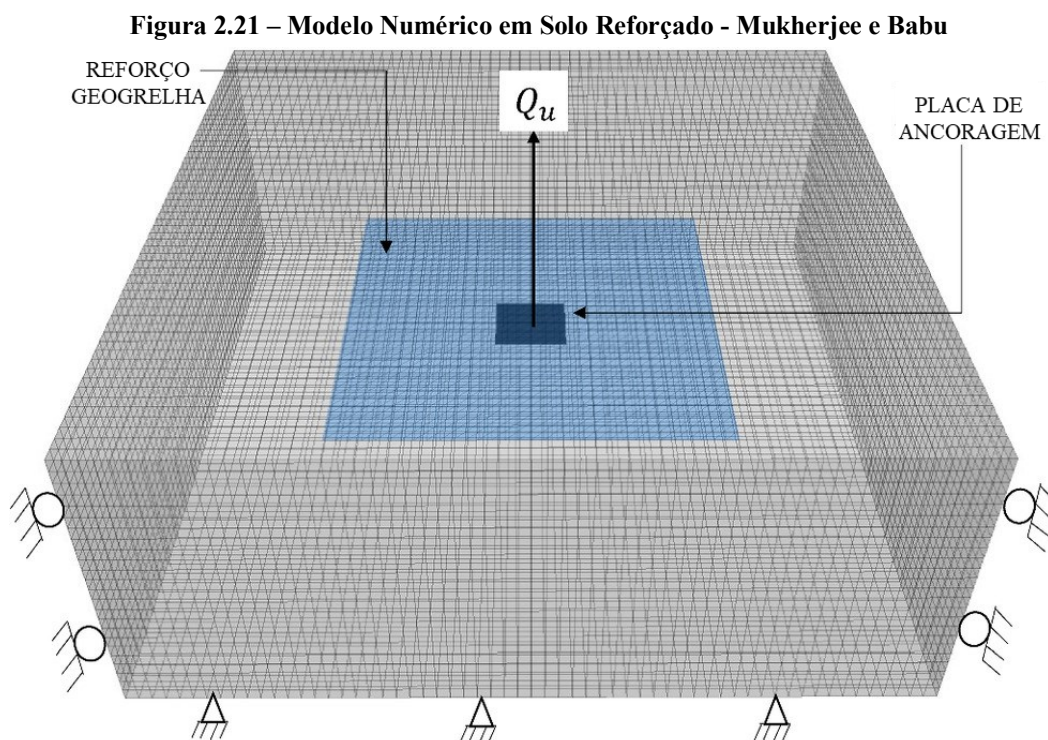


Fonte: Adaptado, Bhattacharya e Roy (2016)

Mukherjee e Babu (2023) estudaram a fundação de uma linha de transmissão com solo reforçado e não reforçado. Os autores aplicaram as cargas de ventos laterais para obter as forças atuantes na fundação. Por meio do software FLAC 3D, os autores modelaram a fundação de ancoragem de solo reforçado e não reforçado, o solo foi modelado como critério de falha

elastoplásticos de Mohr-Coulomb e o reforço usado na análise foi simulado como elemento estrutural Geogrid, um material linearmente elástico sem limite de falha.

O modelo numérico dos autores foi validado utilizando resultados presentes na literatura. A figura 2.21 representa o modelo estudado pelos autores



Os autores observaram que as ancoragens em solo não reforçado atingiram falha clara dentro de um deslocamento de 5%–10% da largura da âncora. Entretanto, as ancoragens colocadas em areia reforçada com geogrelha não apresentaram falha nítida. As âncoras reforçadas continuaram a mobilizar maior resistência de elevação à medida que o deslocamento de elevação aumentava.

## 2.5. PLAXIS

O PLAXIS é um *software* de elementos finitos, desenvolvido pela *Bentley Systems*, que utiliza dados geotécnicos sob fortes pressões geostáticas para determinar o comportamento do solo e a verificação de possíveis deformações, por meio do método de elementos finitos (HEMEDA, 2022).

O PLAXIS 2D é utilizado na análise do comportamento de deformação do solo e de estabilidades em aplicações geotécnicas. É uma ferramenta computacional que utiliza o modelo

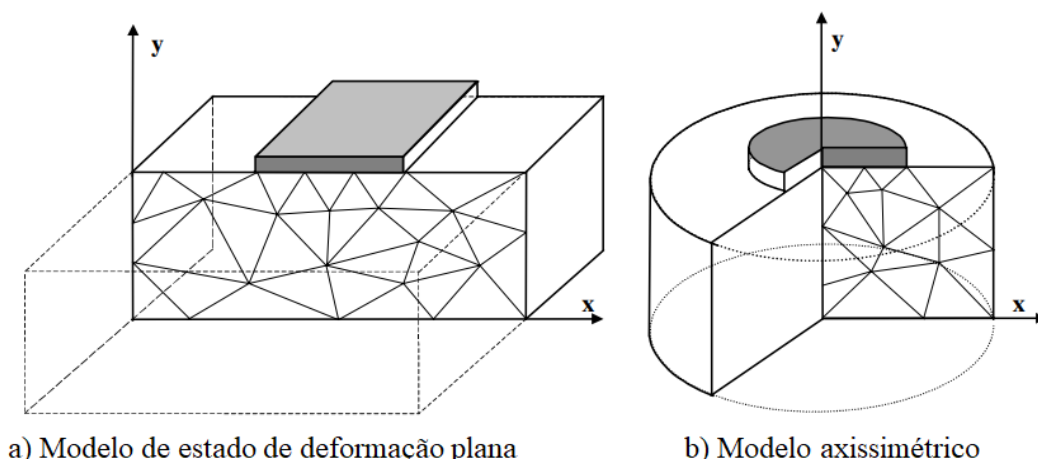


bidimensional de elementos finitos com apenas dois graus de liberdade de translação por nó (direção x e y) e que analisa dois diferentes métodos:

O modelo de estado de deformação plana (Figura 2.22a) é usado quando uma direção é muito maior que as outras duas. As forças externas estão no sentido paralelo ao plano xy e geram um campo de deslocamento na direção z igual a zero quando estão auto equilibradas, desenvolvendo tensões nesta direção causadas por conta dos efeitos de Poisson ( $\nu$ ), que serão totalmente consideradas. Por isso, nessa dissertação, aplica-se o estudo em estado plano de deformação (BRINKSGREVE e BROERE, 2006).

E o modelo axissimétricos que possui tensões e deformações idênticas em qualquer direção radial, pois são utilizadas quando a estrutura possui carregamento ao redor do eixo central e seção radial uniforme mostrados na Figura 2.22b.

**Figura 2.22 – Modelagem – PLAXIS**



**Fonte: Adaptado, Brinkgreve e Broere, (2006)**

Para a modelagem no PLAXIS é necessário definir das propriedades do projeto, como unidades de medida, o modelo de deformação, as condições de contorno e as propriedades dos materiais, como a estratigrafia do solo e os componentes estruturais.

Então, assim que as propriedades da malha e o modelo da geometria são definidas por elementos de linha, placa e interface, é gerado o modelo de elementos finitos (PLAXIS Scientific Manual, 2018).

O elemento do tipo placa é utilizado para representar estruturas esbeltas que possuem elevada rigidez à flexão e rigidez normal e os materiais atribuídos podem ser do tipo elástico e elastoplástico. Já o do tipo interface simula a interação entre um elemento estrutural e o solo

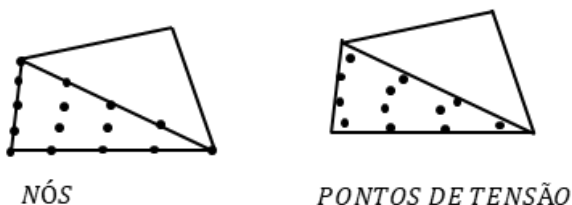
em contato e são utilizados para simular, uma região pequena, de contato entre uma cortina de contenção e o solo contido (PLAXIS Scientific Manual, 2018).

Após definir o tipo de análise de deformação, passa-se para a etapa de cálculo, que leva em consideração os carregamentos, os elementos estruturais e a geometria previamente determinados. Isso resulta na malha de elementos finitos deformada, obtida por meio de modelos constitutivos descritos por equações matemáticas que informa a relação entre tensão/deformação.

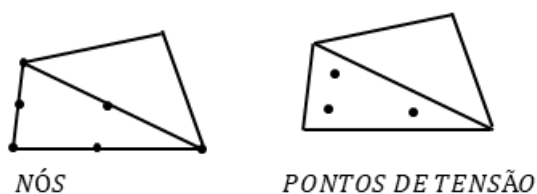
Os elementos do solo da malha gerado no *software* PLAXIS 2D são modelados em termos de elementos triangulares de 15 ou 6 nós de 10 nós Figura 2.23.

**Figura 2.23- Elemento tetraédricos no PLAXIS**

**PLAXIS 2D – 15 NÓS**



**PLAXIS 2D – 06 NÓS**



Fonte: Adaptado, Brinkgreve e Broere, (2006)

### 2.5.1. Interface

Segundo Yu, Damians e Bathurst (2015) a interação solo-estrutura na simulação numérica influencia significativamente os resultados numéricos. O PLAXIS possui duas opções diferentes para modelar: a viga e o elemento de geogrelha.

A interface no PLAXIS utiliza o modelo elástico linear de Mohr – Coulomb, que possui propriedades de ângulo de atrito, coesão, ângulo de dilatação, resistência à tração, módulo de elasticidade ( $E_i$ ) e índice de Poisson ( $\nu_i$ ). Os valores da interface no PLAXIS podem ser definidos por meio de duas opções. A primeira utilizando um fator de redução ( $R_i \leq 1,0$ ) no material definido para o solo e por isso estão relacionadas com as propriedades mecânicas do solo. A segunda define a interface como uma zona de solo isolada, ou seja, os valores das propriedades do solo podem ser diferentes das propriedades da interface.

Aicha e Mezhoud (2021) investigaram o efeito de parâmetros no comportamento de um túnel real, localizado na Argélia. Os autores modificaram a profundidade de ancoragem, o valor de interface e o formato da seção transversal do túnel.

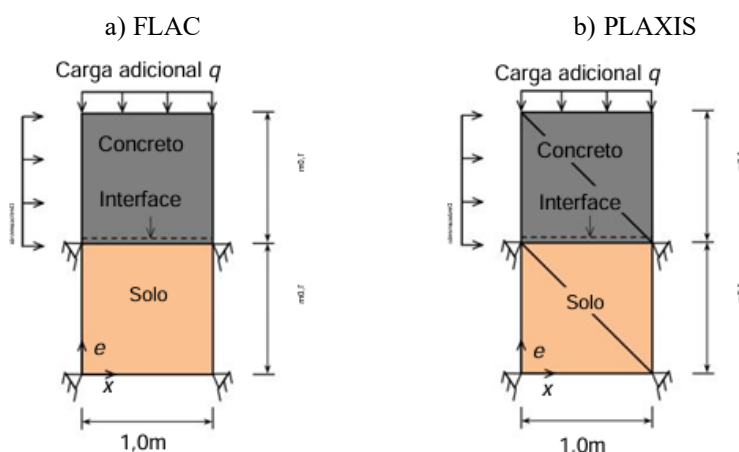
Quanto aos efeitos da interface, os autores compararam três valores para a rigidez ( $R_{inter}$ ) do solo-estrutura: deslizamento total do solo ( $R_{inter} = 0,1$ ), deslizamento médio ( $R_{inter} = 0,5$ ) e deslizamento total ( $R_{inter} = 1$ ). Eles concluíram que as tensões induzidas no solo ao redor da parede do tudo do túnel aumentaram até  $3300\text{kN/m}^2$ , se estabilizando em seguida. Para  $R_{inter} = 0,5$  as tensões cresceram de maneira mais lenta e estabilizaram-se em um valor menor em comparação com  $R_{inter} = 1$ . Em relação às deformações induzidas no solo, os autores observaram que as tensões diminuíram e se estabilizaram para os três tipos de interface. Além disso, destacaram que um valor baixo para a rigidez resulta em tensões altas, enquanto o aumento dessa rigidez reduz significativamente as tensões.

Yu, Damians e Bathurst (2015) investigaram a influência da interface em dois softwares diferentes, o PLAXIS e o FLAC. Segundo os autores, os softwares modelam a interface por meio de elementos contínuos com espessura finita, sendo definida pelo critério Mohr-Coulomb.

Segundo os autores, as propriedades da interface no PLAXIS podem ser definidas por um fator de redução ( $R_{inter}$ ) menor ou igual a 1, aplicado nas propriedades do solo. E a interface no FLAC pode ser definidas como, coladas, descoladas ou interfaces vinculadas, com a finalidade de comparação com PLAXIS, os autores utilizaram a interface desvinculada que é onde a abertura de interfaces é permitida.

Os autores investigaram as propriedades de interface considerando para o modelo o solo como material inferior ao concreto (Figura 2.24). O critério de deformação utilizado foi o de Mohr-Coloumb.

**Figura 2.24 – Interface de concreto - Solo**

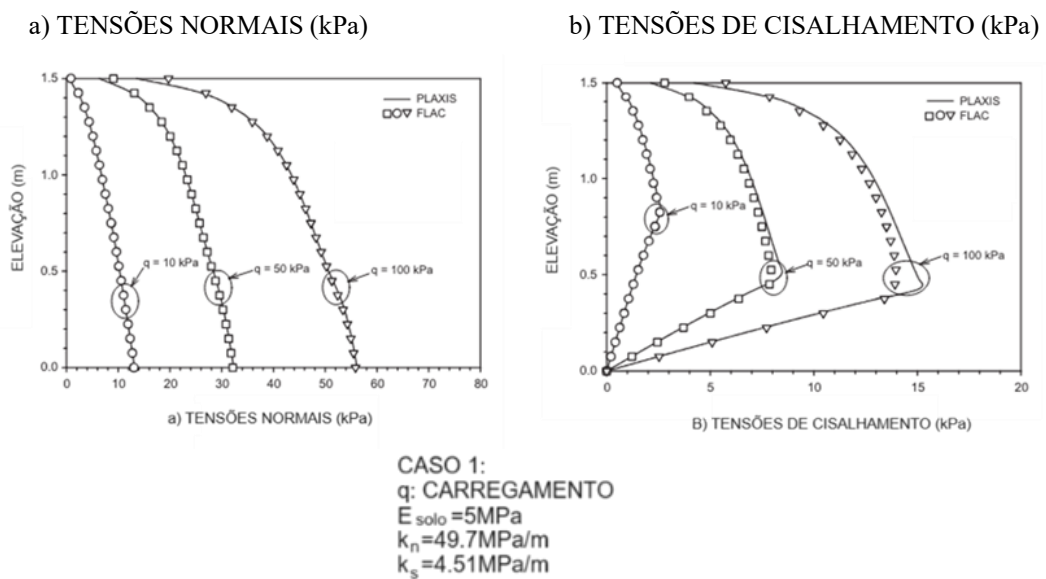


Fonte: Adaptado, Yu, Damians e Bathurst (2015)

Percebe-se ao analisar a figura que existe a presença de tensões normais e cargas de sobrepensões atuante na interface do concreto e solo.

Para as mesmas cargas de sobrecarga e deslocamento lateral aplicado no modelo, os autores encontraram valores de tensões normais (Figura 2.25a) e de cisalhamento (Figura 2.25b) parecidas para ambos os *softwares*.

**Figura 2.25 – Transferência de Carga**



**Fonte: Adaptado, Yu, Damians e Bathurst (2015)**

Os autores concluíram que as pequenas diferenças de tensões obtida entre os softwares são ocasionados pelas pequenas diferenças dos deslocamentos plásticos entre os modelos o que não impacta os resultados obtidos. Além disso, notaram que ambos os programas têm bom desempenho de modelos de escala real apenas com ajustes de valores no modelo real.

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

Esse capítulo apresenta detalhadamente os materiais e a metodologia utilizada para a realização do estudo.

O presente trabalho foi realizado por meio de uma campanha experimental a partir de ensaios laboratoriais em escala reduzida (1:10) de capacidade de carga à tração em bloco cilíndrico e calibração por meio do estudo numérico desenvolvido no software PLAXIS versão 08 (v08) para posterior estudo paramétrico. Foi possível realizar uma análise do mecanismo de ancoragens cilíndricas submetidas à esforços inclinados de tração.

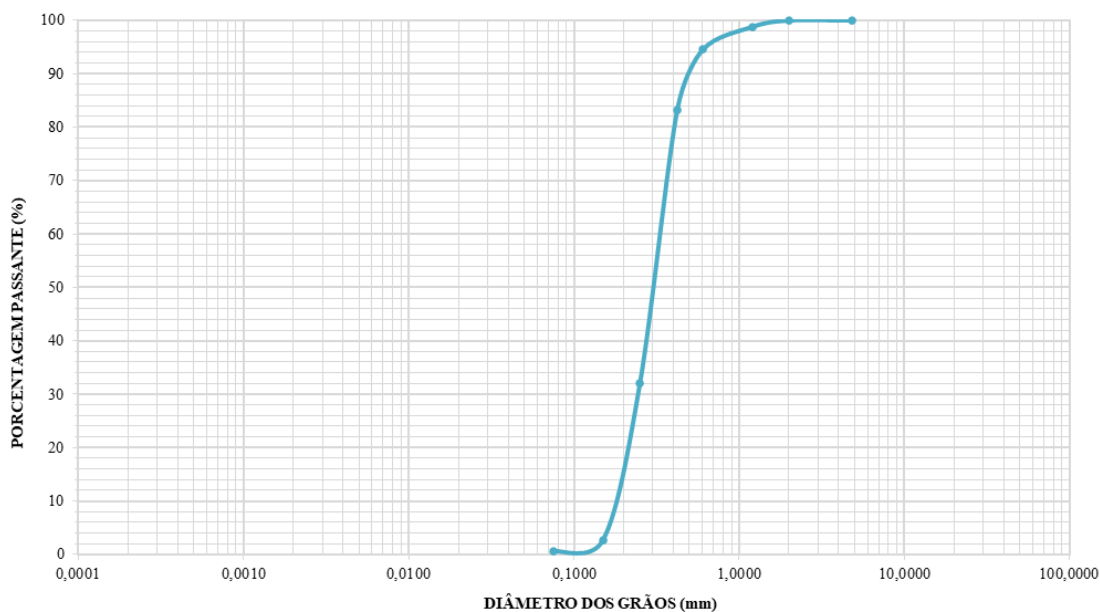
No total foram realizados 07 ensaios experimentais de arrancamento alterando parâmetros como: profundidade de assentamento, sobrecarga e inclinação do cabo que foram calibrados com uma análise numérica considerando os mesmos parâmetros e propriedades do modelo reduzido.

#### 3.1. MATERIAIS

O solo para estudo corresponde a areia média de quartzo. A caracterização da areia se deu pelo em ensaio de peneiramento. De acordo com a classificação granulométrica estabelecida pela ABNT NBR 6502:1995, a areia em estudo é classificada como areia média. Pela Classificação Unificada, a areia é dada como areia mal graduada (SP – Poorly graded sand). A análise revelou que a areia é classificada como areia média uniforme, com mais de 80% de suas partículas situadas no intervalo de 0,20mm e 0,60mm.

O gráfico da Figura 3.1 representa a curva granulométrica da areia.

**Figura 3.1 – Curva Granulométrica**



Fonte: Aatoria, (2025)

Por se tratar de uma areia quartzosa a massa específica do solo foi obtida por meio do método do picnômetro. E os parâmetros da caracterização da areia estão descritos na Tabela 3.1.

**Tabela 3.1 – Caracterização da Areia**

Parâmetros da areia	
Massa específica dos sólidos ( $\rho_s$ )	2,5 g/cm <sup>3</sup>
Massa específica seca máxima ( $\rho_{d, \max}$ )	1,645 g/cm <sup>3</sup>
Massa específica mínima ( $\rho_{d, \min}$ )	1,51 g/cm <sup>3</sup>

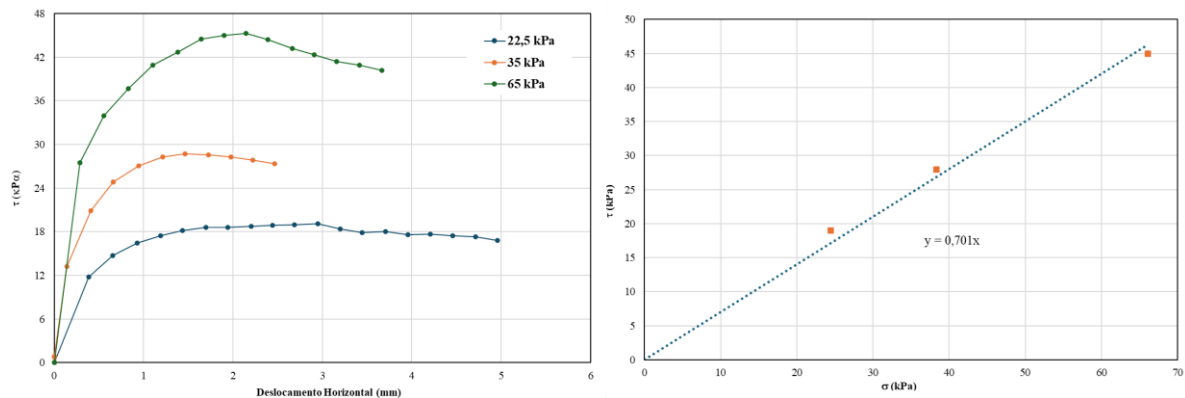
Fonte: Autor (2025)

De acordo com a norma ASTM D3080 (ASTM, 2011), foram conduzidos ensaios de cisalhamento direto para obter os parâmetros de resistência do solo. Foi aplicado tensões normais de 22,5kPa, 35kPa e 65kPa. As amostras foram moldadas com compacidade relativa para a areia fofa ( $\gamma = 15,10 \text{ kN/m}^3$ ) e densa ( $\gamma = 16,50 \text{ kN/m}^3$ ). O peso específico determinado para a amostra foi obtido pelo pluviamento manual da areia, já que o volume da caixa do ensaio é conhecido.

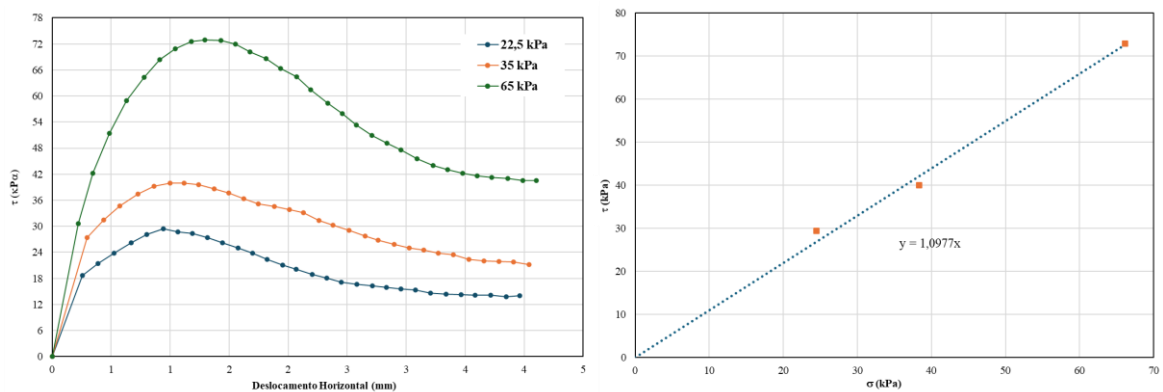
A partir do gráfico tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal, para cada valor de tensão normal, foi determinada a tensão de ruptura do solo, possibilitando o traçado da envoltória de ruptura e a determinação dos valores de ângulo de atrito interno de pico ( $\phi_{\text{pico}}$ ) e residual ( $\phi_{\text{residual}}$ ). As curvas de tensão tangencial x deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto e as respectivas envoltórias são apresentadas na Figura 3.2.

**Figura 3.2 – Cisalhamento Direto**

**a) areia fofa ( $\gamma = 15,10 \text{ kN/m}^3$ )**



**b) areia densa ( $\gamma = 16,50 \text{ kN/m}^3$ ).**



**Fonte: Autor (2025)**

A partir das envoltórias, foram determinados os ângulos de atrito do solo ( $\varphi$ ) e ângulo de dilatação ( $\Psi$ ), apresentados na Tabela 3.2

**Tabela 3.2 – Propriedades dos materiais - Solo**

Elemento	$\gamma$ (N/mm <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	$\Psi$ (°)	Tipo	$C_{ref}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Solo Fofa	$1,51 \times 10^{-5}$	35	12	Mohr	0
Solo Compacto	$1,65 \times 10^{-5}$	47,7	16	Coulomb	0

\* O modelo do solo utilizado foi dividido em apenas uma camada

**Fonte: Autor (2025)**

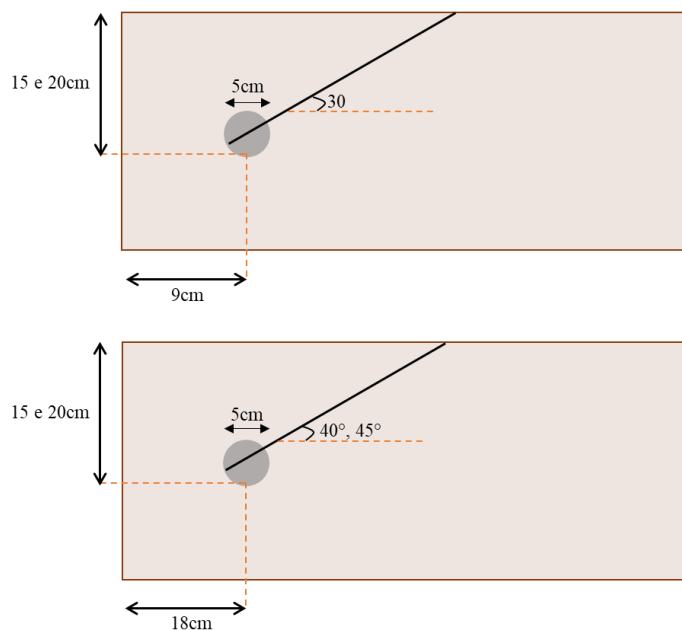
### 3.2. ANCORAGEM

A fundação cilíndrica utilizado no ensaio é feita de nylon (Figura 3.3), plástico de engenharia obtido de copoliâmida que possui boas propriedades físicas, químicas, mecânicas e elétricas.

**Figura 3.3 – Ancoragem**

Fonte: Autor (2025)

Para este trabalho o módulo de elasticidade ( $E$ ) de acordo com o manual do fabricante equivale a 210MPa. A ancoragem foi simulada como um elemento de placa e de material elástico. As condições dos ensaios foram divididas de acordo com a areia utilizada (fofa e compacta) e pela razão entre a profundidade relativa de assentamento e o diâmetro da ancoragem conforme representados na Figura 3.4.

**Figura 3.4 – Dimensões e Profundidade de Assentamento**

Fonte: Autor (2025)



### 3.3. ENSAIO EM MODELO REDUZIDO

Ensaio em escala reduzida são uma alternativa interessante para a análise de um modelo físico, visto que sua principal função é representar o fenômeno com relações dimensionais compatíveis com a realidade.

Para a análise do mecanismo de arrancamento da ancoragem circular, foram realizados ensaios de tração à meia escala, variando a profundidade de assentamento, ângulo de inclinação do cabo e sobrecarga da ancoragem.

#### 3.3.1. Equipamentos de Ensaio

Os ensaios foram montados no módulo de arrancamento (Figura 3.5) disponível no Laboratório de Mecânica dos Solos da UEM, com 60cm de comprimento, 40 cm de largura e 30 cm de profundidade.

**Figura 3.5 – Módulo para Ensaio de Arrancamento**



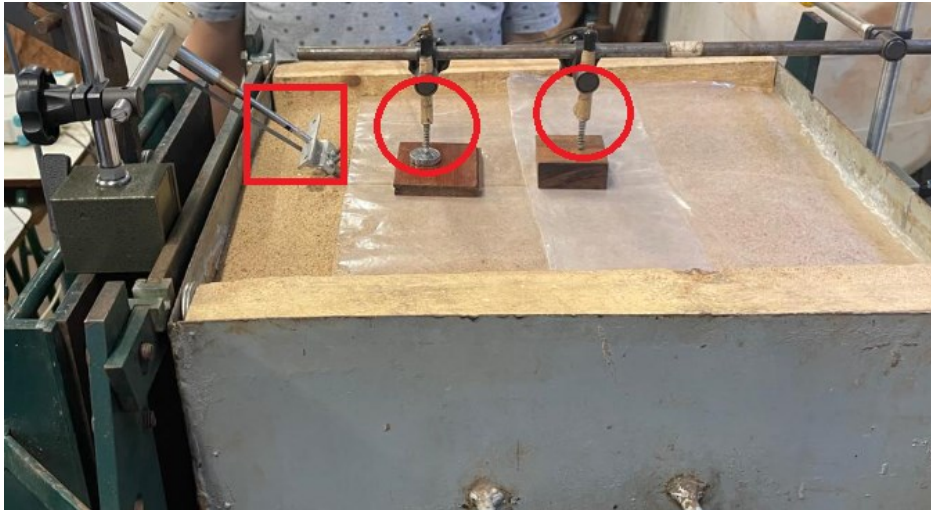
Fonte: Autor (2025)

Para o ensaio é acoplado à ancoragem um cabo de aço de material inox com 3mm de diâmetro, e uma manivela que permite que a ancoragem seja submetida à tração, o carregamento foi realizado rodando a manivela até a ruptura do solo.

Para a medição dos deslocamentos horizontais e verticais, foi utilizado 3 sensores indutivos de deslocamentos do tipo LVDT (*linear variable differential transformer*) do modelo WI da HBM com sensibilidade de 40mV/V com longitude nominal de 10mm. Dois sensores

foram posicionados em cima do solo e um no tirante, conforme representado pelos círculos e quadrados Figura 3.6 respectivamente.

**Figura 3.6 – Sensores LVDT**



Fonte: Autor (2025)

### 3.3.2. Condições de Ensaio

Segundo TSHUA (2007), para a reconstituição do maciço de areia com uma densidade definida é necessário manter a altura da queda, a largura da cortina de areia e a velocidade constantes. Os ensaios foram moldados manualmente passando a areia por uma peneira. Para o controle de compactação, foram distribuídas 3 cápsulas de volume conhecido à 20 centímetros de profundidade mostrado pela Figura 3.7.

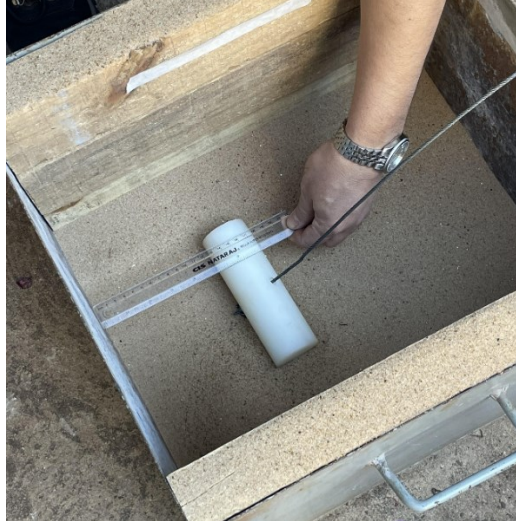
**Figura 3.7 – Cápsulas para Controle de Compactação**



Fonte: Autor (2025)

As ancoragens foram posicionadas mais à direita para que o comprimento da caixa não influencie na zona de deformação causada pela ruptura, garantindo que a superfície de ruptura se mantivesse dentro dos limites do módulo (Figura 3.8).

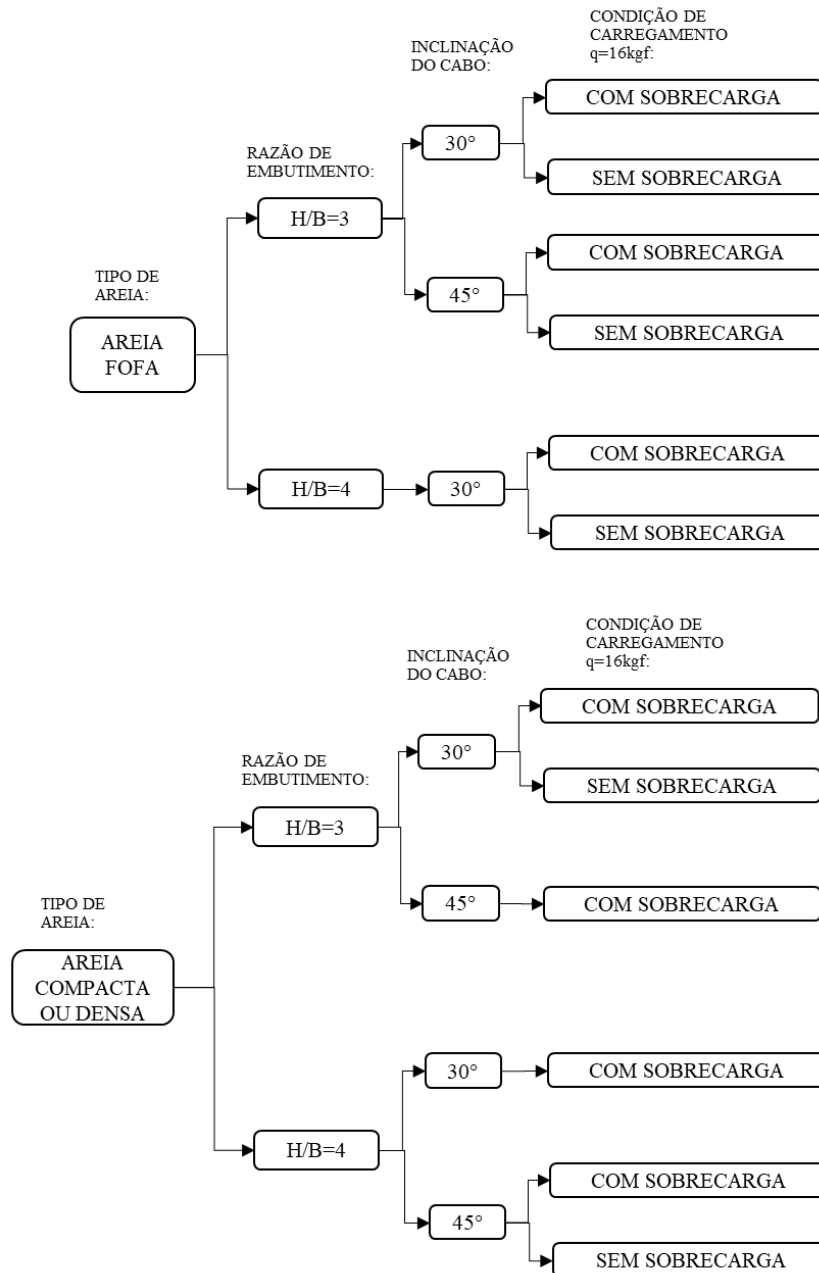
**Figura 3.8 – Posicionamento da Ancoragem**



**Fonte: Autor (2025)**

Após a preparação do maciço de areia, foram posicionados os LVDT's para iniciar o ensaio. A condição de carregamento foi inserida até a ruptura. A medida dos deslocamentos horizontais e verticais medidos por meio dos sensores LVDTs, foi feita pelo sistema de aquisição de dados Spider 8HBM. O processamento de dados é realizado em tempo real pelo programa Catman Easy. As condições dos experimentos realizados em escala reduzida estão representadas pelo Fluxograma da Figura 3.9.

**Figura 3.9 – Fluxograma dos Experimentos Realizados em Escala Reduzida**



Fonte: Autor (2025)

Para a adição da sobrecarga, foram posicionadas placas sobre a superfície do solo, distribuídas na área da caixa totalizando 160kgf, conforme representado na Figura 3.10.

**Figura 3.10 – Experimento com Sobrecarga**



Fonte: Autor (2025)

### 3.4. SIMULAÇÃO NUMÉRICA

O modelo físico de arrancamento foi simulado numericamente no *software* PLAXIS modelo 2D, versão 8. A modelagem no *software* PLAXIS 2D é dividida em 4 interfaces, sendo elas:

- Entrada de dados (*input*): área que o usuário insere os dados de geometria, propriedades dos materiais, nível d'água e carregamentos. Nesta aba em que se gera a malha de elementos finitos;
- Cálculos (*calculation*): etapa de carregamentos e execução;
- Resultados (*output*): interface que fornece os resultados gráficos de deslocamentos, tensões e deformações; e
- Curvas (*curves*): Representação das curvas disponíveis no modelo.

Foram realizadas duas etapas de etapas de simulação, a calibração dos experimentos realizados e o estudo paramétrico. No PLAXIS foi utilizado a malha fina de elementos triangulares com 15 nós, força em Newton (N) e dimensões em milímetros (mm) no modelo de tensão e deformação. No *software* a condição de carregamento foi drenada, no modelo constitutivo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coloumb (MC). A ancoragem foi simulada como um elemento de placa de material elástico. Por causa do efeito de adesão da

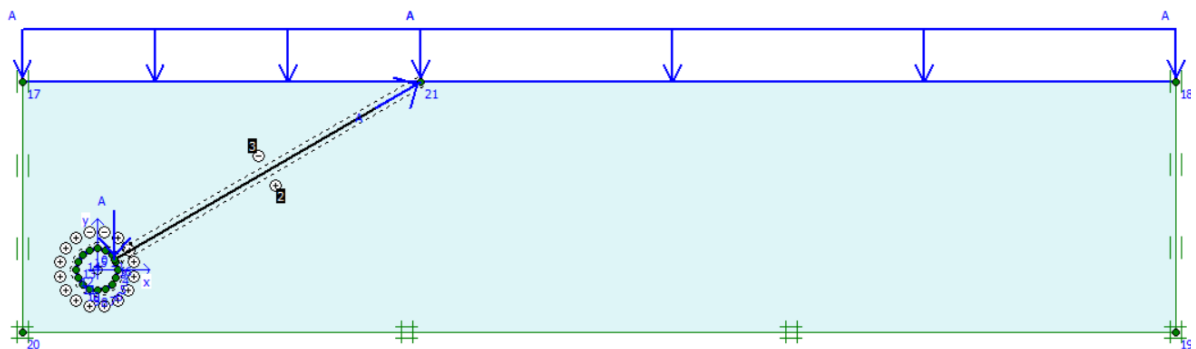


superfície, a interface que atua entre a ancoragem e solo não possui propriedades similares, por isso se adota um fator de resistência para os elementos de interface (*strength reduction factor*) dado por  $R_{inter}$ , posicionados ao redor da ancoragem.

O manual do PLAXIS 2D indica a utilização do valor de 0,67 caso não exista nenhum ensaio específico da interface entre os dois elementos. No trabalho publicado em 2017 por Rawat e Gupta os autores utilizam o valor sugerido no manual para os elementos de interface. Já no trabalho de Yu, Damians e Bathurst realizado em 2015 os autores especificam um valor no intervalo de 0,6 e 0,9. Desta forma, para este trabalho foi utilizado para  $R_{inter}$ , o valor de 0,67 sugerido pelo manual.

Na primeira etapa do software o modelo da caixa, da ancoragem e do tirante é simulado por meio de pontos x,y no plano cartesiano, a Figura 3.11 representa a geometria padrão das simulações.

