

MODELAÇÃO NÚMERICA DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS INSTALADAS EM TALUDES SUBMERSOS SOB SOLICITAÇÃO LATERAL

MARCELO SABINO COSTA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Orientador: Professor Doutor Paulo Lopes Pinto

MAIO DE 2023

Ao meu Pai, João
Por tudo que sempre fez por mim

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, por me permitir realizar este sonho, por me dar forças nas horas turbulentas e estar sempre ao meu lado.

Ao meu Pai, João Costa, por ser um exemplo para mim como pessoa e como engenheiro civil, obrigado por sempre ter me mostrado que tudo seria possível com o meu esforço, por ter me ensinado a persistir sempre para alcançar todos os meus objetivos, e acima de tudo por me apoiar e sempre torcer por mim.

A minha mãe, Maria Flora, por todas as palavras de conforto nas horas difíceis, por todas as orações que fez e continua fazendo por mim. Agradeço por todo o amor que pode me dar.

Aos meus irmãos, André e Gabriel, por sempre me incentivarem a melhorar, por todos os sorrisos e brincadeiras compartilhadas, por sempre estarem ao meu lado em todos os momentos.

A minha avó, Mariaci, por ter acreditado em mim e proporcionado esta oportunidade. Por sempre me incentivar a dar o máximo de mim em qualquer situação.

A minha companheira, Maria Carolina, agradeço por todas as horas que me acolheu quando foi preciso, por toda a paciência durante os períodos difíceis e por sempre me incentivar a alcançar meus sonhos.

Ao Professor Doutor Paulo Lopes Pinto, pela excelente orientação que foi feita, por ter acreditado em mim e me ajudado a conquistar este desafio. Sou muito agradecido pela sua paciência, dedicação e partilha de conhecimento.

Ao Professor Doutor Antônio Viana da Fonseca, por todo o conhecimento e sabedoria partilhados durante as aulas e conversas.

Ao corpo docente da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto pela grande partilha e sabedoria. Foi uma honra aprender com todos.

A todos os meus amigos e familiares que torceram por mim, que me animavam com palavras de incentivo e sorrisos.

RESUMO

O sistema portuário tem um importante papel na cadeia logística brasileira, movimentando por ano mais de 700 milhões de toneladas de diversas mercadorias. Devido à extensa faixa costeira e sua grande rede hidrográfica, no Brasil é necessário o conhecimento de diversas técnicas de implementação de estruturas portuárias. Dentre as estruturas portuárias mais aplicadas está a estrutura de cais apoiado em estacas. Estas estacas geralmente se encontram instaladas em aterro submersos e submetidas a diversas solicitações como por exemplo, solicitações devido ao movimento de massa que ocorre no aterro submerso, ao peso dos equipamentos que passam no tabuleiro do cais, devido ao movimento de maré. Visto isso, é de grande importância a aplicação de métodos numéricos para o dimensionamento destas estacas. Neste trabalho foi analisado a aplicação de métodos numéricos para modelar as estacas, de uma estrutura de cais, instaladas em talude submerso sob solicitações laterais, pretendendo avaliar a influência da forma de tratamento do solo superficial de baixa resistência e do método construtivo dos aterros submersos. Foram confeccionados 4 modelos, combinando dois métodos executivos, execução de aterros submersos por camadas subhorizontais (modelo 1) e execução de aterros submersos por camadas paralelas a face do talude existente (modelo 2); para a elaboração dos outros modelos é considerada a presença de uma camada de 2,00m de espessura de argila no substrato marinho, sendo assim o modelo 3 é o modelo 1 porém com a presença da camada argilosa e o modelo 4 é o modelo 2 contemplando esta camada. Para todos os modelos será realizado a mesma análise, conforme a execução do aterro submerso evolui serão calculados os efeitos da solicitação lateral em todas as estacas, sendo obtidos os deslocamentos horizontais e esforços para cada estaca em cada estágio executivo. Após a elaboração dos modelos e análise dos resultados obtidos foi possível constatar que o método executivo em camadas paralelas a face do talude existente apresenta uma maior solicitação às estacas, gerando deslocamentos horizontais elevados acima dos 0,233 m para as condições deste modelo. Já o outro método executivo, em camadas horizontais, geram um menor deslocamento horizontal nas estacas, da ordem dos 0,102 m. Quando é considerada a presença da camada argilosa esses deslocamentos aumentam consideravelmente, cerca de 60%. Em relação aos esforços desenvolvidos nas estacas, eles são mais elevados no modelo 2 e 4, mas mesmo assim não são esforços altos para a estaca.

Com os modelos buscou-se simular o comportamento de um modelo tridimensional em um modelo bidimensional no estado plano de deformações. Para isto foram considerados 4 cenários onde a largura de influência da estaca iria ser igual ao diâmetro da estaca, igual a duas vezes o diâmetro, quatro e oito vezes o diâmetro da estaca. Pela análise dos resultados obtidos foi constatado o aumento do deslocamento horizontal da estaca à medida que sua largura de influência aumenta, porém deve ser feita uma modelação tridimensional para confrontar os resultados e aferir se estas considerações podem ser feitas.

Palavras-Chave: Métodos numéricos; Estrutura de cais; Aterro submerso; Estacas; Solicitações laterais.

ABSTRACT

The port system plays an important role in the Brazilian logistics chain, moving more than 700 million tons of various goods per year. Due to the extensive coastline and its large hydrographic system, in Brazil it is necessary to know different techniques for implementing port structures. The port system plays an important role in the Brazilian logistics chain, moving more than 700 million tons of various goods per year. Due to the extensive coastline and its large hydrographic system, in Brazil it is necessary to know different techniques for implementing port structures. Among the most applied port structures is the pier structure supported by piles. These piles are usually installed in submerged embankments and submitted to various solicitations, such as solicitations due to the mass movement that occurs in the submerged embankment, the weight of the equipment that passes on the pier deck, due to the tidal movement. So, the application of numerical methods for dimensioning these piles is of great importance. In this work, the application of numerical methods was analyzed to model the piles, of a pier structure, installed in a submerged slope under lateral loads, intending to evaluate the influence of the form of treatment of the superficial soil of low resistance and of the constructive method of the submerged embankments. Four models were made, combining two executive methods, execution of submerged embankments by subhorizontal layers (model 1) and execution of submerged embankments by layers parallel to the face of the existing slope (model 2); for the elaboration of the other models, the presence of a 2.00 m thick layer of clay in the marine substrate is considered, so the model 3 is model 1 but with the presence of the clayey layer and model 4 is model 2 contemplating this layer. For all models, the same analysis will be carried out, as the execution of the submerged embankment evolves, the effects of lateral stress on all piles will be calculated, obtaining the horizontal displacements and forces for each pile in each executive stage. After preparing the models and analyzing the results obtained, it was possible to verify that the executive method in layers parallel to the face of the existing slope presents greater forces on the piles, generating horizontal displacements above 0.233 m for the conditions of this model. The other executive method, in horizontal layers, generates a smaller horizontal displacement in the piles, in the order of 0.102 m. When the presence of the clayey layer is considered, these displacements increase considerably, around 60%. Regarding the forces developed in the piles, They are higher in models 2 and 4, but even so They are not high forces for the pile.

With the models done, was tried to simulate the behavior of a three-dimensional modelo in a two-dimensional model in the plane strain state. For this, 4 scenarios were considered Where the width of influence of the pile would be equal to thw diameter of the pile, equal to twice the diameter, four and eight times the diameter of the pile. By analyzing the results obtained, an increase in the horizontal displacement of the pile was observed as its width of influence increases, but a three-dimensional modeling must be carried out to compare the results and check whether these considerations can be made

Palavras-Chave: numerical methods; pier structure; submerged embankments; Piles; Lateral Loads.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1.	ENQUADRAMENTO DO TEMA.....	1
1.2.	OBJETIVOS	2
1.3.	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	2
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1.	ESTRUTURAS PORTUÁRIAS.....	3
2.2.	MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS HIDRAULICOS	4
2.3.	MODELAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	6
2.3.1.	Modelo do Meio Contínuo	6
2.3.2.	Modelo do Meio Discreto	7
2.4	CURVAS DE TRANSFERÊNCIA	8
2.4.1	Curvas p-y – Resistência Lateral	11
2.4.2	Curvas p-y para solos arenosos – Reese et al. (1974)	13
2.4.3	Proposta para curvas p-y em taludes	18
2.4.4	Curvas p-y para solos argilosos – Matlock (1970)	19
2.5	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	20
3	METODOLOGIA APLICADA	22
3.1.	INTRODUÇÃO	22
3.2.	MODELOS ANALISADOS.....	24
3.2.	CENÁRIOS ANÁLISADOS PARA SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO TRIDIMENSIONAL EM UM MODELO BIDIMENSIONAL	25
3.2.	MODELAÇÃO UTILIZANDO O SOFTWARE RS2	26
4	RESULTADOS OBTIDOS.....	36
4.1.	INTRODUÇÃO	36
4.2.	MODELO 1	36
4.3.	MODELO 2	49
4.4.	MODELO 3	54
4.5.	MODELO 4	60
4.6.	ANÁLISE DE COMPORTAMENTO TRIDIMENSIONAL EM UM MODELO BIDIMENSIONAL.....	65
5	CONCLUSÕES	76
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	79
	ANEXO A	82

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Indicação dos Portos Públicos Organizados no Brasil	1
Figura 2 - Representação de uma estrutura de suporte flexível com estacas instaladas em talude (BS 6349-2:2010, 2010)	3
Figura 3 - dragas por sucção (van't Hoff & van der Kolff, 2012).....	4
Figura 4 - Dragagem de corte com baldes (IADC & IAPH, 2010).....	5
Figura 5 - Execução por camadas subhorizontais	5
Figura 6 - Execução por camadas paralelas	5
Figura 7 - Representação de uma malha de elementos finitos sobre modelo contínuo do solo	7
Figura 8 - Estaca submetida a uma força transversal: reação do solo (a) real e (b) modelada pela hipótese de Winkler (Velloso e Lopes, 2010)	7
Figura 9 - Esquematização da aplicação do método de transferência de carga (RUIZ, 2005).....	9
Figura 10 - Curva de transferência t-z para solos coesivos e não coesivos carga (API RP 2A-WSD, 1987).....	9
Figura 11 - Curva de transferência Q-z (API RP 2A-WSD, 1987).....	10
Figura 12 - Distribuição de tensões normais em torno da seção da estaca.....	11
Figura 13 - Mecanismo de ruptura para estacas curtas (a) e longas (b)	11
Figura 14 - Curvas p-y ao longo do fuste da estaca	12
Figura 15 - Representação geral da curva p-y (Adaptado de Tuna De Sousa, 2006).....	13
Figura 16 - Curvas p-y para solos não coesivos (Reese et al., 1974)	14
Figura 17 - Ruptura em cunha passiva para solos não coesivos a pequenas profundidades (REESE et al. 2006).....	15
Figura 18 - Ruptura de fluxo lateral para solos não coesivos a grandes profundidades (REESE et al. 2006).....	15
Figura 19 - Coeficiente empírico A em função da profundidade e tipo de carregamento (REESE et al. 2006).....	16
Figura 20 - Coeficiente empírico B em função da profundidade e tipo de carregamento (REESE et al. 2006).....	17
Figura 21 - Aplicação de carga em estacas instaladas em terrenos inclinados: (a) carga contra inclinação (b) carga a favor da inclinação.....	18
Figura 22 - Curva p-y para argilas moles para carregamento estáticos (Reese & Wang, 1993). 19	
Figura 23 - Sequência de passos para obtenção de um ponto da curva p-y gerada a partir do MEF (Sanomia, 2016).....	21
Figura 24 - Geometria do modelo	22
Figura 25 - Representação da geometria da estaca.....	22
Figura 26 - Detalhe indicando o comprimento livre de cada estaca.....	23
Figura 27 - Modelos analisados	24
Figura 28 - Representação bidimensional	25
Figura 29 - Representação tridimensional com 10,00 metros de espaçamento.....	25
Figura 30: Cenários de análise de decréscimo da rigidez	26
Figura 31 - Estágios de análise no RS2.....	27
Figura 32 - Faseamento construtivo do aterro pelo método de camadas subhorizontais (a) pelo método de camadas paralelas a face do talude existente (b)	28
Figura 33 - Input da interface estrutural.....	31
Figura 34 - Forma geral dos diagramas obtidos (Reese and Van Impe, 2001)	32
Figura 35 - Curvas carga x deslocamento horizontal na cabeça da estaca (Borges, 2015)	33
Figura 36 - Representação da malha de Elementos finitos	34
Figura 37 - Representação das condições de contorno (restrições).....	34
Figura 38 - Representação do estágio final do modelo 1	35
Figura 39 - Representação do estágio final do modelo 2	35
Figura 40 - Representação do estágio final do modelo 3	35
Figura 41 - Representação do estágio final do modelo 4	35