**Figura 3.11 – Modelo - PLAXIS**



**Fonte: Autor (2025)**

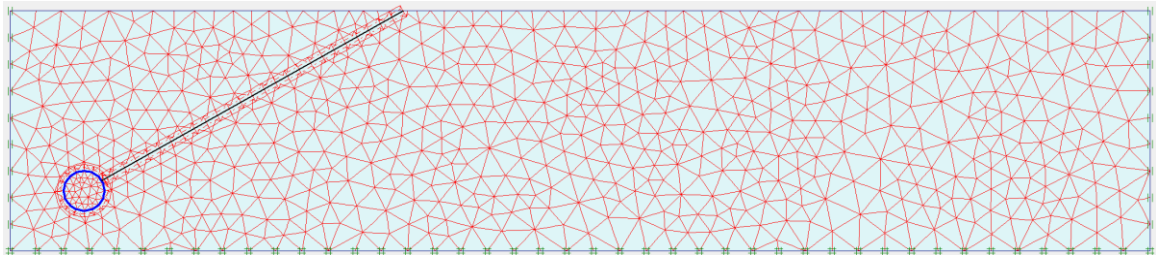
Posteriormente, foi modificada a inclinação do tirante e a profundidade de assentamento com base na campanha experimental realizada. O PLAXIS considera os valores do ângulo de atrito residual e ângulo de dilatância do ensaio de cisalhamento direto.

Os modelos foram ajustados com o aumento do módulo de elasticidade com a profundidade. As etapas de carregamento seguiram as mesmas realizadas nos ensaios experimentais. Foram utilizados os valores de ângulo de atrito residual e ângulo de dilatância do ensaio de cisalhamento direto com valor de peso específico igual a 18,00 kN/m<sup>3</sup>. O peso específico saturado da areia foi obtido considerando o valor da umidade da areia ( $w = 0,10\%$ ). O solo foi modelado com  $CR = 100\%$ .

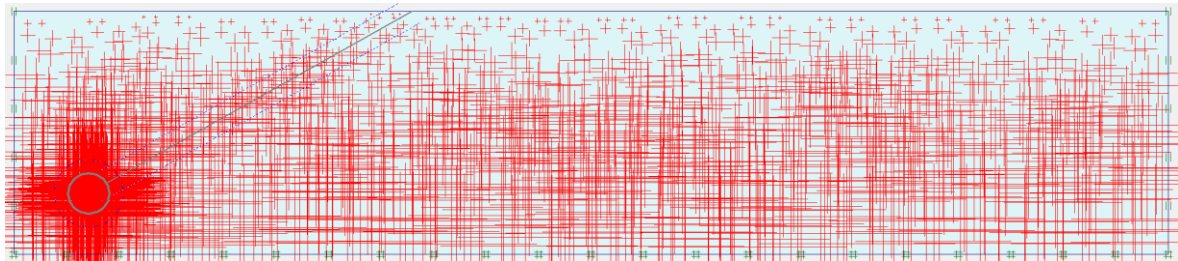
Após definido o modelo no PLAXIS, foi gerado a malha de elementos triangulares para os modelos calibrados (Figura 3.12a) e verificado as tensões iniciais do solo (Figura 3.12b), ou seja, sem força aplicada.

**Figura 3.12 – Geometria da Malha de Elementos Finitos e Tensões Iniciais**

a) Malha de elementos finitos



b) Tensões Iniciais



**Fonte: Autor (2025)**

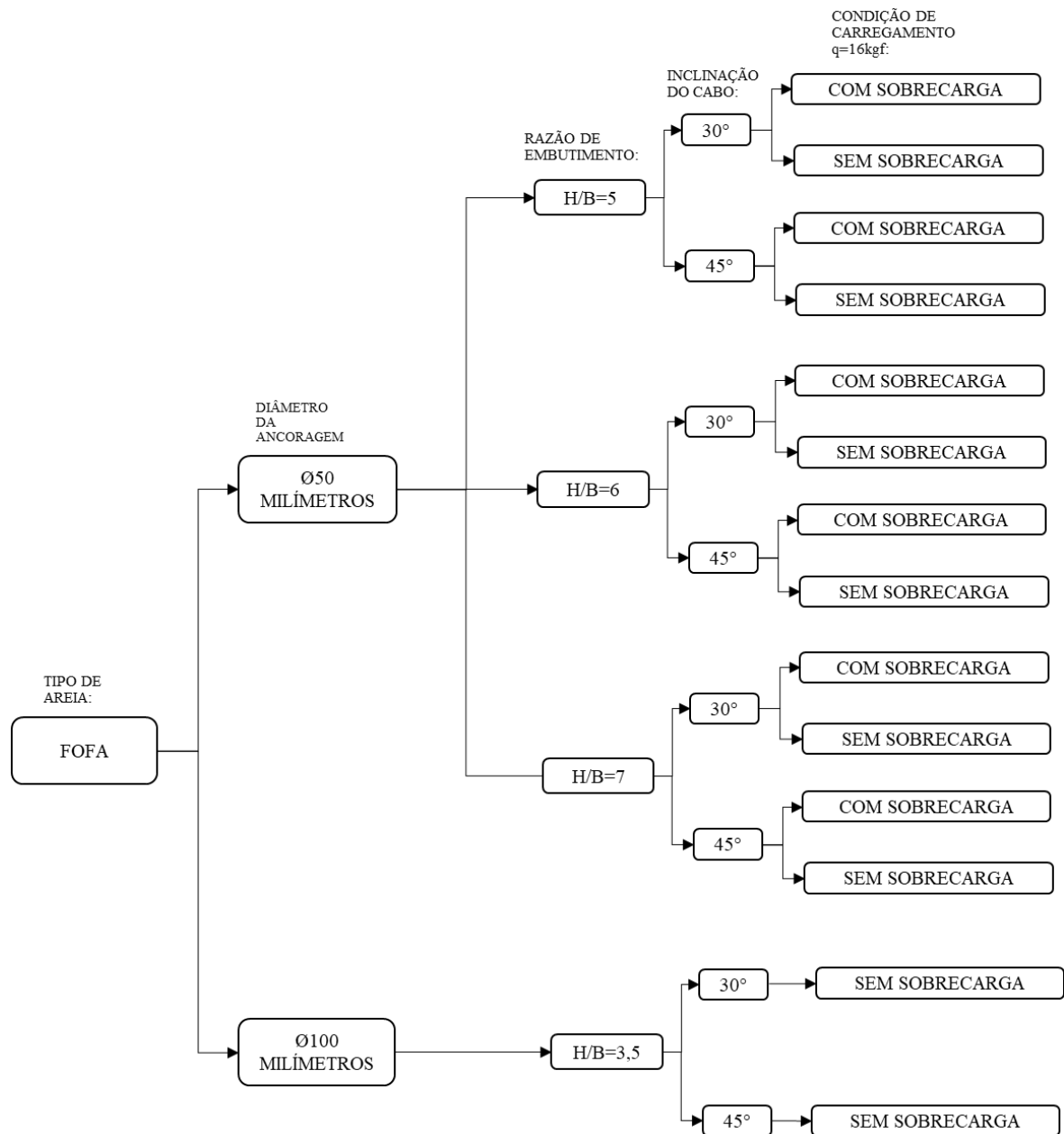
Ressalta-se que as tensões iniciais na superfície do solo, são praticamente nulas e aumentam com o ganho de profundidade. Essas tensões são causadas pelo peso próprio da ancoragem e do solo. As fases de carregamento seguiram as mesmas realizadas nos ensaios em escala reduzida.

A etapa do estudo paramétrico, consiste em analisar variáveis que influenciam no comportamento da ancoragem, como:

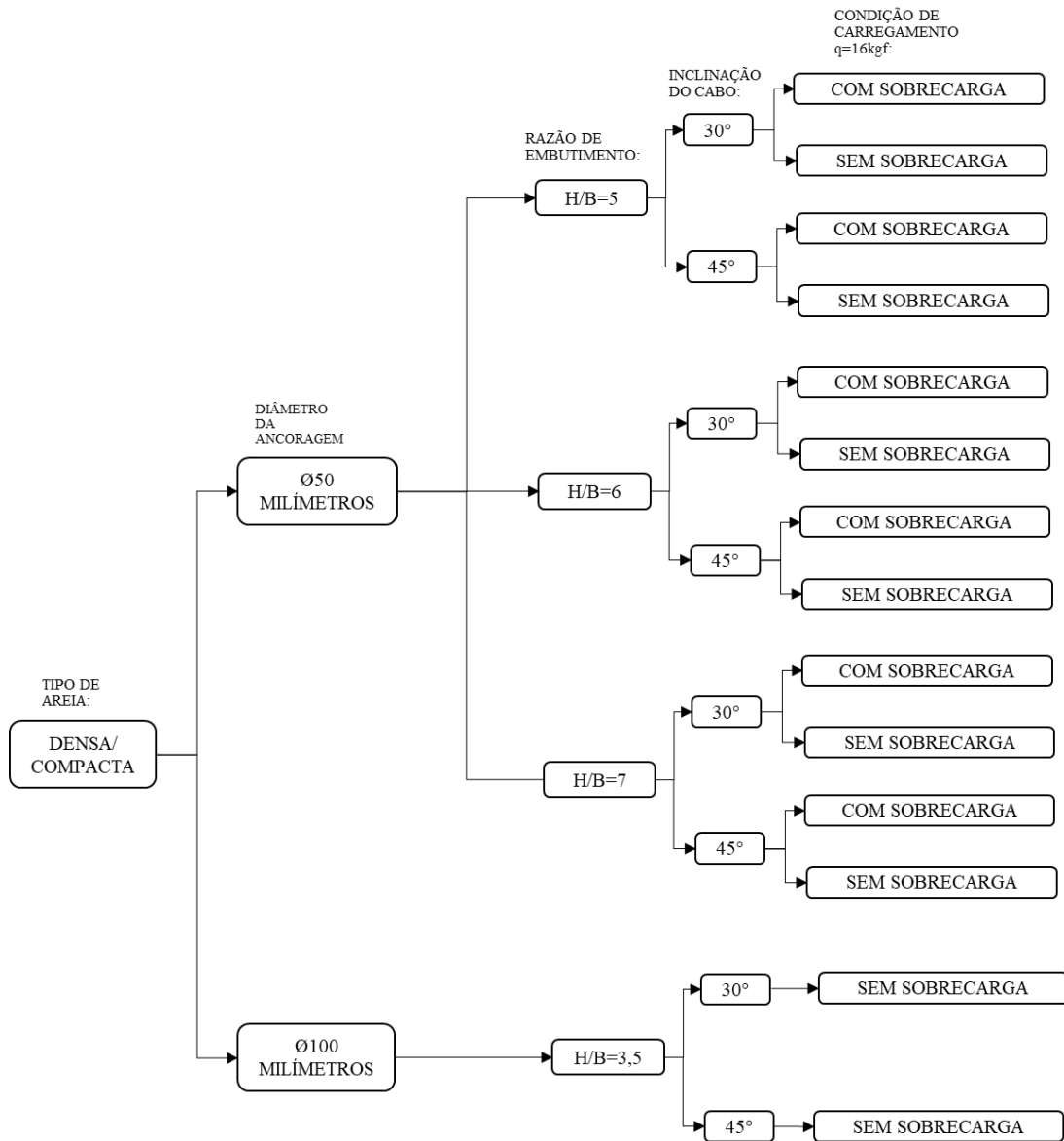
- Variação na razão de embutimento ( $H/B$ );
- Diâmetro;
- Aumento da sobrecarga.

Os valores estudados estão apresentados no Fluxograma representado pela Figura 3.13.

Figura 3.13 – Fluxograma das Simulações do Estudo Paramétrico







Fonte: Autor (2025)

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Todas as figuras geradas nas simulações estão disponíveis nos anexos desta dissertação. Ao longo do texto, são apresentados exemplos representativos dessas figuras, os quais ilustram os principais resultados e análises realizados durante a pesquisa.

### 4.1. ENSAIOS EM MODELO REDUZIDO

No total, foram realizados 12 ensaios de arrancamento em escala reduzida. Destes, 4 foram selecionados e calibrados por meio de simulações numéricas utilizando o *software* PLAXIS. Os ensaios foram classificados de acordo com o tipo de areia, sendo caracterizada como fofa (F) ou compacta/densa (D). Para a areia fofa, as condições dos ensaios realizados são as seguintes:

- F-30G-15: Solo fofo, com inclinação do cabo de 30° e profundidade de assentamento de 15 centímetros;
- F-30G-15-SB: Solo fofo, com inclinação do cabo de 30° profundidade de assentamento de 15 centímetros e com a presença de sobrecarga;
- F-30G-20-SB: Solo fofo, com inclinação do cabo de 30° e profundidade de assentamento de 20 centímetros;
- F-30G-20-SB: Solo fofo, com inclinação do cabo de 30°, profundidade de assentamento de 20 centímetros e com a presença de sobrecarga;
- F-45G-15: Solo fofo, com inclinação do cabo de 45° e profundidade de assentamento de 15 centímetros e
- F-45G-15-SB: Solo fofo, com inclinação do cabo de 45°, profundidade de assentamento de 15 centímetros e com a presença de sobrecarga.

As condições dos ensaios realizados para a areia compacta ou densa (D) foram as seguintes:

- D-30G-15: Solo denso ou compacto, com inclinação do cabo de 30° e profundidade de assentamento de 15 centímetros;
- D-30G-15-SB: Solo denso ou compacto, com inclinação do cabo de 30°, profundidade de assentamento de 15 centímetros e com a presença de sobrecarga;

- D-30G-20: Solo denso ou compacto, com inclinação do cabo de 30° e profundidade de assentamento de 20 centímetros;
- D-45G-15-SB: Solo denso ou compacto, com inclinação do cabo de 45°, profundidade de assentamento de 15 centímetros e com a presença de sobrecarga;
- D-45G-15: Solo denso ou compacto, com inclinação do cabo de 45° e profundidade de assentamento de 15 centímetros e
- D-45G-15-SB: Solo denso ou compacto, com inclinação do cabo de 45°, profundidade de assentamento de 15 centímetros e com a presença de sobrecarga.

Durante a fase de arrancamento os sensores de LVDT mediram os deslocamentos do solo e do tirante. A Tabela 4.1 apresenta o valor da carga de ruptura para os ensaios de areia fofa.

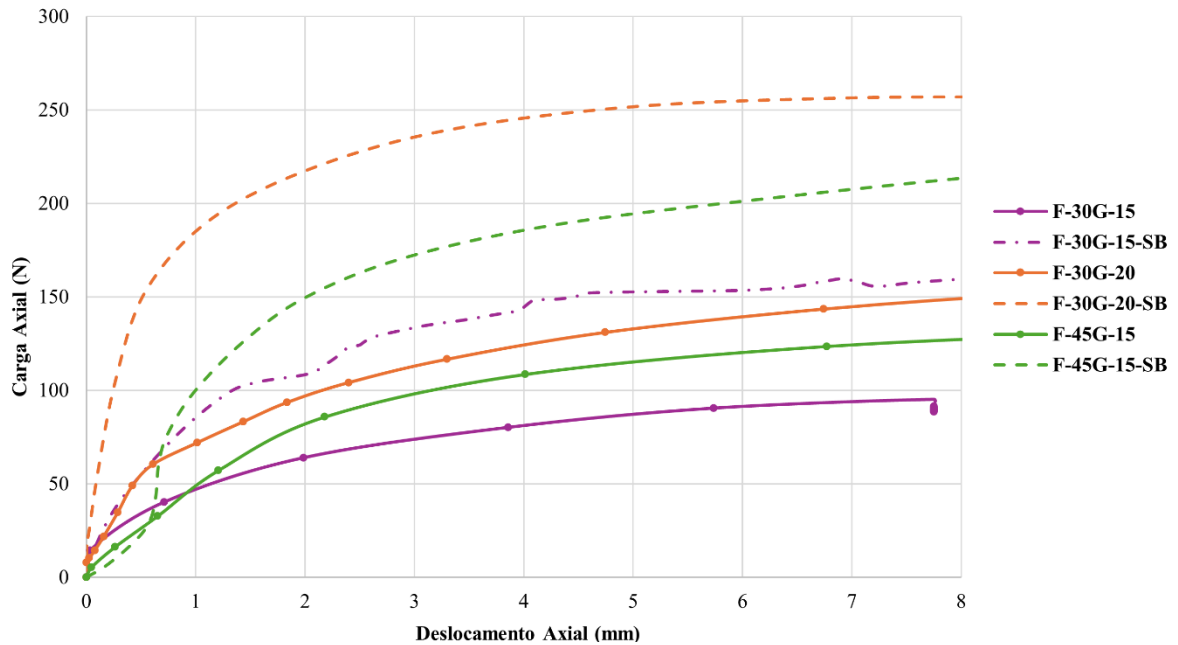
**Tabela 4.1 – Análise paramétrica – Areia Fofa**

Condição	Razão de Embutimento (mm) (H/B)	Carga de Ruptura (N) – Modelo Reduzido
F-30G-15	3	95,09
F-30G-15-SB	3	159,63
F-30G-20	4	162,44
F-30G-20-SB	4	256,91
F-45G-15	3	125,02
F-45G-15-SB	3	225,10

**Fonte: Autor (2025)**

Percebe-se que o experimento com maior carga de ruptura equivale ao experimento de maior da razão de embutimento (H/B) com sobrecarga, o experimento com inclinação de 30 graus assentado a 20 cm obteve carga de ruptura maior que o de profundidade de assentamento de 15 com sobrecarga, isso acontece, pois, a sobrecarga simulou uma profundidade de assentamento maior que 20cm. As curvas de carga por deslocamento obtidas estão representadas no gráfico da Figura 4.1. É possível notar que o deslocamento aumenta conforme a aplicação da carga, até atingir o valor crítico, momento em que o solo rompe.

**Figura 4.1 – Curvas – Carga x Deslocamento: Campanha Experimental – Areia Fofa**



Fonte: Autor (2025)

As cargas de ruptura para os ensaios de areia compacta estão descritas na Tabela 4.2

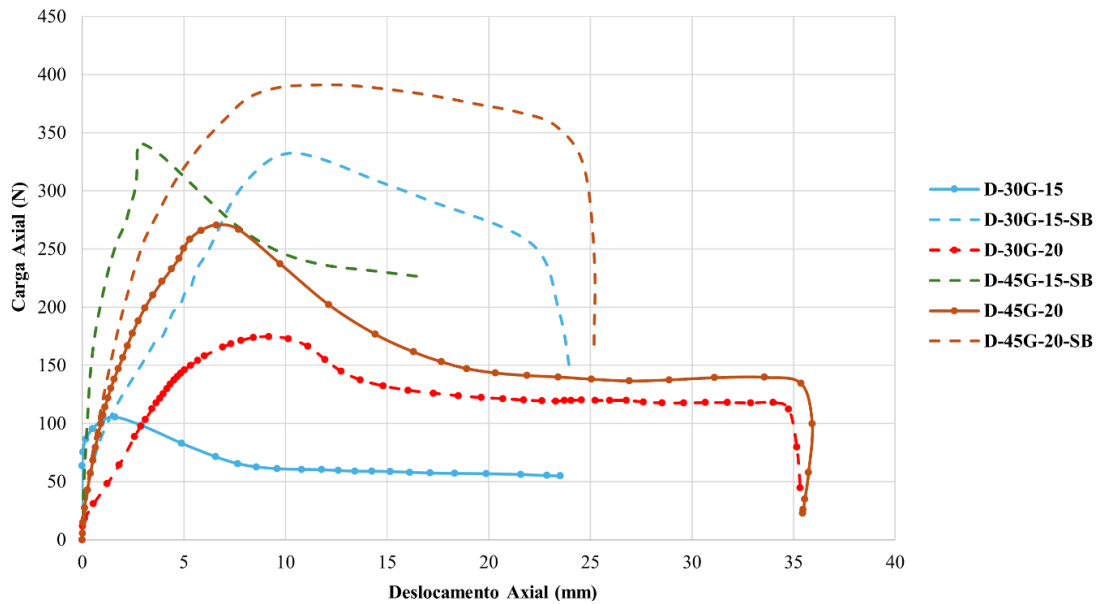
**Tabela 4.2 – Análise paramétrica – Areia Compacta**

Condição	Razão de Embutimento (mm) (H/B)	Carga de Ruptura (N) – Modelo Reduzido
D-30G-15	3	225,10
D-30G-15-SB	3	105,38
D-30G-20	4	332,36
D-45G-15-SB	3	171,17
D-45G-20	4	341,09
D-45G-20-SB	4	391,28

Fonte: Autor (2025)

De maneira semelhante a areia fofa, os experimentos com maior carga de ruptura equivalem ao experimento com sobrecarga e de maior da razão de embutimento. As curvas de carga por deslocamento obtidas estão representadas no gráfico da Figura 4.2.

**Figura 4.2 – Curvas – Carga x deslocamento: Campanha Experimental - Areia Compacta**



Fonte: Autor (2025)

Para o presente estudo, independentemente do tipo de areia, as ancoragens com razão de embutimento ( $H/B$ ) igual a 3 se comportou como elemento de fundação superficial com ruptura generalizada, já para ancoragens com razão de embutimento igual a 4 com aplicação de sobrecarga se percebeu um comportamento equivalente de ancoragem profunda, comportamento que se assemelha com os resultados do estudo de ancoragens verticais obtidos por Choudhary e Dash (2016), e por Frydman e Shaham (1989) em ancoragens assentadas em posição inclinada.

O deslocamento da ancoragem ocorreu no sentido da força do tirante e teve ruptura generalizada, conforme representado pela Figura 4.3.

**Figura 4.3 – Ruptura dos Ensaios – Modelo Reduzido**



Fonte: Autor (2025)

Para as ancoragens assentadas em maiores profundidades ou com a presença de sobrecarga apresentam maior resistência ao arrancamento o que é facilmente percebido pelas curvas.

Segundo Rahimi et al. (2018), a capacidade de uma ancoragem enterrada compreende o peso do solo dentro da zona de falha, a resistência de atrito e/ou coesiva ao longo da superfície de falha realizada. A capacidade de carga é o fator que define a carga máxima que uma ancoragem é capaz de suportar até o seu colapso, para a ancoragem do estudo pode ser expresso pelo fator de capacidade de carga e é demonstrado pela Equação (20).

$$N_{\gamma} = \frac{Q_u}{\gamma AD} \quad (20)$$

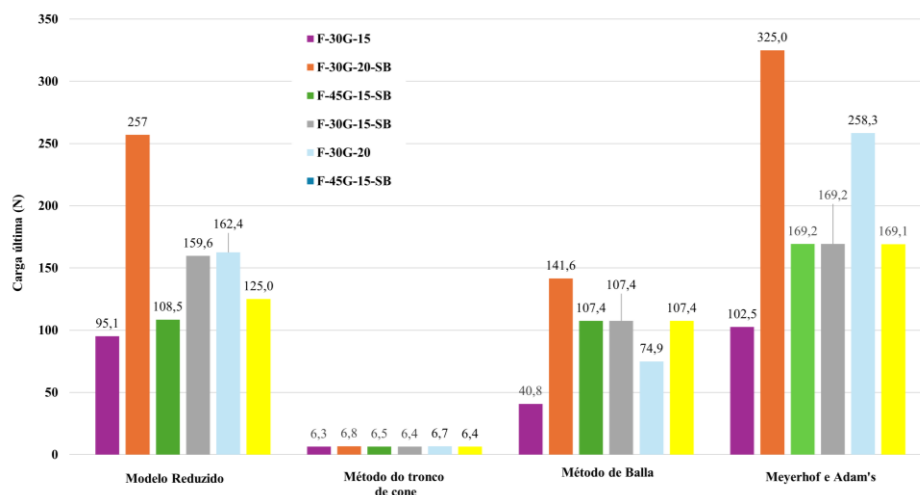
Onde:

- D é a profundidade de assentamento da ancoragem;
- A é a área da ancoragem e
- $\gamma$  é o peso específico do solo.

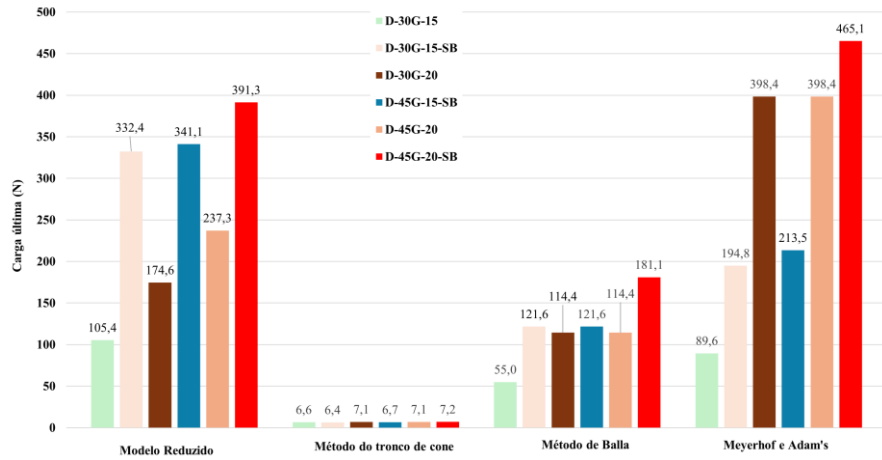
Os cálculos da capacidade de carga para os experimentos foram realizados por meio dos métodos teórico apresentadas no item 1.4 do estado da arte. A comparação dos resultados foi realizada para as três situações: ancoragens assentadas horizontalmente, verticalmente e em posição inclinada representada pelos itens a, b e c da Figura 4.4.

**Figura 4.4 – Ruptura dos Ensaios – Carga de Ruptura**

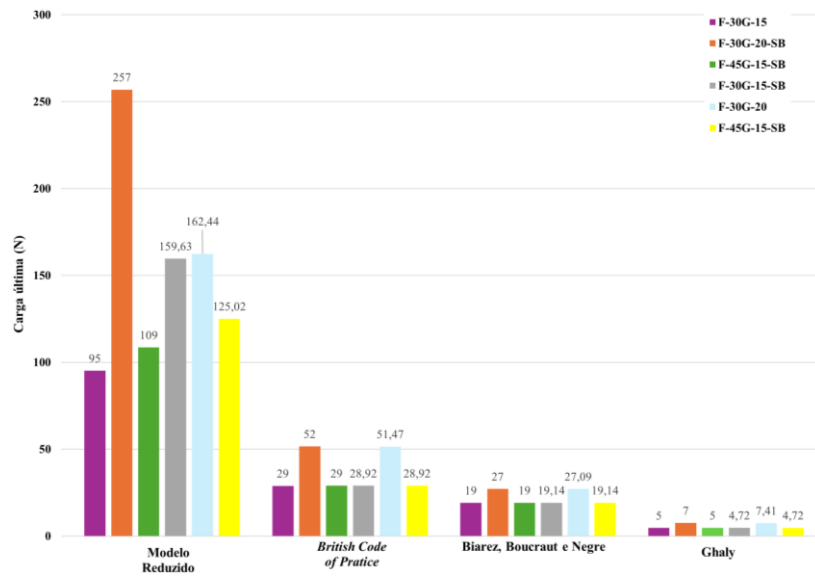
**a.1) Ancoragens assentadas horizontalmente – Areia Fofa**



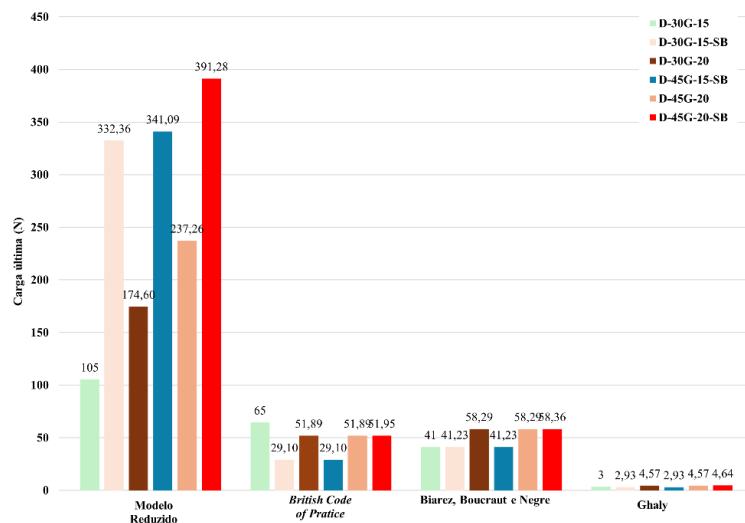
**a.2) Ancoragens assentadas horizontalmente – Areia Compacta**



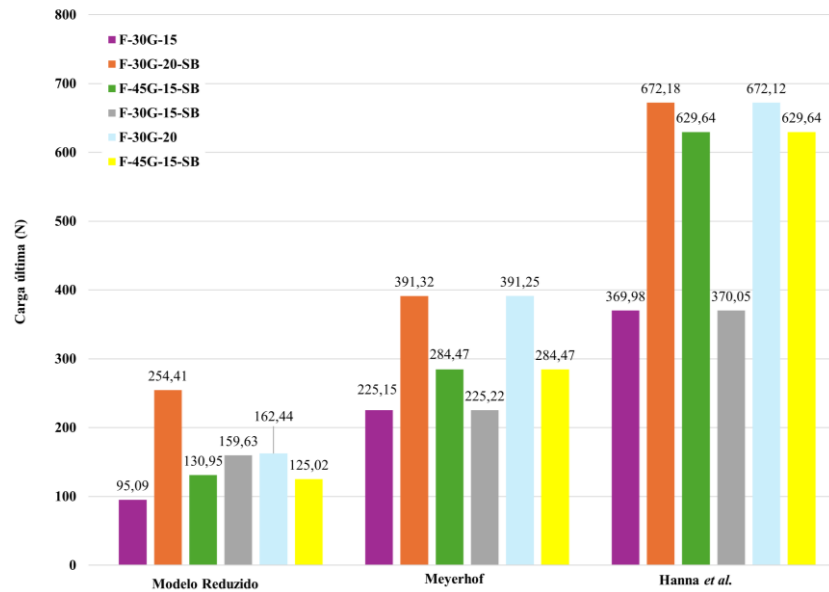
**b.1) Ancoragens assentadas verticalmente – Areia fofa**



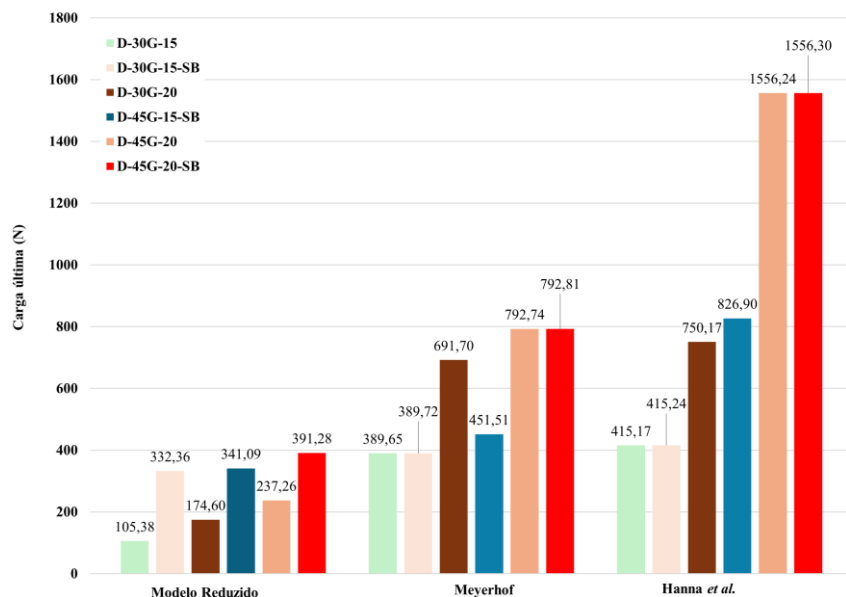
**b.2) Ancoragens assentadas verticalmente – Areia Denso**



### c.1) Ancoragens assentadas em posição inclinada – Areia fofa



### c.2) Ancoragens assentadas em posição inclinada – Areia denso



Fonte: Autor (2025)

Nota-se que a capacidade de carga de acordo com os métodos varia com a alteração da profundidade de assentamento. O método do tronco de cone resultou em valores inferiores quando comparado aos outros, isso ocorre, pois o método considera para o cálculo o peso próprio da ancoragem e do solo acima da ancoragem. Para as três situações a ancoragem de maior capacidade de carga foi a com maior profundidade de assentamento. O Método de Meyerhof e Adam's apresentou resultados mais próximo para profundidade de assentamento de 15 mm, tanto com quanto sem sobrecarga, em comparação aos outros métodos citados. No



caso da profundidade de assentamento de 200 mm, os valores obtidos foram significativamente maiores.

## 4.2. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Para a calibração dos modelos reduzidos foram selecionados 04 ensaios de arrancamento, sendo eles:

- F-30G-15;
- F-30G-20-SB;
- F-45G-15-SB e
- D-30G-15.

Durante a fase de arrancamento os sensores de LVDT mediram os deslocamentos do solo e do tirante. A Tabela 4.3 apresenta o valor da carga de ruptura obtida para cada ensaio.

**Tabela 4.3 – Carga de Ruptura**

Condição	Razão de Embutimento (mm) – (H/B)	Carga de Ruptura (N) – Modelo Reduzido	Carga de Ruptura (N) – PLAXIS
F-30G-15	3	95,10	90,42
F-30G-20-SB	4	256,90	239,76
F-45G-15-SB	3	130,90	130,32
D-30G-15	3	130,95	105,38

Fonte: Autor (2025)

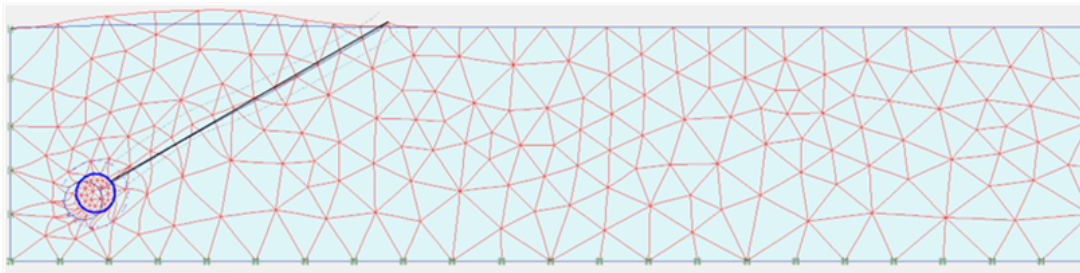
A figura 4.5 representa a interface gráfica da malha de elementos finitos deformada para os modelos calibrados.

**Figura 4.5 – Malha Indeformada e Deformada**

a) F-30G-15



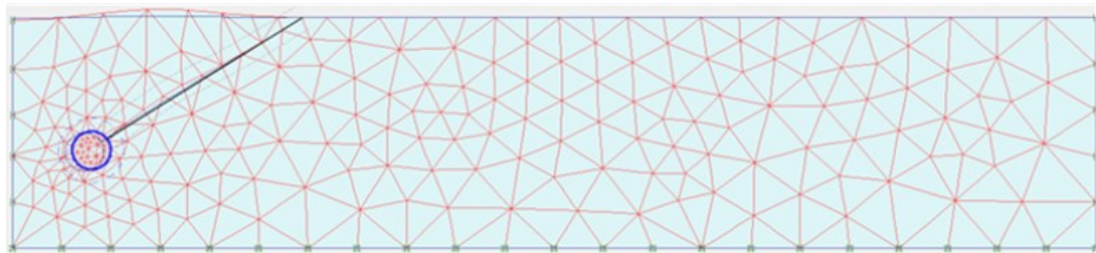
a) F-30G-20-SB



c) F-45G-15-SB



d) D-30G-15



Fonte: Autor (2025)

Todos os modelos foram realizados com propriedades pré-definidas de todos os elementos constituintes. O valor do módulo de elasticidade variou de 6 Mpa e 10 MPa na calibração dos deslocamentos. Os valores da calibração para a ancoragem, tirante e solo utilizados nos modelos estão descritos na Tabela 4.4, 4.5 e 4.6 respectivamente.

**Tabela 4.4 – Propriedades dos materiais - Ancoragem**

Elemento	EI (Nmm <sup>2</sup> /mm)	EA (N/mm)	W(N/mm/mm)	d*	Tipo
Ancoragem	$5,34 \times 10^7$	$2,8 \times 10^4$	$2,0 \times 10^{-3}$	150	Elástico

\*Espessura equivalente – Calculado automaticamente

Fonte: Autor (2025)

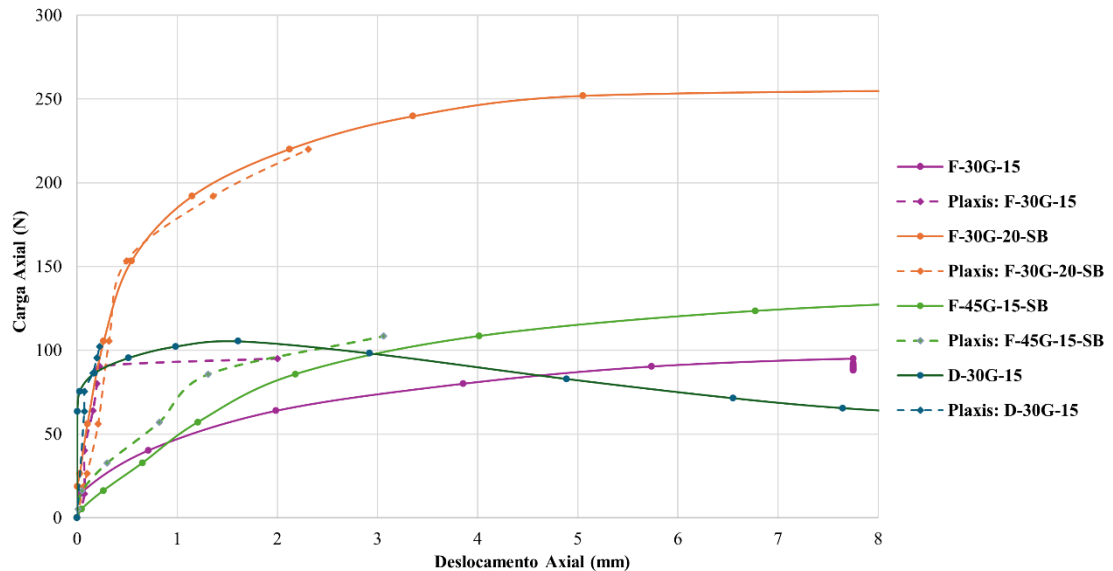
**Tabela 4.5 – Propriedades dos materiais - Tirante**

Elemento	EI (N)	L <sub>spacing</sub> (mm)	Tipo
Tirante	6715,154	1000	Elástico

Fonte: Autor (2025)

O modelo no PLAXIS conseguiu simular a curva carga x recalque do experimento realizado em modelo reduzido, conforme representado pela Figura 4.6.

**Figura 4.6 – Calibração Numérica**

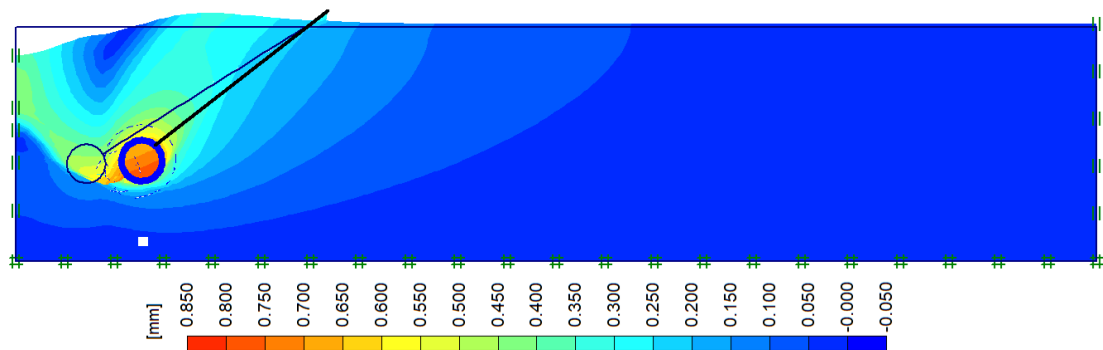


Fonte: Autor (2025)

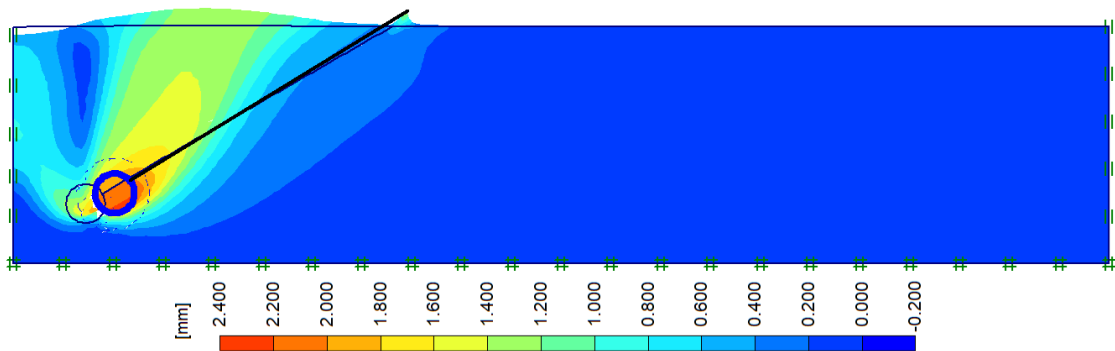
Ao analisarmos o gráfico, é possível comparar as distribuições de tensões entre os modelos calibrados. Observa-se a ocorrência de um pico de tensão próximo à base para todos os modelos (Figura 4.7). A curva que suportou maiores valores de ruptura foi o modelo com  $D/B=4$  com sobrecarga. Todas as simulações apresentaram, conforme esperado, um deslocamento mais centralizado que diminui na direção dos bordos sem prejuízo na capacidade de carga.

**Figura 4.7 – Distribuição de tensão normal**

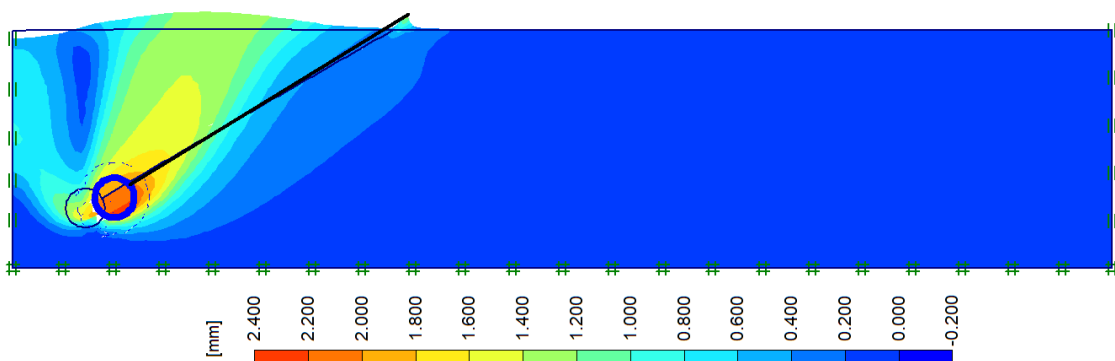
**F-30G-15**



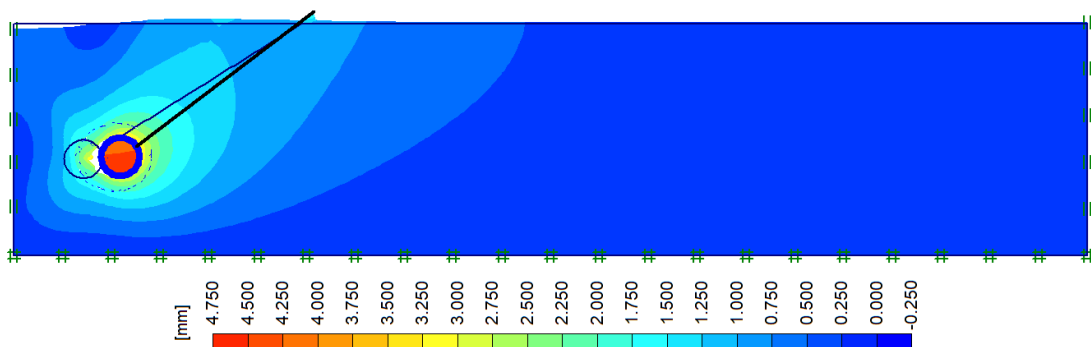
F-30G-20-SB



F-45G-15-SB



D-30G-15



Fonte: Autor (2025)

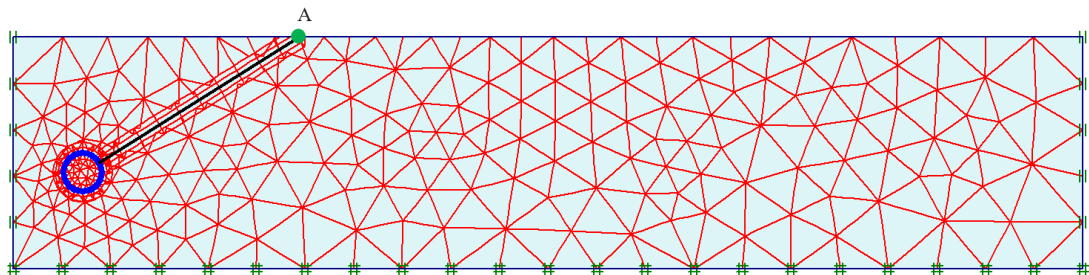
Grossi (2020) investigou o arrancamento de ancoragens em L assentada em areia e observou que na região inferior para os três tipos de ancoragens analisadas, houve uma concentração de deformação que se estendeu na direção inclinada do cabo formando a superfície de ruptura.

Além disso, os resultados das curvas carga x deslocamento para as ancoragens em L foram característicos de ancoragens superficiais. Contudo, com a presença de sobrecarga as curvas passaram a exibir comportamento de ancoragens profunda. Assim, com a presença de

sobrecarga, o comportamento da ancoragem se assemelhou ao observado quando há o aumento da profundidade de assentamento (Grossi, 2020).

Para esse estudo, com a alteração da profundidade de assentamento de 15 centímetros para 20 centímetros notou-se que a tensão total diminuiu, para ambos os tipos da areia (fofa e compacta). As tensões horizontal e vertical no ponto A (Figura 4.8), estão descritas na Tabela 4.8 e foi retirada dos modelos simulados no PLAXIS.

**Figura 4.8 – Ponto de Análise**



Fonte: Autor (2025)

**Tabela 4.7 – Tensão Horizontal e Vertical dos Modelos Simulados**

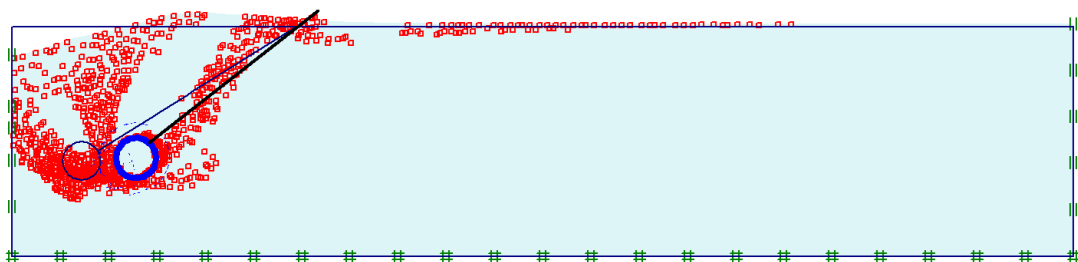
Situação	Tensão horizontal máxima (kN/m <sup>2</sup> ) -	Tensão vertical máxima (kN/m <sup>2</sup> ) -
	$\sigma_{xx}$	$\sigma_{yy}$
F-30G-15	638,53	268,39
F-30G-20-SB	1960,00	802,13
F-45G-15-SB	15,73	104,00
D-30G-15	846,31	342,79

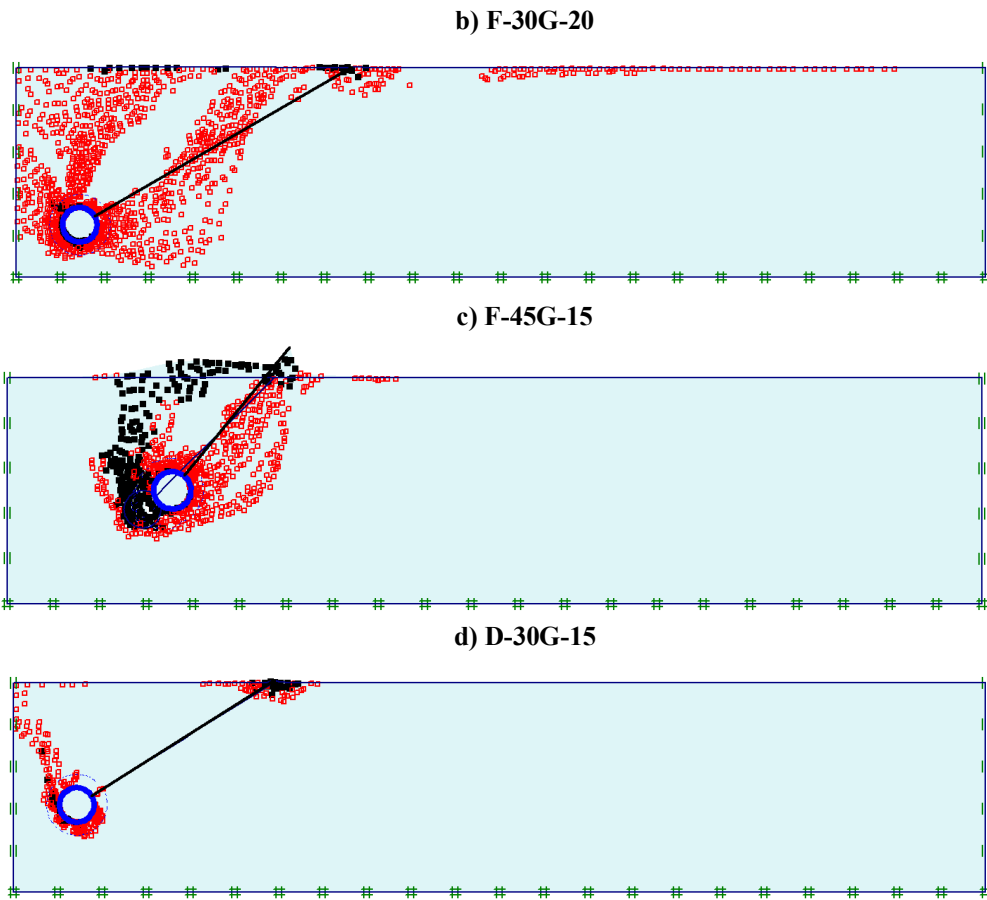
Fonte: Autor (2025)

A figura 4.9 representa os pontos de plastificação, em preto, e os pontos de ruptura por cisalhamento, em vermelho. Esses pontos correspondem ao critério de falha do maciço rochoso dos modelos calibrados.

**Figura 4.9 – Pontos de Plastificação**

a) F-30G-15





Fonte: Autor (2025)

Os pontos indicados em vermelho representam que a ruptura ocorreu ao atingir o valor máximo de ruptura por cisalhamento, enquanto os pretos representam, a ruptura por tração. A Figura 4.10 representa o maciço após a aplicação da carga do cabo.

**Figura 4.10 – Maciço Deformado**



Fonte: Autor (2025)

Nota-se que a superfície de ruptura do PLAXIS tem formato similar com o do experimento em escala reduzida.

### 4.3. ESTUDO PARAMÉTRICO

Baseada na calibração numérica satisfatória é possível afirmar que o PLAXIS 2D foi capaz de simular o mecanismo e o comportamento do modelo físico em escala reduzida, possibilitando a análise paramétrica do problema. Possibilitando variação de parâmetros como sobrecarga, diâmetro da ancoragem, inclinação do cabo e profundidade de assentamento. Para a areia fofa, as condições do estudo paramétrico são:

- F-30G-25: Solo fofo, com inclinação do cabo de  $30^\circ$  e profundidade de assentamento de 25 centímetros;
- F-30G-25-SB: Solo fofo, com inclinação do cabo de  $30^\circ$  profundidade de assentamento de 25 centímetros e com a presença de sobrecarga;
- F-30G-30: Solo fofo, com inclinação do cabo de  $30^\circ$  e profundidade de assentamento de 30 centímetros;
- F-30G-30-SB: Solo fofo, com inclinação do cabo de  $30^\circ$ , profundidade de assentamento de 30 centímetros e com a presença de sobrecarga;
- F-30G-35: Solo fofo, com inclinação do cabo de  $30^\circ$  e profundidade de assentamento de 35 centímetros;
- F-30G-35-SB: Solo fofo, com inclinação do cabo de  $30^\circ$ , profundidade de assentamento de 35 centímetros e com a presença de sobrecarga;
- F-45G-25: Solo fofo, com inclinação do cabo de  $45^\circ$  e profundidade de assentamento de 25 centímetros;
- F-45G-25-SB: Solo fofo, com inclinação do cabo de  $45^\circ$  profundidade de assentamento de 25 centímetros e com a presença de sobrecarga;
- F-45G-30: Solo fofo, com inclinação do cabo de  $45^\circ$  e profundidade de assentamento de 30 centímetros;
- F-45G-30-SB: Solo fofo, com inclinação do cabo de  $45^\circ$ , profundidade de assentamento de 30 centímetros e com a presença de sobrecarga;
- F-45G-35: Solo fofo, com inclinação do cabo de  $45^\circ$  e profundidade de assentamento de 35 centímetros;



- F-45G-35-SB: Solo fofo, com inclinação do cabo de 45°, profundidade de assentamento de 35 centímetros e com a presença de sobrecarga;
- Ø100-F-30G-35: Solo fofo, com inclinação do cabo de 30°, profundidade de assentamento de 35 centímetros e diâmetro da ancoragem de 100 milímetros e
- Ø100-F-45G-35: Solo fofo, com inclinação do cabo de 45°, profundidade de assentamento de 35 centímetros e diâmetro da ancoragem de 100 milímetros.

Para a areia compacta ou densa, as condições dos ensaios realizados são:

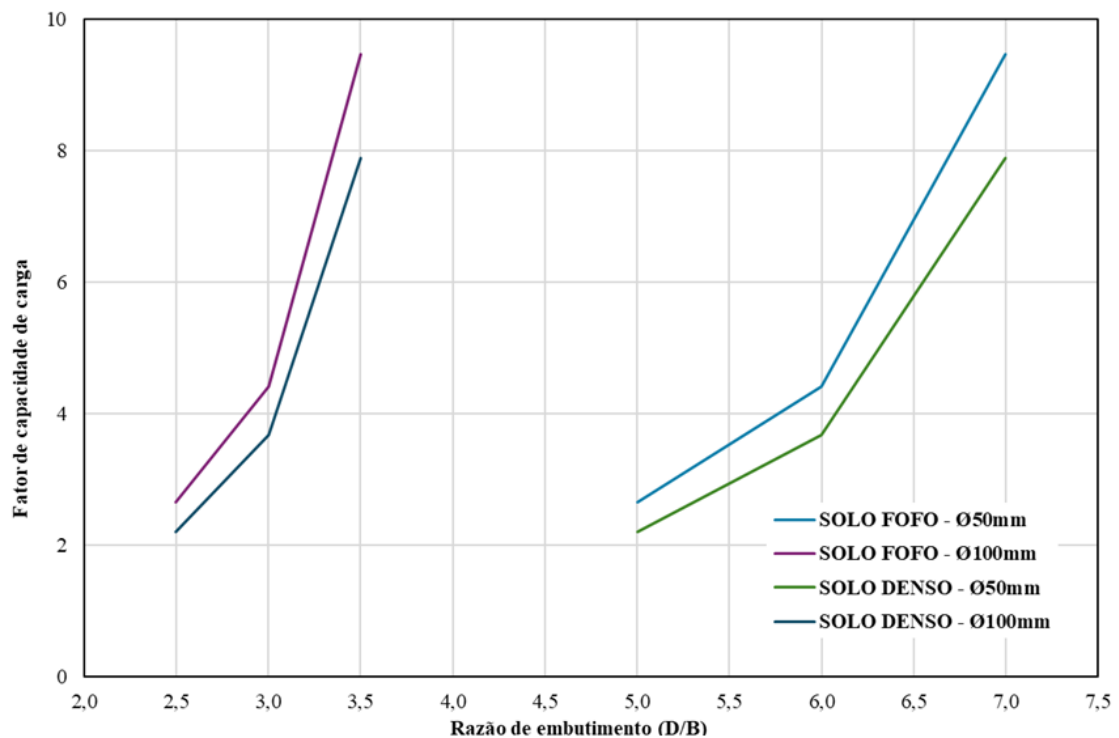
- D-30G-25: Solo denso, com inclinação do cabo de 30° e profundidade de assentamento de 25 centímetros;
- D-30G-25-SB: Solo denso, com inclinação do cabo de 30° profundidade de assentamento de 25 centímetros e com a presença de sobrecarga;
- D-30G-30: Solo denso, com inclinação do cabo de 30° e profundidade de assentamento de 30 centímetros;
- D-30G-30-SB: Solo denso, com inclinação do cabo de 30°, profundidade de assentamento de 30 centímetros e com a presença de sobrecarga;
- D-30G-35: Solo denso, com inclinação do cabo de 30° e profundidade de assentamento de 35 centímetros;
- D-30G-35-SB: Solo denso, com inclinação do cabo de 30°, profundidade de assentamento de 35 centímetros e com a presença de sobrecarga;
- D-45G-25: Solo denso, com inclinação do cabo de 45° e profundidade de assentamento de 25 centímetros;
- D-45G-25-SB: Solo denso, com inclinação do cabo de 45° profundidade de assentamento de 25 centímetros e com a presença de sobrecarga;
- D-45G-30: Solo denso, com inclinação do cabo de 45° e profundidade de assentamento de 30 centímetros;
- D-45G-30-SB: Solo denso, com inclinação do cabo de 45°, profundidade de assentamento de 30 centímetros e com a presença de sobrecarga;
- D-45G-35: Solo denso, com inclinação do cabo de 45° e profundidade de assentamento de 35 centímetros;
- D-45G-35-SB: Solo denso, com inclinação do cabo de 45°, profundidade de assentamento de 35 centímetros e com a presença de sobrecarga;
- Ø100-D-30G-35: Solo denso, com inclinação do cabo de 30°, profundidade de assentamento de 35 centímetros e diâmetro da ancoragem de 100 milímetros; e



- Ø100-D-45G-35: Solo denso, com inclinação do cabo de 45°, profundidade de assentamento de 35 centímetros e diâmetro da ancoragem de 100 milímetros.

O fator de capacidade de carga ( $N_\gamma$ ) utilizado na análise paramétrica é definido como a razão entre a capacidade de carga e o produto do peso específico, da área da ancoragem e da profundidade de assentamento, conforme descrito na Equação 18 do item 4. A variação de  $N_\gamma$  em função da alteração da razão de embutimento é representada na Figura 4.11.

**Figura 4.11 – Variação da Capacidade de Carga**



Fonte: Autor (2025)

Pode-se concluir que o fator de capacidade de carga ( $N_\gamma$ ) aumentou com a razão de embutimento e a presença de sobrecarga. Além disso, observa-se que a alteração no tipo de solo não resultou em mudanças significativas nos valores de  $N_\gamma$ .

Além disso, observa-se que, ao aumentar o diâmetro da ancoragem para  $\varnothing = 100$  milímetros, a capacidade de carga permaneceu semelhante à observada para  $\varnothing 50$  milímetros, apesar da redução da razão de embutimento.

Vashishtha e Sawant (2021) estudaram a capacidade de carga de uma única ancoragem de estaca granular por meio de experimentos e modelagem numérica utilizando o PLAXIS 3D, os autores concluíram que a capacidade de carga aumentou quando se aumentou o diâmetro.

A capacidade de carga e o deslocamento de falha da ancoragem são completamente influenciados pela profundidade de assentamento. Uma âncora vertical assentada em uma profundidade rasa exhibe falha alcançando a superfície do solo, por outro lado, quando assentada com uma razão de embutimento profunda, o solo é submetido a uma deformação plástica, onde a falha é dada ao redor da ancoragem (CHOUDHARY e DASH, 2018).

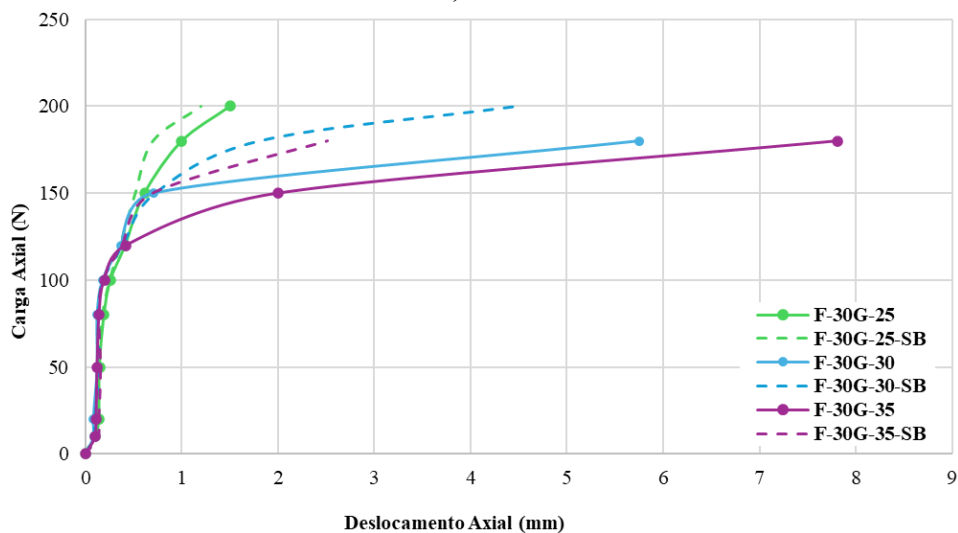
#### 4.3.1. Curva carga x deslocamento

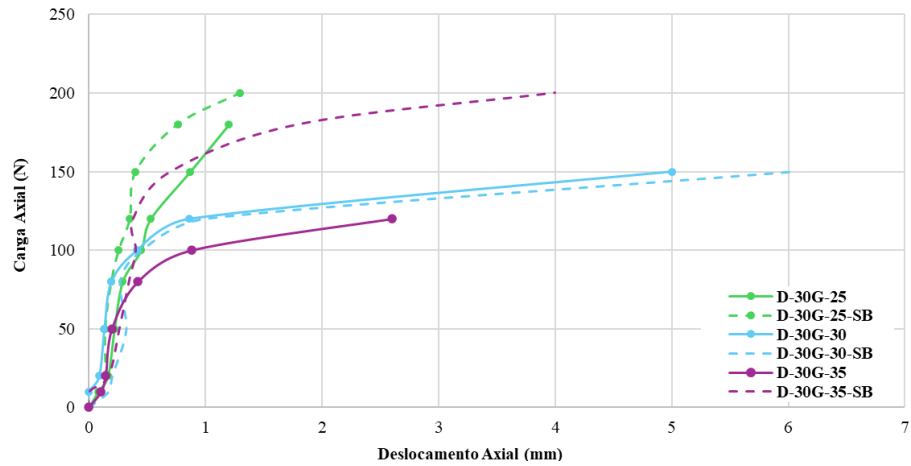
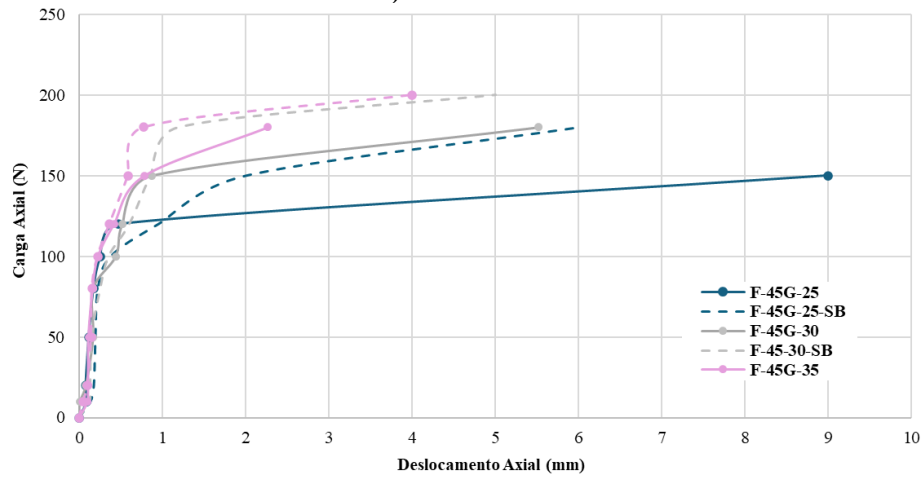
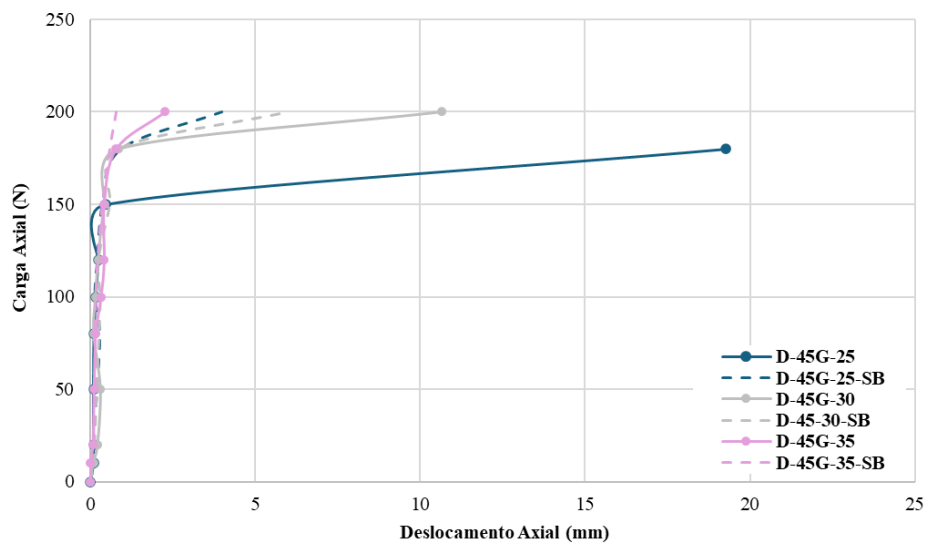
A curva da análise de deslocamentos realizada na extremidade final do tirante e no solo estão representados na Figura 4.12, onde os itens a e b apresentam as curvas carga x deslocamento para os modelos de solo fofo e compacto com inclinação do cabo de  $30^\circ$ , enquanto os itens c e d correspondem aos modelos com inclinação do cabo de  $45^\circ$ .

Verifica-se que, independentemente da inclinação do cabo e da profundidade de assentamento, os modelos exibem o mesmo comportamento geral. Contudo, com o aumento da profundidade de assentamento, foi observado um incremento na carga última do modelo.

Figura 4.12 – Curva Carga x Deslocamento – Estudo Paramétrico

a) Fofo –  $\theta = 30^\circ$



b) Denso/Compacto –  $\theta = 30^\circ$ c) Fofo –  $\theta = 45^\circ$ d) Denso/Compacto –  $\theta = 45^\circ$ 

Fonte: Autor (2025)

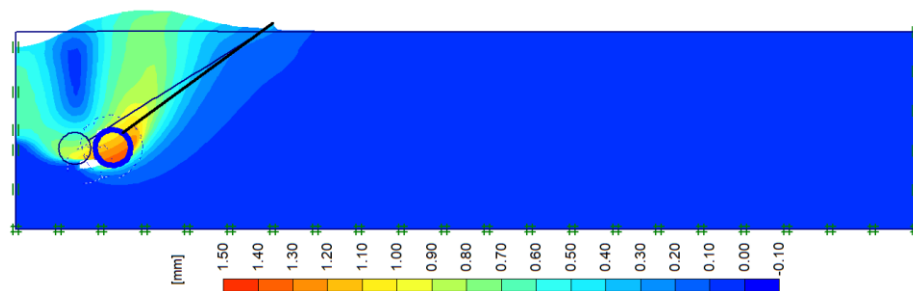
Ao analisar os gráficos, observa-se que, para  $\theta = 45^\circ$ , a capacidade de carga foi menor do que para  $\theta = 30^\circ$ . Além disso, os modelos com sobrecarga apresentaram uma capacidade de carga superior em relação aos modelos sem sobrecarga.

Para todos os modelos de ancoragem, o deslocamento máximo foi semelhante, com o maior valor registrado sendo de 6,30 mm. Na maioria das situações, os deslocamentos observados antes da ruptura foram inferiores a 10% do diâmetro da ancoragem. No entanto, em alguns casos de ruptura, o deslocamento máximo alcançou 12,60% do valor do diâmetro.

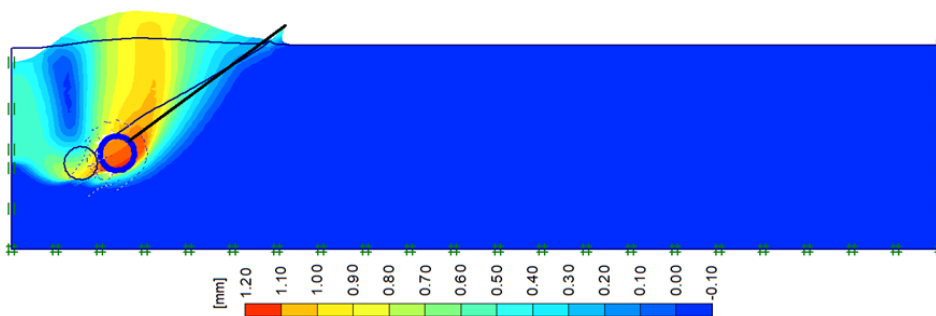
Por meio da Figura 4.13, verifica-se que a distribuição dos deslocamentos nos modelos com sobrecarga é mais concentrada ao redor da ancoragem, enquanto os modelos sem sobrecarga apresentam uma superfície de ruptura mais ampla e evidente.

**Figura 4.13 – Deslocamento Total – Ø50 milímetros**

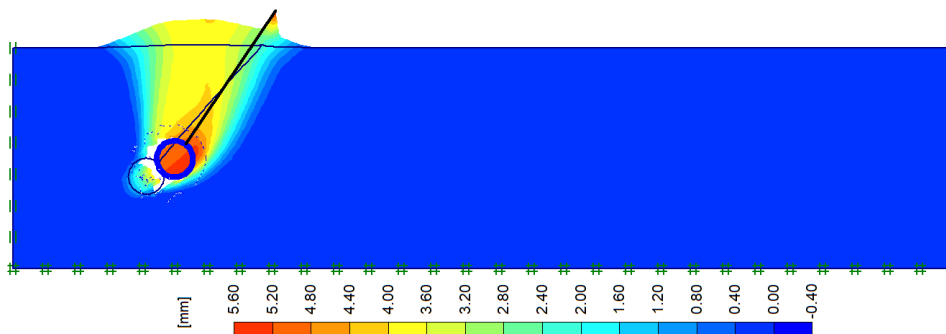
**a) F-30G-25**



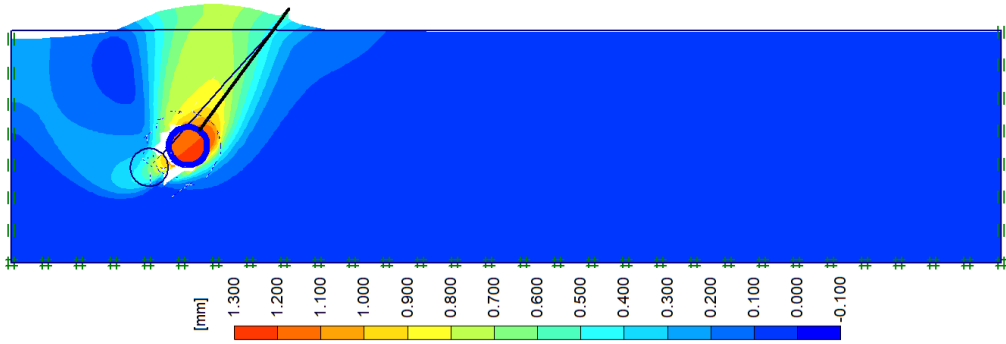
**b) F-30G-25-SB**



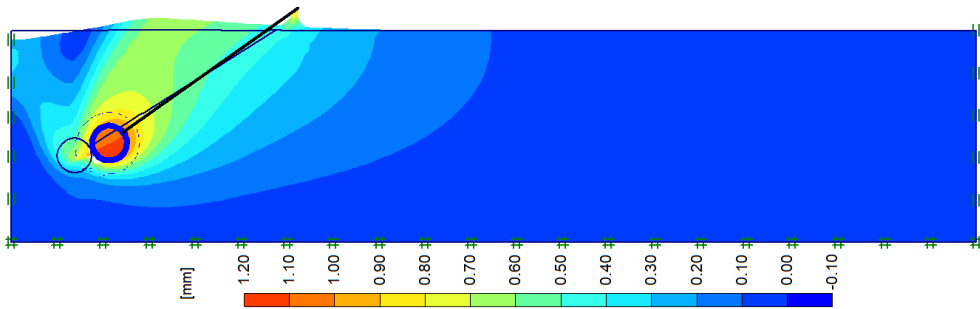
**c) F-45G-25**



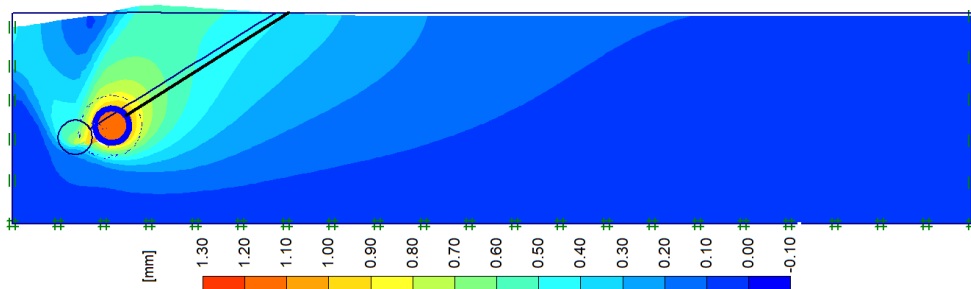
d)F-45G-25-SB



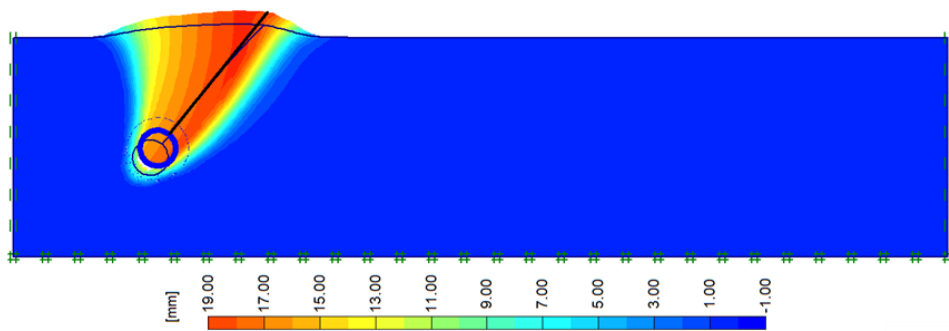
e)D-30G-25

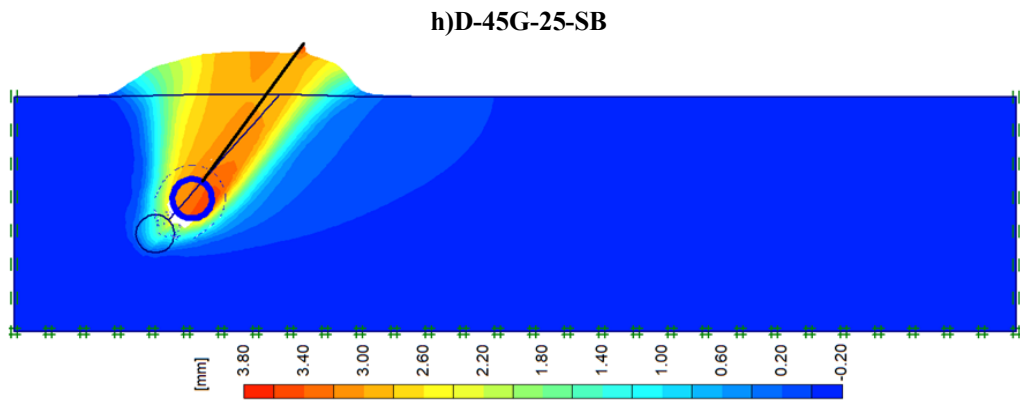


f)D-30G-25-SB



g)D-45G-25





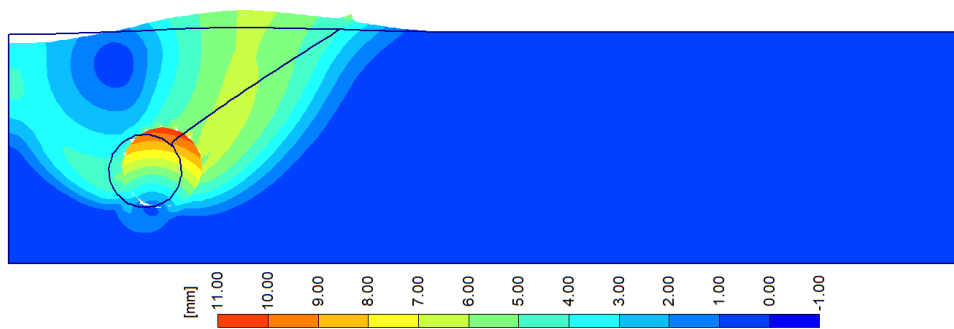
Fonte: Autor (2025)

Além disso, observa-se que o maior deslocamento (destacado em vermelho) é mais proeminente acima da ancoragem nos modelos de areia compacta em comparação aos modelos de areia fofa.

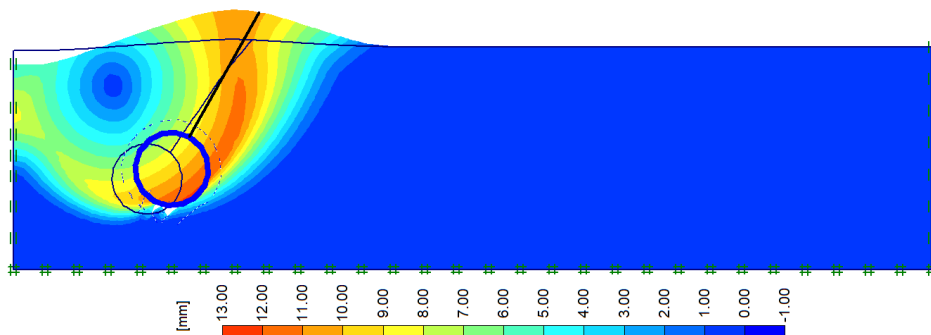
Para os modelos com diâmetro de 100 mm, do que aquele observado nos modelos com diâmetro de 50 mm, conforme ilustrado na Figura 4.14.