Figura 42 - Deslocamento total no estágio 1 de estado de tensão inicial – modelo 1	36
Figura 43 - Deslocamento total no estágio 2 de execução do aterro inicial – modelo 1	37
Figura 44 - Deslocamento total no estágio 3 execução camada 1 da 2ª fase do aterro – modelo 1	37
Figura 45 - Deslocamento total no estágio 4 execução da camada 2 da 2ª fase do aterro – modelo 1.....	37
Figura 46 - Deslocamento total no estágio 5 execução da camada 3 da 2ª fase do aterro – modelo 1.....	38
Figura 47 - Deslocamento total no estágio 6 execução da camada 4 da 2ª fase do aterro – modelo 1.....	38
Figura 48 - Evolução do deslocamento horizontal em cada estágio de análise do modelo 1.....	40
Figura 49 - Diagramas de deslocamento horizontal ao longo do comprimento da estaca do modelo 1.....	41
Figura 50 - Diagramas de momentos fletores ao longo do comprimento da estaca do modelo 1.....	43
Figura 51 - Diagramas de esforços transversos ao longo do comprimento da estaca do modelo 1	45
Figura 52 - Diagramas de pressão do solo na face positiva e na face negativa.....	46
Figura 53 - Diagramas de pressão do terreno sobre a face positiva da estaca ao longo do seu comprimento – modelo 1.....	48
Figura 54 - Deslocamento total no estágio 6 de execução da camada 4 da 2ª fase do aterro – modelo 2.....	49
Figura 55 - Evolução do deslocamento horizontal em cada estágio de análise do modelo 2.....	51
Figura 56 - Diagramas de deslocamento horizontal ao longo do comprimento das estacas E1 e E2 do modelo 2	51
Figura 57 - Diagramas de momentos fletores ao longo do comprimento das estacas E1 e E2 do modelo 2.....	52
Figura 58 - Diagramas de esforços transversos ao longo do comprimento da estaca do modelo 2	53
Figura 59 - Diagramas de pressão do terreno sobre a face da estaca ao longo do seu comprimento – modelo 2.....	54
Figura 60 - Deslocamento total no estágio 6 de execução da camada 4 da 2ª fase do aterro – modelo 3.....	55
Figura 61 - Diagramas de deslocamento horizontal ao longo do comprimento da estaca do modelo 3.....	56
Figura 62 - Diagramas de momentos fletores ao longo do comprimento das estacas E1 e E2 do modelo 3.....	57
Figura 63 - Diagramas de esforços transversos ao longo do comprimento da estaca do modelo 3	59
Figura 64 - Diagramas de pressão do terreno sobre a face da estaca ao longo do seu comprimento – modelo 3.....	60
Figura 65 - Deslocamento total no estágio 6 de execução da camada 4 da 2ª fase do aterro – modelo 4.....	61
Figura 66 - Diagramas de deslocamento horizontal ao longo do comprimento das estacas E1 e E2 do modelo 4	62
Figura 67 - Diagramas de momentos fletores ao longo do comprimento das estacas E1 e E2 do modelo 4.....	63
Figura 68 - Diagramas de esforços transversos ao longo do comprimento da estaca do modelo 4	64
Figura 69 - Diagramas de pressão do terreno sobre a face da estaca ao longo do seu comprimento – modelo 4.....	65
Figura 70 - Variação do deslocamento horizontal com o aumento da largura de influência para o modelo 1.....	67
Figura 71 - Deslocamento horizontal da estaca E1 com o aumento da sua largura de influência – modelo 1.....	68
Figura 72 - Deslocamento horizontal da estaca E4 com o aumento da sua largura de influência –	

modelo 1.....	69
Figura 73 - Variação do deslocamento horizontal com o aumento da largura de influência para o modelo 2.....	70
Figura 74 - Deslocamento horizontal da estaca E1 com o aumento da sua largura de influência – modelo 2.....	71
Figura 75 - Deslocamento horizontal da estaca E4 com o aumento da sua largura de influência – modelo 2.....	71
Figura 76 - Variação do deslocamento horizontal com o aumento da largura de influência para o modelo 3.....	72
Figura 77 - Deslocamento horizontal da estaca E1 com o aumento da sua largura de influência – modelo 3.....	73
Figura 78 - Deslocamento horizontal da estaca E4 com o aumento da sua largura de influência – modelo.....	73
Figura 79 - Variação do deslocamento horizontal com o aumento da largura de influência para o modelo 4.....	74
Figura 80 - Deslocamento horizontal da estaca E1 com o aumento da sua largura de influência – modelo 4.....	75
Figura 81 - Deslocamento horizontal da estaca E4 com o aumento da sua largura de influência – modelo 4.....	75

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros para desenvolvimento de curvas t-z para solos coesivos e não coesivos	10
Tabela 2 - Parâmetros para desenvolvimentos de curvas Q-z	10
Tabela 3 - Valores de n_h (MN/m ³) em função da compactidade relativa do solo (Reese et al. 1974)	14
Tabela 4 - Valores representativos de deformações para 50% da resistência não drenada (Peck et al. 1974)	19
Tabela 5 - Parâmetros de mecânicos dos materiais	24
Tabela 6 - Parâmetros do material usado como aterro	29
Tabela 7 - Parâmetros do material arenoso do substrato marinho	30
Tabela 8 - Parâmetros da argila lodosa do substrato marinho	31
Tabela 9 - Parâmetros característicos do elemento com interface estrutural	33
Tabela 10 - Valores de deslocamento horizontal máximo e mínimo para cada estágio de análise do modelo 1	38
Tabela 11 - Valores de momento fletor para cada estágio de análise do modelo 1	42
Tabela 12 - Valores de esforços transversos para cada estágio de análise do modelo 1	44
Tabela 13 - Valores máximo e mínimo de pressão do terreno sobre a face positiva da estaca o para cada estágio de análise do modelo 1	46
Tabela 14 - Valores de deslocamento horizontal máximo e mínimo para cada estágio de análise do modelo 2	49
Tabela 15 - Valores de momento fletor para cada estágio de análise do modelo 2	52
Tabela 16 - Valores de esforços transversos para cada estágio de análise do modelo 2	53
Tabela 17 - Valores máximo e mínimo de pressão do terreno sobre a face positiva da estaca o para cada estágio de análise do modelo 2	54
Tabela 18 - Valores de deslocamento horizontal máximo e mínimo para cada estágio de análise do modelo 3	55
Tabela 19 - Valores de momento fletor para cada estágio de análise do modelo 3	57
Tabela 20 - Valores de esforços transversos para cada estágio de análise do modelo 3	58
Tabela 21 - Valores máximo e mínimo de pressão do terreno sobre a face positiva da estaca o para cada estágio de análise do modelo 3	59
Tabela 22 - Valores de deslocamento horizontal máximo e mínimo para cada estágio de análise do modelo 4	61
Tabela 23 - Valores de momento fletor para cada estágio de análise do modelo 4	62
Tabela 24 - Valores de esforços transversos para cada estágio de análise do modelo 4	64
Tabela 25 - Valores máximo e mínimo de pressão do terreno sobre a face positiva da estaca o para cada estágio de análise do modelo 4	65
Tabela 26 - Área e momentos de inércia para cada cenário de largura de influência	66
Tabela 27 - Deslocamento horizontal para cada cenário de aumento da largura de influência para o modelo 1	66
Tabela 28 - Deslocamento horizontal para cada cenário de aumento da largura de influência para o modelo 2	70
Tabela 29 - Deslocamento horizontal para cada cenário de aumento da largura de influência para o modelo 3	72
Tabela 30 - Deslocamento horizontal para cada cenário de aumento da largura de influência para o modelo 4	74
Tabela 31 - Estacas mais solicitadas em cada modelo	77

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA

O sistema portuário representa peça fundamental no desenvolvimento económico de um país, tendo em vista seu papel como elo de importância na cadeia logística como terminal multimodal nas atividades de exportação e importação. O sistema portuário brasileiro é dividido em instalações portuárias privadas, chamados terminais de uso privativo (TUP); portos públicos organizados, 35 portos segundo o ministério da infraestrutura do Brasil; instalações públicas de pequeno porto (IP4). A Figura 1 abaixo indica a localização dos portos públicos organizados.

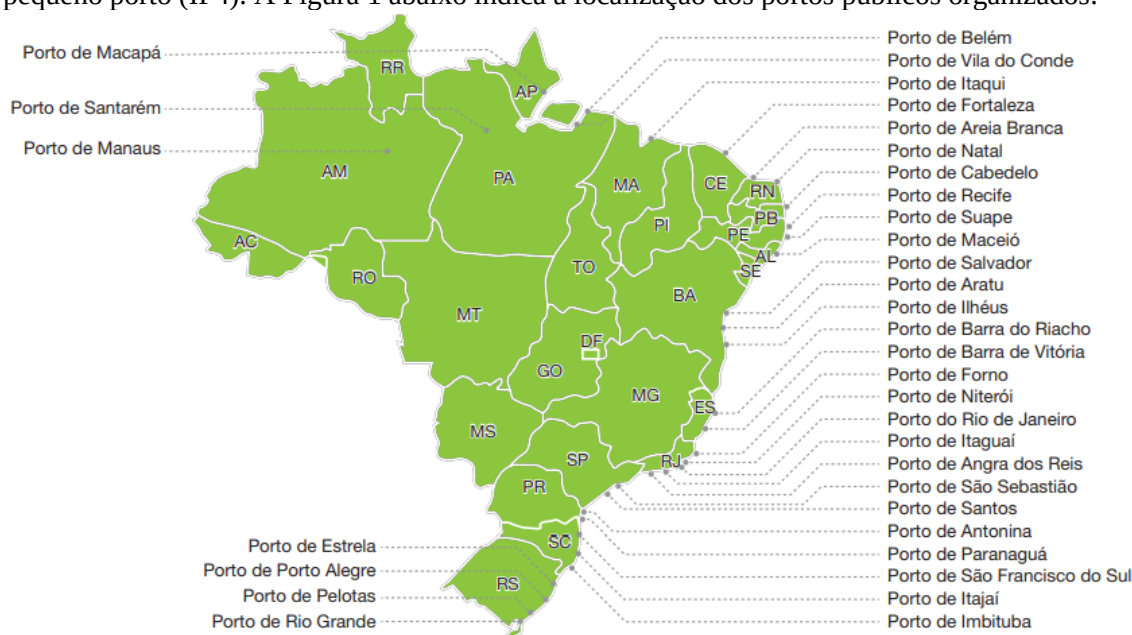


Figura 1 - Indicação dos Portos Públicos Organizados no Brasil

Fonte: Tribunal de contas da União

A administração dos portos no Brasil se dá por exercício da União, representada pela companhia da docas, ou delegada a estados e municípios ou mediante concessões a entidades privadas. No caso das IP4 a administração é executada pelo Departamento Nacional de infraestrutura de transporte (DNIT).

Segundo a companhia da docas, o setor portuário brasileiro movimenta anualmente cerca de 700 milhões de toneladas das mais diversas mercadorias e responde, sozinho, por mais de 90% das exportações. Apenas no ano de 2021 o Brasil totalizou um valor corrente de 454.996,8 milhões de dólares de negociações com o mercado exterior segundo informações do Comex Stat (Portal para acesso às estatísticas de comércio exterior do Brasil).

No Brasil, devido a sua longa faixa costeira e grande rede hidrográfica é necessário o conhecimento de diferentes técnicas para implementação das estruturas portuárias mais adequadas às condições locais. Entre as várias áreas de conhecimento podem salientar-se a hidráulica marítima e fluvial, engenharia geotécnica e mecânica dos solos, engenharia estrutural para suportar esforços verticais e horizontais, estáticos e dinâmicos.

1.2. OBJETIVOS

A presente dissertação tem por objetivo a aplicação dos métodos numéricos utilizados para modelar estacas instaladas em taludes submersos, no caso referente a uma estrutura de cais, sob solicitação lateral.

Incluem a modelação da interação solo-estrutura em que o solo é representado por um modelo contínuo aplicando o método dos elementos finitos, no estado plano de deformação, utilizando o software RS2 da Rocscience.

Como caso de estudo, pretende-se avaliar a influência do terreno existente, da forma de tratamento do solo superficial de baixa resistência (extração total ou parcial) e do método construtivo dos aterros submersos na solicitação lateral das estacas, com particular incidência na comparação dos resultados obtidos nos diferentes métodos.

Também será analisado uma forma de simular o comportamento de um modelo tridimensional em um modelo bidimensional pela redução da rigidez do sistema.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A estrutura da presente dissertação está subdividida em diversos capítulos de forma a desenvolver uma melhor compreensão a respeito do tema tratado e dos resultados alcançados.

O capítulo 2 corresponde a revisão bibliográfica, contemplando os principais conceitos que serão abordados no desenvolvimento do trabalho, de forma que facilite a compreensão dos capítulos seguintes. Serão abordados a prática geral na execução de estruturas de cais sobre estacas e de aterros submersos, conceitos de modelação da interação solo-estrutura, como a aplicação das curvas de transferência e do método dos elementos finitos.

O capítulo 3 aborda a metodologia aplicada a este trabalho, onde será explicado quais modelos serão feitos no RS2, quais suas características, que cenários para análise do comportamento tridimensional em um modelo bidimensional haverá. Após a introdução dos modelos produzidos será feita uma explicação de como procedeu a modelação no RS2, que considerações foram tomadas, quais as características dos materiais e estágios de análise.

O capítulo 4 irá discutir sobre os resultados obtidos com os modelos do capítulo anterior, por meio da análise e comparação dos mesmos. Se pretende verificar a influência que o aterro submerso exerce na solicitação lateral das estacas, assim como o seu faseamento construtivo e a forma em que a camada de solo superficial de baixa resistência foi tratada. Serão então comparados resultados obtidos na modelação bidimensional e simulando um comportamento tridimensional,

No capítulo 5 serão apresentadas as possíveis conclusões obtidas pela análise ao exposto no capítulo anterior e apresentadas propostas para o desenvolvimentos de trabalhos futuros.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. ESTRUTURAS PORTUÁRIAS

A implementação de uma obra portuária é balizada por aspectos topográficos, aspectos batimétricos (profundidade), condições geotécnicas, ações ambientais e pela sua finalidade (função da obra). Referente a sua finalidade, é levada em consideração o tipo de cargas e descargas previstas e a sua manipulação nas delimitações do porto.

O conceito de porto, segundo (Agerschou, 1983), está relacionado com cinco principais características, são elas: abrigo, profundidade, acesso, área de retroporto e ambiental. A noção de acesso está ligada a chegada ou retirada das cargas ou de passageiros no porto, por esse motivo os portos possuem as estruturas acostáveis.

As obras portuárias de acostagem constituem-se em obras maciças para resistir aos elevados esforços estruturais, não sendo, portanto, recomendáveis estruturas esbeltas. As obras de acostagem podem ser em estrutura contínua ou em elementos discretos (Alfredini, 2009).

Entre as obras de acostagem em estrutura contínua temos as estruturas de cais, que podem ser de paramento fechado ou aberto.

Os cais de paramento fechado podem ser subdivididos em cais de gravidade, têm como princípio estático o uso de estruturas pesadas ou cais em cortinas de estacas. Nos cais de paramento aberto, a área sob a plataforma apresenta um talude a partir do fundo do berço de atracação, podendo dispor de plataforma de alívio, ou não (Alfredini, 2009).

Sendo assim, os cais classificados como de paramento aberto são constituídos por uma plataforma apoiada sobre estacas instaladas em taludes submersos, Figura 2. Trata-se do tipo de estrutura mais aplicado na soluções de cais.

A largura da plataforma do cais poderá ser condicionada pelos equipamentos, responsáveis pelo carregamento e descarregamento das embarcações, ou pela estabilidade geotécnica global referente ao maciço de assentamento do cais. Segundo Fanti (2007) pode-se dizer que, normalmente para cais de pequeno porte, o que determina é a estabilidade geotécnica global e para cais de grande porte são os equipamentos gruas, o que não exclui a necessidade de verificação dessas duas condições sempre.