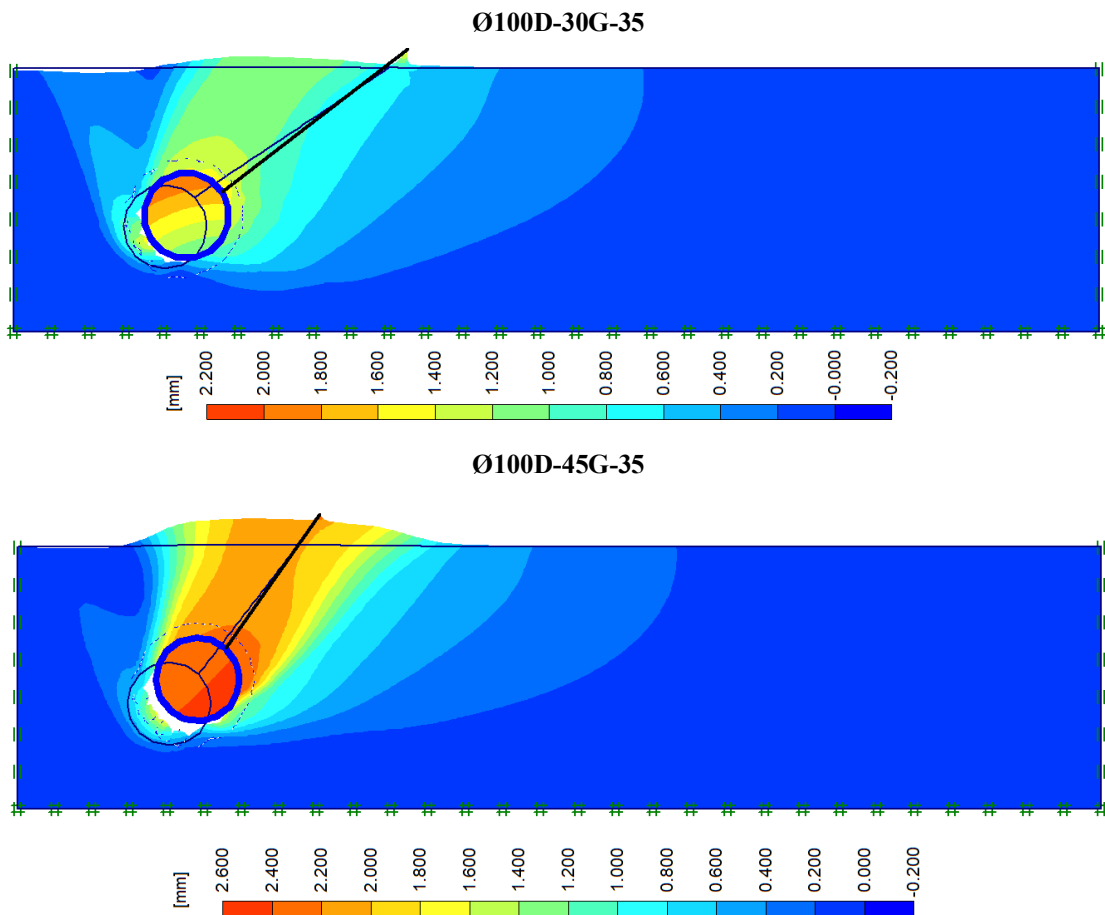
**Figura 4.14 – Deslocamento Total – Ø100 milímetros**

**Ø100F-30G-35**



**Ø100F-45G-35**





**Fonte: Autor (2025)**

É importante destacar que, independentemente do diâmetro ( $\text{Ø}50\text{mm}$  e  $\text{Ø}100\text{mm}$ ), o deslocamento ocorre no sentido do cabo, sendo mais acentuado nos modelos com  $\theta = 45^\circ$ . Nota-se que para todos os modelos, as superfícies de deslizamentos na ruptura foram similares, mas para os modelos com sobrecarga, o deslizamento atingia grande parte do maciço de solo.

Para todos os casos, foi possível observar a concentração de deslocamentos em volta da ancoragem, atingindo a superfície do solo. Notou-se que para todos os casos a superfície começou a apresentar-se em um formato curvilíneo, a superfície de ruptura se estendeu desde a base da ancoragem.

Os pontos de plastificação dos modelos simulados estão apresentados na Figura 4.15.

Figura 4.15 – Pontos de Plastificação

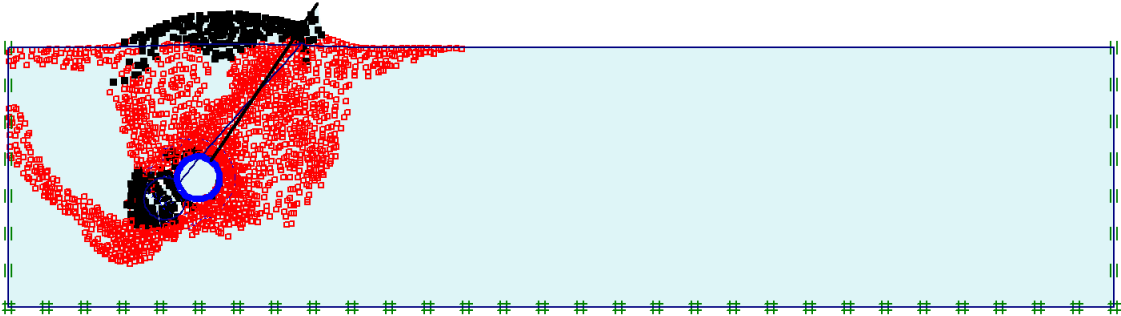
F-30G-25



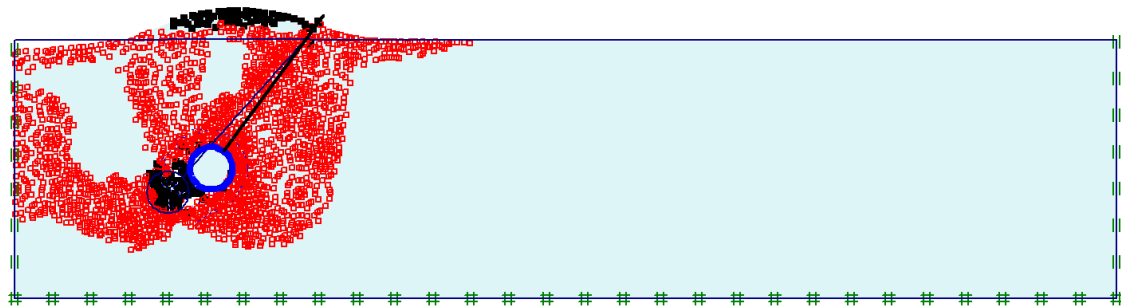
F-30G-25-SB



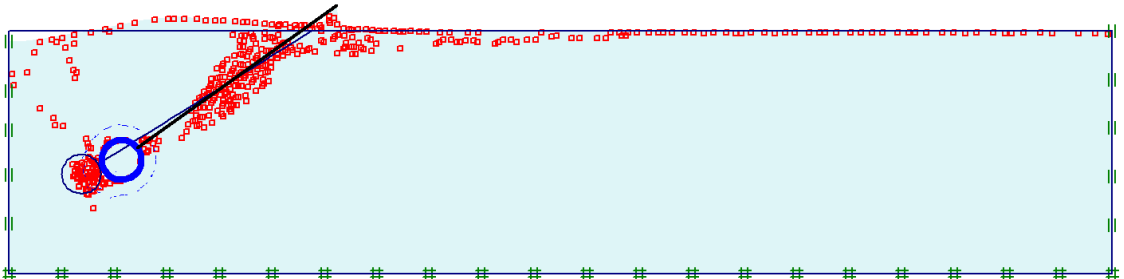
F-45G-25



F-45G-25-SB



D-30G-25

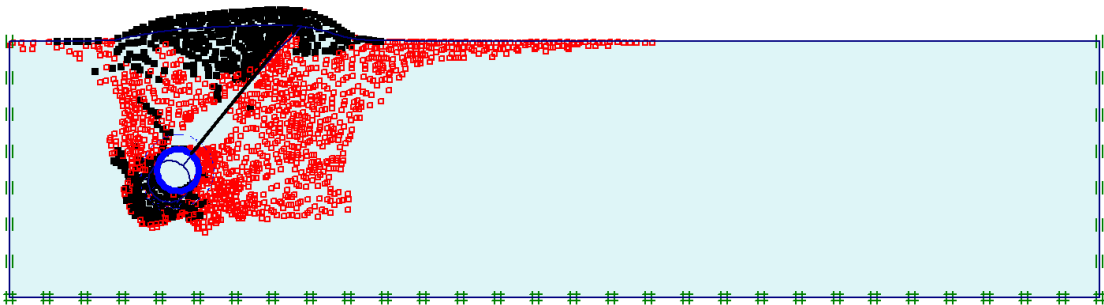




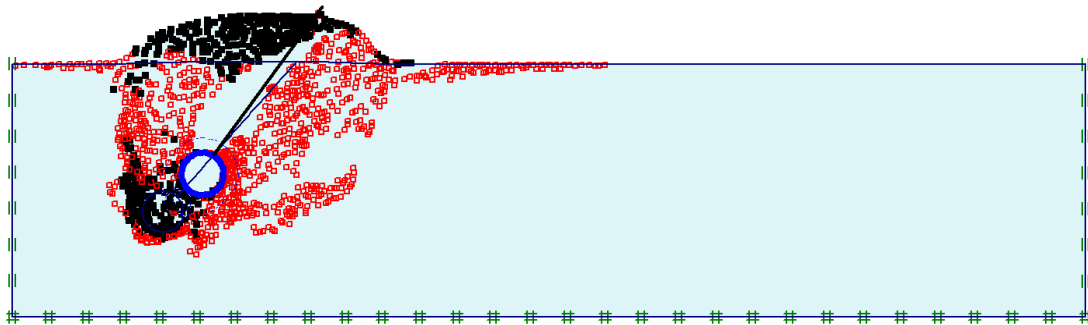
D-30G-25-SB



D-45G-25



D-45G-25-SB

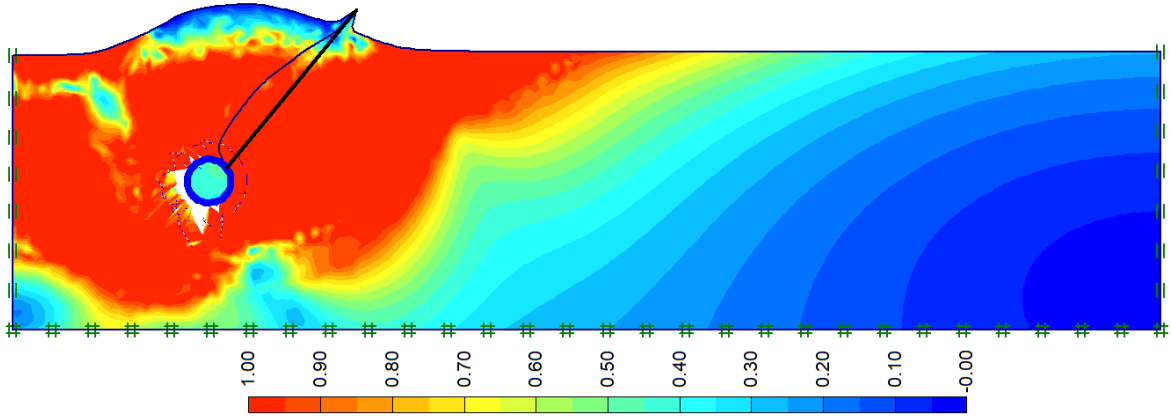


Fonte: Autor (2025)

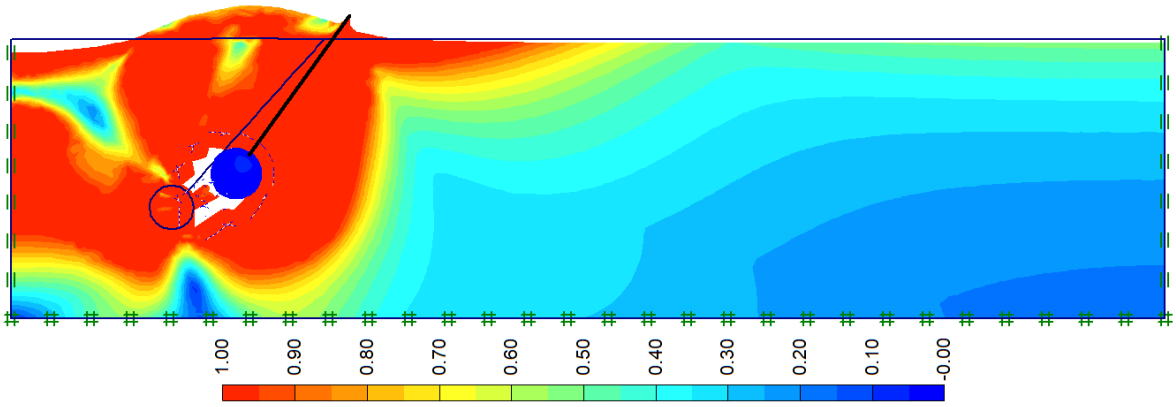
Observa-se que os modelos apresentam comportamentos similares, com os pontos de plastificação alcançando a superfície em todos os casos. Nos modelos com  $\psi = 30^\circ$ , a ruptura ocorreu segundo o critério de Mohr-Coulomb, ou seja, a combinação das tensões normais e de cisalhamento atingiu o limite, provocando o deslizamento da ancoragem. Quando  $\psi$  foi alterado para  $45^\circ$ , percebe-se que surgem pontos de plastificação, indicando que o maciço de solo, ao atingir o limite de tensão, entra em deformação plástica e não retorna mais ao seu formato original.

Nos modelos em que os pontos de ruptura por cisalhamento atingem a superfície do solo, indica que o mecanismo de ancoragem profunda está menos pronunciado. A Figura 4.16 representa o campo de deformações totais de cisalhamento. Percebe-se que o modelo em que os pontos de plastificação menos acentuado na superfície do solo foi apenas para o modelo assentado em 35cm.

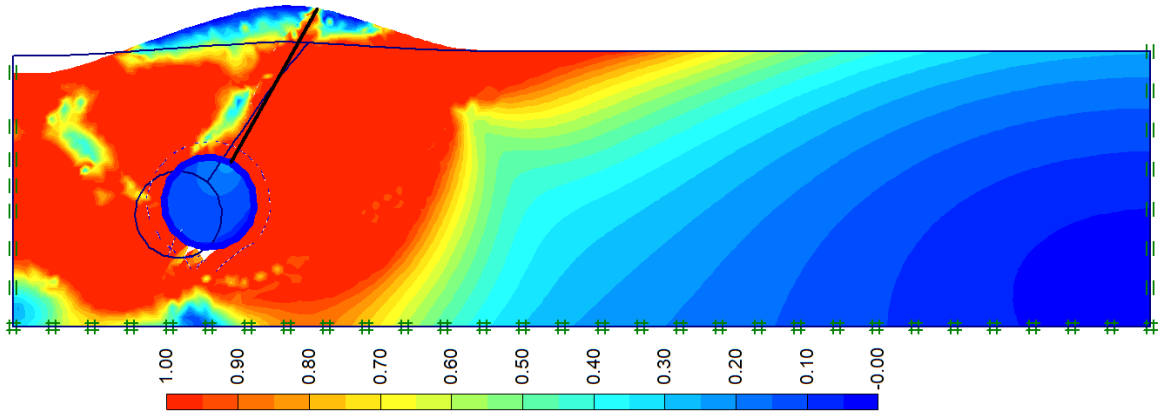
**Figura 4.16 – Tensões de Cisalhamento**  
**F-45G-35**



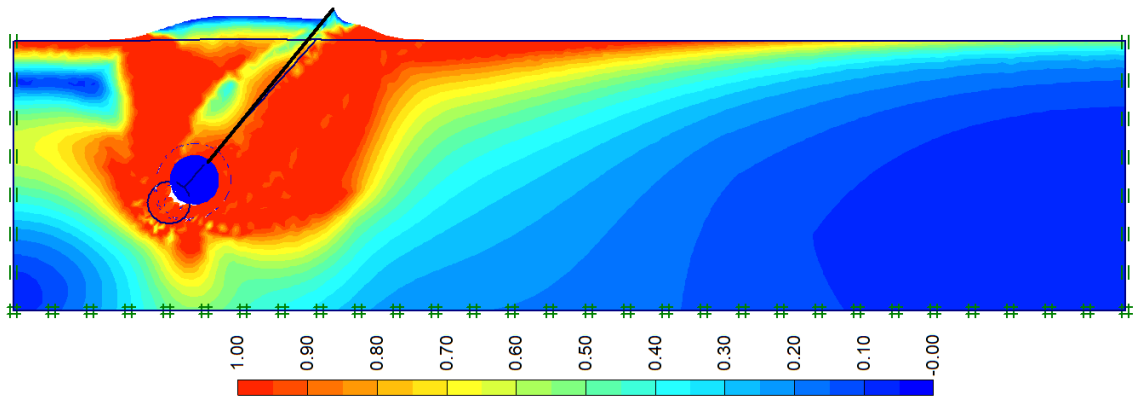
**F-45G-35-SB**



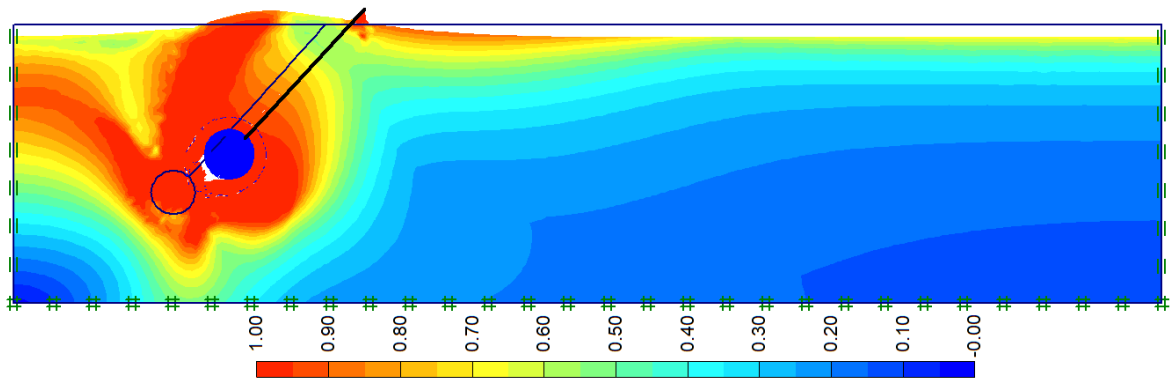
**Ø100F-45G-35**



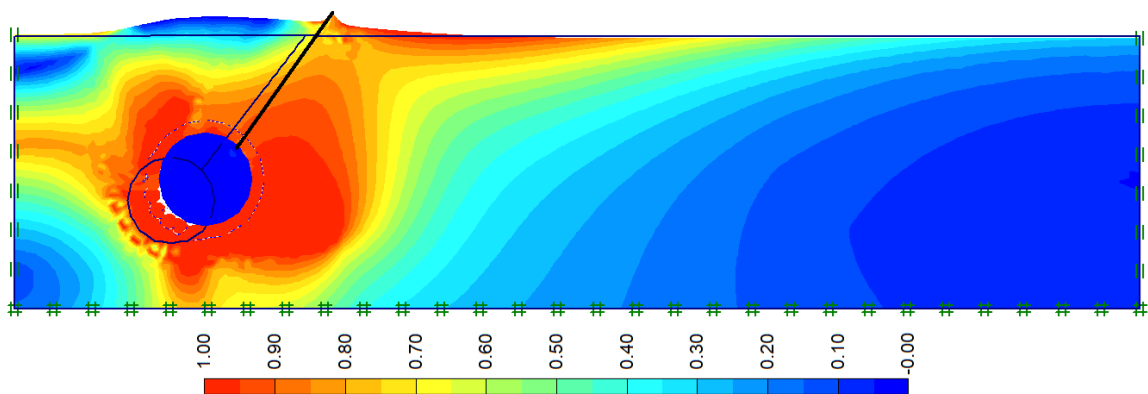
D-45G-35



D-45G-35-SB



Ø100D-45G-35



Fonte: Autor (2025)

Segundo Zhang e Evans (2018) a força de cisalhamento e o peso da ancoragem é importante para a capacidade da âncora, normalmente quanto maior a profundidade de assentamento, maior a capacidade.

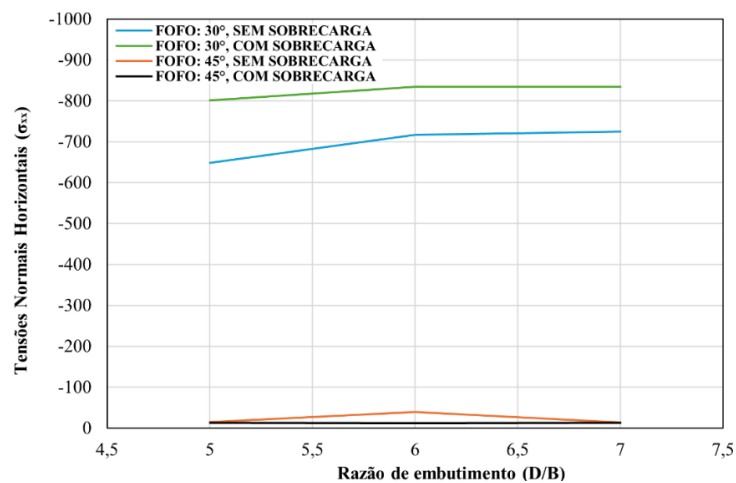
Logo, observa-se que todos os modelos apresentam comportamento similar, com maior intensidade ao redor da ancoragem. Vale destacar que não houve uma modificação significativa no campo de tensões e de plastificação com a alteração do tipo de areia.

### 4.3.2. Tensões e deformações no solo

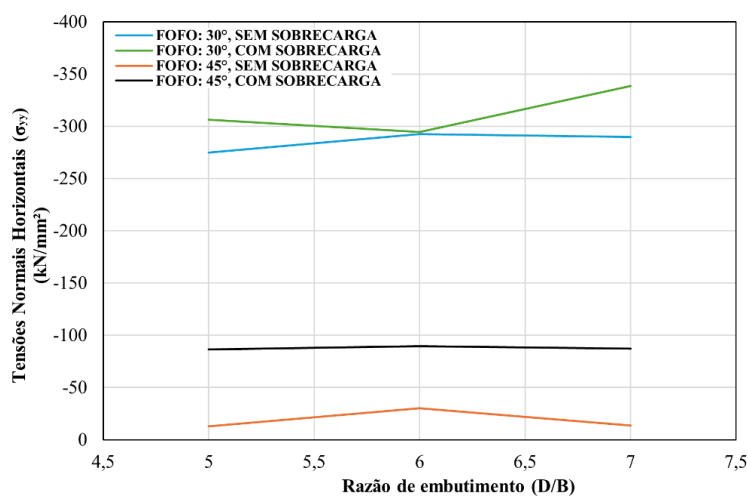
As tensões no solo no ponto de contato entre o topo da caixa e o tirante são geradas pelos pesos presentes na estrutura. A variação da tensão no solo em função da razão de embutimento (H/B) pode ser observada na Figura 4.17.

Figura 4.17 – Tensões Normais x Razão de Embutimento

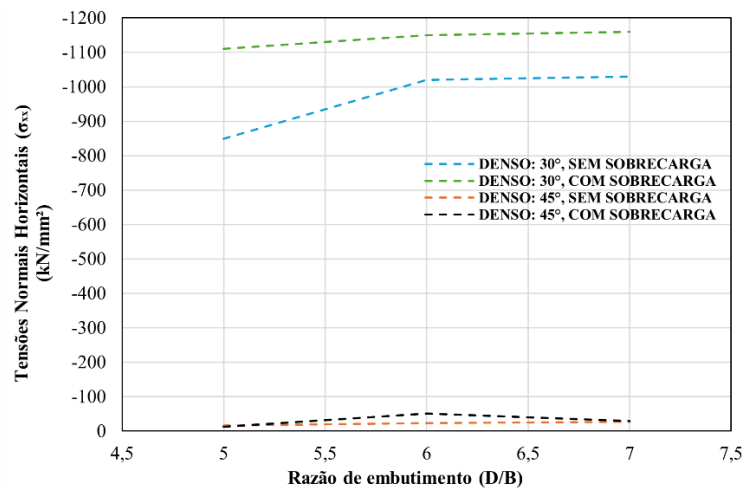
#### Tensões Normais Horizontais ( $\sigma_{xx}$ ) x Razão de Embutimento – Areia Fofa



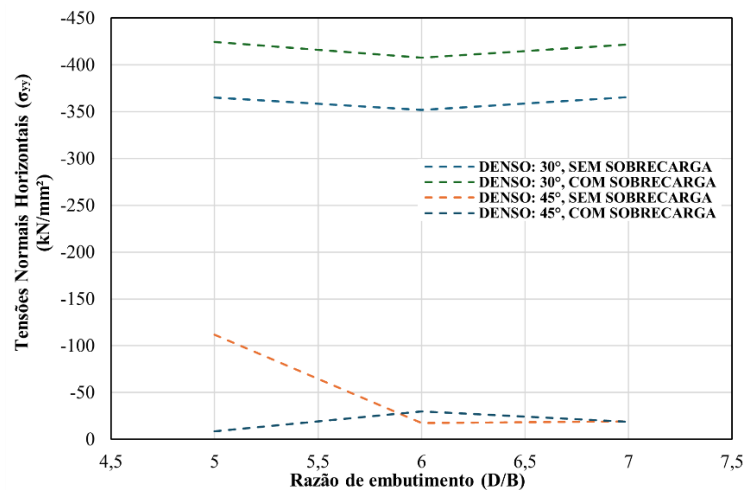
#### Tensões Normais Horizontais ( $\sigma_{yy}$ ) x Razão de Embutimento – Areia Fofa



### Tensões Normais Horizontais( $\sigma_{xx}$ ) x Razão de Embutimento – Areia Compacta



### Tensões Normais Horizontais ( $\sigma_{yy}$ ) x Razão de Embutimento – Areia Compacta



Fonte: Autor (2025)

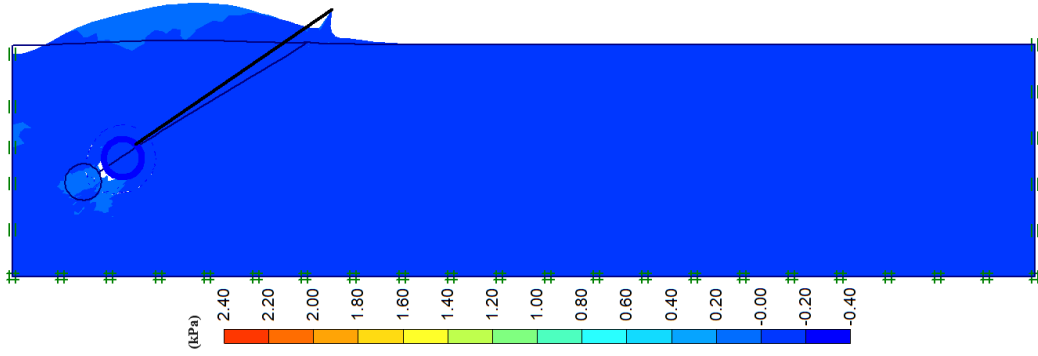
A profundidade de assentamento influencia as tensões horizontais e verticais no solo. Com a aplicação da sobrecarga, observou-se um aumento nas tensões. Além disso, a inclinação do tirante ( $\psi$ ) exerceu uma grande influência nos valores das tensões horizontais e verticais dos modelos.

As tensões normais na superfície de ruptura se relacionam com o peso unitário do solo, a distribuição é linear com a profundidade (Hu et al., 2021). Para  $\psi = 45^\circ$ , os valores de tensão foram consideravelmente menores quando comparados aos modelos com  $\psi = 30^\circ$ . A Figura 4.18 apresenta a comparação entre os modelos com profundidade de assentamento de 350 mm, para as situações com e sem sobrecarga.

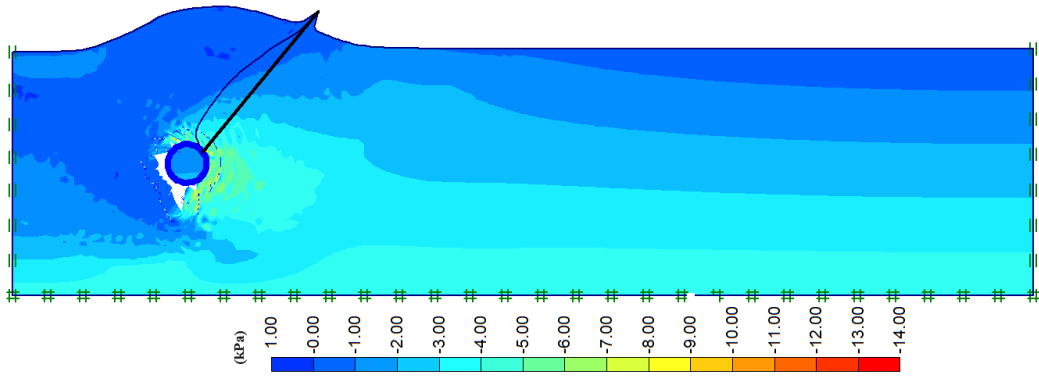
Figura 4.18 – Tensões Normais – Ø 50 milímetros

Tensões Normais Horizontais ( $\sigma_{xx}$ )

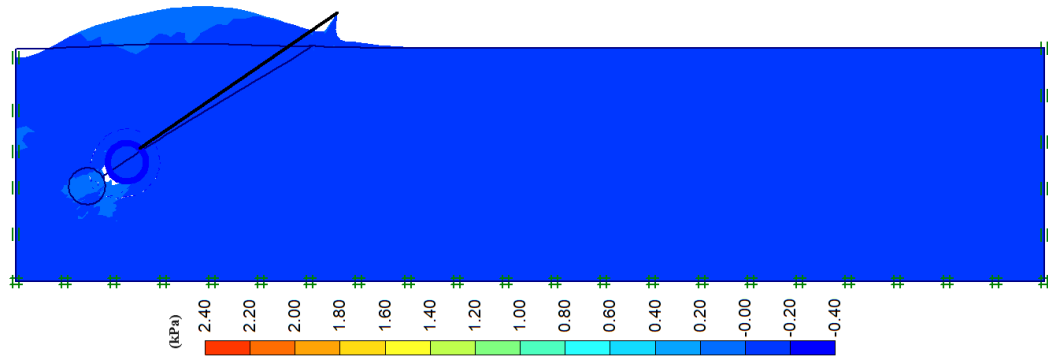
F-30G-35



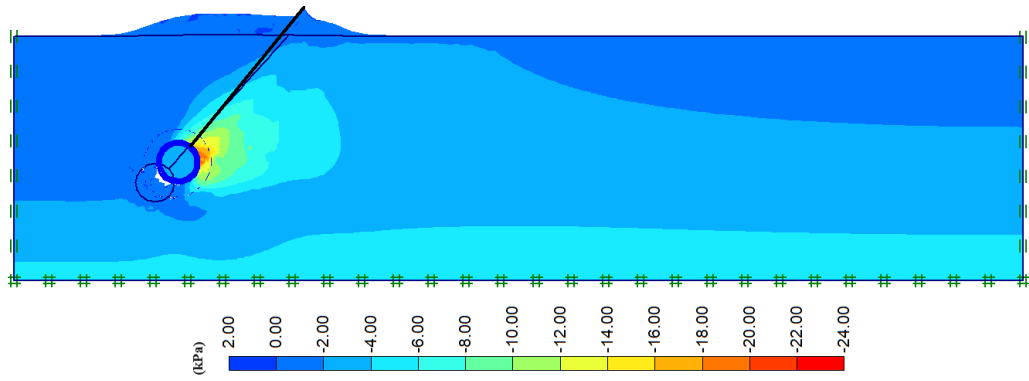
F-45G-35



D-30G-35

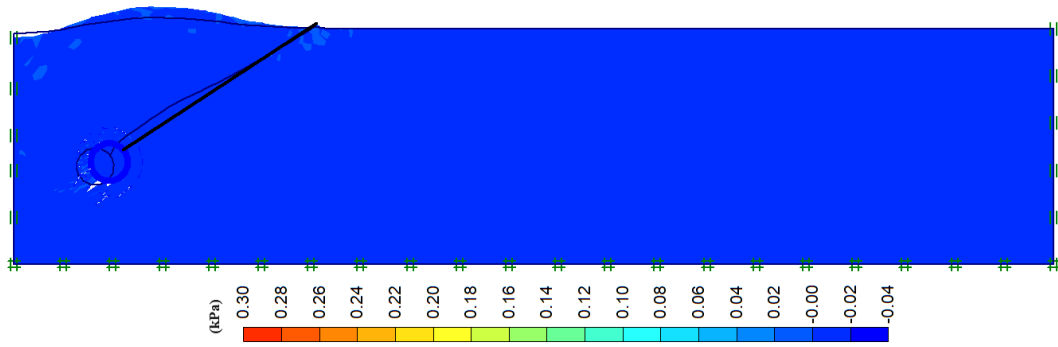


D-45G-35

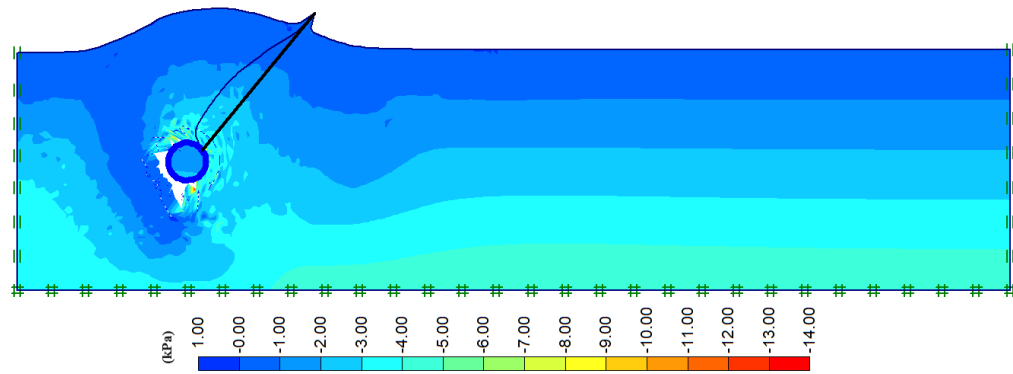


Tensões Normais Horizontais ( $\sigma_{yy}$ )

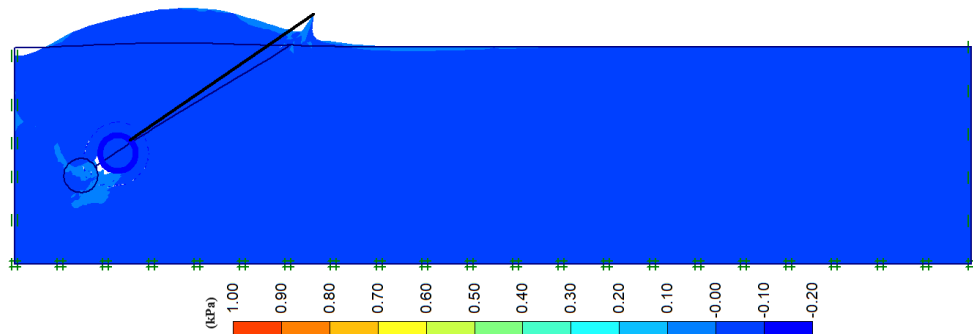
F-30G-35



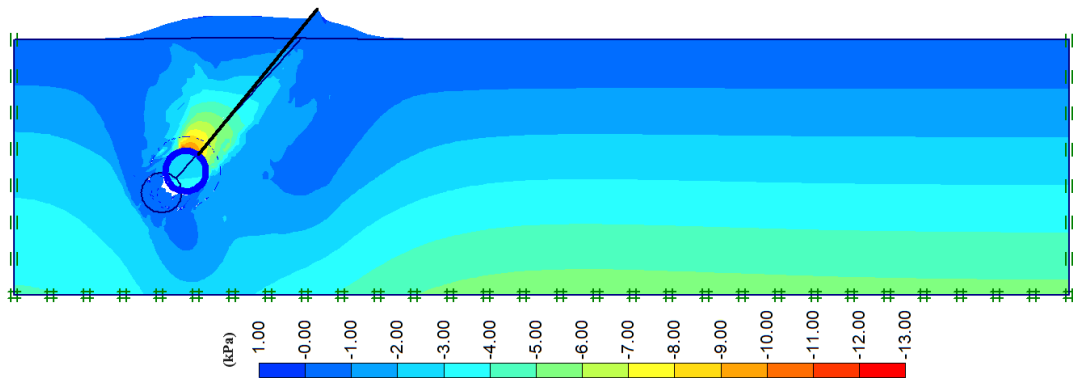
F-45G-35



D-30G-35



## D-45G-35



Fonte: Autor (2025)

Observa-se que o maior impacto no comportamento das tensões foi a modificação do ângulo de inclinação do tirante, e não o tipo de areia ou a profundidade de assentamento. Nos modelos com  $\psi = 30^\circ$ , as tensões são baixas em todo o maciço, o que não ocorre nos modelos com  $\psi = 45^\circ$ , onde as tensões são mais intensas ao redor da ancoragem (destacadas em vermelho).

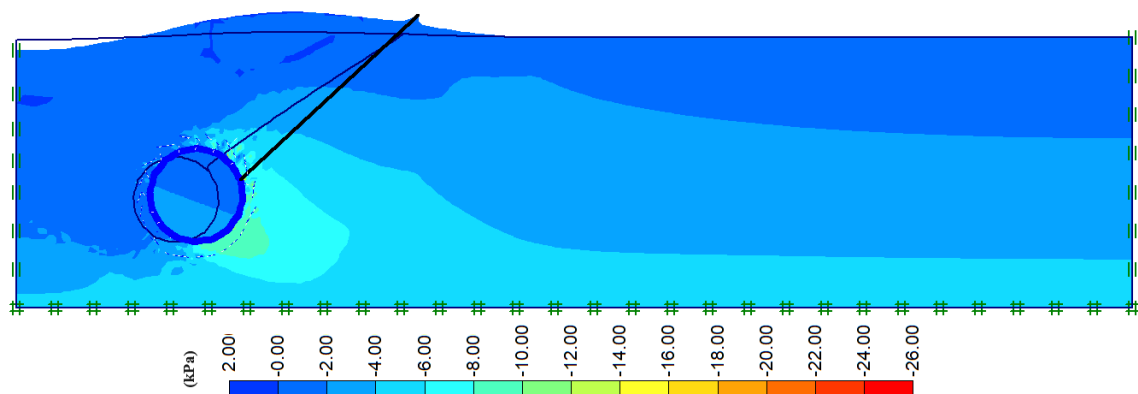
A aplicação da sobrecarga não alterou a distribuição das tensões para a inclinação de  $\theta=30^\circ$ , enquanto para os modelos com  $\psi = 45^\circ$  houve uma alteração significativa, evidenciada pela cor vermelha mais acentuada ao redor da ancoragem.

A Figura 4.19 ilustra as tensões horizontais e verticais para as simulações com o diâmetro de 100 mm.

Figura 4.19 – Tensões Normais – Ø 100 milímetros

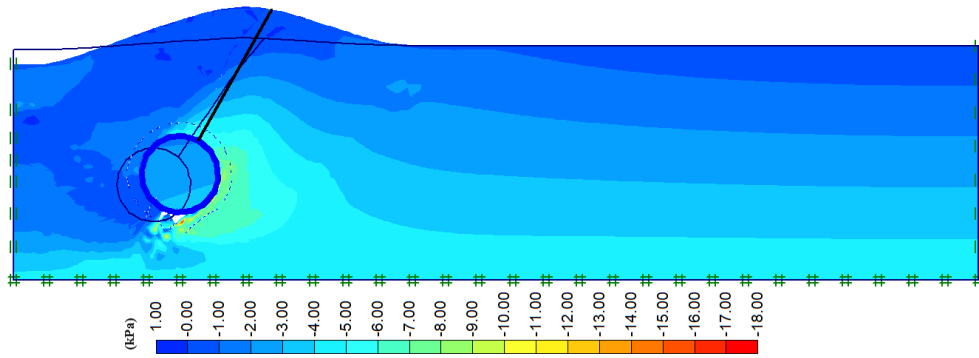
Tensões Normais Horizontais ( $\sigma_{xx}$ )

Ø100F-30G-35

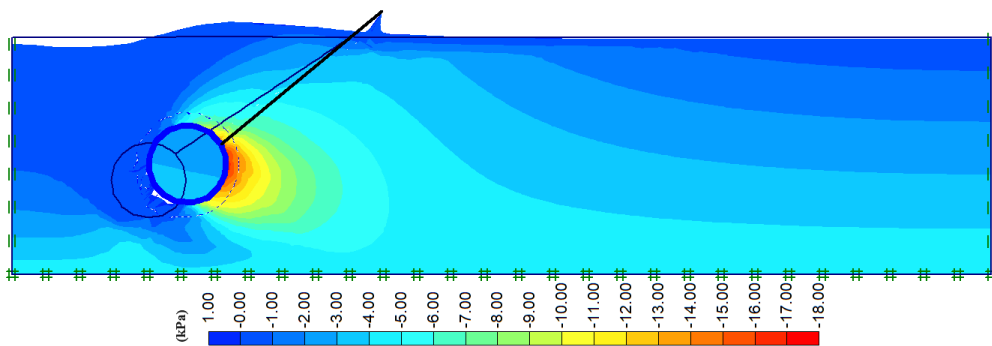




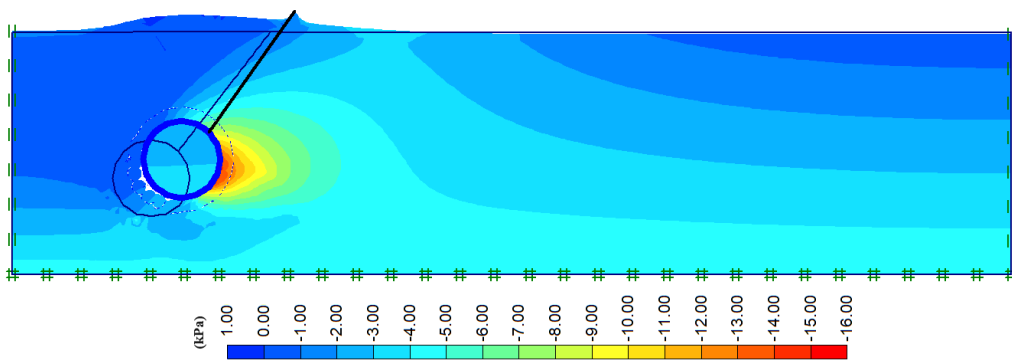
**Ø100F-45G-35**



**Ø100D-30G-35**

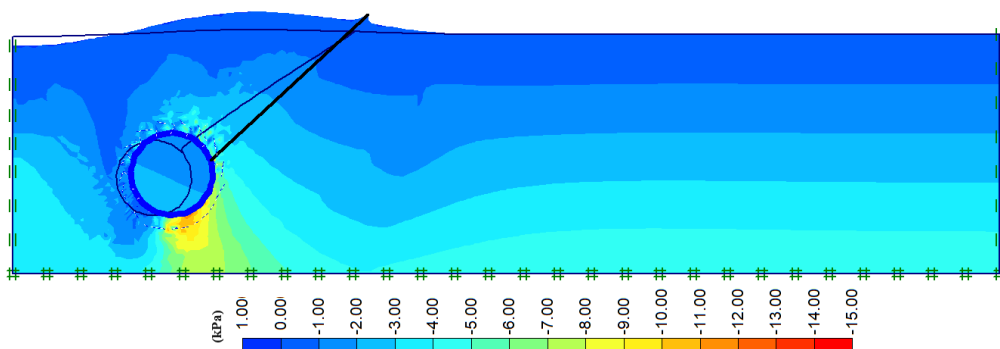


**Ø100D-45G-35**

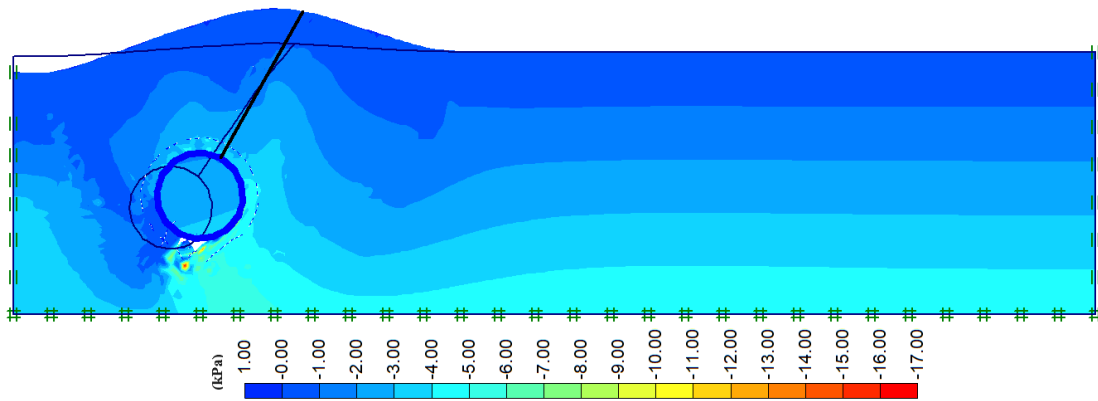


**Tensões Normais Horizontais ( $\sigma_{yy}$ )**

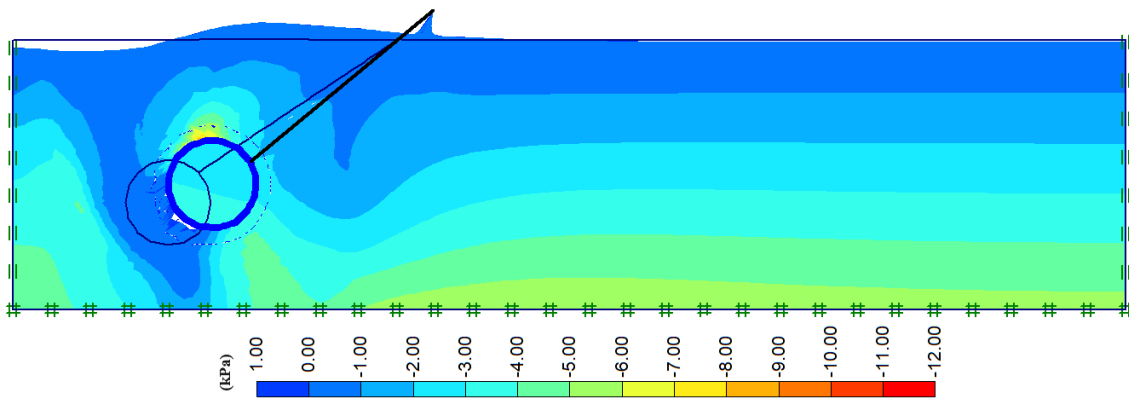
**Ø100F-30G-35**



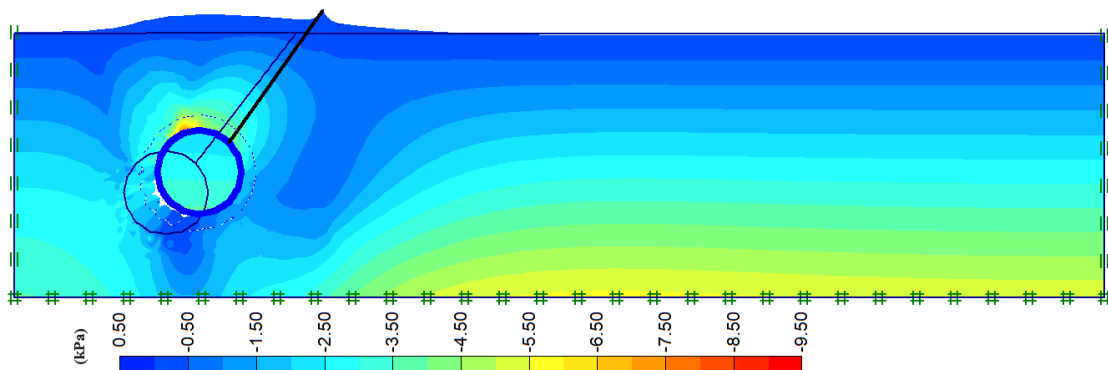
Ø100F-45G-35



Ø100D-30G-35



Ø100D-45G-35



Fonte: Autor (2025)

Com a alteração do diâmetro, observa-se que, apesar da razão de embutimento ( $H/B$ ) ser menor, para  $\theta = 30^\circ$  as tensões foram mais evidentes do que nos modelos com  $\varnothing = 50$  mm. A Tabela 4.8 compara as tensões horizontais ( $\sigma_{xx}$ ) e verticais ( $\sigma_{yy}$ ) dos modelos semelhantes. É possível perceber que, com exceção dos modelos F-30G-35 e D-30G-35, as tensões verticais e horizontais das simulações foram semelhantes, mesmo com a mudança de diâmetro.

Tabela 4.8 - Tensões Normais

SITUAÇÃO	D/B	$\sigma_{xx}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{yy}$ (kN/mm <sup>2</sup> )
F-30G-35	7	724,73	289,75
F-45G-35	7	14,02	13,42
D-30G-35	7	1030	365,45
D-45G-35	7	26,77	19,25
100F-30G-35	3,5	24,03	14,83
100F-45G-35	3,5	17,63	16,36
100D-30G-35	3,5	26,13	23,29
100D-45G-35	3,5	32,6	24,06

Fonte: Autor (2025)

A aplicação de sobrecarga no solo resultou em um incremento nos valores das tensões horizontais e verticais, esse aumento se deu por conta do aumento da profundidade de assentamento. As tensões horizontais aumentaram de maneira uniforme à medida que a sobrecarga foi aplicada.

## 5. CONCLUSÃO

Esta dissertação investigou o mecanismo de ancoragens circulares submetidas a um carregamento inclinado, assentadas em solos de areia fofa e densa/compacta, por meio de experimentos em escala reduzida e simulações numéricas. Foi possível comparar a influência do tipo de areia, da profundidade de assentamento, da inclinação do tirante, da presença de sobrecarga e da alteração do diâmetro.

Por meio dos experimentos realizados em escala reduzida, observou-se o comportamento típico das ancoragens superficiais por meio da curva carga x deslocamento. Como a ancoragem é composta de nylon, um material leve, a ancoragem não se comporta de maneira rígida. Com a aplicação da sobrecarga, a ancoragem passou a se comportar como se houvesse um aumento na profundidade.

A carga última de tração dos cabos aumentou com a aplicação da sobrecarga. Observou-se também que, para as ancoragens assentadas em solo fofo, a carga máxima antes da ruptura foi menor em comparação com as ancoragens assentadas em solo compacto ou denso.

O *software* PLAXIS 2D (v08) representou de forma excelente o comportamento da ancoragem circular, tanto em solo fofo quanto em solo compacto. Após a validação dos experimentos em escala reduzida, foi possível realizar o estudo paramétrico, alterando o ângulo de inclinação, a profundidade de assentamento e o tipo de solo.

A superfície de ruptura apresentou um formato similar para todos os modelos. No entanto, observou-se que o maior impacto nos pontos de plastificação e de cisalhamento ocorreu com a modificação do ângulo de inclinação do tirante ( $\psi$ ). Os pontos de plastificação, representados em preto nas imagens, são proeminentes para os modelos com  $\psi = 45^\circ$ , indicando que, durante a ruptura, o solo sofreu uma deformação plástica, ou seja, uma deformação permanente que afetou a estabilidade.

Nos modelos com  $\psi = 30^\circ$ , os pontos de ruptura são totalmente representados pelo critério de Mohr-Coulomb (em vermelho), o que indica que a ruptura do material ocorreu devido à combinação das tensões normais e de cisalhamento do solo.

A presença de sobrecarga nos modelos modificou o formato de ruptura, tornando a superfície de ruptura mais evidente nos modelos sem sobrecarga, com uma área de ruptura maior. No entanto, para os modelos simulados, o deslocamento do solo ocorreu juntamente com a ancoragem.

Comparando os valores da carga de ruptura com os métodos teóricos de cálculo presentes na literatura, verificou-se que os valores estavam de acordo com o método de Meyerhof, que estabelece a capacidade de carga para ancoragens horizontais submetidas a carregamento vertical.

Com a aplicação de sobrecarga e para razões de embutimento de 5,6 e 7, observou-se que a capacidade de carga aumentou. Em relação às tensões horizontais e verticais, notou-se a influência da inclinação do tirante ( $\psi$ ) nos modelos. Nos casos em que a inclinação ( $\psi$ ) foi de  $30^\circ$ , as tensões obtidas foram de escala baixa, enquanto para  $\psi = 45^\circ$ , as tensões ao redor da ancoragem foram consideravelmente mais altas.

Quanto às tensões normais, observou-se um aumento no valor máximo com a presença de sobrecarga e com a diminuição da inclinação do cabo ( $\psi$ ), sem influência significativa do tipo de solo ou da profundidade de assentamento.

Pode-se observar, que a capacidade de carga à tração aumentou junto com o deslocamento até atingir o ponto crítico de ruptura. Além disso, a carga de ruptura tende a crescer com o aumento da profundidade. Esse comportamento pode ser explicado pelo fato de que, à medida que a profundidade aumenta, o volume do solo circundante que precisa ser mobilizado também aumenta o que atribui ao solo maior resistência ao deslocamento e confinamento.

Embora os resultados possam ter sido influenciados pelo efeito escala, os achados desta pesquisa são fundamentais para a compreensão do mecanismo de ruptura de ancoragens circulares submetidas a esforços inclinados de tração.

Com base nisso, torna-se relevante que estudos futuros avaliem os efeitos da escala, incluindo:

- Avaliar a influência do peso específico da ancoragem;
- Avaliar a influência de maiores diâmetro para a ancoragem;
- Avaliar a influência do ângulo de atrito do modelo;
- Avaliar a influência do ângulo de dilatância do modelo;
- Avaliar a influência da rigidez do tirante;
- Avaliar a influência do material da ancoragem no modelo;
- Comparação da capacidade de carga da ancoragem no solo com e sem reforço de geogrelha; e
- O tipo de ancoragem com o objetivo de verificar o impacto no mecanismo de ruptura com a alteração do peso e rigidez do material.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- \_\_\_\_\_. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.
- \_\_\_\_\_. NBR 5422: Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica – Procedimento. Rio de Janeiro, 1985
- \_\_\_\_\_. NBR 8681: Ações e seguranças nas estruturas. Rio de Janeiro: ABNT 2003.
- \_\_\_\_\_. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- \_\_\_\_\_. NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988
- \_\_\_\_\_. NBR 5629: Tirantes ancorados no terreno – Projeto e execução. Rio de Janeiro, 2018
- AICHA, Berkane; MEZHOU, Samy. Numerical Modelling of the Behavior of Tunnel in Soft Surrounding Rock: A Case Study of Djebel El-Ouahch Tunnel, Algeria. **Geotech Geol Eng**, [s. l.], v. 39, p. 5505-5516, 6 maio 2021. <https://doi.org/10.1007/s10706-021-01841-9>
- ANEEL. (2012). Agência Nacional de Energia Elétrica, Rio de Janeiro
- BADAKHSHAN, E.; NOORZAD, A.; ZAMENI, S. An updating void ratio model for large deformation simulation of geogrid-granular strip anchors plates. **Computers e Geotechnics**, v. 94, pp 134-149, 2017. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.09.003>
- BALDUINO, GABRIEL PERES. Avaliação experimental da resistência ao arrancamento de ancoragens cilíndricas usando modelos reduzidos. **PROGRAMA INSTITUCIONAL DE BOLSAS DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA**, 2024.
- BHATTACHARYA, Paramita; ROY, Anamitra. Variation of Horizontal Pullout Capacity with Width of Vertical AnchorPlate. **Revista Internacional de Geomecânica**, [s. l.], v. 16, ed. 5, 2 set. 2016. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000639](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000639)
- Bessa, A.O. (2005). Avaliação da Resistência Lateral em Estacas Escavadas com Trado Submetidas à Tração. Tese de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, p. 183.
- BHATTACHARYA, Paramita. Pullout capacity of strip plate anchor in cohesive sloping ground under undrained condition. **Computers and Geotechnics**, [s. l.], v. 78, p. 134-143, 1 set. 2016. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.05.006>

BRADSHAW, A. S.; GIAMPA, J. R.; GERKUS, H.; JALILVAND, S.; FANNING, J.; NANDA, S.; GILBERT, R.; GAVIN, K.; SIVAKUMAR, V. **Scaling considerations for 1-g model horizontal plate anchor tests in sand**. *Geotechnical Testing Journal*, v. 39, n. 6, p. 1-9, 2016.

BRINKGREVE, R. B. J.; BROERE W. **PLAXIS – Finite elemento code for soil and rock analysis – 2D User’s Manual**, Verson 8, DELFT, Netherlands, 2006

BUDHU, M. **Fundações e estruturas de contenção**. LTC. 2012.

CARLOS, T. B., & Kaminski Jr., J. (2017). Dynamic response due to cable rupture in a transmission lines guyed towers. **Procedia Engineering**, 199, 116–121. doi:10.1016/j.proeng.2017.09.173

CAVASSIN, Ricardo S; FERNANDES, Thelma s. Piazza. Uma abordagem multicritérios para recapacitação de linhas de transmissão. **Controle & Automação Sociedade Brasileira de Automática**, Santa Maria, RS, p. 12, 2 jan. 2013. <https://doi.org/10.1590/S0103-17592012000600008>

CAMPELO, N. S. **Capacidade de carga de fundações tracionadas**. Monografia Geotécnica - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

CAMACHO, Jefferson Sidney. **CONCRETO ARMADO I ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO: fissuração - deformação**. Ilha Solteira: UNESP, 2009. Disponível em: [https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/jsc\\_apostila\\_estados\\_limites\\_servico\\_alunos\\_2009.pdf](https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/jsc_apostila_estados_limites_servico_alunos_2009.pdf). Acesso em: 04 abr. 2023.

CHAVES, R. A.; **Fundação de torres de linha de transmissão de telecomunicação**. 2004. 214f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

CHOUDHARY, A. K.; DASH, S. K, Pull-out behavior of vertical plate anchor in granular soil. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering**, p. 1 12, 2018. <http://doi.org/10.1680/jgeen.17.00174>

CHOUDHARY, Awdhesh Kumar; DASH, Sujit Kumar. Pull-out behaviour of vertical plate anchor in granular soil. **Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 171, ed. 5, p. 379-390, 12 set. 2018. <https://doi-org.ez79.periodicos.capes.gov.br/10.1680/jgeen.17.00174>

DANZIGER, F. A. B.; **Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração**. Dissertação (Mestrado em Ciências), Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1983. 346p.

DICKIN, E. A. e LEUNG, C. F. Evaluation of design methods for vertical anchor plates. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 111, N° 4, p. 500-520, 1985.

ELIAS, KARINE MURTA. **Torre de Transmissão de Energia Elétrica: Novo Design e os Desafios da Inserção no Contexto Urbano**. 2015. 1600p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, 2015.

GARCIA, O. C. **Influência da qualidade da compactação dos reaterros na capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de tração**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2005. 126p.

GHALY, A. M. Load-displacement prediction for horizontally loaded vertical plates. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 123, N° 1, p. 74-76, 1997.

GONTIJO, C. R. Cálculo de torres para linhas de transmissão. 1994.

GROSSI, CAROLINA COELHO DE MAGALHÃES. **Estudo experimental e numérico do arrancamento de ancoragens em l em areia utilizando modelo físico reduzido**. Maringá, 2020.

HANNA, AM; DAS, BM; FORIERO, A. Comportamento de ancoragens de placas inclinadas rasas em areia. Em: **Tópicos Especiais em Geotecnia de Fundações Publicação Técnica Especial No. 16** ASCE . ASCE, 1988. pág. 5472.

HASSAN, MIRZA MAHAMUDUL; RAHMAN, NIBIR; ROKONUZZAMAN, M; RAHMAN, SAYEEDUR. Effect of anchor geometry on uplift resistance of plate anchor in sloping terrain. **Ocean Engineering**, [S. l.], v. 292, p. 13, 15 jan. 2024. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2023.116498>

HEMEDA, SAYED. Modelagem geotécnica e análise de subsolo de estruturas subterrâneas complexas usando PLAXIS 3D. **International Journal of Geo-Engineering**, [s. l.], v. 13, p. 17, 22 jul. 2022. Hemedá International Journal of Geo-Engineering (2022) 13:9 <https://doi.org/10.1186/s40703-022-00174-7>

HICHAM MOKHBI, MEKKI MELLAS, ABDELHAK MABROUKI, JEAN-MICHEL PEREIRA. Three-dimensional numerical and analytical study of horizontal group of square anchor plates in sand. **Acta Geotechnica**, 2018, 13 (1). <https://doi.org/10.007/s11440-017-0557-x>

HU, SHIHONG; ZHAO, LIANHENG; TAN, YIGAO; LUO, YIBO; ZENG, ZHONGLIN. Three-dimensional upper-bound limit analysis of ultimate pullout capacity of anchor plates using variation method. **Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, [S. l.], p. 24, 1 dez. 2022. <https://doi.org/10.1002/nag.3349>

HU, SHIHONG; ZHAO, LIANHENG; TAN, YIGAO; YANG, FENG; WANG, ZHIBIN; ZHAO, Zhigang. Variation Analysis of Uplift Bearing Characteristics of Strip Anchor Plate in



Nonhomogeneous Materials. American Society of Civil Engineers, [S. l.], v. 21, n. 4, 15 jan. 2021. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001974](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001974)

HU, SHIHONG; ZHAO, LIANHENG; TAN, YIGAO; YANG, FENG; WANG, ZHIBIN; ZHAO, ZHIGANG. Análise de variação das características de sustentação de elevação de placas de ancoragem de tiras em materiais não homogêneos. **International Journal of Geomechanics**, [s. l.], v. 4, ed. 21, 04 abril. 2021. [https://doi-org.ez79.periodicos.capes.gov.br/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001974](https://doi-org.ez79.periodicos.capes.gov.br/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001974)

JUNG, Jonatan Garrido. fundações superficiais submetidas a esforços de tração: comparação entre métodos de previsão de capacidade de carga. **GeoRS: VI Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Dul**, [s. l.], 2 jun. 2011.

LOPES, R da F. **Otimização do Processo de Manutenção de Faixas de Serviço de Linhas de Média e Alta Tensão**. 2013. 90p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Eletrotécnica e de Computadores) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2013

MEYERHOF, G. G.; ADAMS, J. I. The ultimate uplift capacity of foundations. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 5, No. 4, 1968. <http://dx.doi.org/10.1139/t68-024>

MOGHADAM, M. J.; ZAD, A.; MEHRANNIA, N.; DASTARAN, N. Experimental study on the performance of plate anchor retaining walls. **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 19, No 3, pp 128-140, 2018. <http://doi.org/10.1680/jphmg.17.00040>

MUKHERJEE, SOUGATA; BABU, G. L. SIVAKUMAR. Probabilistic Evaluation of the Uplift Capacity of Transmission Tower Foundations Using Reinforced Anchors. **International Journal of Geomechanics**, [s. l.], v. 23, 20 maio 2023. <https://doi.org/10.1061/IJGNAI.GMENG-7919>

NIROUMAND, H.; KASSIM, K. A. **Design and construction of soil anchor plates**. Elsevier, United States, 2016

OLIVEIRA, FERNANDO DA SILVA. **Análise Numérica de Experimento para Avaliação dos Efeitos de Sobrecargas Assimétricas em Estacas**, Dissertação de Mestrado, UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro 2015.

RAHIMI, M.; TAFRESHI, MOGHADDAS; LESHCHINSKY, BEN; DAWSON, ANDREW. Experimental and numerical investigation of the uplift capacity of plate anchors in geocell-reinforced sand. **Geotextiles and Geomembranes**, [s. l.], v. 46, ed. 6, p. 801-816, 1 dez. 2018. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.07.010>

RAWAT, SAURABH; GUPTA, ASHOK KUMAR. JOURNAL OF ROCK Mechanics and **Geotechnical Engineering**. ScienceDirect, [S. l.], v. 9, n. 4, p. 648-658, 8 jan. 2017. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.01.007>

REIS, J. H. C., & NEVES, A. M. (2015). PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS HELICOIDAIS. *Revista Tecnológica*, 203-213.  
<https://doi.org/10.4025/revtecnol.v0i0.27280>

RIBEIRO, L. F. M. **Simulação física do processo de formação dos aterros hidráulicos aplicado a barragens de rejeito**. 235f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental), Universidade de Brasília, Brasília, DF. 2000.

RIYAD ET AL., 2020 A.S.M. RIYAD, M. ROKONUZZAMAN, T. SAKAI. Progressive failure and scale effect of anchor foundations in sand. *Ocean. Eng.*, 195.2020.  
<https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2022.06.006>

SALES, M. M. **Análise do comportamento de sapatas estaqueadas**. 229f. Tese (Doutorado Departamento de Engenharia Civil e Ambiental), Universidade de Brasília, DF. 2000.

SENTANO, BRUNA SUANEZ; REAL, MAURO DE VASCONCELLOS; ISOLDI, LIÉRCIO ANDRÉ; BAPTISTA, LILLIAN GONÇALVES. Simulação numérica do comportamento não-linear de placas planas com perfurações quadradas sob compressão uniaxial em estruturas navais e offshore. *SCIENTIA PLENA*, [s. l.], v. 11, n. 8, p. 10, 29 dez. 2014. <https://doi.org/10.14808/sci.plena.2015.081323>

SHARM, A., ALZAYLAIE, M., VANDANUPU, R. et al. **Numerical and Analytical Studies of 3D Effects on Pullout Capacity of Anchor Blocks in Granular Compacted Fill**. *Int. J. of Geosynth. and Ground Eng.* 7, 13 (2021)

VASHISHTHA, HANS RAJ; SAWANT, V. A. An experimental investigation for pullout response of a single granular pile anchor in clayey soil. *Springer Nature*, [s. l.], v. 12, 1 dez. 2021. <https://doi.org/10.1186/s40703-021-00162-3>

VELOZO, L. T. **Metodização do Estudo das Fundações para Suportes de Linhas de Transmissão**. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2010.

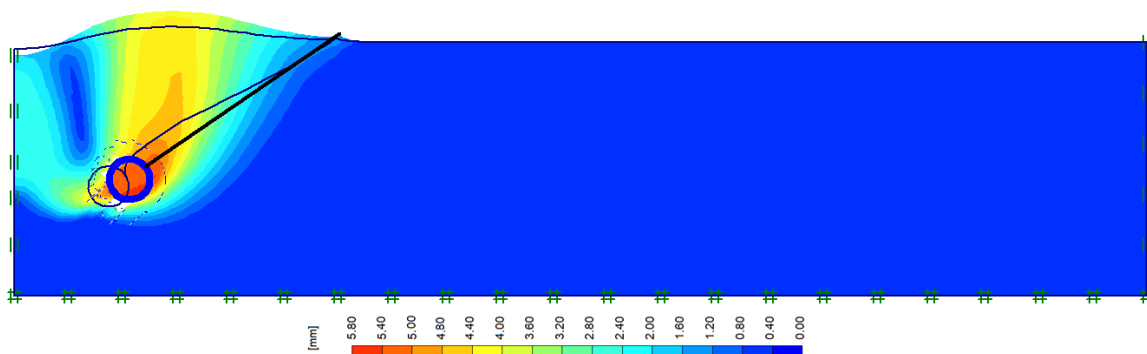
TSHUA, C. H. C.; **Modelo teórico para controle da capacidade de carga à tração de estacas metálicas helicoidais em solo arenoso**. 275f. Tese (Doutorado em Geotecnia), Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 2007.

YU, YAN; DAMIANS, IVAN P.; BATHURST, RICHARD J. Influence of choice of FLAC and PLAXIS interface models on reinforced soil–structure interactions. *Computers and Geotechnics*, [s. l.], v. 65, 1 abr. 2015. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.12.009>

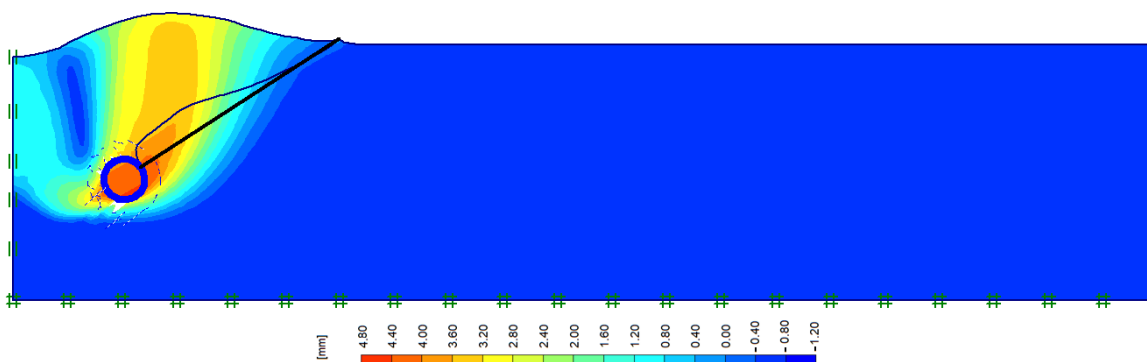
ZANG, N.; EVANS, T. M. Discrete numerical simulations of torpedo anchor installation in granular soils. *Computers and Geotechnics*, v. 108, pg 40-52, 2018.  
<http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.12.013>