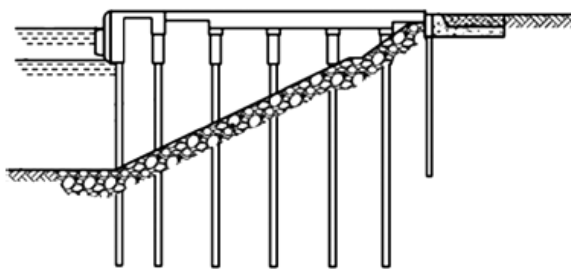


Figura 2 - Representação de uma estrutura de suporte flexível com estacas instaladas em talude (BS 6349-2:2010, 2010)

As estacas então sofrem solicitações verticais, devido às cargas provocadas pelos equipamentos de movimentação de cargas, cargas e passageiros; e solicitações horizontais, decorrente do impacto das embarcações, nas defensas, os esforços nos cabos de amarração das embarcações atracadas, empuxo das terras provocado pelo talude submerso e a corrente marítima. Dependendo do local, também deve ser levado em conta a ação sísmica para o dimensionamento da estrutura.

Referente a definição da geometria, a disposição das estacas é discricionaria ao projetista,

devendo atender as condições de estabilidade, e obedecendo as condições porém algumas práticas devem ser seguidas como a disposição de um alinhamento de estacas, ligadas por uma viga, ao longo de todo o trilho onde passa o equipamento de guias.

Um dos grandes desafios na fase de concepção deste tipo de estruturas é o de alcançar a otimização das diversas variáveis inerentes; estas variáveis passam pelo domínio dos materiais usados (madeira, betão, aço ou uma combinação de vários materiais), considerações geométricas adotadas (espaçamento entre estacas, secção transversal, inclinação em relação à vertical, entre outros) e elementos adicionais para o funcionamento de infraestrutura (Borges, 2015).

No processo de concepção da solução é necessária uma análise de interação solo-fundação, tanto em condições estáticas quanto em condições de ocorrência de ações sísmicas. Segundo o autor Santos (2008) a natureza do maciço, o grau de perturbação causado pela sua execução, o efeito de escala, o tipo e a magnitude das solicitações, compõem os principais fatores que influenciam no comportamento de fundações profundas. Sendo assim é imprescindível o devido controle executivo da fundação juntamente com os devidos ensaios de carga, devidamente instrumentados deforma a atestar, durante a execução, as condições previstas em projeto que visam a devida eficiência do sistema e sua segurança.

2.2. MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS HIDRAULICOS

Aterros hidráulicos são estruturas executadas para a criação de novos espaços para ocupação, constituídos de material granular, geralmente areia, podendo ser executados em qualquer curso de água.

A execução de aterros hidráulicos se faz necessário em obras portuárias, como estruturas de cais de paramento aberto. Sua execução pode ser resumida em três etapas principais: dragagem do material, transporte do material dragado até o local de execução, descarga do material para construção do aterro hidráulico.

A dragagem é a técnica de extração de solo ou rocha do fundo de um corpo de água por meio de embarcações ou plataformas flutuantes equipados com dragas, que podem ser classificadas como dragas de sucção, Figura 3, ou dragas mecânicas, Figura 4.



Figura 3 - dragas por sucção (van't Hoff & van der Kolff, 2012)



Figura 4 - Dragagem de corte com baldes (IADC & IAPH, 2010)

O transporte do material dragado, desde o local de empréstimo até ao local de construção do aterro, pode ser executado de diferentes maneiras. Para o efeito podem ser utilizadas tubagens, batelões ou dragas. A seleção do modo pelo qual se vai proceder ao transporte do material de empréstimo deve obedecer a critérios de ordem técnica e económica. O tipo de solo a transportar e a distância são duas das principais variáveis deste tipo de problemas (Faria, 2014).

A descarga, que é a construção efetiva do aterro submerso, pode ser feita em estruturas de cais de paramento aberto, após a cravação das estacas, de duas formas distintas: depositando o material em camadas sub-horizontais de baixo para cima, Figura 5, ou por camadas paralelas a face do talude do aterro submerso já existente, Figura 6.

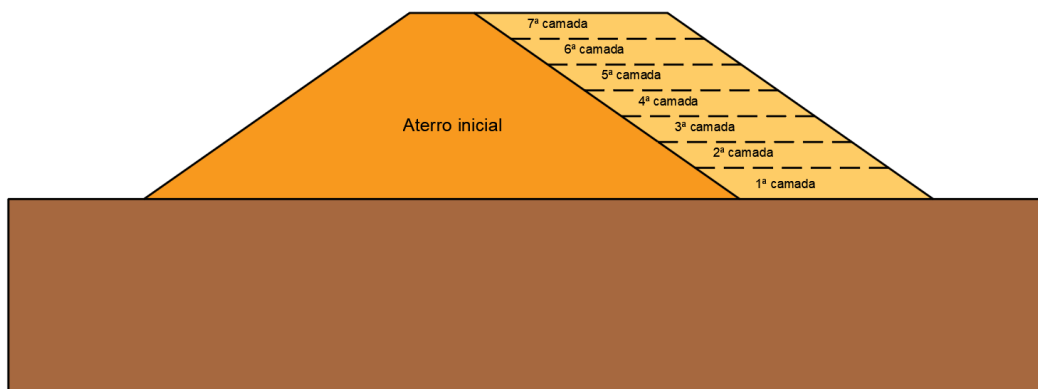


Figura 5 - Execução por camadas subhorizontais

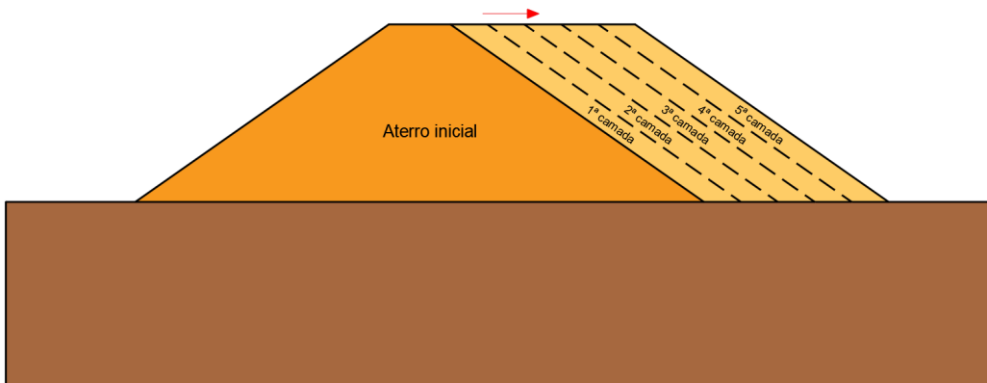


Figura 6 - Execução por camadas paralelas

2.3. MODELAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Como exposto anteriormente, para os cais de paramento aberto sua estacas sofrem diversas ações verticais e horizontais. Existem diversos tipos de ações horizontais que têm uma importância significativa na capacidade resistente de estruturas portuárias; estas ações horizontais, transmitidas tanto à cabeça das estacas como ao longo do fuste, podem ter diversas origens: impulsos de terras, sismos, impulsos hidrostáticos, vento, variações de temperatura, impacto de navios durante uma atracagem, ações transmitidas por cabos de amarração, entre outros (Borges, 2015). O presente trabalho trata das solicitações laterais desenvolvidas ao longo da estacas, pela ação do talude submerso ao qual elas estão instaladas.

A estacas carregadas lateralmente representam um complexo problema de interação solo-fundação, conduzida pela relação entre os deslocamento do elemento de fundação e a reação do solo em torno da mesma.

A análise de uma estrutura de fundação solicitada por cargas laterais é realizada sob o estado limite último (ELU) de resistência e estado limite de serviço (ELS). Sousa (2006) destaca que os dois estados limites precisam ser concebidos no dimensionamento de fundações profundas sujeitas a carregamentos horizontais, uma vez que o problema engloba três aspectos: estabilidade do solo (segurança à ruptura); ruptura estrutural das estacas por esforços internos excessivos e deslocamentos excessivos da cabeça dos elementos de fundação de modo a comprometer o trabalho da estrutura suportada (Santos, 2016). O presente trabalho irá focar na verificação do estado limite de serviço (ELS), onde as cargas aplicadas ao modelo respeitarão os limites de deslocamentos admissíveis.

Perante a problemática da análise da interação solo-estrutura, diversos autores desenvolveram diferentes propostas para abordar o problema. Segundo (Fan&Long, 2005) a obtenção dos esforços, rotações e deslocamentos gerados nas estacas carregadas horizontalmente, segue basicamente cinco linhas: método do equilíbrio limite; método do módulo de reação horizontal; modelo de um meio contínuo e elástico; modelos complexos em ferramentas numéricas; e o método das curvas “p-y”.

2.3.1. Modelo do Meio Contínuo

A idealização da modelação do solo como meio contínuo é baseada nos conceitos da mecânica dos meios contínuos, fundamentada pela teoria da elasticidade, onde se considera que o comportamento mecânico dos materiais pode ser expresso por uma relação em que o estado de tensão é função apenas do estado de deformação atual.

Posteriormente, com o estabelecimento do conceito de plasticidade, verificado no estado crítico dos solos, veio a ser o modelo elasto-plástico, o que impulsionou a elaboração dos modelos constitutivos. Esses modelos nada mais são que a representação matemática do comportamento dos materiais submetidos a solicitações.

Logo esta abordagem permite considerar o solo como um meio contínuo elástico ou elasto-plástico, onde o solo pode ser considerado com um bloco em equilíbrio.

Quando o solo é considerado como um meio contínuo, assume-se que todas as partículas, de um domínio pré-definido, apresentam as mesmas propriedades e podem ser analisadas de forma global, ou seja, seu comportamento pode ser expresso pela integral do volume. Este modelo permite que sejam analisadas regiões além do limite abaixo da região carregada, o que torna possível a análise de perfis estratificados e de solos com baixa coesão (Colares, 2006).

Neste modelo os deslocamentos do solo são calculados ao longo da interface solo-estaca recorrendo a métodos numéricos que, com a evolução da tecnologia, tornaram o modelo cada vez mais eficiente (Borges, 2015). A aplicação, por exemplo, do método dos elementos finitos traz para esta abordagem um opção mais abrangente. A Figura 7 abaixo tras um exemplo de modelação do maciço como meio contínuo e a aplicação do método dos elementos finitos.

A modelação computacional consiste na solução de problemas reais por meio de recursos computacionais. Para isto, diferentes formulações matemáticas são aplicadas, de modo a representar o comportamento dos materiais. Sendo estas definidas por meio dos modelos constitutivos (Silva, 2022).

Diferente do que será visto posteriormente no modelo do meio discreto, a consideração do solo com meio contínuo implica dizer que os deslocamentos desenvolvidos em um certo ponto influenciam e são influenciados pelos deslocamentos desenvolvidos nos pontos próximos a este, buscando se obter o equilíbrio pela redistribuição dos esforços desenvolvidos internamente.

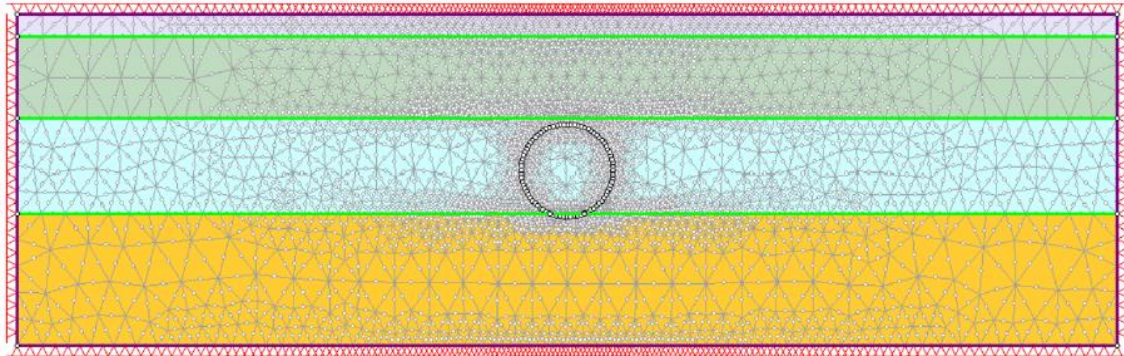


Figura 7 - Representação de uma malha de elementos finitos sobre modelo contínuo do solo

2.3.2. Modelo do Meio Discreto

Nesta abordagem o solo que envolve a estaca é representado por um conjunto de molas distribuídas ao longo do fuste. Esse sistema discreto de molas elástico-linear que simulam a interação solo-estrutura, conforme Figura 8.

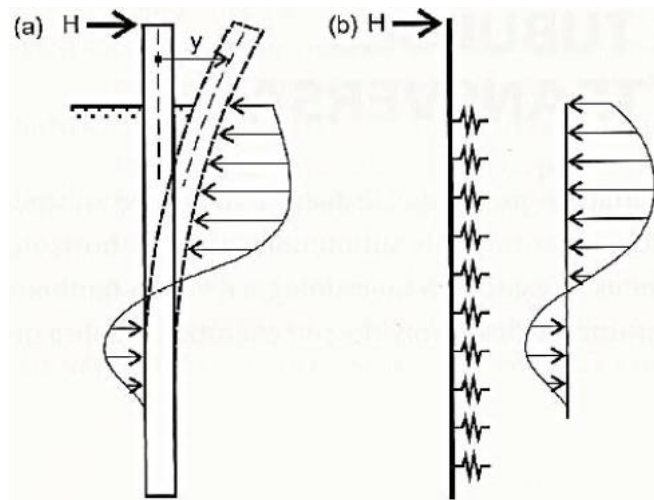


Figura 8 - Estaca submetida a uma força transversal: reação do solo (a) real e (b) modelada pela hipótese de Winkler (Velloso e Lopes, 2010)

Em 1867, Winkler propôs que a série de molas associadas a estaca apresentariam comportamento linear, onde a reação horizontal do solo por unidade de comprimento (p) seria diretamente proporcional ao deslocamento horizontal associado a ela (y). A razão de proporcionalidade destas grandezas seria a rigidez, também caracterizada como o módulo de reação horizontal do solo (k'_h), dada então pela equação 2.1 abaixo:

$$p = -k'_h \cdot y \quad (2.1)$$

O sinal negativo da expressão o sentido do deslocamento da estaca e da reação do terreno serem sempre opostos.

A partir da definição do módulo de reação horizontal do solo (k'_h), outros parâmetros podem ser obtidos, como o coeficiente de reação horizontal (k_h), obtido pela equação 2.2 abaixo,

e a constante de reação do solo (n_h), obtido pela equação 2.3 abaixo:

$$k_h = k'_h / B \quad (2.2)$$

$$n_h = k'_h / z \quad (2.3)$$

onde:

k'_h – Módulo de reação horizontal do solo;

k_h – Coeficiente de reação horizontal;

n_h – Constante de reação do solo;

B – Diâmetro/Largura da estaca;

z – Profundidade da estaca;

Ao longo dos anos, houve novos desenvolvimentos baseados no estudo proposto por Winkler, e com isso surgiram diversas críticas ao modelo pelas suas limitações e pela sua natureza semi-empírica (Tuna De Sousa, 2006). Segundo Poulos & Davis (1980), uma das desvantagens da hipótese de Winkler é a falta de continuidade entre as molas, por serem discretas e independentes. Além disso, os autores não vislumbravam aplicação para análise de grupo de estacas. Com isto, diversos autores abordaram o tema com o objetivo de refinar o modelo, tentando aproximá-lo à realidade, como por exemplo a consideração do comportamento elástico linear das molas. Tais modificações foram propostas por McClelland e Focht (1958), sendo este o ponto de partida para a composição da proposta onde o módulo de reação do solo varia em função da deformação e profundidade; este método é conhecido como método das curvas p-y, que se apresenta atualmente como um método de prática corrente (Borges, 2015).

Em 1970 Matlock chegou à conclusão que a resistência do solo num dado ponto é independente da deformação da estaca noutros pontos, ou seja, depende apenas da deformação do próprio ponto. Reese et al. (1974) propuseram um método para a construção de curvas p-y em solos arenosos, baseando-se em ensaios à escala real realizados em *Mustang Island, Texas* (relatado por Cox et al., 1974). As curvas p-y resultantes destes testes tornaram-se, durante longos anos, a grande referência para este tipo de estudos (Borges, 2015).

2.4 CURVAS DE TRANSFERÊNCIA

As curvas de transferência relacionam as tensões aplicadas com o respectivo deslocamento desenvolvido. Sendo assim, o comportamento de uma estaca solicitada pode ser representado por 3 curvas que descrevem matematicamente a resistência vertical, por atrito lateral ($t-z$) e de ponta ($Q-z$), e a resistência lateral ($p-y$). Para o presente trabalho, o foco principal detem no estudo as curvas p-y, visto que a problemática trabalhada trata-se de estacas solicitadas lateralmente, logo será abordado em item próprio posteriormente.

Em estacas isoladas com apenas solicitação vertical, o método aplicando as curvas de transferência permite que a estaca seja tratada como um elemento unidimensional associadas a uma serie de molas verticais, distribuídas ao longo do fuste da estaca e em sua ponta, possa representar a rigidez axial da estaca e a interação desta com o solo. Para isso é necessário subdividir a estaca em pequenos elementos que estão unidos entre si por molas verticais, além de cada um deles também estar associado lateralmente a uma mola vertical que representa a resistência ao corte do solo envolvente. O último elemento possui um mola vertical abaixo dele com intuito de representar a resistência de ponta da estaca. Para melhor compreensão da configuração do problema, a Figura 9 abaixo esquematizada como as molas são distribuídas.

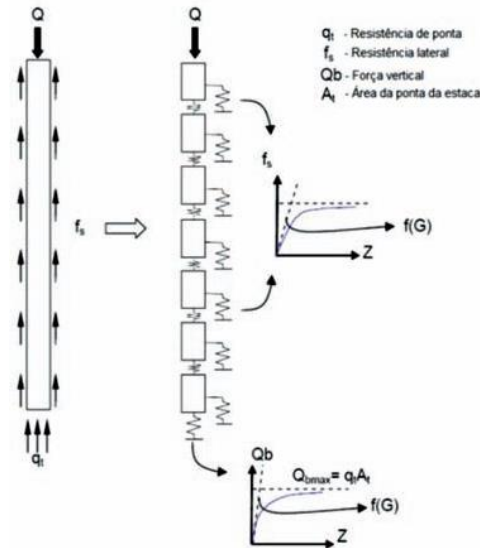


Figura 9 - Esquemática da aplicação do método de transferência de carga (RUIZ, 2005)

Este processo permite obter, de forma iterativa, a curva de carga-assentamento através do cálculo inverso da carga que pode ser aplicada na cabeça da estaca. Isto possibilita, a cada passo, o desenvolvimento do assentamento esperado na ponta da estaca. Para cada iteração o equilíbrio vertical das forças representadas tem de ser garantido, incluindo as forças ao longo do fuste, que resultam do sistema de molas não linear, e a força na ponta da estaca, que resulta, por sua vez, da mola representativa dessa resistência. O deslocamento da cabeça da estaca é calculado para cada passo assumindo o deslocamento de cada segmento, o deslocamento assumido para a ponta da estaca (correspondente ao passo) e a deformação elástica de cada segmento (Coyle & Reese, 1966; Poulos & Davis, 1980). Estas curvas são altamente dependentes do tipo de solo em que a estaca foi executada, do tipo de execução da mesma estaca e do tipo de carregamento a que esta vai estar sujeita

As chamadas curvas t - z caracterizam a transferência de carga entre o fuste da estaca e o solo envolvente. Da a relação entre o atrito lateral mobilizado (t) ao longo do fuste em função dos assentamentos desenvolvidos (z). As curvas t - z podem ser obtidas por meio de ensaios de campo ou podem ser estabelecidas analiticamente, para cada caso específico. Segundo Borges, 2015 um exemplo é a norma API RP 2A-WSD (1987) que utiliza curvas adimensionais de projeto, apresentado abaixo na Figura 10, descritas com parâmetros para solos não coesivos e coesivos, apresentadas na Tabela 1 abaixo.

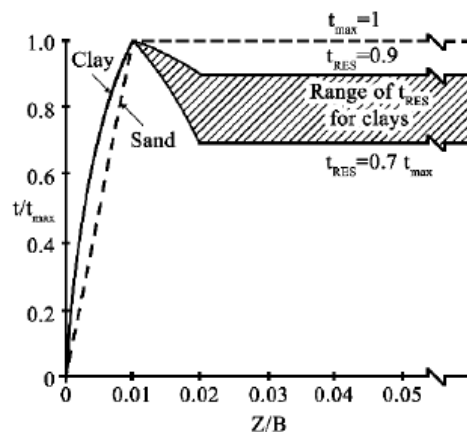


Figura 10 - Curva de transferência t - z para solos coesivos e não coesivos carga (API RP 2A-WSD, 1987).

Tabela 1 - Parâmetro para desenvolvimento de curvas t - z para solos coesivos e não coesivos

Solos	z/B	0,0016	0,0031	0,0057	0,0080	0,0100	0,0200	∞
Coesivos	$t/t_{m\acute{a}x}$	0,30	0,50	0,75	0,90	1,00	0,70 a 0,90	0,70 a 0,90
Solos não coesivos	z/B	0	0,01	∞	-	-	-	-
	$t/t_{m\acute{a}x}$	0,00	1,00	1,00	-	-	-	-

onde:

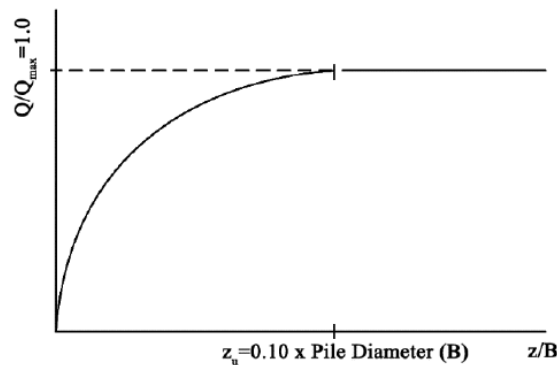
B – Diâmetro/Largura da Estaca;

z – Deslocamento vertical;

t – Atrito lateral mobilizado;

$t_{m\acute{a}x}$ – Capacidade de carga lateral por unidade de área;

As curvas Q - z traduzem a resistência de ponta mobilizada na base da estaca em relação ao assentamento da mesma. Contrário as curvas t - z , o formato das curvas Q - z não apresentam diferentes configurações para solos coesivos e não coesivos. Assim como para as curvas t - z , a norma API RP 2^a-WSD também utiliza curvas adimensionais de projeto, apresentado abaixo na Figura 11, descritas com parâmetros pré-estabelecidos, apresentados na Tabela 2 abaixo. A norma recomenda, no caso de maciços estratificados, garantir que a estaca instalada esteja a uma profundidade suficiente na camada portante, para evitar as camadas adjacentes da ponta da estaca que podem apresentar fraca resistência.

Figura 11 - Curva de transferência Q - z (API RP 2A-WSD, 1987).Tabela 2 - Parâmetros para desenvolvimentos de curvas Q - z

z/B	0,002	0,013	0,042	0,073	0,1
$Q/Q_{m\acute{a}x}$	0,25	0,5	0,75	0,9	1

Onde:

B – Diâmetro/Largura da Estaca;

z – Deslocamento vertical;

Q – Resistência de ponta mobilizado;

$Q_{m\acute{a}x}$ – Capacidade de carga na ponta;

Assim como as curvas t - z , as curvas Q - z também podem ser obtidas pela realização de ensaios, como por exemplo o ensaio de carga estático instrumentado com extensômetros distribuídos ao longo do comprimento da estaca.

2.4.1 Curvas p - y – Resistência Lateral

A análise da resistência horizontal do sistema solo-fundação apresenta uma maior complexidade pois no caso de uma estaca vertical solicitada por uma força horizontal ocorrerá uma variação de tensão normal em volta da estaca. Para uma estaca vertical sem ação de uma solicitação horizontal as ações normais em volta da estaca, devido ao solo, são constantes. A medida que uma solicitação horizontal é aplicada essa tensão normal na face da estaca aumenta no sentido da solicitação horizontal devido a reação do maciço de solo ao deslocamento associado a solicitação enquanto que ocorre o decrescimo de tensões no sentido oposto ao sentido da solicitação (Figura 12). Se a solicitação exterior imposta à estaca for suficientemente grande será expectável que a tensão normal, na face oposta ao movimento, se anule; ou seja, a estaca deixa de estar em contato com o solo envolvente (Portugal, 1993).

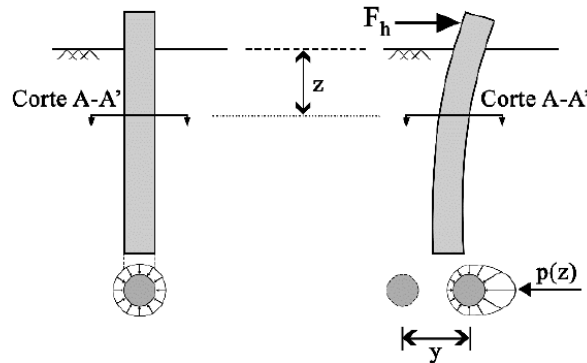


Figura 12 - Distribuição de tensões normais em torno da seção da estaca

Contudo, o comportamento das estacas sobre uma ação horizontal depende também de seu comprimento. Para Fleming *et al.* (1992) estacas curtas submetidas a carregamento horizontais sofrem essencialmente o fenómeno de rotação do corpo rígido, sendo o principal problema neste caso a ruptura do solo ou a excessiva deflexão no topo da estaca (Figura 13.a). Por outro lado, para estacas longas desenvolve-se, para uma dada profundidade da estaca, uma rótula plástica, originando na parte superior da estaca deslocamentos significativos (Figura 13.b). Neste caso pode ocorrer ruptura estrutural do elemento da estaca ou, igualmente ao caso anterior, excessiva deflexão horizontal (Tuna De Sousa, 2006).

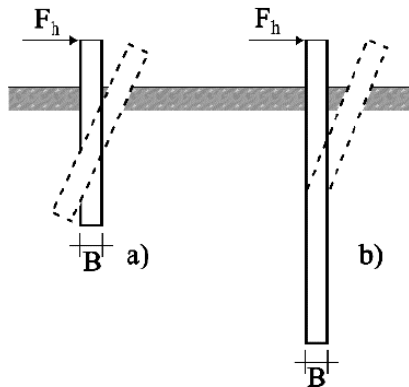


Figura 13 - Mecanismo de ruptura para estacas curtas (a) e longas (b)

A solicitação lateral aplicada a estaca resulta na reação do solo do solo p , sendo uma força por unidade de comprimento. Para Lima (2001) esta resposta do solo devido a um carregamento lateral aplicado é considerada linear apenas para baixos níveis de carga e, portanto, para baixos deslocamentos. Então para elevados níveis de carga, o método das curvas p - y tem sido aplicado pois, diferentemente do método de Winkler, ele considera o solo com o comportamento não-linear.

As curvas p - y descrevem, portanto, a reação não-linear entre o deslocamento horizontal da estaca (y) e a resistência do solo atuando contra o fuste da estaca (p). Dessa forma, ao solicitar a estaca com um carregamento horizontal, uma série de curvas p - y podem ser descritas ao longo do seu fuste, conforme mostra a Figura 14, que permitirão a determinação do módulo de reação horizontal do solo para uma dada profundidade e deslocamento (Oliveira, 2020).

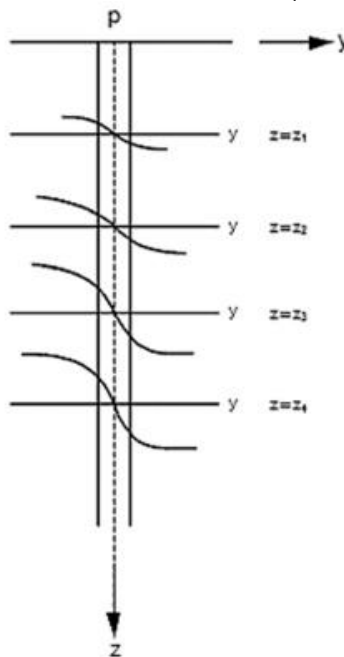


Figura 14 - Curvas p - y ao longo do fuste da estaca

Diversos autores concluíram que a aplicação das curvas p - y representam de forma mais realista o comportamento de estacas carregadas horizontalmente. Duncan et al. (1994) concluíram em suas pesquisas que o modelo das curvas p - y apresentam um comportamento mais realista do problema de uma estaca carregada lateralmente, tendo como fator contribuinte o fato do comportamento carga-deslocamento em torno da estaca ser não-linear. Para Portugal (1993) a análise da resposta de estacas sujeitas a carregamento horizontal por meio da utilização de curvas p - y resulta numa boa aproximação da realidade, apresentando facilidade na modelação de múltiplas camadas de solo, independentemente das suas propriedades não-lineares.