ANEXO A: DESLOCAMENTO TOTAL – ESTUDO PARAMÉTRICO

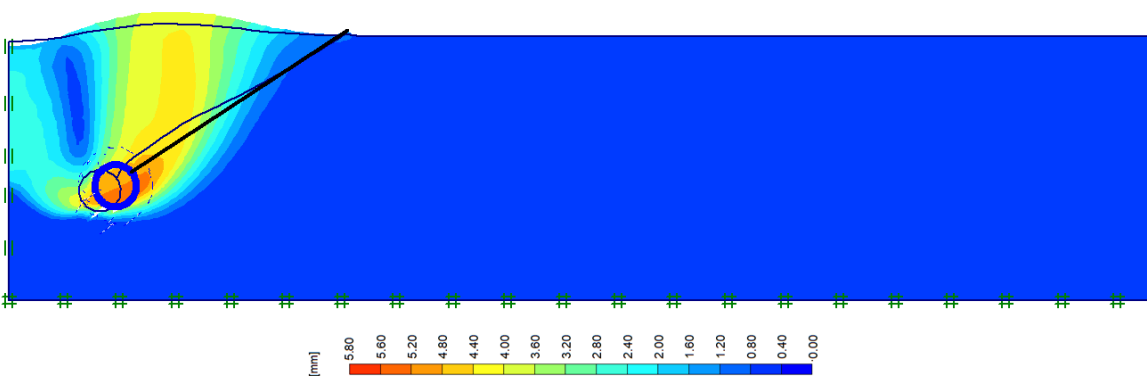
**F-30G-30**



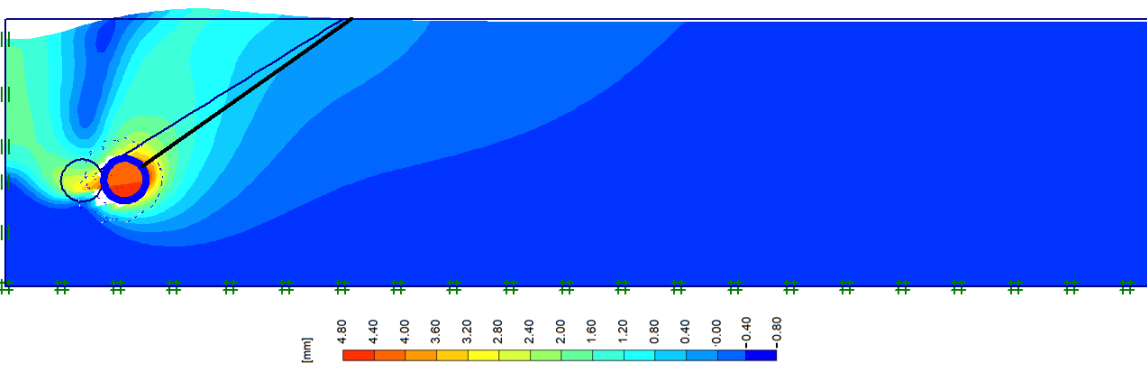
**F-30G-30-SB**



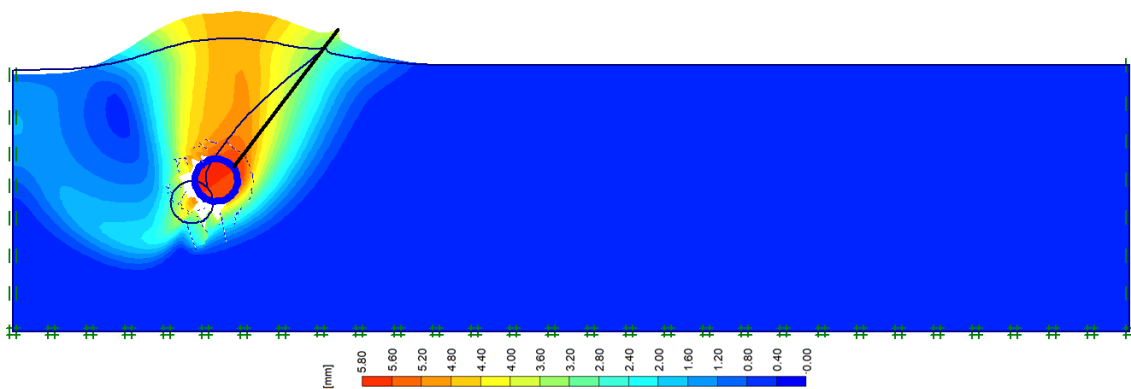
**F-30G-35**



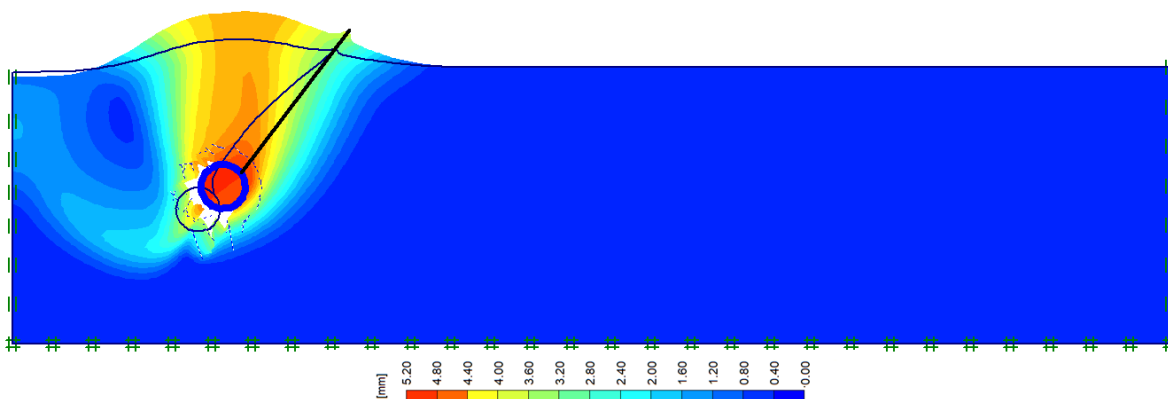
**F-30G-35-SB**



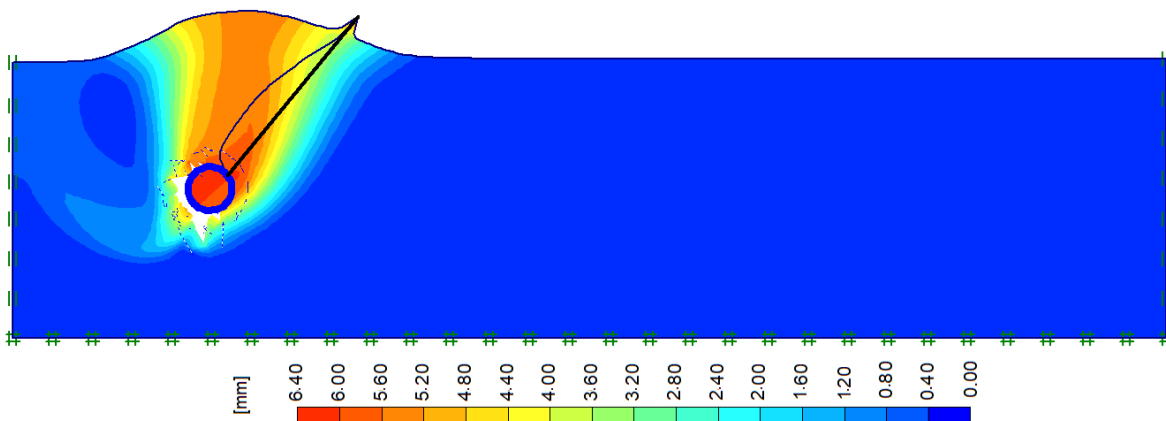
F-45G-30



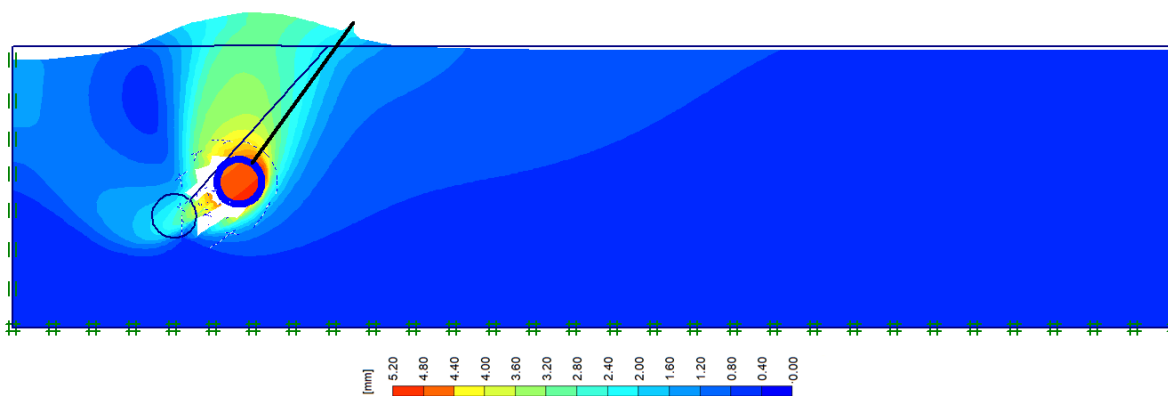
F-45G-30-SB



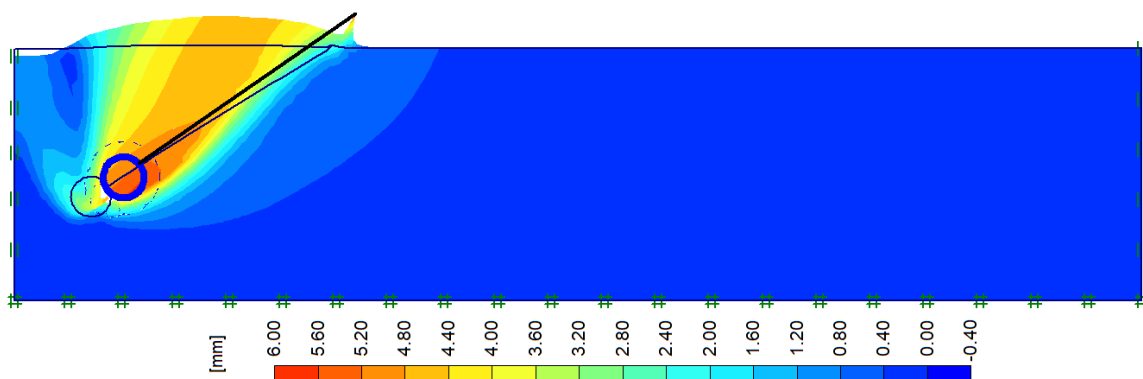
F-45G-35



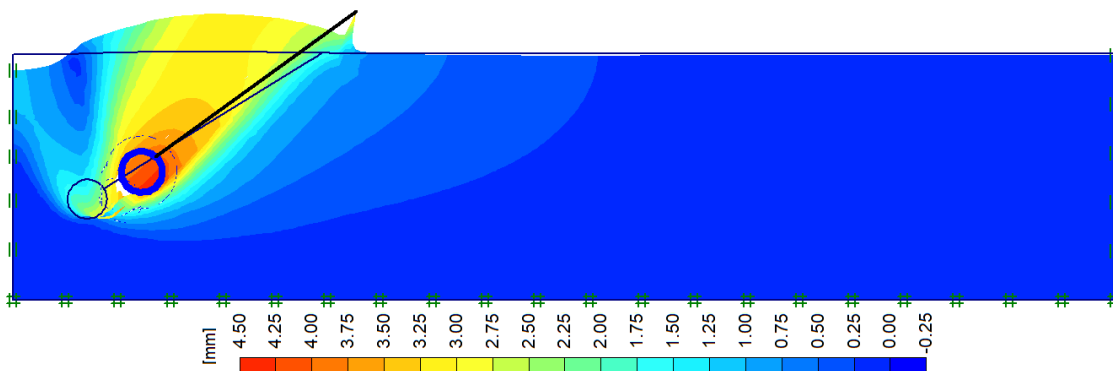
F-45G-35-SB



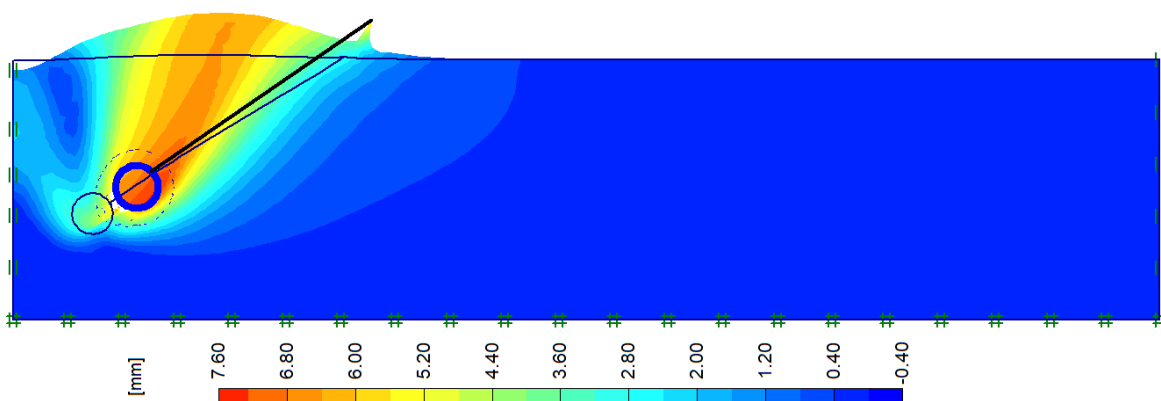
D-30G-30



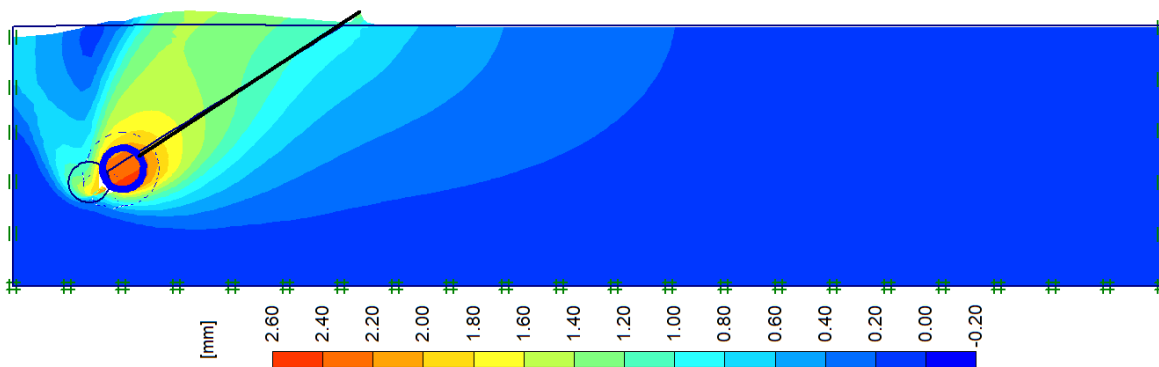
D-30G-30-SB



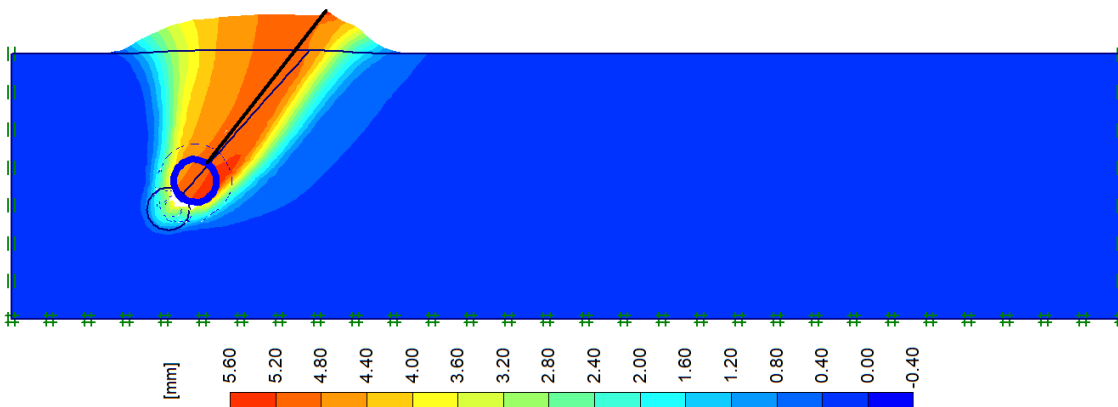
D-30G-35



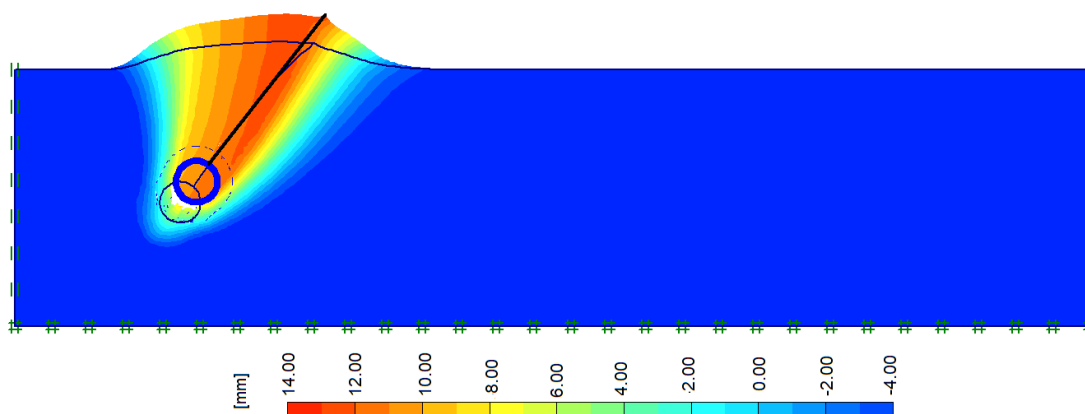
D-30G-35-SB



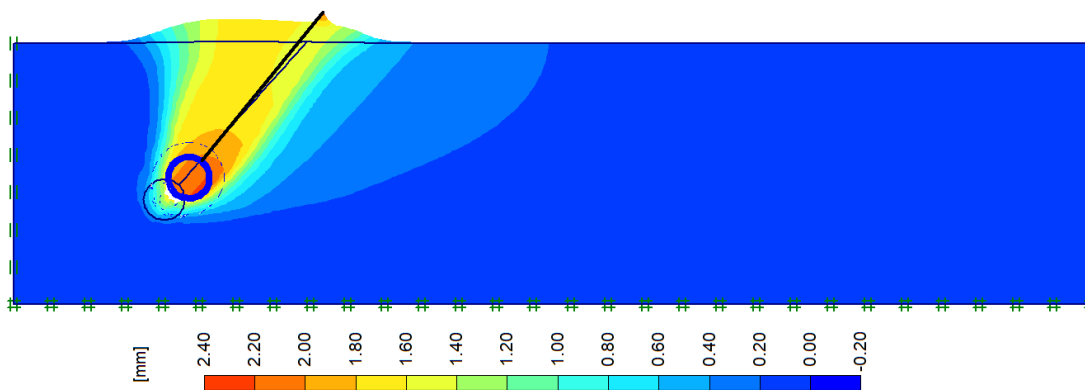
D-45G-30



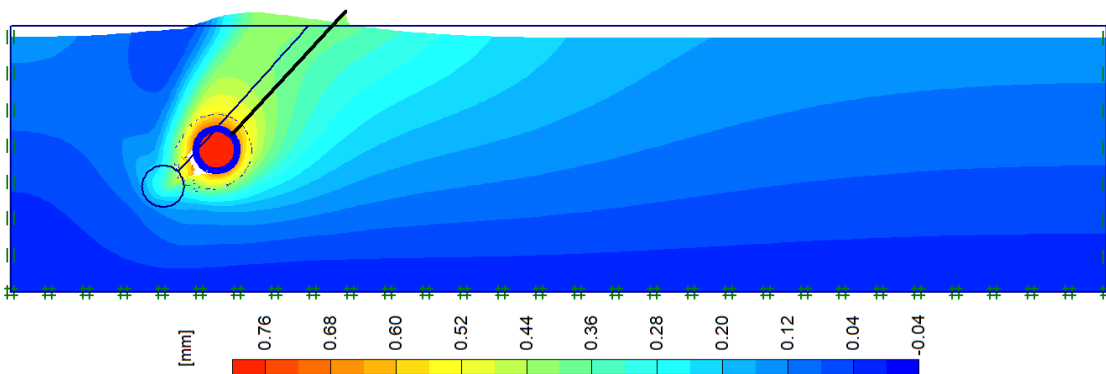
D-45G-30-SB



D-45G-35

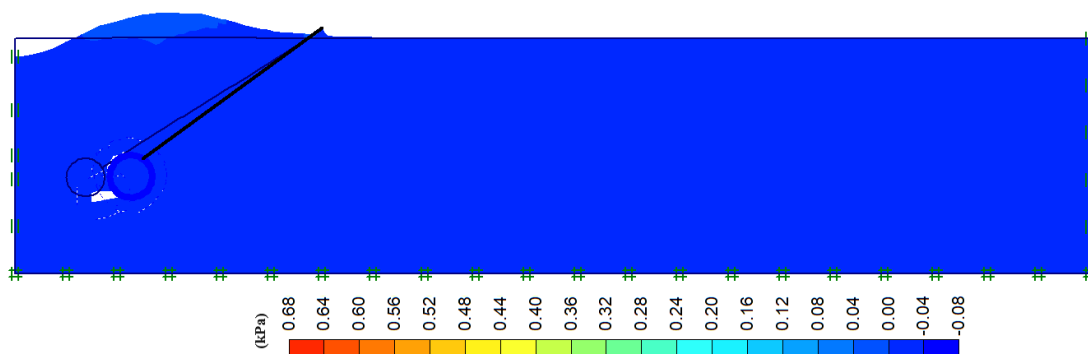


D-45G-35-SB

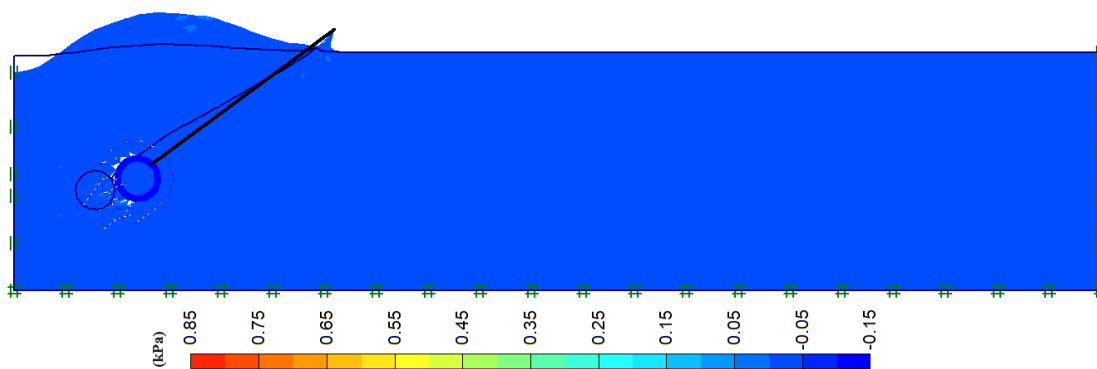


ANEXO B: TENSÕES NORMAIS HORIZONTAIS ( $\sigma_{xx}$ )