Segundo Rosa González (2014), os primeiros trabalhos que levaram em conta esse comportamento foram desenvolvidos por Palmer e Thompson (1948) e McClelland e Focht (1958).

Reese e Welch (1975) afirmaram, ainda, que o comportamento do solo em determinada profundidade não depende do comportamento do solo nas demais profundidades.

Para que a determinação das curvas p - y produzam resultados confiáveis, Reese e Van Impe (2001) ressaltam que a qualidade da investigação do solo e a determinação dos seus parâmetros são de suma importância para o processo.

A forma geral de uma curva p - y para uma determinada profundidade, Figura 15, apresenta três segmentos distintos no seu traçado, o primeiro e o último sendo segmentos lineares e o segundo segmento uma curva. É de salientar que para pequenos deslocamentos o declive inicial da curva está relacionado de forma direta com o módulo inicial da curva tensão-deformação do solo (da origem ao ponto A); do mesmo modo o valor de p_u está diretamente relacionado com a capacidade última do solo (ponto B) (Reese et al, 2006). Os diferentes tramos representam comportamentos distintos do solo: para o primeiro tramo, da origem ao ponto A, o solo apresenta comportamento no domínio das deformações infinitesimais; o segundo tramo, do ponto A ao ponto B, pertencente ao domínio das pequenas deformações; o último tramo, a partir do ponto B, correspondente ao domínio das grandes deformações, onde o solo apresenta um comportamento plástico e a reação do solo é limitada pelo valor da resistência última, p_u (Tuna De Sousa, 2006).

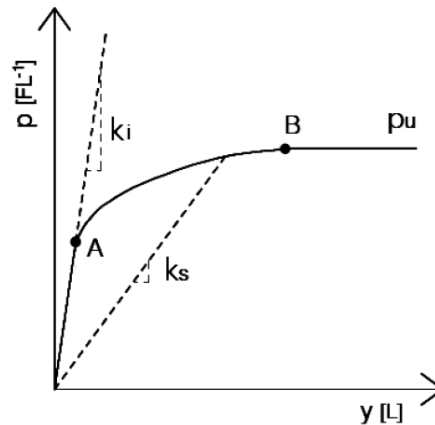


Figura 15 - Representação geral da curva p-y (Adaptado de Tuna De Sousa, 2006)

Para baixos níveis de deformação a curva p-y pode ser representada pelo módulo de reação inicial (k_i) para definir a sua inclinação inicial. No entanto, quando a análise recai no comportamento para fases mais avançadas de deformação, a não linearidade da relação p-y deverá ser considerada pela adoção do módulo de reação secante do solo (k_s), que é definido pela inclinação da secante traçada desde a origem até qualquer ponto ao longo da curva p-y (Tuna De Sousa, 2006).

De acordo com Varatojo (1986), por Tuna De Sousa (2006), as curvas p-y dependem do módulo de reação do solo, e desta forma vão depender consequentemente de outros parâmetros, tais como: dimensão e secção transversal da estaca, relação tensão-deformação do solo, natureza da solicitação aplicada, rigidez de flexão da estaca, tipo de solo, parâmetros de resistência ao corte do solo, posicionamento do nível freático, efeito de sobrecargas no terrapleno, modo de deformação, fenómenos de consolidação e fluência do solo, taxa de aplicação do carregamento exterior e tensão de confinamento.

Existem diversas propostas de métodos analíticos para determinação de curvas p-y, tanto para solos coesivos, como para solos não coesivos. Como será mencionado posteriormente, este estudo irá ser efetuado tendo por base um solo do tipo arenoso, compondo o corpo do aterro, e uma camada de solo argilo, abaixo do corpo do aterro, o que conduzirá a métodos analíticos para solos coesivos e não coesivos.

2.4.2 Curvas p-y para solos arenosos – Reese et al. (1974)

Pela realização de uma série de ensaios de capacidade de carga lateral, realizados em *Mustang Island, Texas* os autores Reese et al. (1974) desenvolveram um conjunto de curvas p-y e equações, originando um modelo de construção de curvas p-y em areias para carregamentos cíclicos e estáticos. A Figura 16 abaixo expõe a curva proposta por Reese et al. (1974) pela definição dos pontos, onde n_h é o módulo de reação do solo, b é o diâmetro da estaca, p_k , p_m e p_u são valores de resistência lateral do solo e y_k , y_m e y_u seus respectivos valores de deslocamento horizontal

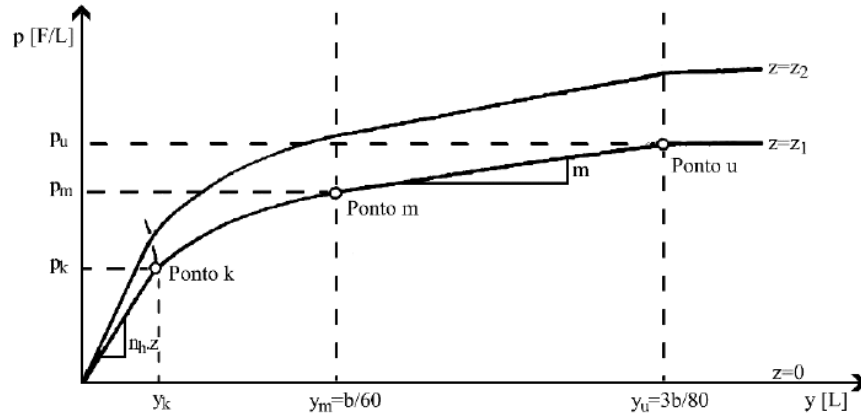


Figura 16 - Curvas p-y para solos não coesivos (Reese et al., 1974)

A curva p - y proposta pelos autores possui quatro segmentos; o primeiro é um segmento retilíneo com inclinação n_h , seguido por um segmento parabólico limitado pelo ponto k (y_k ; p_k) e pelo ponto m (y_m ; p_m), ao qual se segue um mais um segmento retilíneo com inclinação m e limitada pelos pontos m (y_m ; p_m) e u (y_u ; p_u) e, ao fim um segmento retilíneo constante horizontal que corresponde ao valor da resistência última do solo p_u .

O primeiro segmento retilíneo é definido pela equação (2.4). A porção inicial da curva representa graficamente a rigidez inicial que, para o caso de uma areia, depende da pressão de confinamento. Como esse valor não é de fácil obtenção, Reese et al. (1974) recomendam valores de n_h obtidos a partir de resultados experimentais, que variam em função da compacidade do solo (Tabela 3).

$$p_y = (n_h z)y \quad (2.4)$$

Tabela 3 - Valores de n_h (MN/m³) em função da compacidade relativa do solo (Reese et al. 1974)

Compacidade relativa	Areia Submersa	Areia Seca
Solta	5,4	6,8
Média	16,3	24,4
Densa	34	61

Posteriormente, torna-se necessário determinar o valor máximo da resistência última do solo, sendo esse valor calculado para uma profundidade específica para a qual se pretende definir o traçado da curva p - y . Para o cálculo dos valores de resistência correspondentes a p_m e p_u é necessário utilizar o menor valor entre p_{cs} (resistência horizontal última próxima da superfície) e p_{cd} (resistência horizontal última a grandes profundidades).

Para o cálculo da resistência última próxima da superfície do terreno, p_{cs} , utiliza-se a expressão (2.5), que foi deduzida tendo por base a Figura 17 que representa a mobilização de uma cunha passiva que atua no lado frontal da estaca. Ao utilizar este modo de rotura, assume-se também que a estaca analisada é lisa, não gerando assim quaisquer tensões tangenciais na sua superfície.

$$p_{cs} = \gamma z \left[\frac{k_0 z \cdot Tg(\Phi) \cdot Sen(\beta)}{Tg(\beta - \Phi) \cdot Cos(\alpha)} + \frac{Tg(\beta)}{Tg(\beta - \Phi)} \cdot (b + z \cdot Tg(\beta) \cdot Tg(\alpha)) + k_0 z \cdot Tg(\beta) \cdot (Tg(\Phi) \cdot Sen(\beta) - Tg(\alpha)) - k_a b \right] \quad (2.5)$$

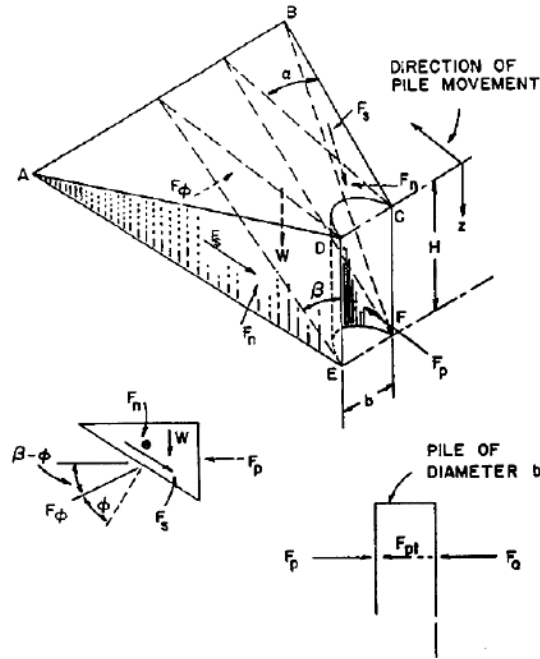


Figura 17 - Ruptura em cunha passiva para solos não coesivos a pequenas profundidades (REESE et al. 2006)

Para o cálculo da resistência última do solo a grandes profundidades, onde o terreno apresenta a tendência de escoar no sentido horizontal em torno da estaca – fluxo horizontal do solo. Segundo REESE et al. (2006), a tensão instalada na parte posterior da estaca deverá ser igual ou superior ao coeficiente de impulso ativo (K_a); se assim não fosse, o solo poderia correr o risco de queda. Tal suposição é baseada num comportamento bidimensional em detrimento de um comportamento tridimensional, sendo desta forma induzida uma aproximação. Para este tipo de casos, a resistência última do solo, p_{cd} , é calculada a partir da expressão (2.6) que foi obtida com base na Figura 18.

$$p_{cd} = k_a \cdot b \cdot \gamma \cdot z (Tg^8(\beta) - 1) + k_0 \cdot b \cdot \gamma \cdot z \cdot Tg(\Phi) \cdot Tg^4(\beta) \quad (2.6)$$

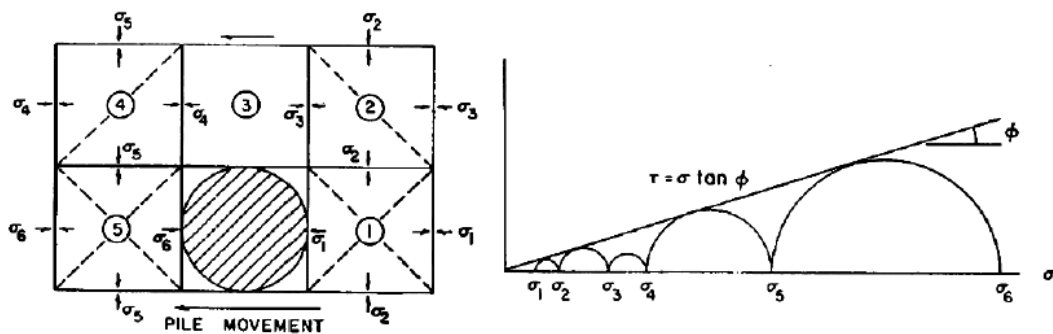


Figura 18 - Ruptura de fluxo lateral para solos não coesivos a grande profundidades (REESE et al. 2006)

Onde:

H – Profundidade abaixo do solo (m);

γ – Peso volúmico do solo (kN/m^3);

Φ – ângulo de resistência ao corte do solo ($^\circ$);

b – Diâmetro da estaca (m);

k_0 – Coeficiente de impulso em repouso (Valor recomendado de 0,6 para areias soltas e 0,4 para areias densas (REESE et al. 2006);

K_a – Coeficiente de impulso ativo de Rankine ($K_a = \text{tg}^2(45^\circ - \alpha)$);

β – ângulo que define a geometria da cunha ($\beta = 45^\circ + \Phi/2$);

α – ângulo que define a geometria ($\Phi/2$ areias densas e $\Phi/3$ para areias soltas);

Neste método são utilizados coeficientes de ajuste empíricos desenvolvidos pelos autores para ajustar as resistências calculadas a partir de modelos de ruptura com resultados de ensaios experimentais.

Para o cálculo das coordenadas correspondentes ao ponto de resistência última do solo, ponto u (y_u ; p_u) aplicasse as equações (2.7) e (2.8)

$$y_u = \frac{3b}{80} \quad (2.7)$$

$$p_u = A \cdot \text{mín}(p_{cd}; p_{cs}) \quad (2.8)$$

A partir do gráfico apresentado na Figura 19, é possível a determinação do coeficiente empírico A em função da profundidade e do tipo de carregamento, se é cíclico (A_c) ou estático (A_s).

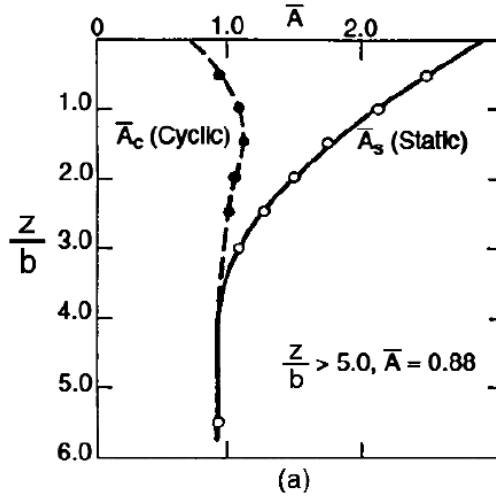


Figura 19 - Coeficiente empírico A em função da profundidade e tipo de carregamento (REESE et al. 2006)

Para o cálculo das coordenadas correspondentes ao ponto de resistência última do solo, ponto m (y_m ; p_m) aplicasse as equações (2.9) e (2.10)

$$y_u = \frac{b}{60} \quad (2.9)$$

$$p_m = B \cdot \text{mín}(p_{cd}; p_{cs}) \quad (2.10)$$

A partir do gráfico apresentado na Figura 20, é possível a determinação do coeficiente empírico B em função da profundidade e do tipo de carregamento, se é cíclico (B_c) ou estático (B_s).

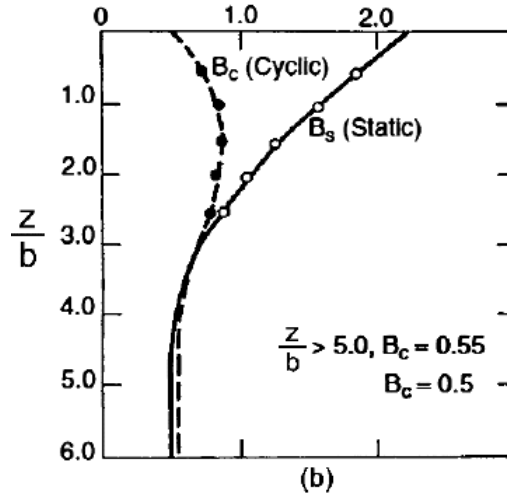


Figura 20 - Coeficiente empírico B em função da profundidade e tipo de carregamento (REESE et al. 2006)

Os pontos m e u limitam o terceiro segmento da curva p - y , que corresponde a um segmento retilíneo com uma inclinação m que pode ser calculado pelas equações (2.11) e (2.12). Vale salientar que para deslocamentos maiores que y_u a reação do solo será constantes.

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \quad (2.11)$$

$$p = p_m + m \cdot (y - y_m) \quad (2.12)$$

Por fim, é necessário a determinação do ramo parabólico, delimitado pelos pontos k e m, descritos pela equação (2.13).

$$p = C \cdot y^{\frac{1}{n}} \quad (2.13)$$

Onde C e n são constantes estimadas pelas equações (2.14) e (2.15) aplicando os parâmetros já calculados anteriormente:

$$n = \frac{p_m}{m \cdot y_m} \quad (2.14)$$

$$C = \frac{p_m}{(y_m)^{1/n}} \quad (2.15)$$

O ponto inicial da parábola, de coordenadas y_k e p_k pode ser definido de acordo com as expressões (2.16) e (2.17) abaixo:

$$y_k = \left(\frac{C}{n \cdot h_z} \right)^{\frac{n}{n-1}} \quad (2.16)$$

$$p_k = C (y_k)^{1/n} \quad (2.17)$$

2.4.3 Proposta para curvas p-y em taludes

A proposta apresentada anteriormente é válida para estaca verticais instaladas em terrenos com superfície horizontal. Como visto anteriormente, em caso de cais sobre estacas, em sua maioria, essas estacas são instaladas em taludes submersos.

Para que seja levada em conta então a superfície inclinada, torna-se necessário a aplicação de ajustes às curvas $p-y$. Para isso Reese et al. (1974) propuseram que para o caso de estacas instaladas em taludes, sujeitas a ações horizontais, deverão ter em consideração algumas modificação induzidas ao método tradicional para superfícies horizontais.

As modificações são revisões na forma de estima a resistência última, e para o caso de solo não coesivos, pode-se aplicar as novas expressões sempre que o talude possua uma inclinação inferior ao ângulo de resistência ao corte do solo. modificações apenas serão aplicadas para o caso de rotura em cunha, que corresponde a pequenas profundidades; por conseguinte, as equações relativas ao caso de rotura por fluxo horizontal do solo (grandes profundidades) permanecerão inalteráveis, visto que, este caso não será influenciado pela inclinação do terreno (Reese et al, 2006).

A resistência última correspondente à condição de rotura por cunha, pode ser calculada de 2 formas distintas: utilizando a expressão (2.18) caso a carga seja aplicada contra a inclinação do talude, ou a expressão (2.19) caso a aplicação da carga seja a favor da mesma (Figura 21).

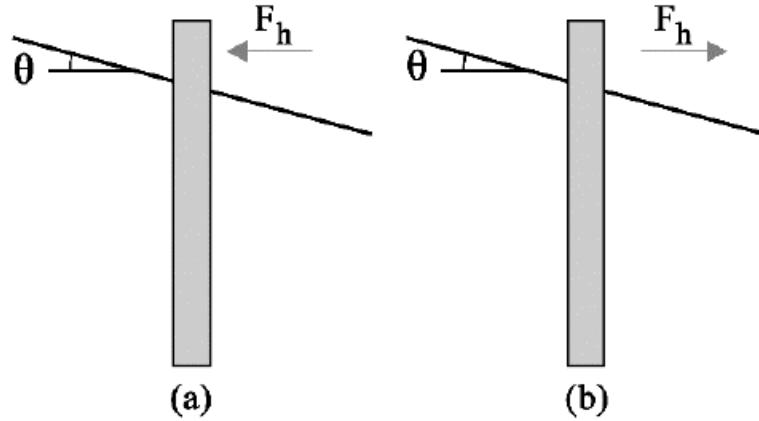


Figura 21 - Aplicação de carga em estacas instaladas em terrenos inclinados: (a) carga contra inclinação (b) carga a favor da inclinação

$$p_{usa} = \left[\frac{k_0 \cdot H \cdot Tg(\Phi) \cdot Sen(\beta)}{Tg(\beta - \Phi) \cdot Cos(\alpha)} \cdot (4 \cdot D_1^3 - 3 \cdot D_1^2 + 1) + \frac{Tg(\beta)}{Tg(\beta - \Phi)} + (b \cdot D_2 + H \cdot Tg(\beta) \cdot Tg(\alpha) \cdot D_2^2) + k_0 \cdot z \cdot Tg(\beta) \cdot (Tg(\Phi) \cdot Sen(\beta) - Tg(\alpha)) \cdot (4 \cdot D_1^3 - 3 \cdot D_1^2 + 1) + k_a b \right] \quad (2.18)$$

$$p_{usa} = \left[\frac{k_0 \cdot H \cdot Tg(\Phi) \cdot Sen(\beta)}{Tg(\beta - \Phi) \cdot Cos(\alpha)} \cdot (4 \cdot D_3^3 - 3 \cdot D_3^2 + 1) + \frac{Tg(\beta)}{Tg(\beta - \Phi)} + (b \cdot D_4 + H \cdot Tg(\beta) \cdot Tg(\alpha) \cdot D_4^2) + k_0 \cdot z \cdot Tg(\beta) \cdot (Tg(\Phi) \cdot Sen(\beta) - Tg(\alpha)) \cdot (4 \cdot D_3^3 - 3 \cdot D_3^2 + 1) + k_a b \right] \quad (2.19)$$

Onde os coeficientes D_1 , D_2 , D_3 , D_4 e k_a são definidas pelas equações (2.20) a (2.24), respectivamente:

$$D_1 = \frac{Tg(\beta) \cdot Tg(\theta)}{Tg(\beta) \cdot Tg(\theta) + 1} \quad (2.20)$$

$$D_2 = 1 - D_1 \quad (2.21)$$

$$D_3 = \frac{Tg(\beta).Tg(\theta)}{1 - Tg(\beta).Tg(\theta)} \quad (2.22)$$

$$D_4 = 1 + D_3 \quad (2.23)$$

$$k_a = \cos(\theta) \cdot \frac{\cos(\theta) - (\cos(\theta)^2 - \cos(\phi)^2)^{0,5}}{\cos(\theta) + (\cos(\theta)^2 - \cos(\phi)^2)^{0,5}} \quad (2.24)$$

2.4.4 Curvas p-y para solos argilosos – Matlock (1970)

Para o desenvolvimento do método de obtenção da curva p-y em argilas moles, foram executadas uma série de ensaios de cargas em estacas metálicas instrumentadas em Lake Austin, Texas. O resultados obtido pode ser visto na Figura 22 abaixo:

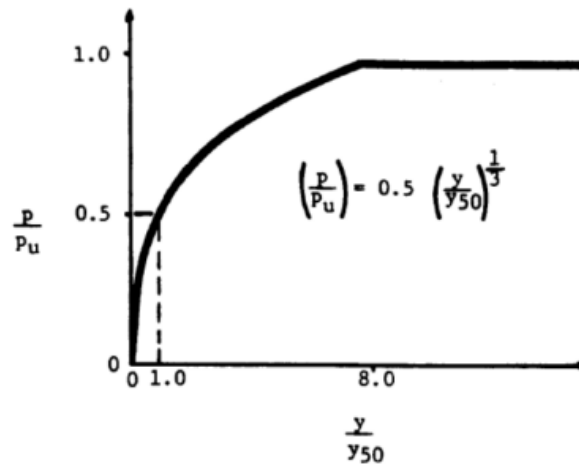


Figura 22 - Curva p-y para argilas moles para carregamento estáticos (Reese & Wang, 1993)

Os parâmetros iniciais para traçar as curvas, são a coesão não drenada (C_u), o peso específico submerso do solo (γ') e também o valor da deformação do solo para 50% da resistência última (ϵ_{50}). A curva p-y proposta por Matlock é uma parábola cúbica. A Tabela 4 abaixo indica alguns valores típicos para ϵ_{50} de acordo com a resistência ao cisalhamento não drenado.

Tabela 4 - Valores representativos de deformações para 50% da resistência não drenada (Peck et al. 1974)

Consistência da Argila	Média da tensão de cisalhamento não drenado (kPa)	ϵ_{50}
Mole	< 48	0,02
Média	48-96	0,01
Rígida	96-192	0,005

A primeira etapa, para o traçado da curva, é obter o valor da resistência última do solo (p_u). Matlock propõe uma expressão genérica para esse parâmetro, exposta na equação (2.25) abaixo:

$$p_u = k_c \cdot c_u \cdot D \quad (2.25)$$

Onde:

K_c - um fator de resistência lateral para solos coesivos;

D - diâmetro da estaca; e

c_u - Resistência não drenada do solo.

Segundo Matlock (1970 apud Sousa, 2006), em casos de grandes profundidades K_c toma o valor de 9. Próximo à superfície do terreno o autor indica para o fator de resistência lateral uma variação em função da profundidade como expressa pela equação (2.26):

$$k_c = 3 + \frac{\gamma' \cdot z}{c_u} + \frac{J \cdot z}{D} \quad (2.26)$$

Onde:

J - um coeficiente determinado empiricamente por Matlock. Seu valor adotado para argilas moles é 0,5 e para argilas médias é 0,25; e
 γ' - peso volúmico submerso do solo.

A resistência última é obtida a partir da equação (2.25) usando o menor valor entre 9 e o valor encontrado pela expressões (2.26). Detendo este parâmetro, para cada profundidade desejada, é possível traçar as curvas p - y para argilas moles utilizando a equação (2.27):

$$\frac{p}{p_u} = 0,5 \cdot \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \quad (2.27)$$

Onde:

$$y_{50} = 2,5 \cdot \varepsilon_{50} \cdot D \quad (2.28)$$

ε_{50} – Deformação do solo para uma tensão igual a 50% da resistência ao cisalhamento não drenada;

Segundo o autor, a equação expressa em (2.27) é válida para descrever as curvas p - y para argilas moles até o ponto de abscissa $8y_{50}$, quando se considera atingida a resistência última do solo. Para valores superiores, o solo se deforma plasticamente e seu comportamento é representado a partir de uma reta horizontal constante.

2.5 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos (MEF) é uma ferramenta matemática que pode ser aplicada para análises de problemas envolvendo estacas solicitadas por cargas horizontais, permitindo a consideração da interação solo-estrutura, modelos não lineares elasto-plásticos e comportamento anisotrópico do material. Segundo Su & Li (2013), uma das maiores vantagens da utilização do MEF está no fato das cargas laterais serem multidirecionais, sendo devido a isso o fato de somente modelos numéricos 3D serem capazes de simular o comportamento em problemas dessa natureza. Segundo Reese & Van Impe (2001), já há algum tempo o MEF tem sido empregado para a obtenção das curvas p - y como Yegian & Wright (1973), Kooijman (1989), Brown & Kumar (1989), Brown & Shie (1991) e Portugal e Sêco e Pinto (1993).

É possível a aplicação do método dos elementos finitos (MEF) para determinação de curvas p - y , para uma determinada profundidade, consiste basicamente no ajuste de uma curva continua a um conjunto de valores correspondentes de resistência lateral do solo (p) e deflexão da estaca (y). Os valores das deflexões podem ser obtidos diretamente dos resultados da simulação pelo MEF. Os valores da resistência lateral, no entanto, precisam ser calculados a partir da dupla diferenciação do momento fletor atuante nos elementos mais externos da seção da estaca (Brown et al., 1989).

Sanomia (2016) apresenta a Figura 23 com uma sequência de passos que resume o método para obtenção dos pontos de uma curva p - y obtidos pelo MEF. O item a seguir apresenta a descrição do método para obtenção da resistência lateral do solo.

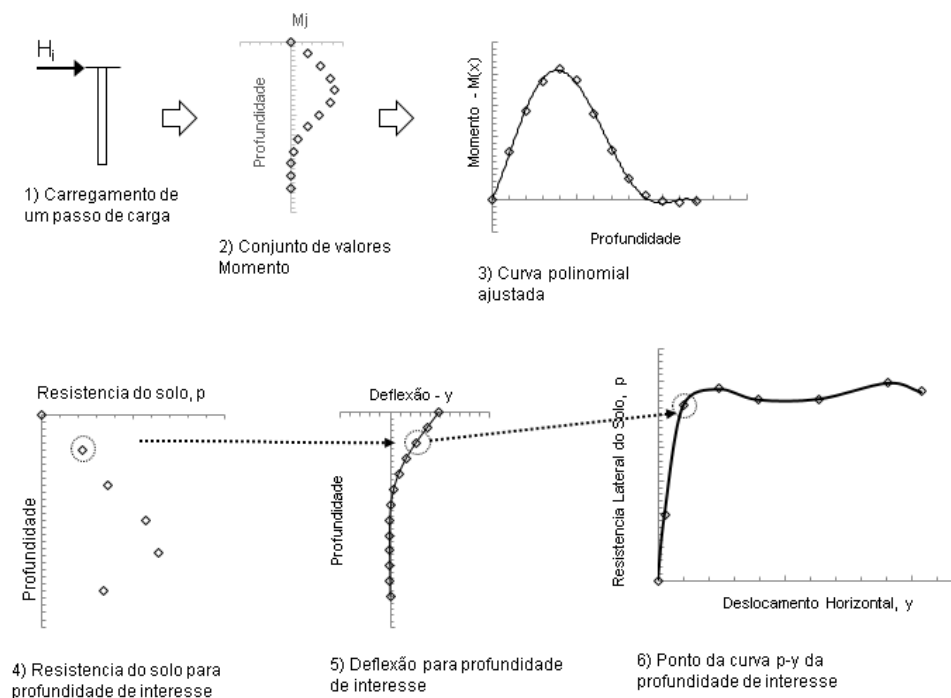


Figura 23 - Sequência de passos para obtenção de um ponto da curva p-y gerada a partir do MEF (Sanomia, 2016)

A obtenção da curva p-y pelo MEF ocorre primeiramente com a obtenção da curva do momento fletor da estaca gerada a partir da aplicação de um carregamento horizontal. Após isso, faz-se um ajuste polinomial na curva do momento fletor seguido de dupla diferenciação dessa curva de ajuste para a obtenção da curva da resistência do solo (p) ao longo da profundidade. Cada ponto de interesse do valor de p com o deslocamento horizontal (y) resulta em um ponto da curva p-y. Assim, sucessivas cargas aplicadas na estaca geram uma combinação de pontos p e y , que juntos formam a curva p-y (Oliveira, 2020).