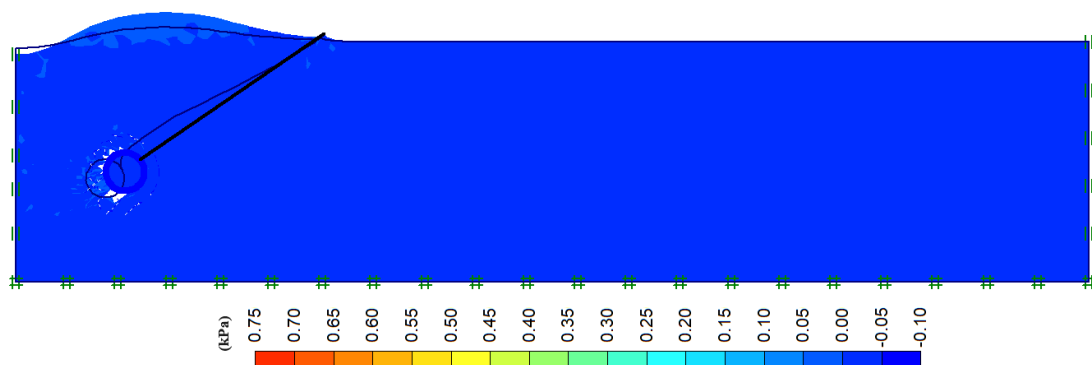
F-30G-25



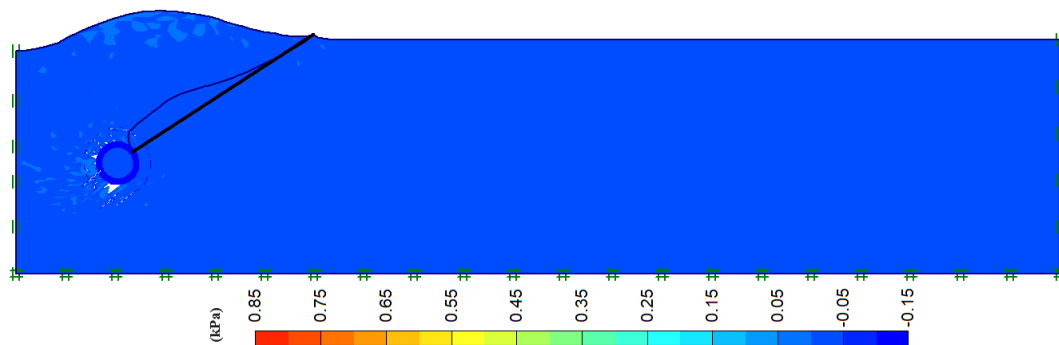
F-30G-25-SB



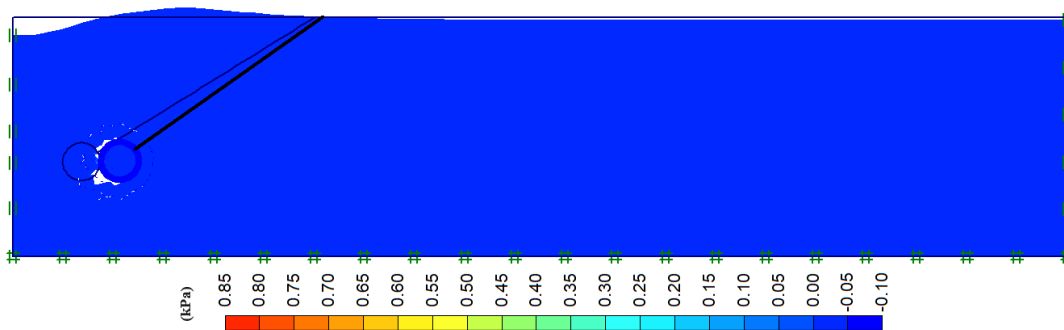
F-30G-30



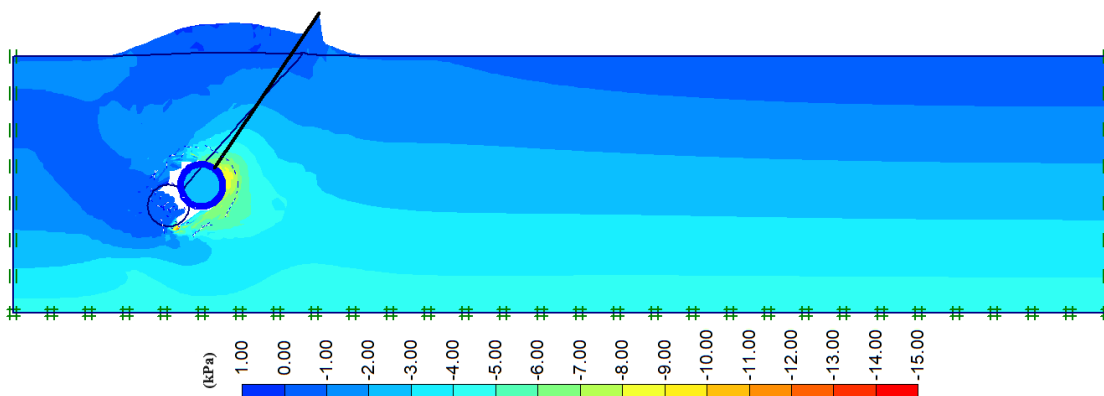
F-30G-30-SB



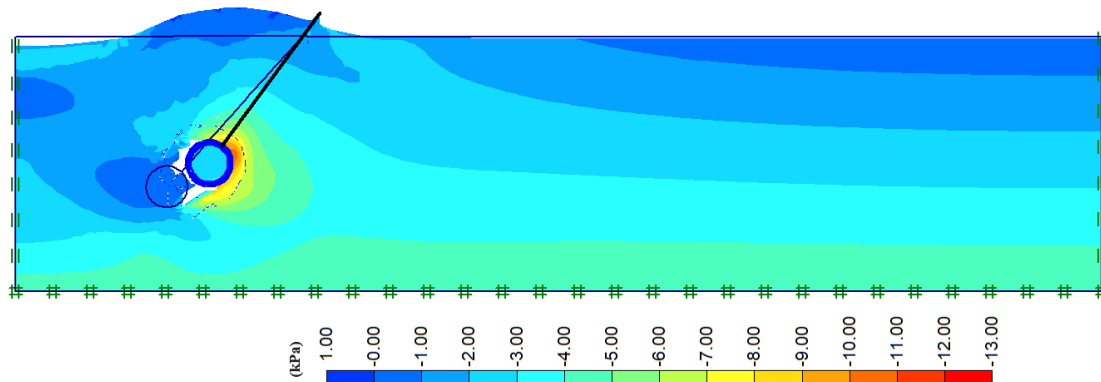
F-30G-35-SB



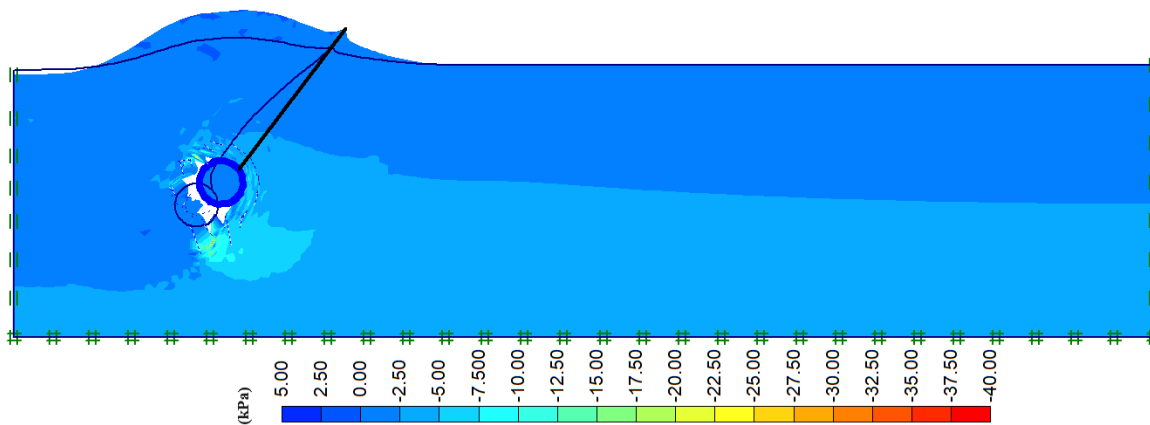
F-45G-25



F-45G-25-SB

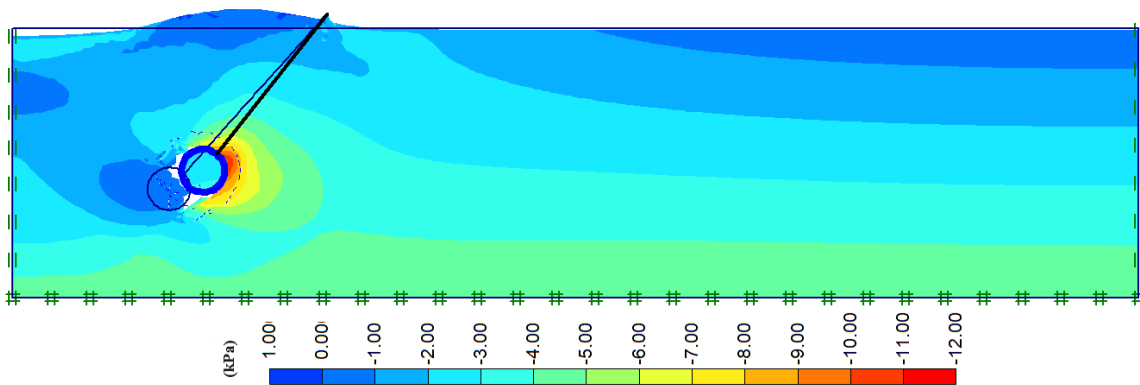


F-45G-30

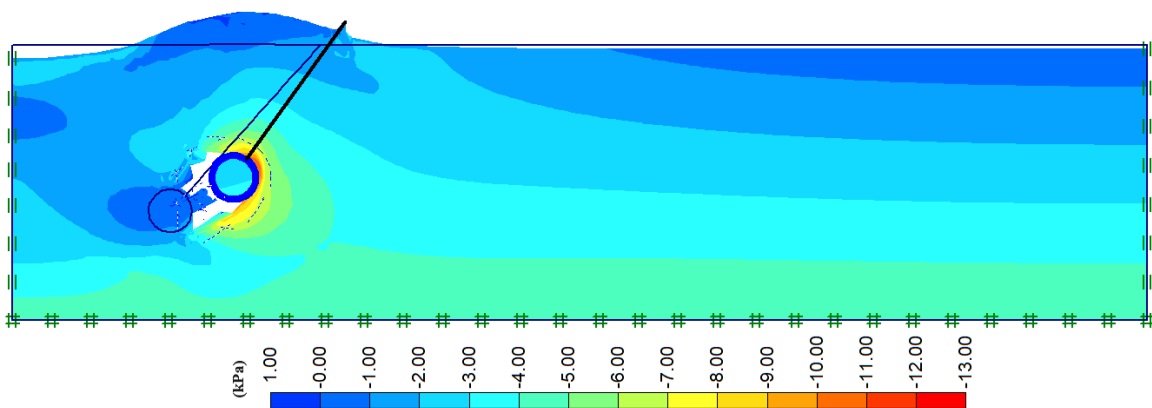




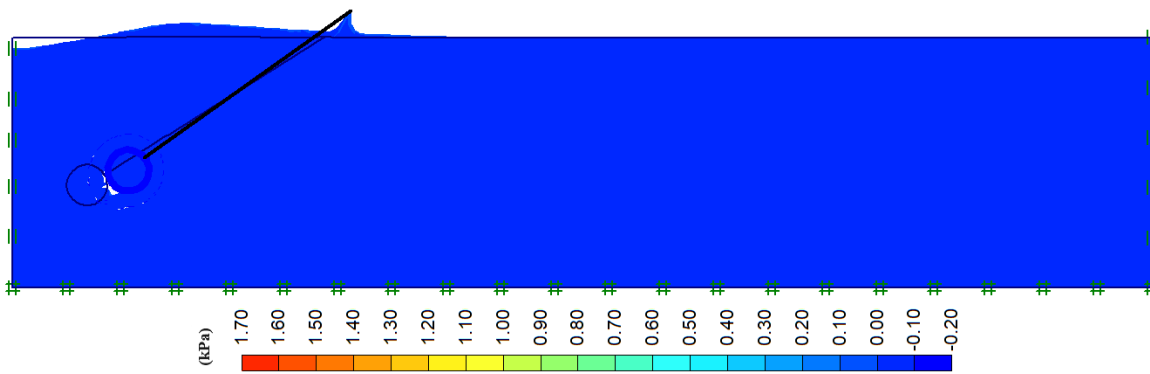
F-45G-30-SB



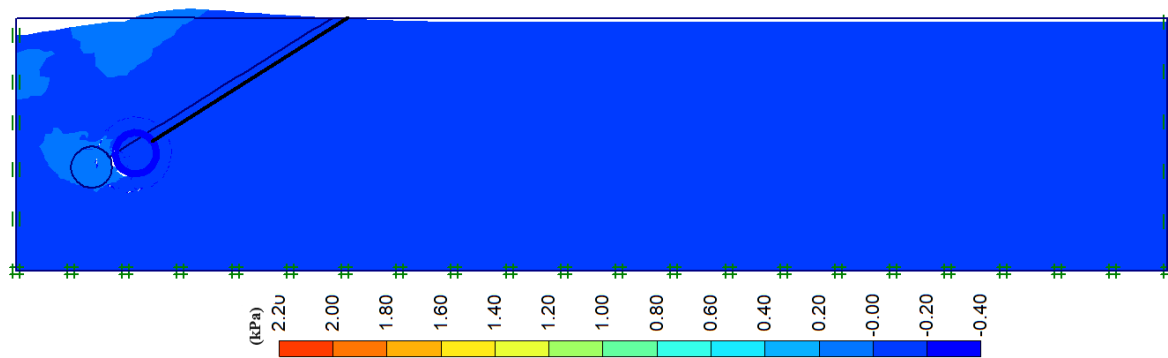
F-45G-35-SB



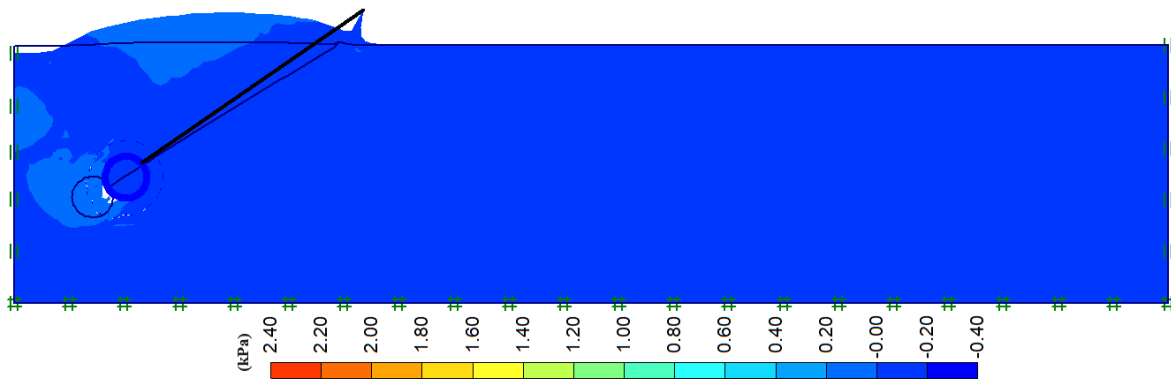
D-30G-25



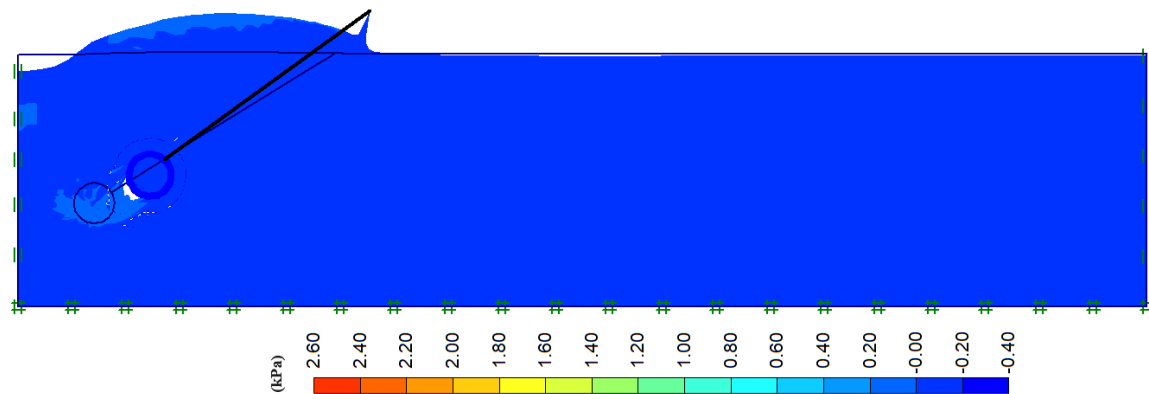
D-30G-25-SB



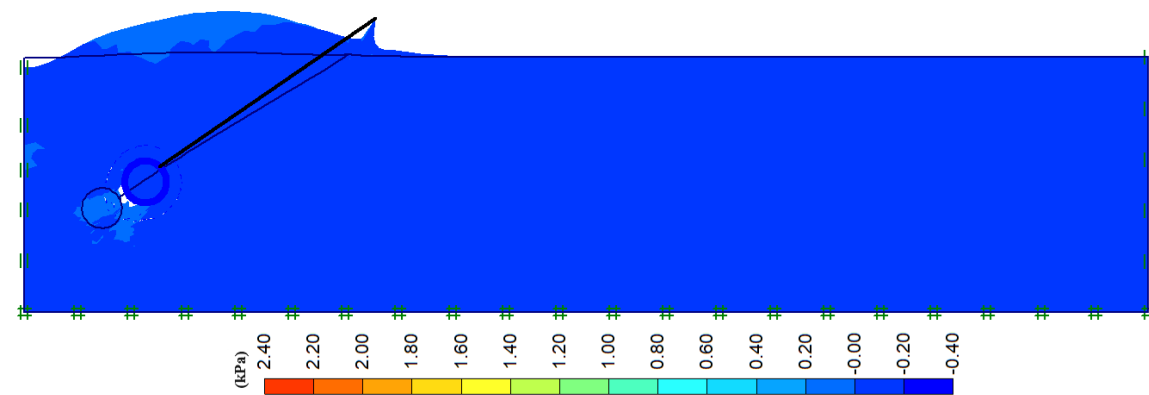
D-30G-30



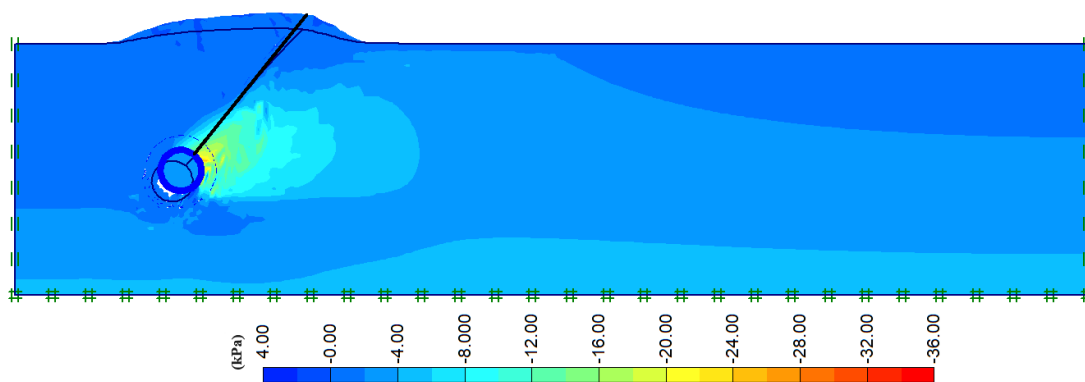
D-30G-30-SB



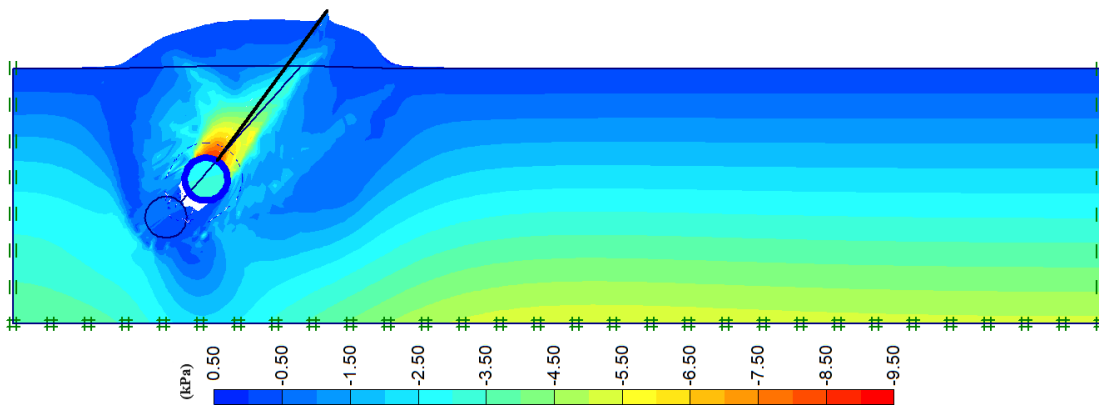
D-30G-35-SB



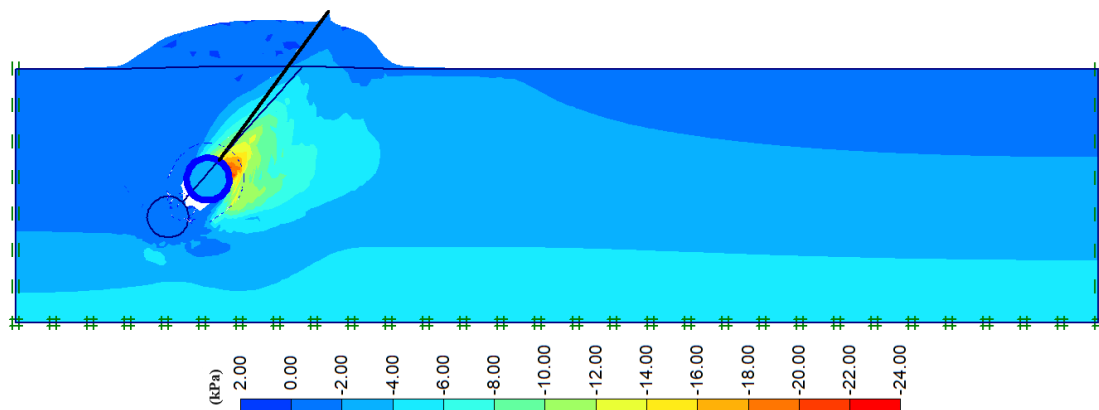
D-45G-25



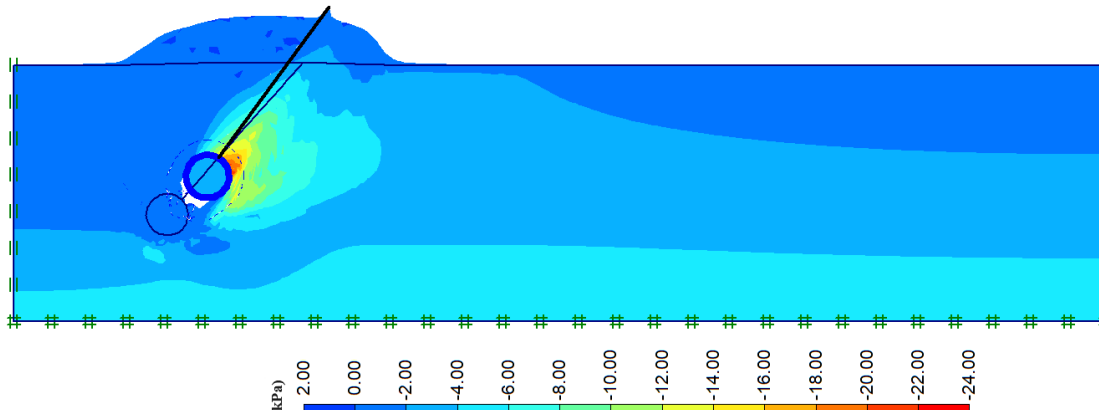
D-45G-25-SB



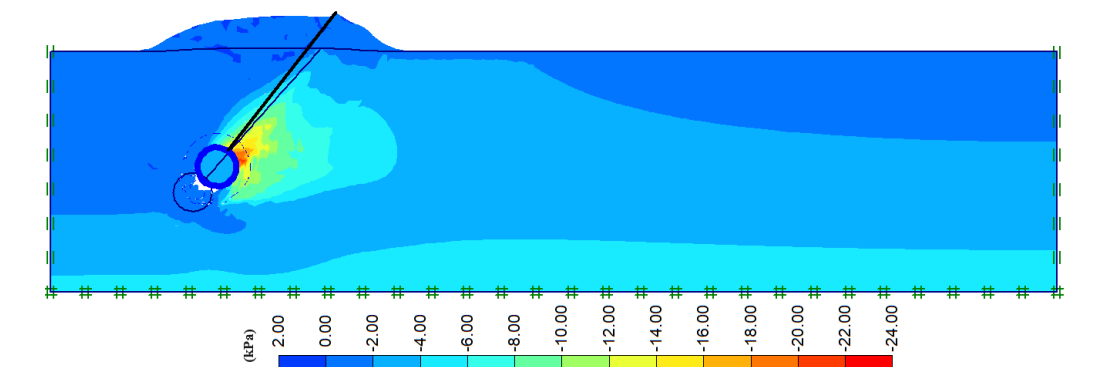
D-45G-30



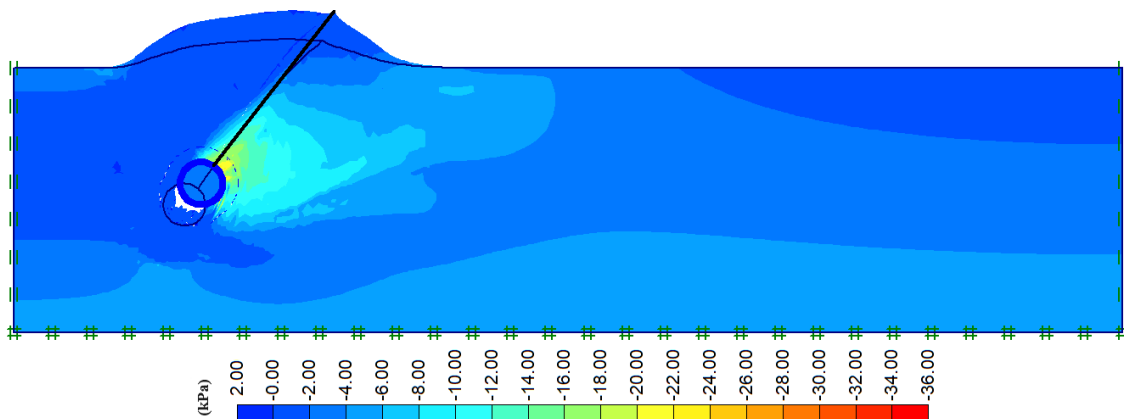
D-45G-25-SB



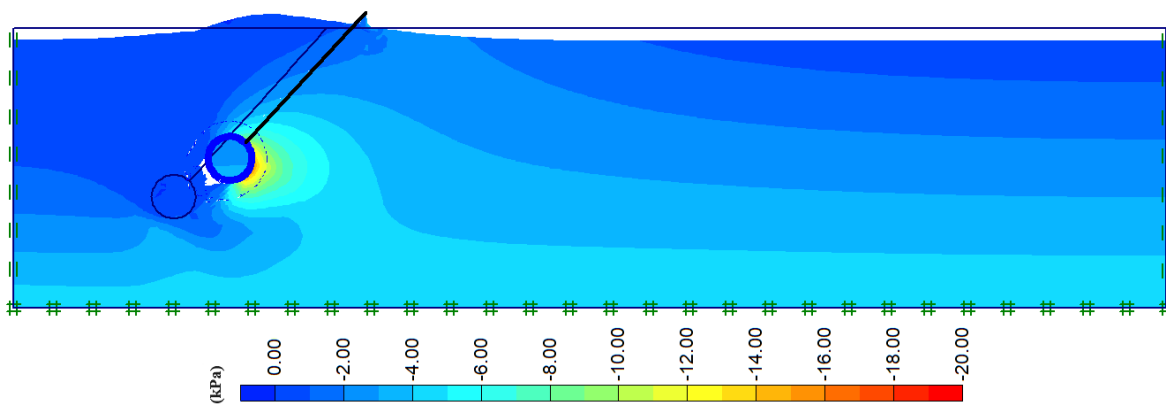
D-45G-30



D-45G-30-SB

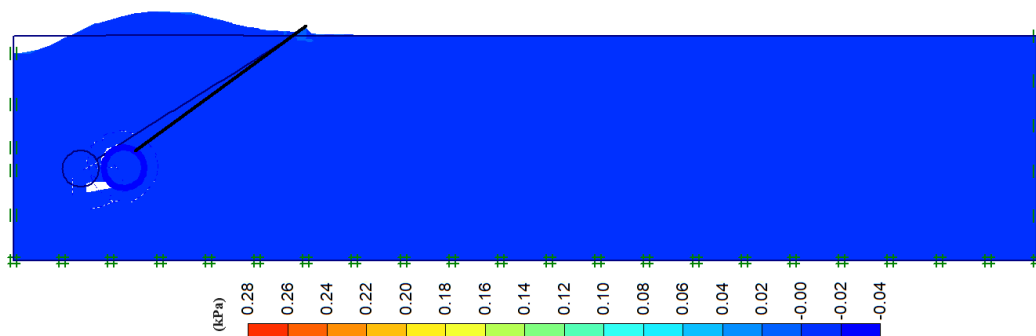


D-45G-35-SB

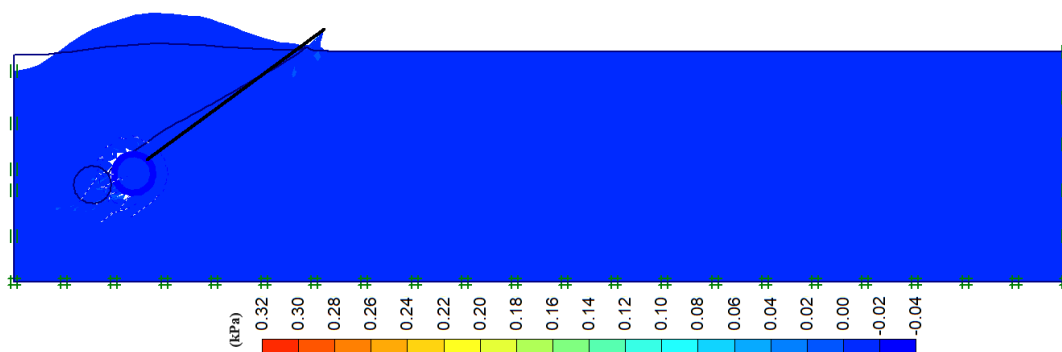


ANEXO C: TENSÕES NORMAIS HORIZONTAIS ( $\sigma_{YY}$ )