Contudo, apesar desse ser um procedimento bastante usado, ele pode resultar em erros significativos, conforme visto em Yang e Liang (2007). Estes autores concluíram que erros significativos podem ocorrer principalmente na determinação imprecisa do perfil do momento fletor que, por consequência, influenciarão nos resultados das curvas p-y.

3

METODOLOGIA APLICADA

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, será realizado uma análise numérica no estado plano de deformação, por meio do *software* RS2, da empresa Rocscience, com o objetivo de avaliar o comportamento de um alinhamento de estacas submetidos a esforços horizontais ocasionados pela progressão construtiva de um aterro submerso em diferentes cenários. Além disso, será analisado o problema simulando o efeito de uma análise tridimensional em um modelo bidimensional.

O modelo desenvolvido tenta representar a estrutura de um cais apoiado em estacas instaladas em um talude parcialmente submerso. A geometria do modelo pode ser vista na Figura 24 abaixo.

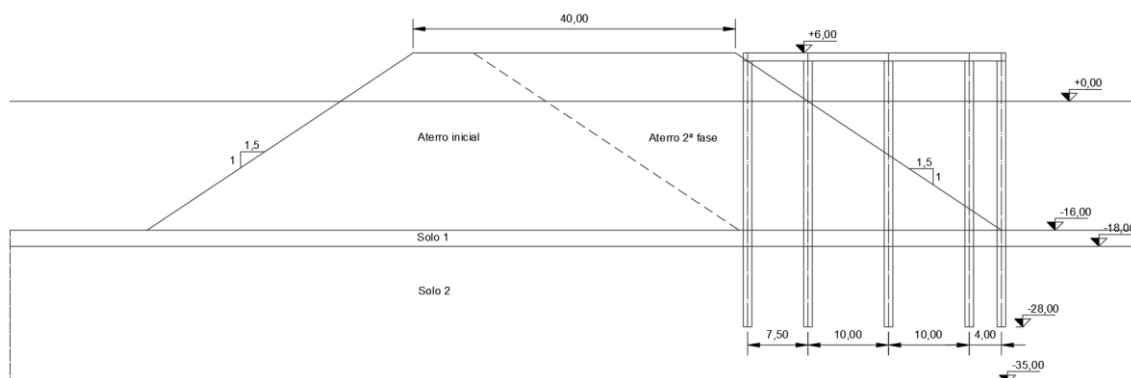


Figura 24 - Geometria do modelo

A geometria do modelo tem por base um aterro inicial com 22,00 metros de altura, plataforma superior de 7,50 metros de largura, talude a jusante e montante com inclinação de 34° (1V:1,5H), cujo objetivo é a construção de um cais apoiado em um grupo de estacas, espaçadas entre si de 7,50 m + 10,00 m + 10,00 m + 4,00 m. Por serem comumente aplicadas neste tipo de obra, foram escolhidas estacas metálicas de seção tubular com diâmetro externo de 1067 mm e 20mm de espessura, conforme representado na Figura 25 abaixo.

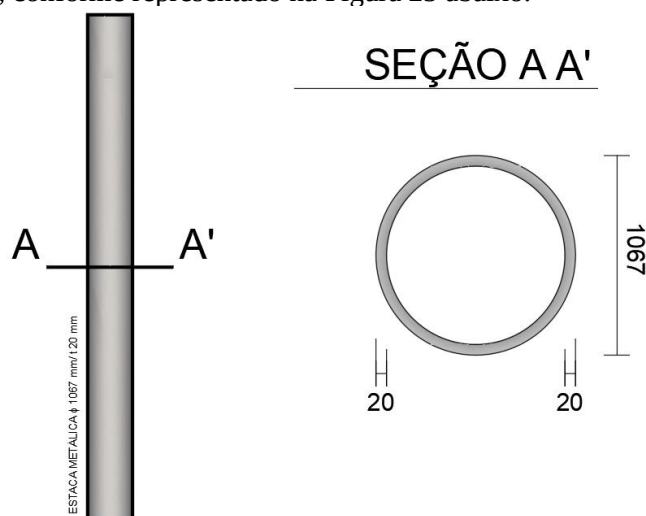


Figura 25 - Representação da geometria da estaca

Todas as estacas apresentam o mesmo comprimento de 34,00 metros, porém elas irão

apresentar diferentes comprimentos enterrados ao fim da execução da segunda fase do aterro. A primeira estaca (E1) será a única inteiramente embutida, a segunda estaca apresenta comprimento livre de 5,36 metros, 27,64 metros enterrados (84% do comprimento total); a terceira estaca possui comprimento livre de 12,02 metros, 20,98 metros enterrados (63% do comprimento total); a quarta estaca possui 18,69 metros de comprimento livre, 14,31 metros enterrados (43% do comprimento total); a quinta estaca é a única que está instalada fora do talude submerso, ou seja, está embutida apenas no substrato marinho natural, com comprimento livre de 21,00 metros, 12 metros enterrados (36% do comprimento total), um melhor detalhamento indicando os comprimentos livres de cada estaca pode ser visto abaixo na Figura 26.

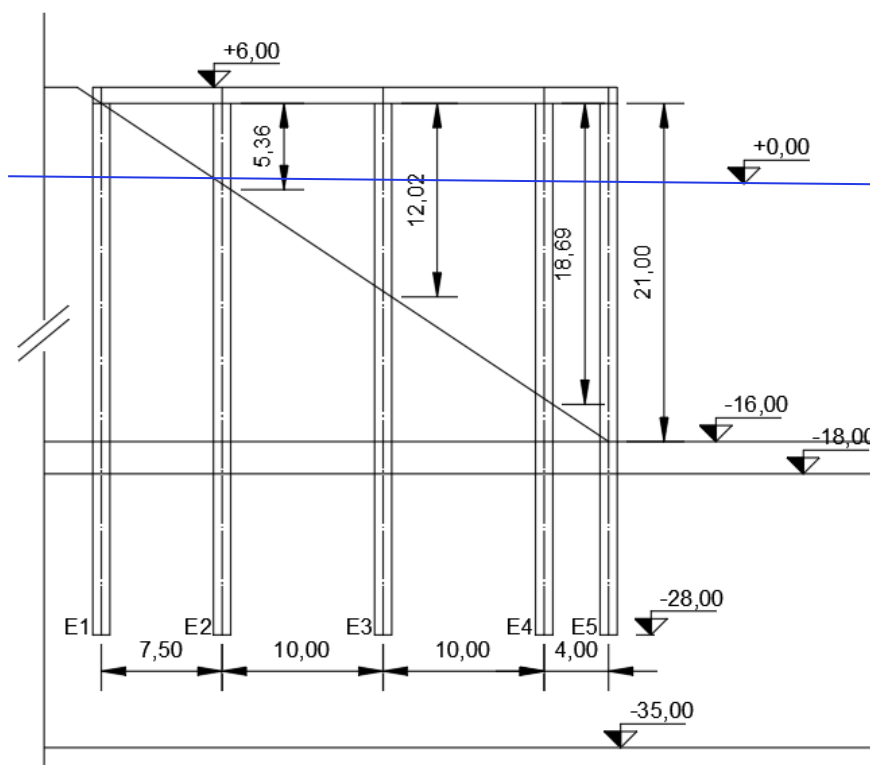


Figura 26 - Detalhe indicando o comprimento livre de cada estaca

O substrato de fundação dos modelos desenvolvidos são compostos por um estrato contínuo de solo arenoso medianamente compacto completamente submerso com 17,00 metros de espessura. O aterro, em ambas as fases, é composto por um material granular bem compactado. Segundo Ribeiro (2011) grande parte das obras portuárias construídas estão inseridas em zonas lodosas ou sedimentares argilosas; desta forma, torna-se necessário a implementação de algumas técnicas de melhoria dos terrenos, sendo comum a substituição do material primitivo, através da extração total ou parcial do material argiloso, por areias bem graduadas com melhor comportamento, devido a isto será considerada também, em dois cenários, uma camada de material argilo de baixa resistência com 2,00 metros de espessura na porção mais superficial do substrato marinho. As características mecânicas de todos os materiais citado acima são apresentadas na Tabela 5 abaixo.

Tabela 5 - Parâmetros de mecânicos dos materiais

Material	Tipo	γ kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	ϕ' (°)	c_u (kPa)	$E's$ (MPa)	ν
Aterro	Granular	21	22	40	-	40	0,3
Solo 1	Argila	18	20	-	25	10	0,49
Solo 2	Arenoso	18	20	30	-	30	0,3

Quanto a solicitação, as estacas serão submetidas apenas aos esforços laterais decorrentes da execução de cada uma das camadas da segunda fase do aterro e o movimento de massa associado a cada uma delas.

3.2. MODELOS ANALISADOS

Conforme expresso anteriormente, um dos objetivos do trabalho é analisar a influência do método construtivo dos aterros submersos e a forma de tratamento do solo superficial de baixa resistência (argila lodosa) na solicitação lateral das estacas.

Para os métodos construtivos será considerado os dois métodos construtivos citados anteriormente, método 1 de execução em camadas sub-horizontais e método 2 de execução em camadas paralelas a face do talude existente, já exemplificados nas Figura 5 e Figura 6.

Para os métodos de tratamento do solo superficial será considerado uma primeira situação em que esse solo foi completamente extraído, estando então o aterro completamente assentado em solo marinho com melhor resistência e uma segunda situação em o solo superficial de baixa resistência foi parcialmente extraído, restando apenas uma pequena camada de 2,00 metros de espessura.

Combinando os dois cenários de métodos construtivos diferentes e os dois cenários de tratamento do solo superficial de baixa resistência foram então elaborados quatro modelos, em estado plano de deformação, conforme ilustrado na Figura 27 abaixo.

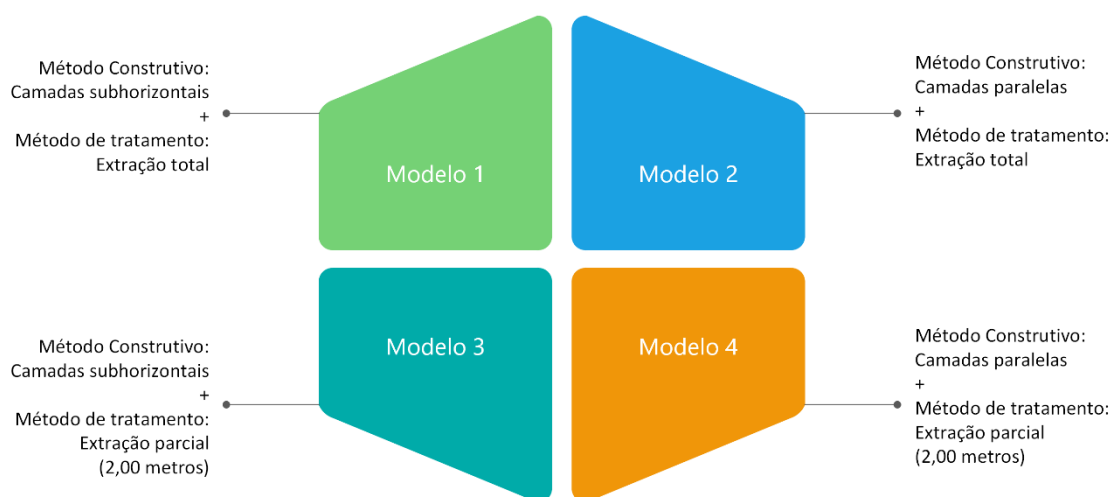


Figura 27 - Modelos analisados

Para todos os modelos será realizado a mesma análise, conforme a execução da 2ª fase do aterro evolui (seja por camadas horizontais, seja por camada paralelas ao talude existente do aterro inicial) será calculados os efeitos da solicitação lateral em todas as estacas. Para facilitar a elaboração dos modelos, a 2ª fase do aterro será construída em quatro etapas, 4 camadas.

3.3. CENÁRIOS ANÁLISADOS PARA SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO TRIDIMENSIONAL EM UM MODELO BIDIMENSIONAL

Outro objetivo que este trabalho pretende alcançar é analisar uma forma de simular o comportamento de um modelo tridimensional em um modelo bidimensional. Para isso será realizado um decréscimo na rigidez das estacas de forma a simular o caso de existir mais fileiras de estacas no sentido normal ao plano.

No caso dos modelos elaborados no estado plano de deformações (x;y) considera-se que a terceira grandeza espacial (z) é igual a 1, conforme Figura 28, sendo assim, a rigidez do problema bidimensional é maior do que a rigidez do problema tridimensional. Conforme consideramos um modelo tridimensional, em que $z > 1$, a rigidez do sistema diminui. Por exemplo, se fosse realizada uma modelação tridimensional com a mesma geometria apresentada, porém com duas fileiras de 5 estacas espaçadas entre si de 10 metros, Figura 29, a rigidez do sistema seria menor.