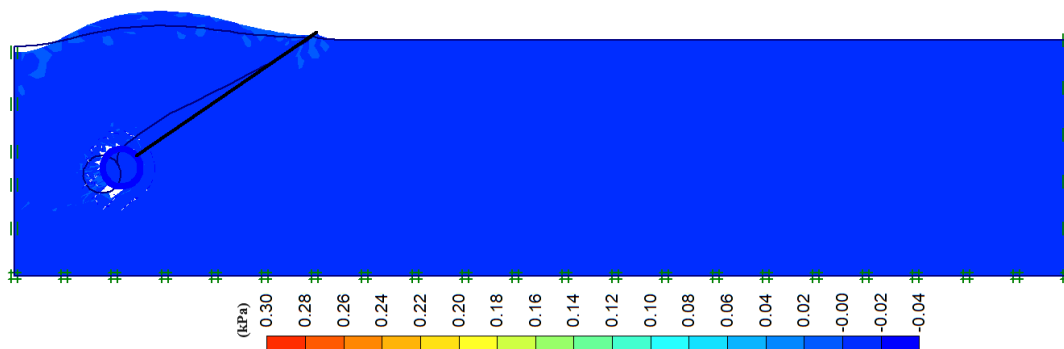
F-30G-25



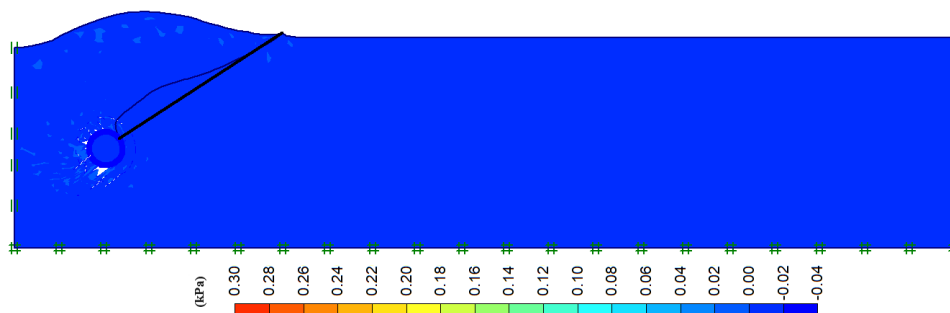
F-30G-25-SB



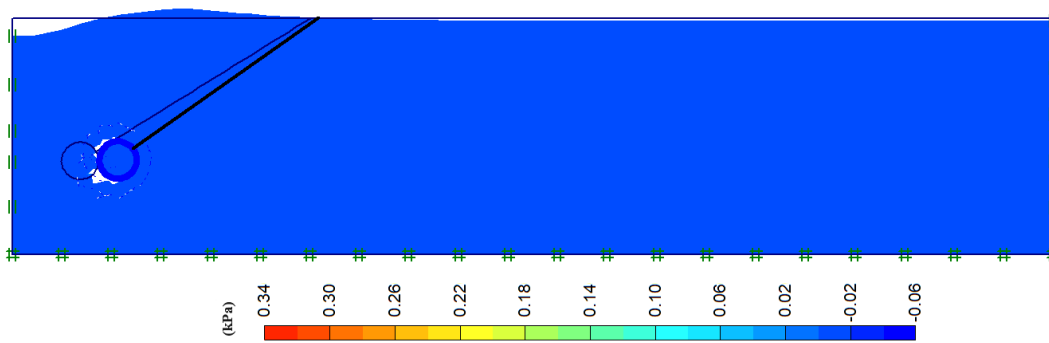
F-30G-30



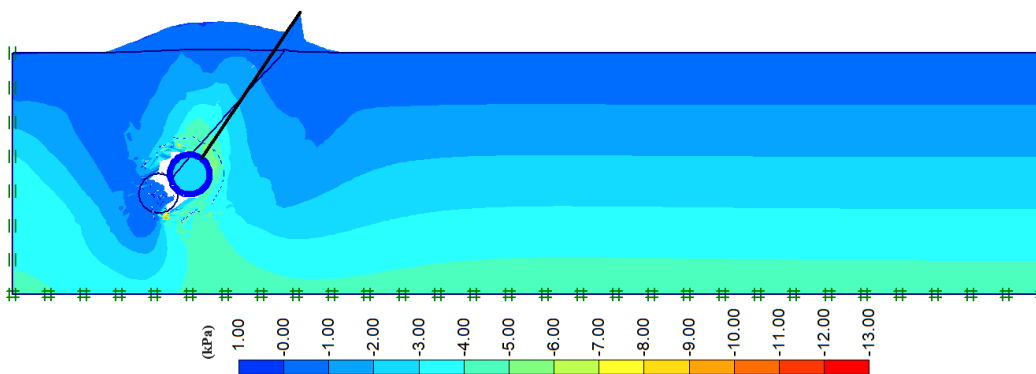
F-30G-30-SB



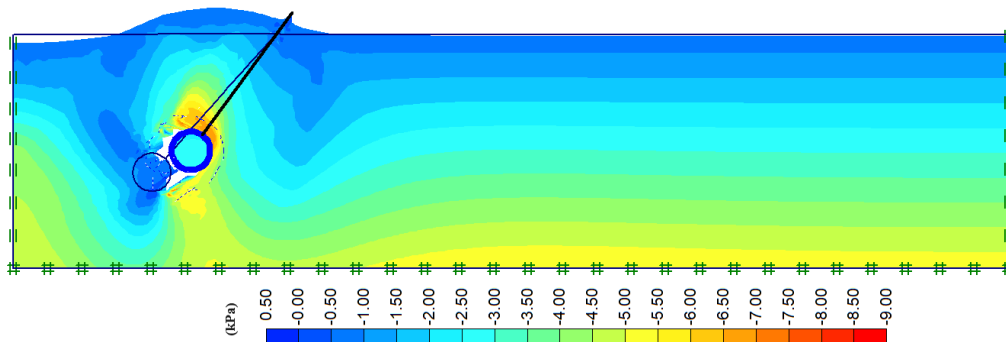
F-30G-35-SB



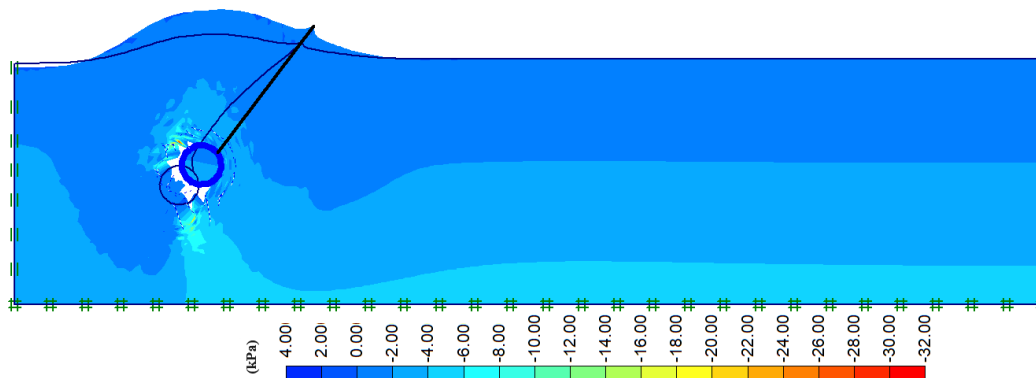
F-45G-25



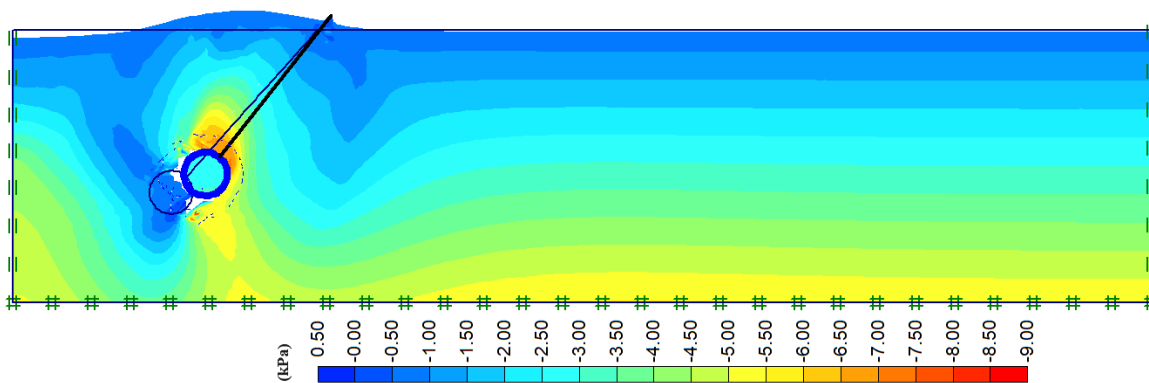
F-45G-25-SB



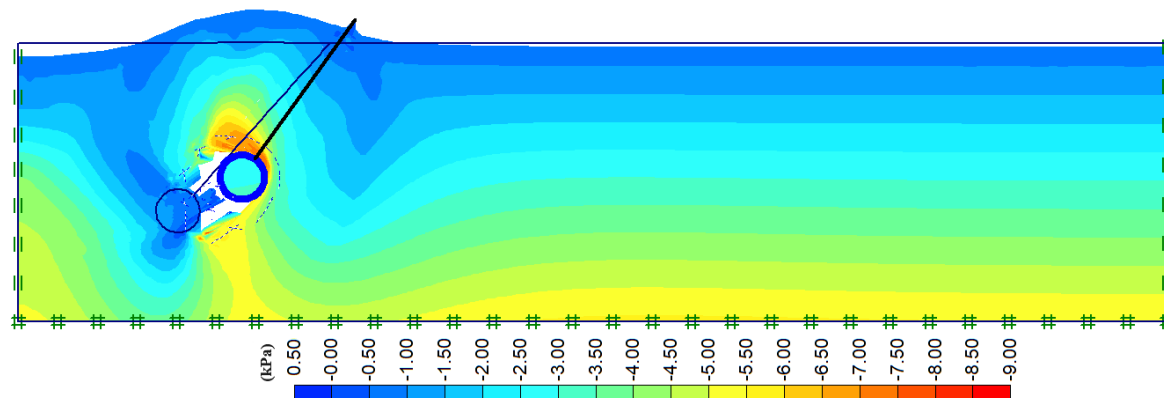
F-45G-30



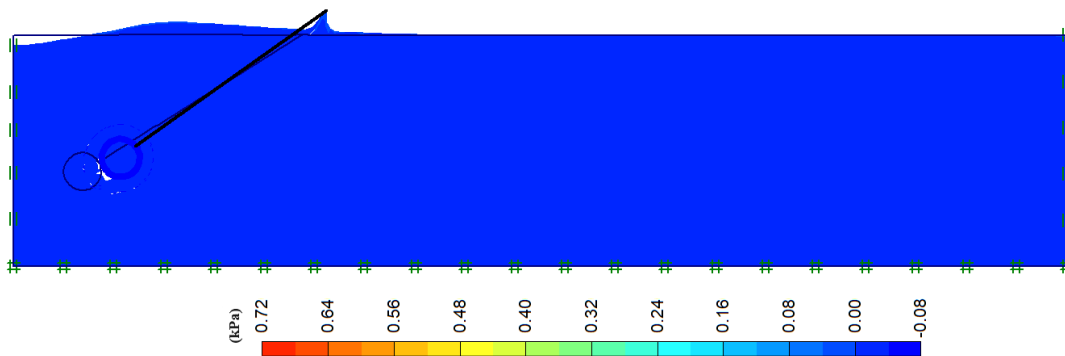
F-45G-30-SB



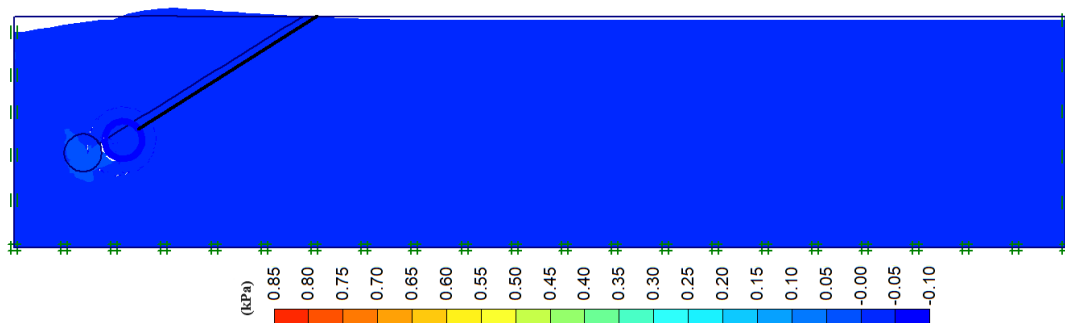
F-45G-35-SB



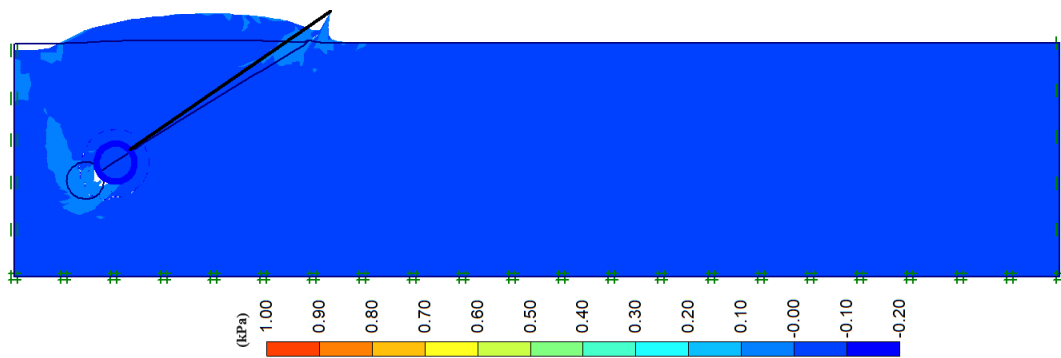
D-30G-25



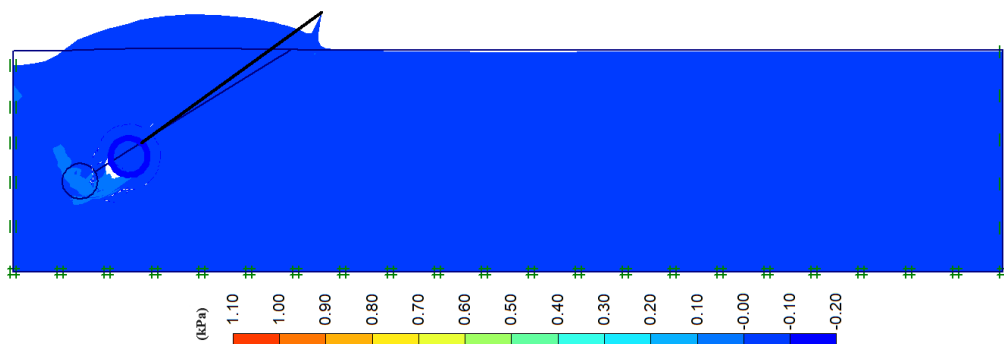
D-30G-25-SB



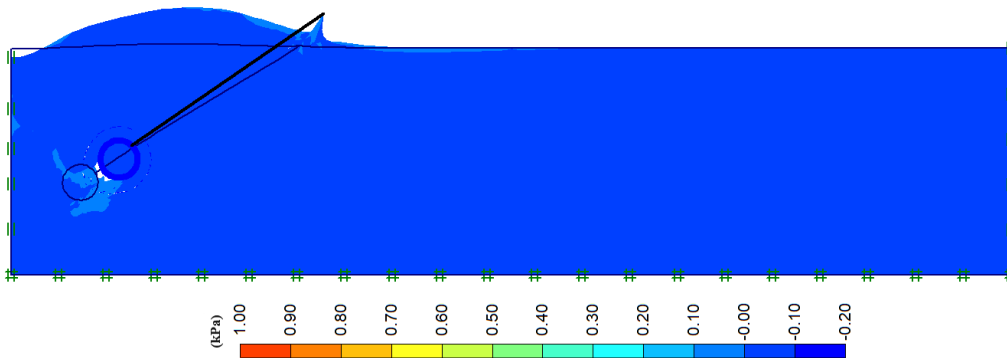
D-30G-30



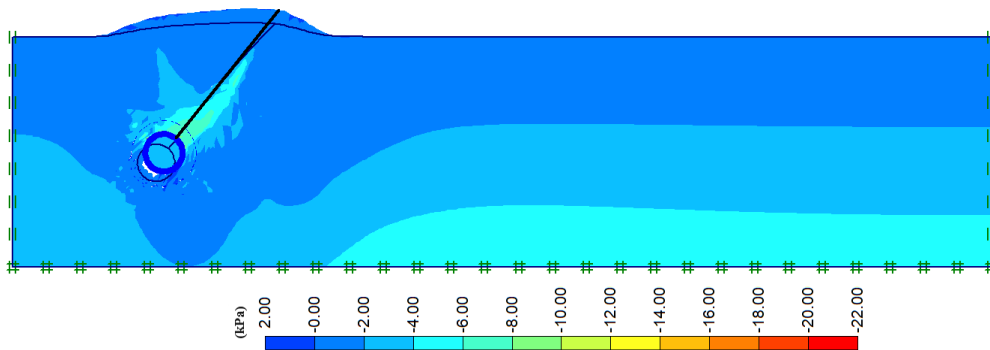
D-30G-30-SB



D-30G-35-SB

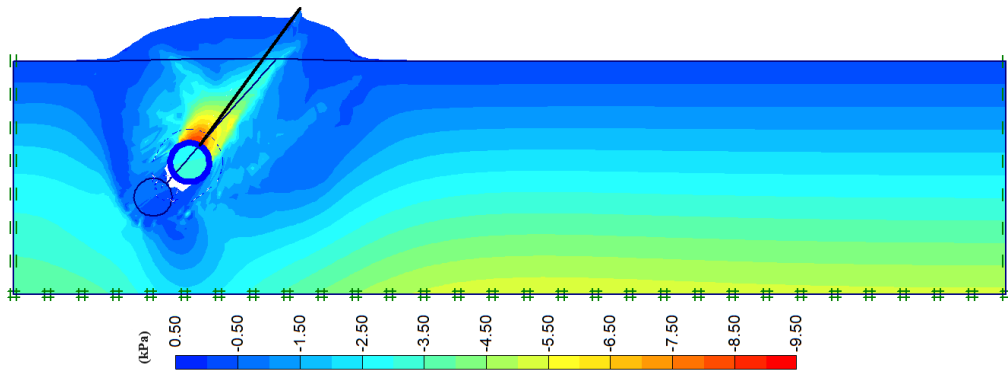


D-45G-25

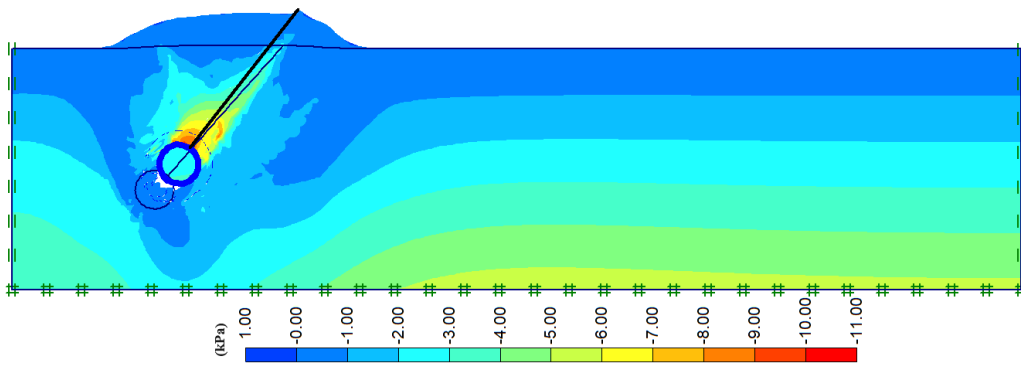




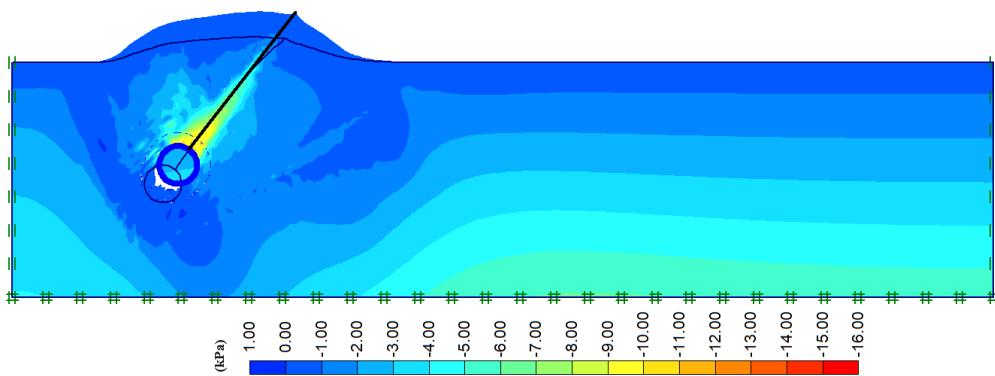
**D-45G-25-SB**



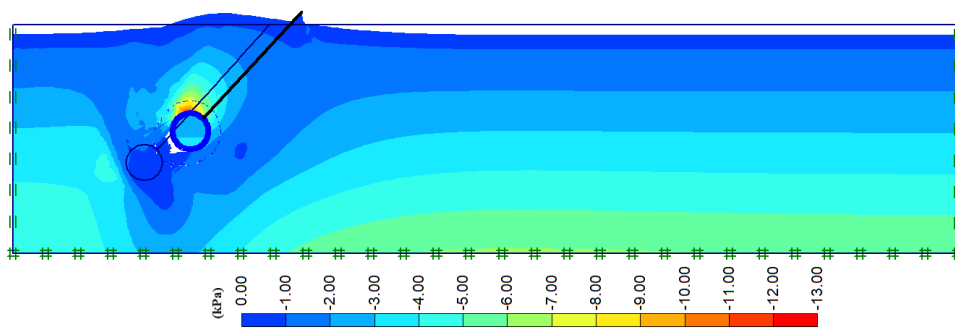
**D-45G-30**



**D-45G-30-SB**

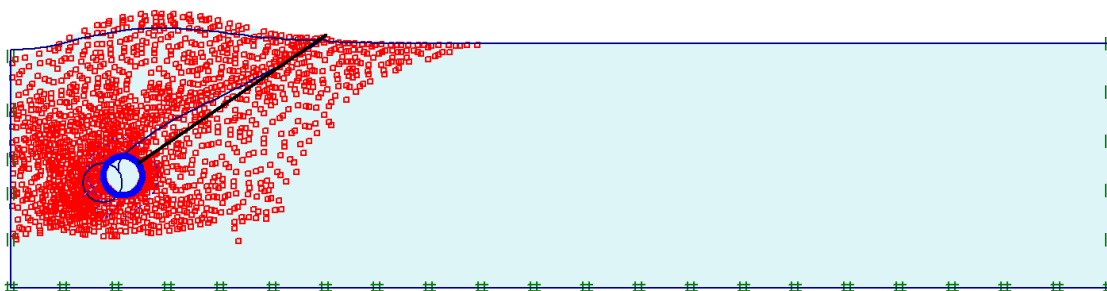


**D-45G-35-SB**

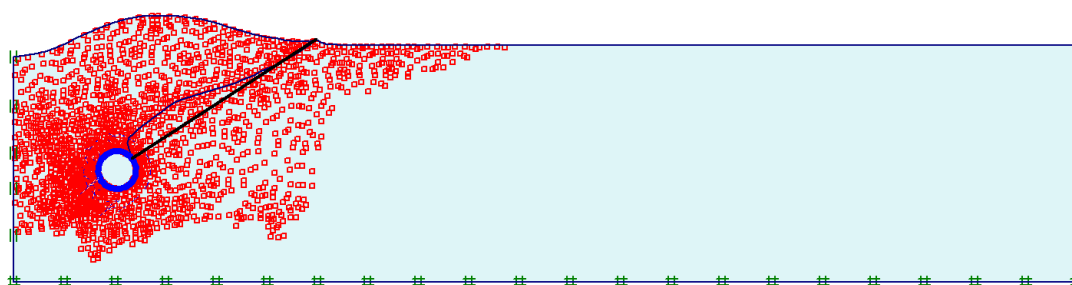


## ANEXO D: PONTOS DE PLASTIFICAÇÃO

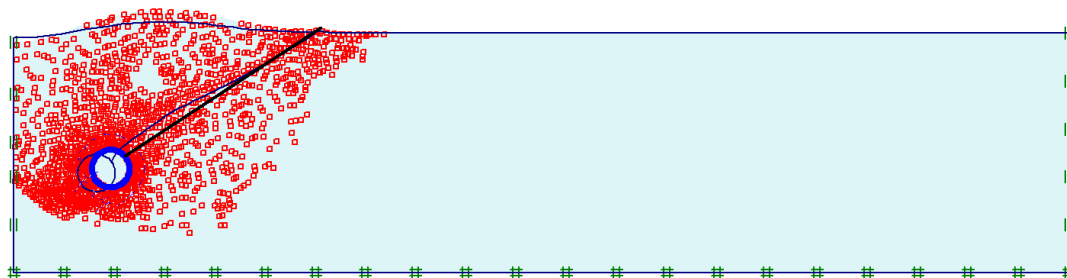
F-30G-30



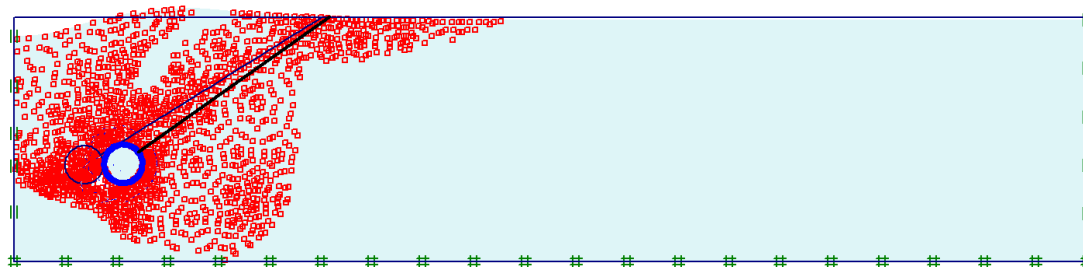
F-30G-30-SB



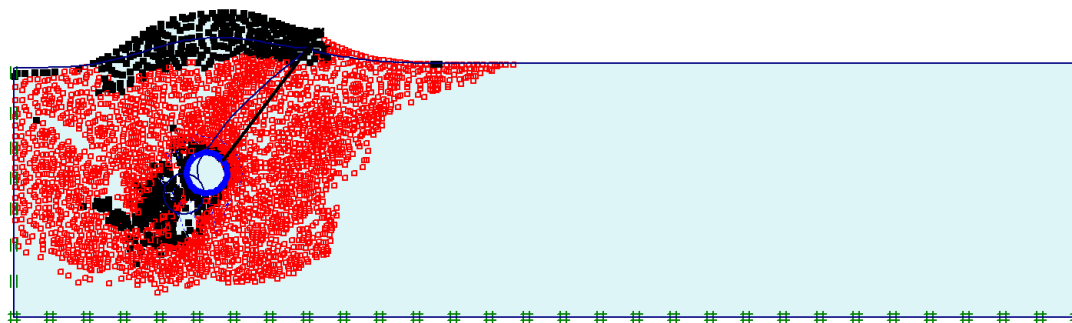
F-30G-35



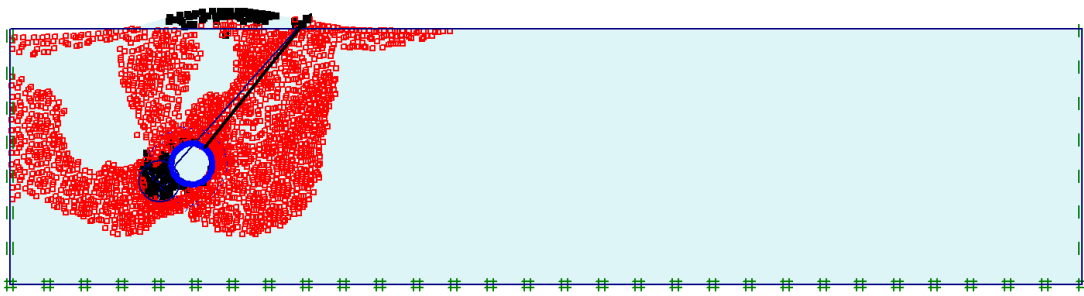
F-30G-35-SB



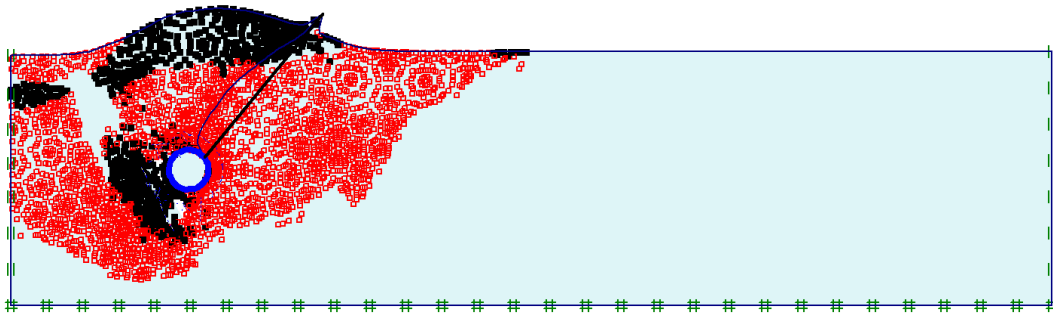
F-45G-30



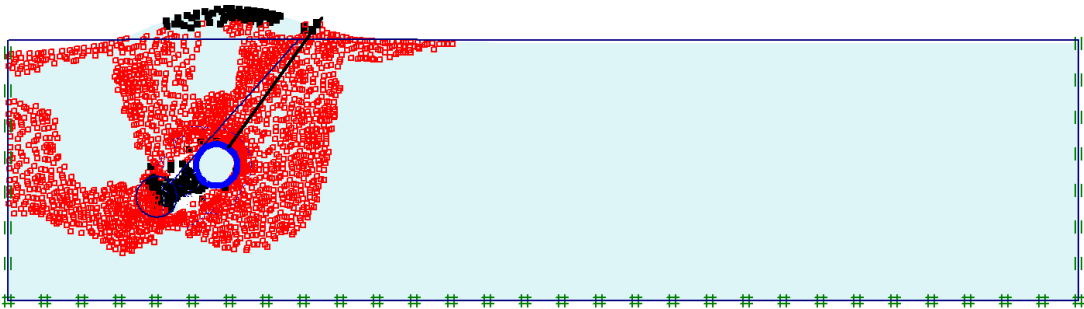
F-45G-30-SB



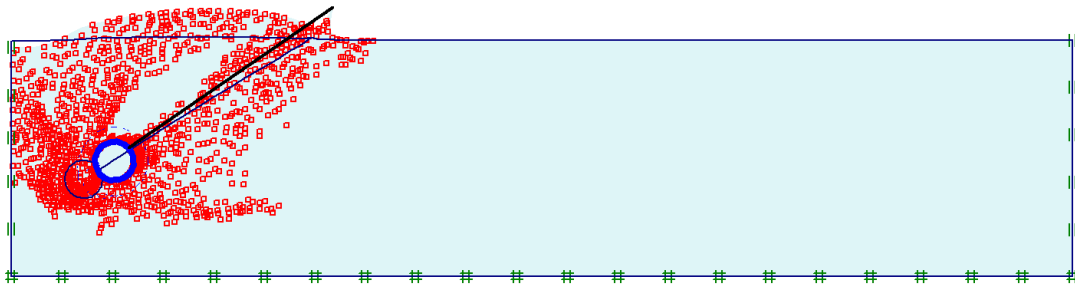
F-45G-35



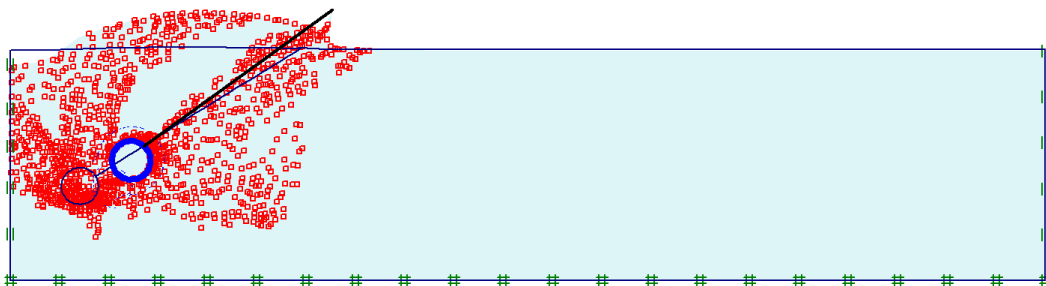
F-45G-35-SB



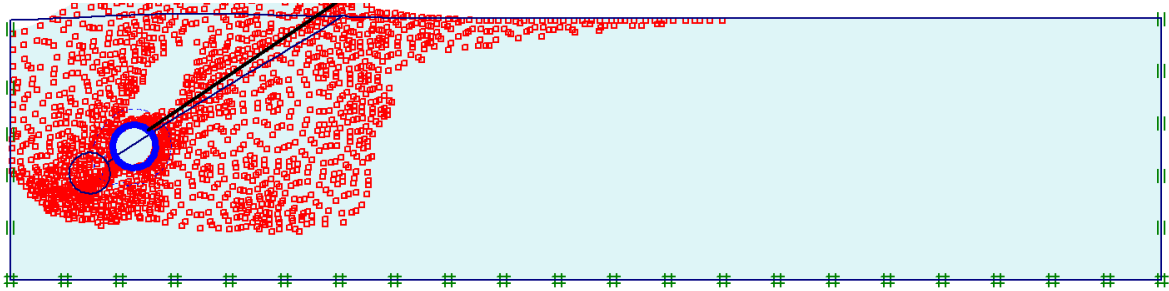
D-30G-30



D-30G-30-SB



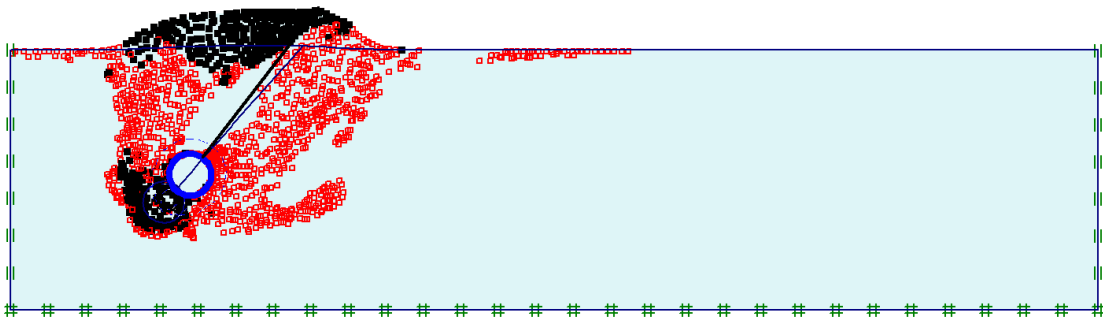
D-30G-35



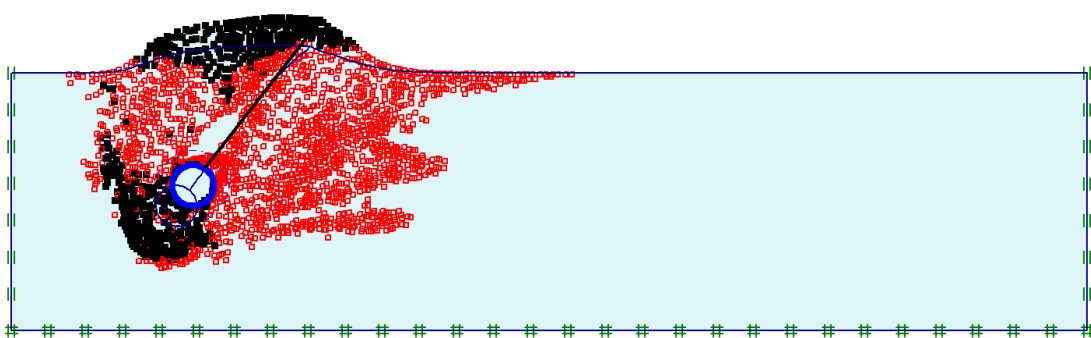
D-30G-35-SB



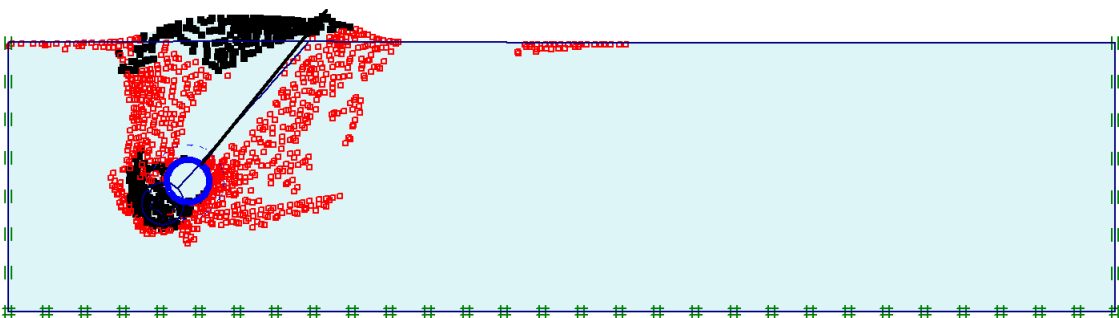
D-45G-30



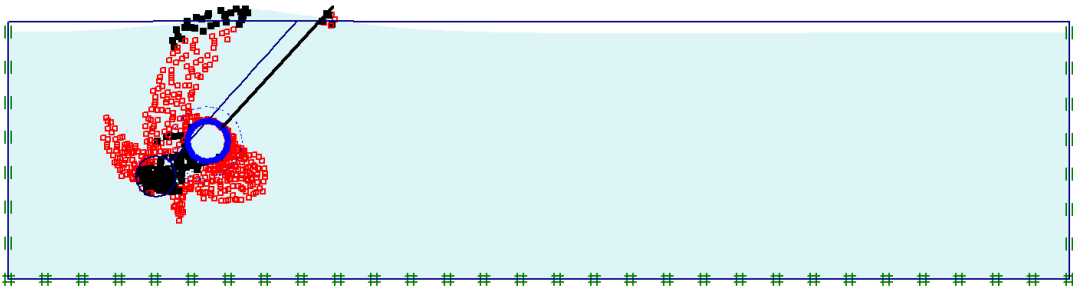
D-45G-30-SB



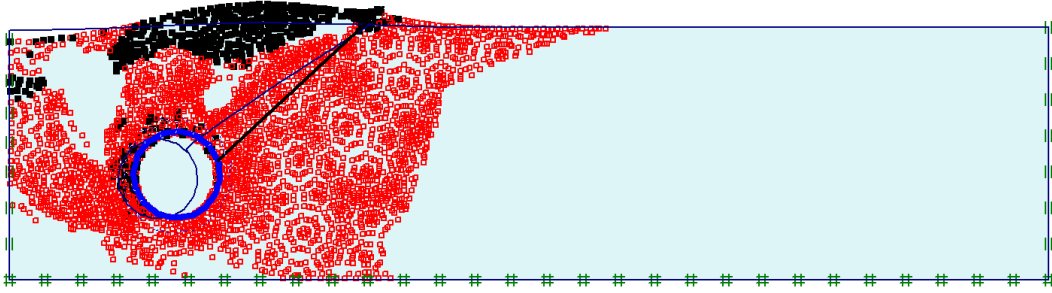
D-45G-35



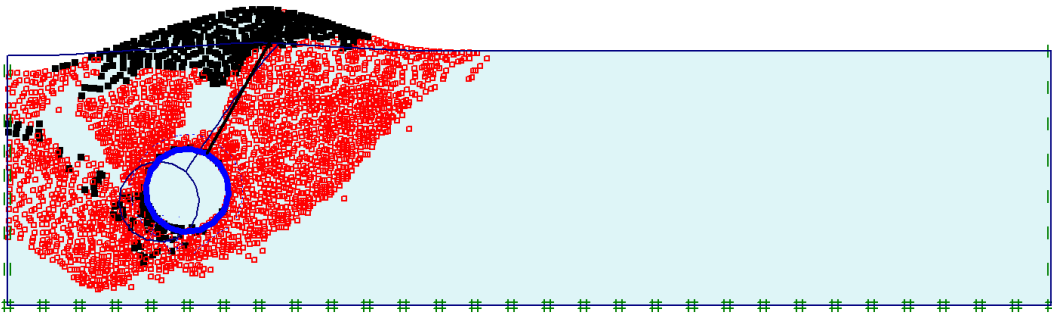
D-45G-35-SB



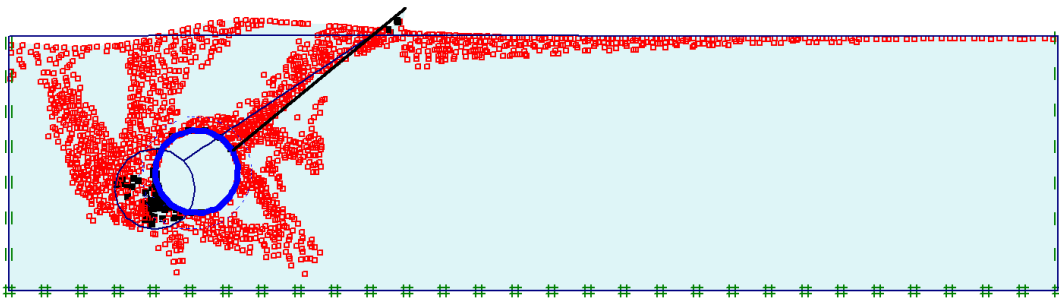
Ø100F-30G-35



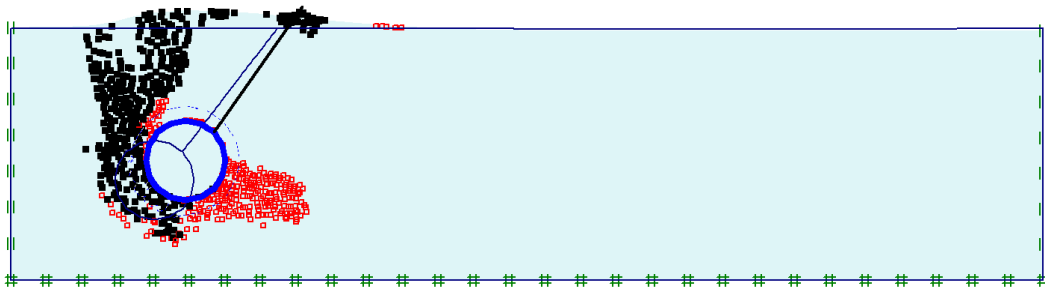
Ø100F-45G-35



Ø100D-30G-35

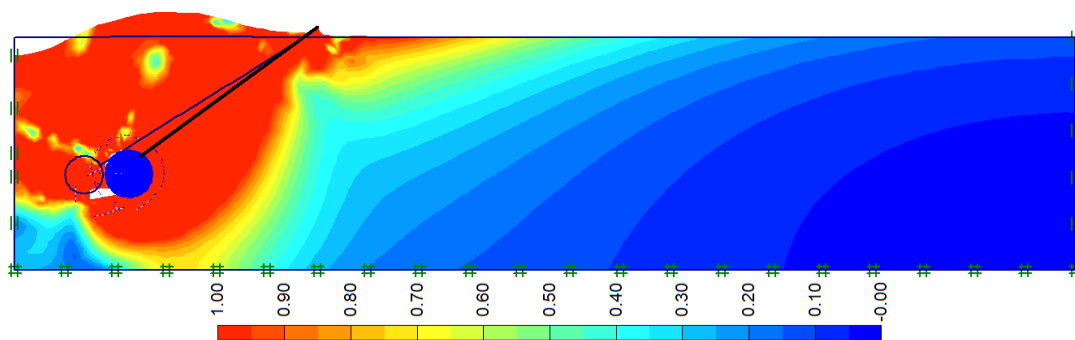


Ø100D-45G-35

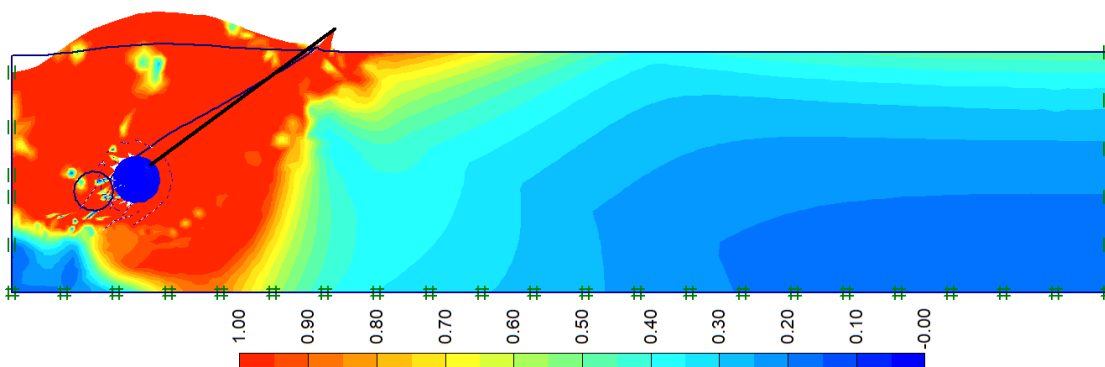


## ANEXO E: TENSÕES DE CISALHAMENTO

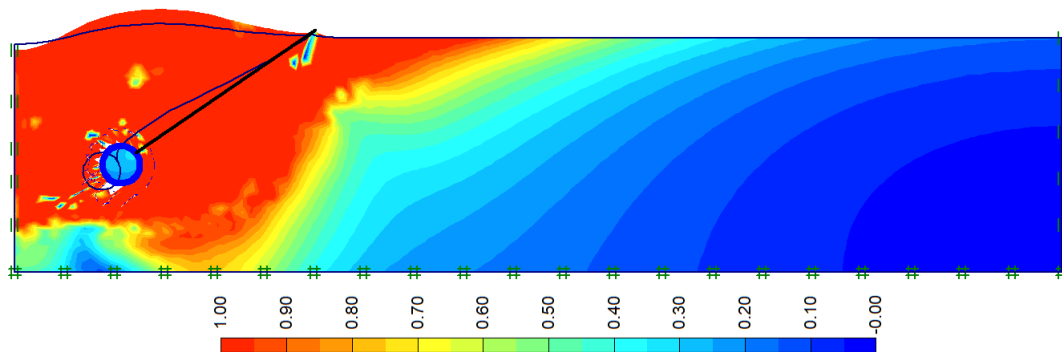
F-30G-25



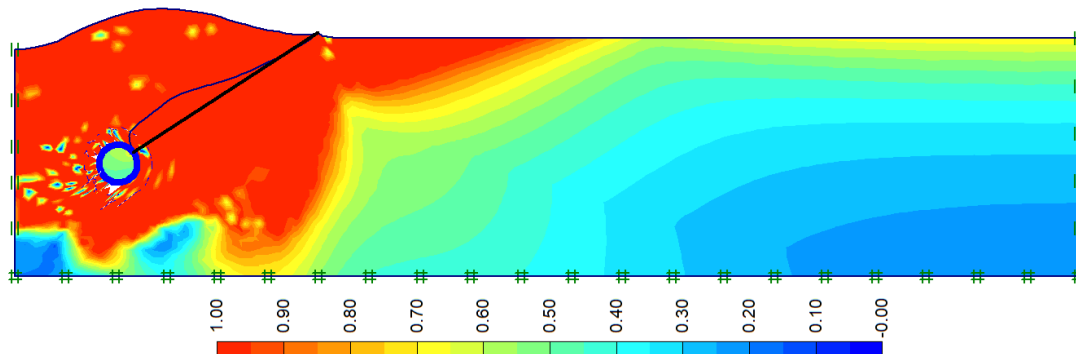
F-30G-25-SB



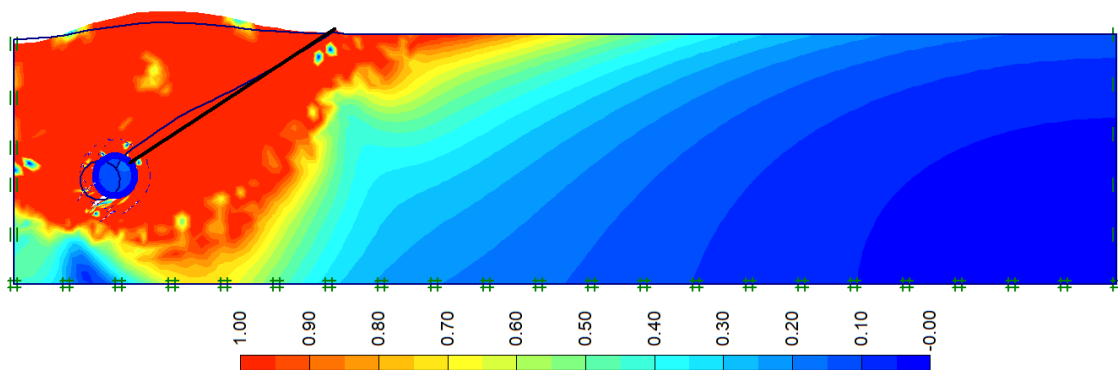
F-30G-30



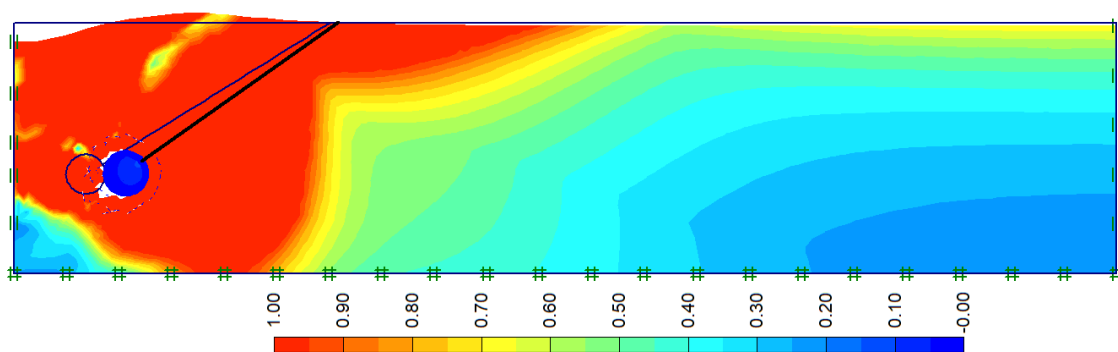
F-30G-30-SB



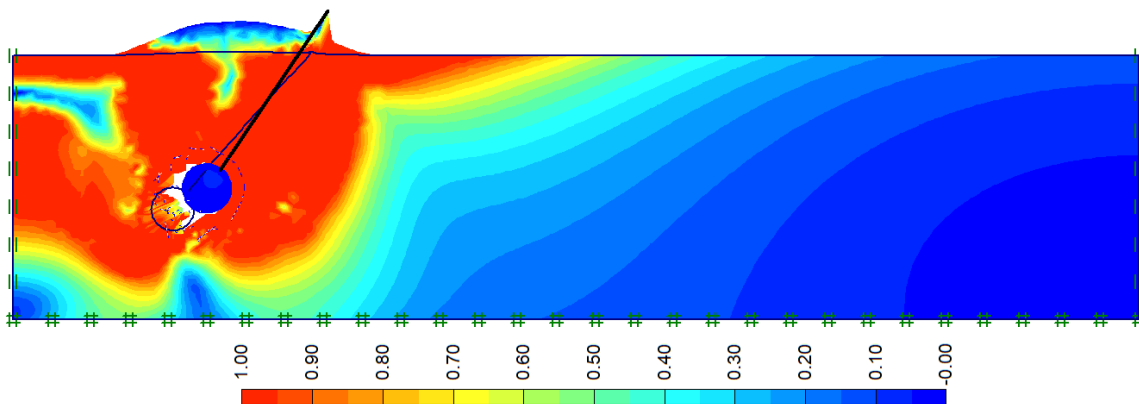
**F-30G-35**



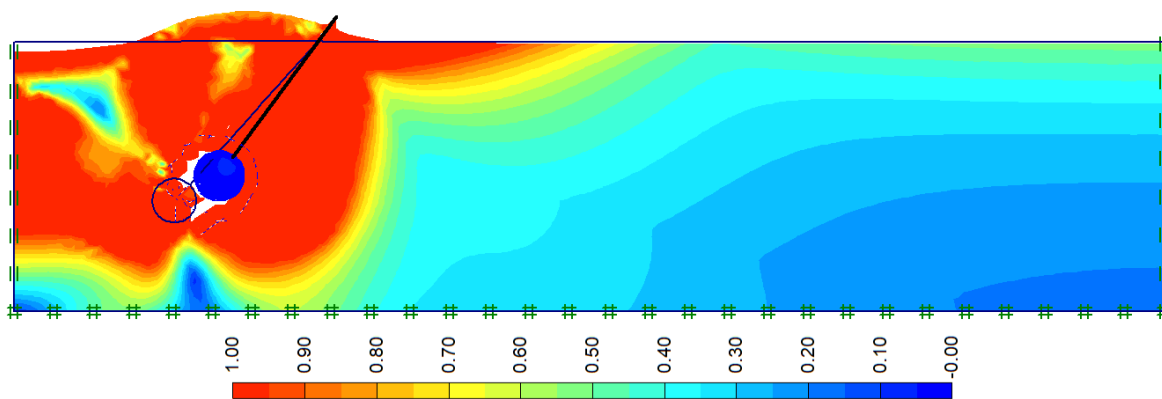
**F-30G-35-SB**



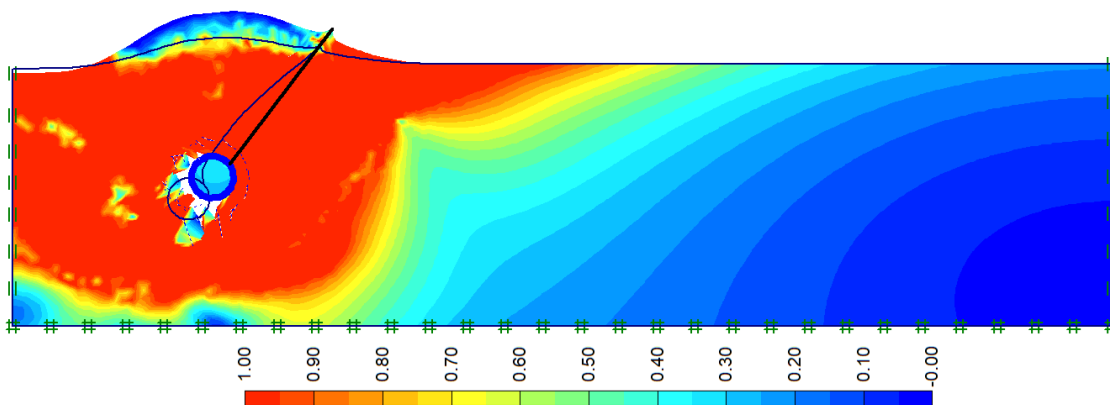
**F-45G-25**



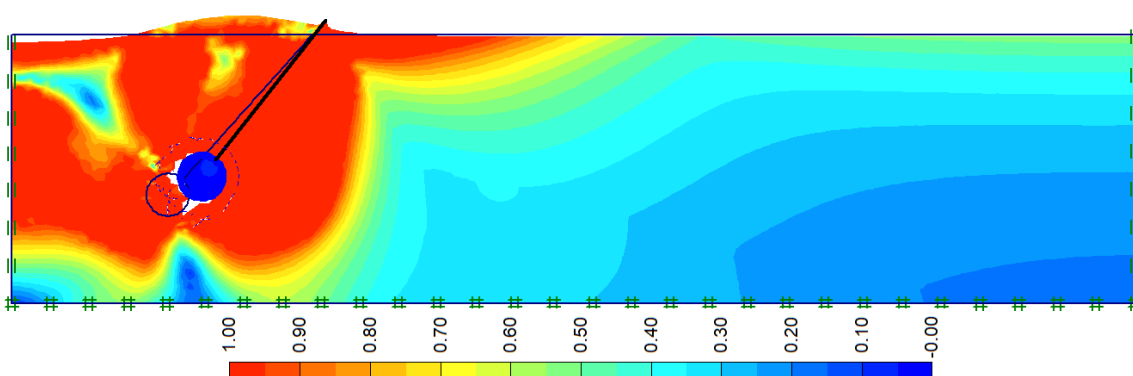
**F-45G-25-SB**



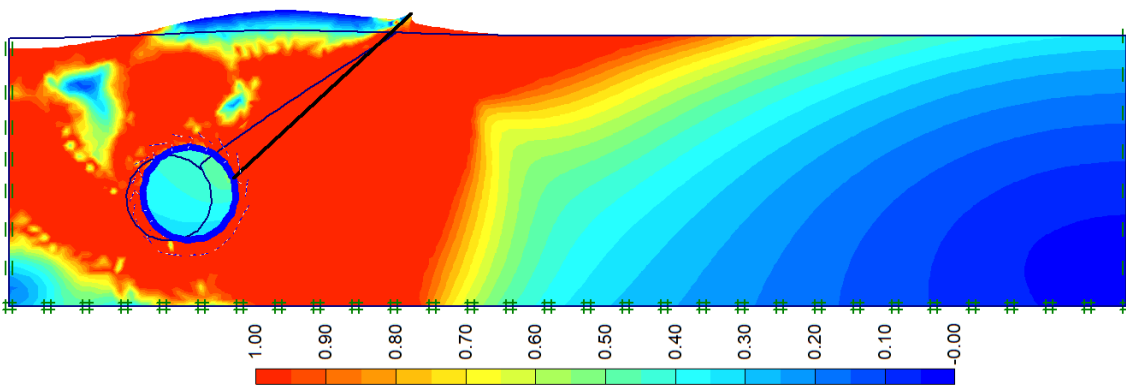
F-45G-30



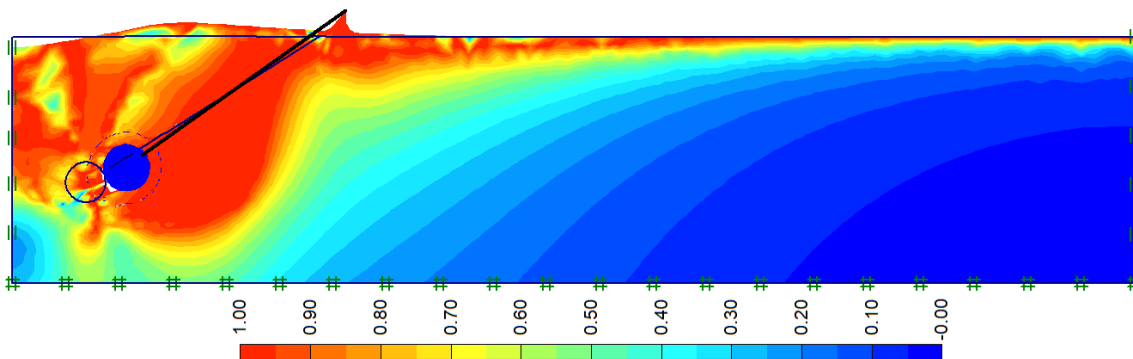
F-45G-30-SB



Ø100F-30G-35

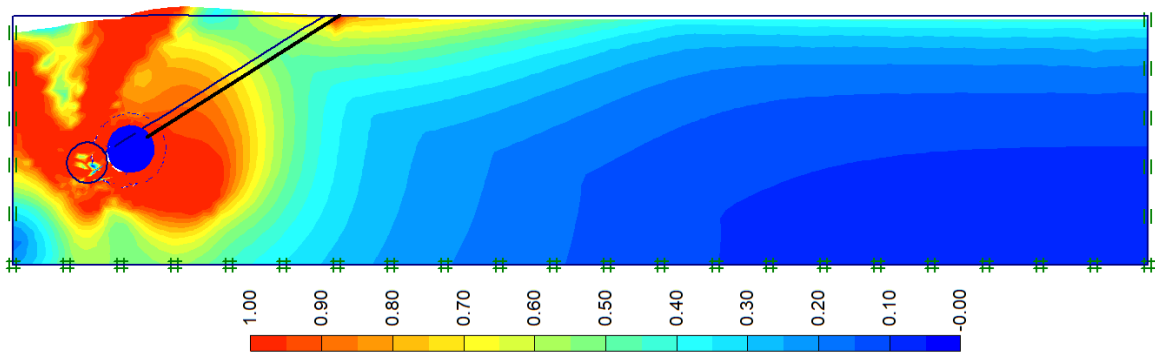


D-30G-25

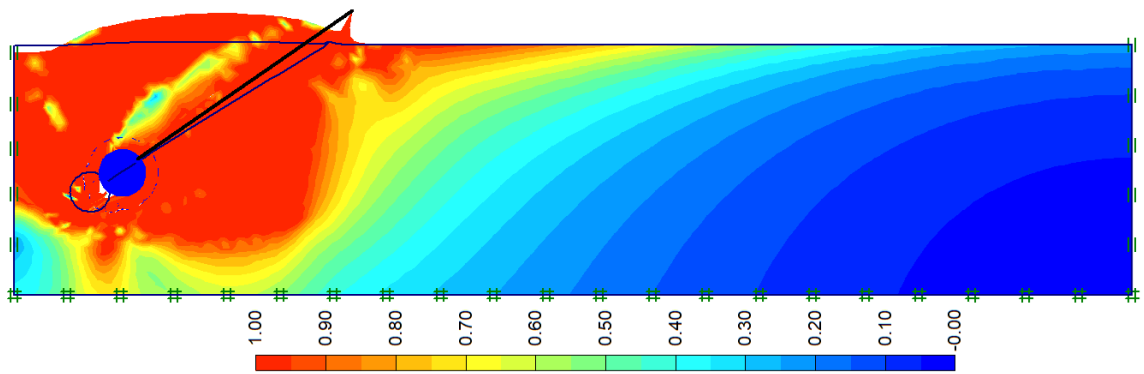




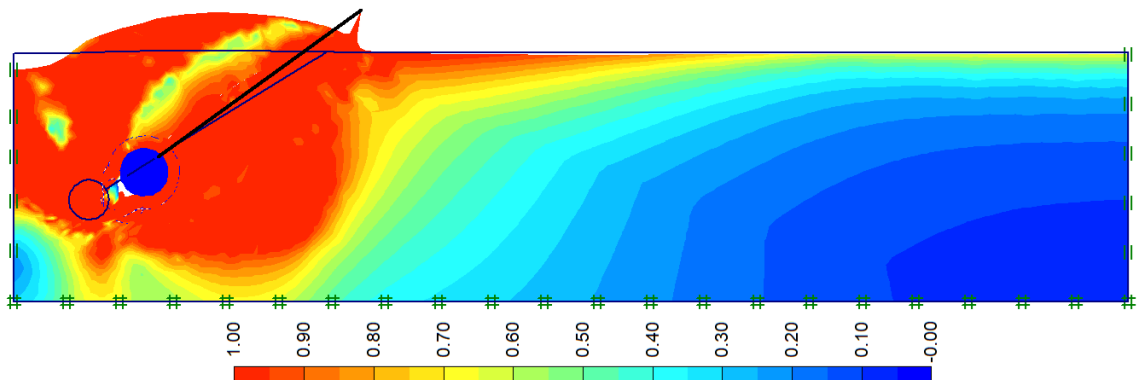
D-30G-25-SB



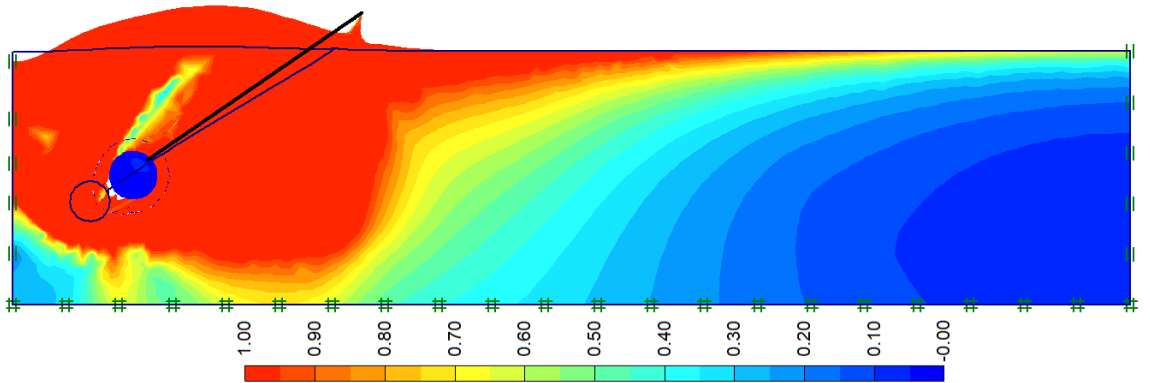
D-30G-30



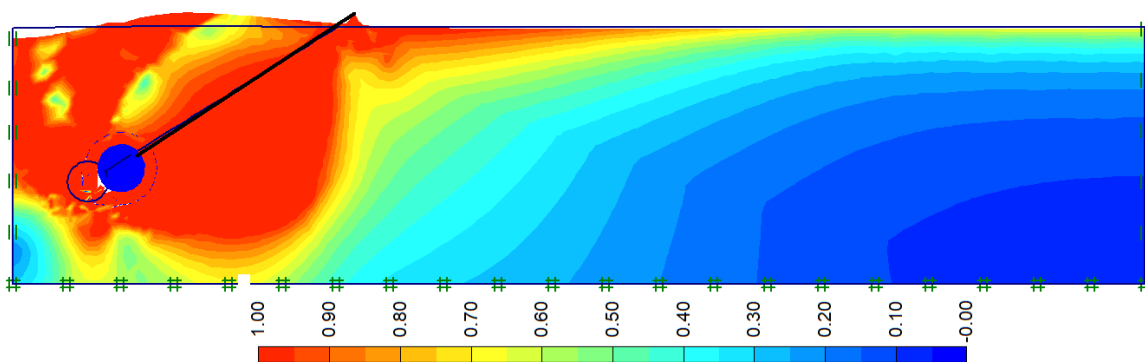
D-30G-30-SB



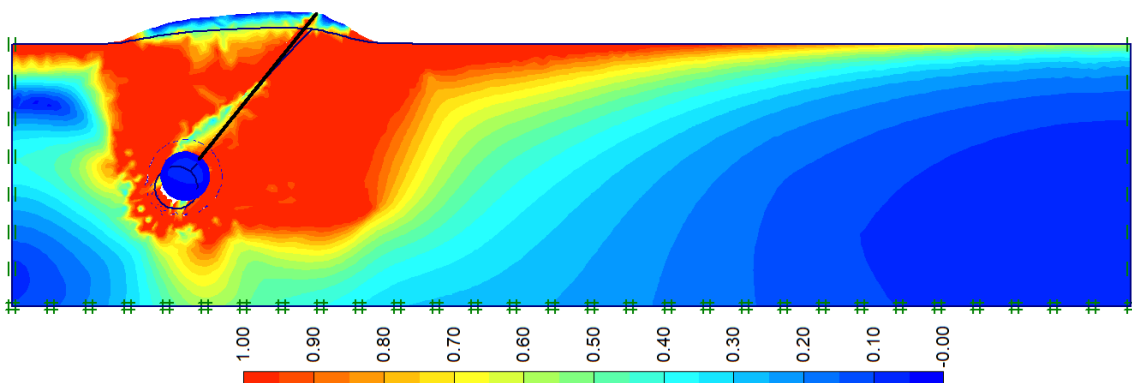
D-30G-35



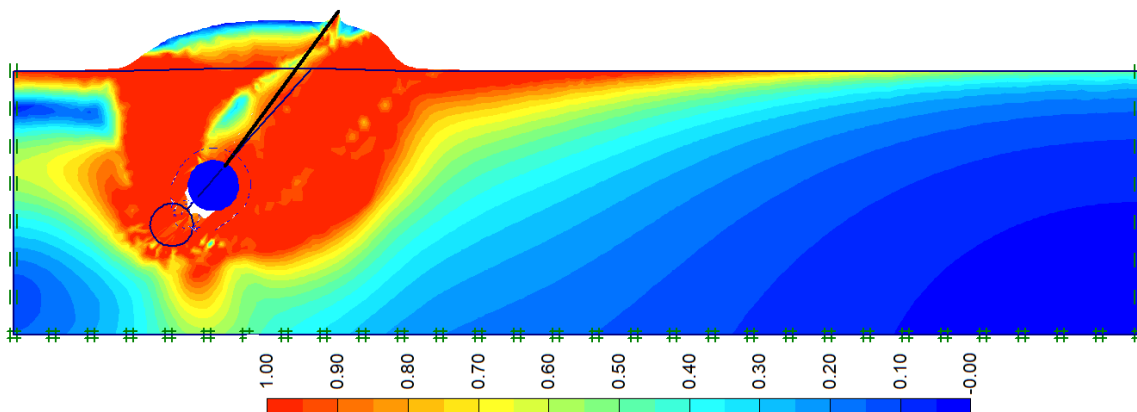
D-30G-35-SB



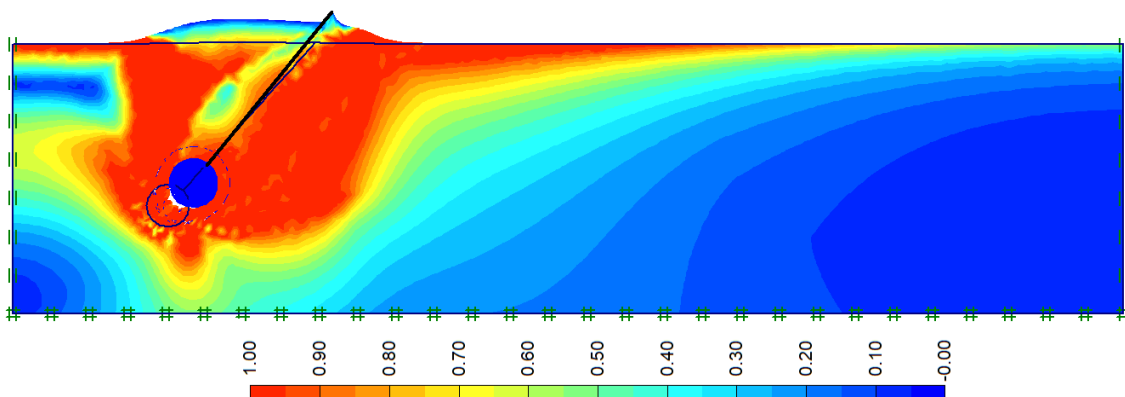
D-45G-25



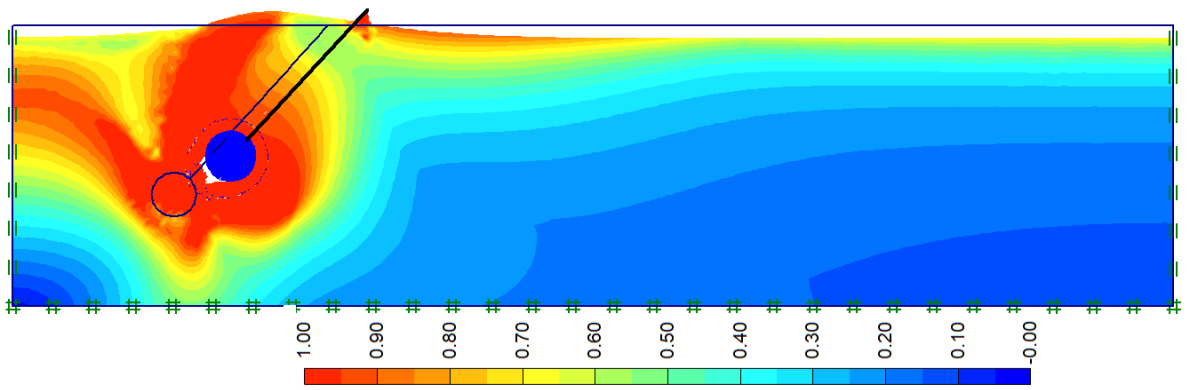
D-45G-25-SB



D-45G-30



D-45G-30-SB



Ø100D-30G-35