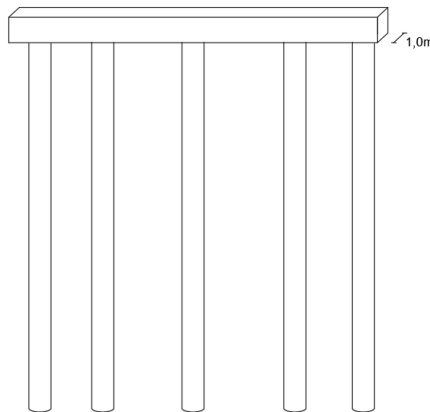


Figura 28 - Representação bidimensional

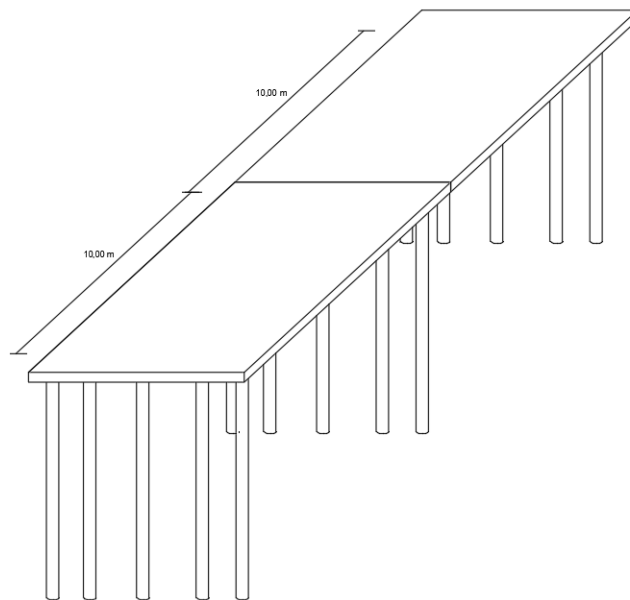


Figura 29 - Representação tridimensional com 10,00 metros de espaçamento

Para simular então o comportamento da estrutura de forma tridimensional em um modelo bidimensional será feito um decréscimo na rigidez das estacas dos modelos considerando uma maior largura de influência em 4 cenários: considerando a largura de influência das estacas igual

2 vezes o diâmetro da estaca, 4 vezes o diâmetro da estaca e 8 vezes o diâmetro da estaca; conforme expostos abaixo na Figura 30.

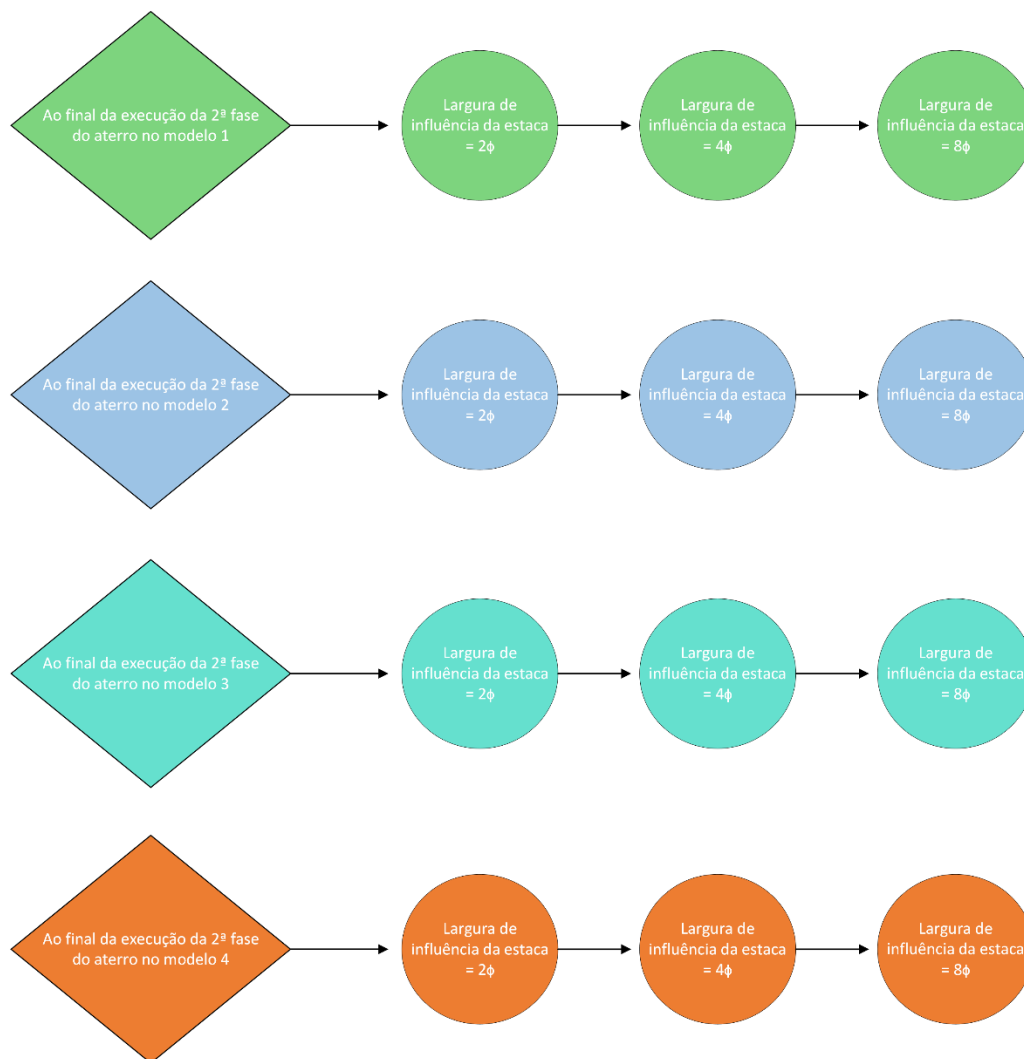


Figura 30: Cenários de análise de decrescimento da rigidez

3.4. MODELAÇÃO UTILIZANDO O SOFTWARE RS2

Como dito anteriormente, os modelos serão constituídos no software RS2, desenvolvido pela Rocscience. O RS2 é um software de análise de elementos finitos criado para modelar e analisar problemas envolvendo estruturas geotécnicas. Ele permite a análise de tensão-deformação, análises de infiltração, análises de consolidação de material, permite que os materiais sejam modelados como elasto-plástico não lineares, permite simulação do faseamento construtivo e permite uma análise completa em cada uma das fases.

A sequência a seguir para apresentar a execução da modelação seguirá a mesma sequência de modelação proposta pelo software. Começando pela configuração do projeto, que pode ser acessada pela atalho “Ctrl+J”, escolhendo o sistema de unidades além de ser definida a quantidade de estagios em que o modelo será executado. Para todos os modelos foram escolhidos seis estágios, sendo o primeiro o estado de equilíbrio do substrato marinho, o segundo a construção do aterro inicial (1ª fase) todo de uma só vez, os estágios 3, 4, 5 e 6 correspondem a execução da primeira camada da 2ª fase do aterro, segunda camada, terceira camada e quarta camada respectivamente, conforme indicado na Figura 31 abaixo.

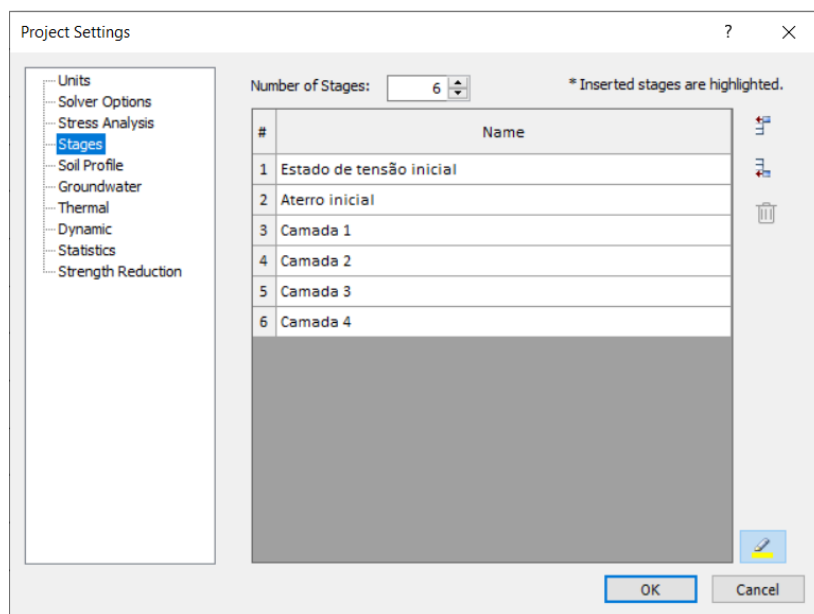


Figura 31 - Estágios de análise no RS2

Após a definição das configurações de projeto, o próximo passo é a definição da geometria do modelo, que será baseada na Figura 24, apresentada anteriormente. O que vai mudar é a presença ou não da camada superficial de baixa resistência de 2,00 metros de argila lodosa e o método executivo da 2ª fase do aterro.

Para o método executivo em camadas subhorizontais, a camada 1 inicia na cota -16,00 e vai até a cota -10,00, total de 6,00 metros de espessura; a camada 2 vai da cota -10,00 até a cota -4,00, total de 6,00 metros de espessura; a camada 3 inicia na cota -4,00 e vai até a cota +1,00, total de 5,00 metros de espessura; a última camada, camada 4, inicia na cota +1,00 e vai até a cota +6,00, total de 5,00 metros de espessura.

Para o método executivo em camada paralelas a face do talude do aterro inicial, todas as quatro camadas iniciam na cota -16,00 e vão até a cota +6,00, porém em larguras diferentes. A camada 1 será executada com uma largura de aproximadamente 5,00 metros; a camada 2 com aproximadamente 8,50 metros de largura; a camada 3 com uma largura de 10,00 metros e por último, a camada 4 com 9,00 metros de largura. O faseamento construtivo para cada método construtivo pode ser exemplificado na Figura 32 abaixo. A figura abaixo não mostra a modelação completa, apenas o faseamento construtivo do aterro, com a sua fase inicial sendo mostrada já na sua última etapa, e daí segue a execução da segunda fase do aterro já detalhada por 4 etapas construtivas.

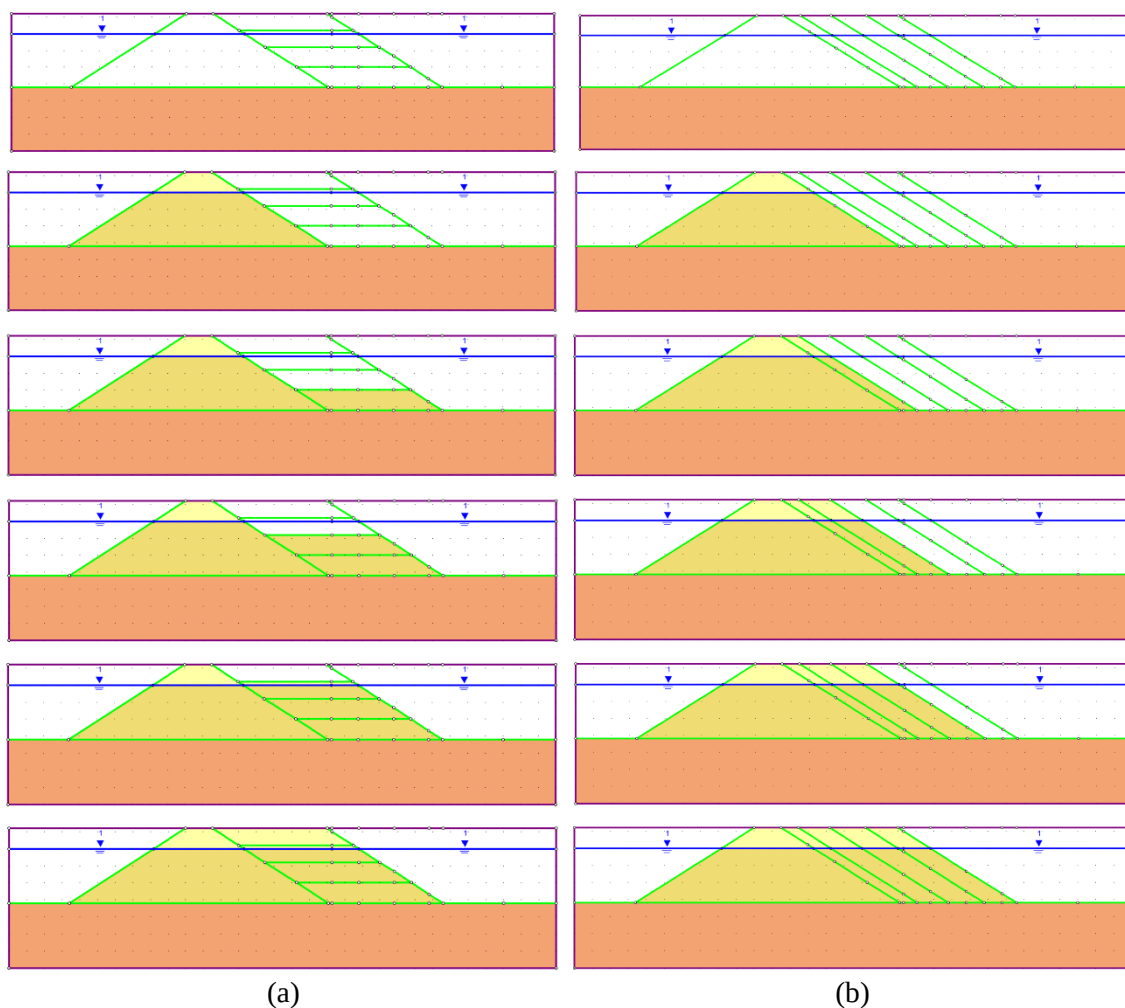


Figura 32 - Faseamento construtivo do aterro pelo método de camadas subhorizontais (a) pelo método de camadas paralelas a face do talude existente (b)

Posteriormente a definição da geometria, o software sugere que o próximo passo seja a definição dos materiais que vão compor o modelo, inserindo os parâmetros que vão caracterizar o material e definir o seu comportamento. Para o problema aqui apresentado os materiais a serem definidos é o material que compõe o substrato marinho (em dois modelos irá ter a presença de uma camada de 2,00 metros de argila lodosa), o material que vai compor o corpo do aterro, o material estrutural das estacas a serem instaladas e a água.

Todos os materiais de solo serão considerados isotrópicos, os parâmetros dos materiais não varia nas três dimensões, sendo as propriedades elásticas definidas pelo módulo de deformabilidade (E) e pelo coeficiente de Poisson (ν).

Para definir como a água vai se comportar no modelo basta ir nas configurações de projeto definir o estado, que no caso será nível de água estático e peso volúmico de $9,81 \text{ kN/m}^3$. O que indica que no modelo não foi considerado a percolação da água e que a pressão neutra é constante e definida pela posição do nível freático, que foi definido na cota 0,00. Existem outros métodos que podem ser definidos também, como o estado estacionário, onde é considerado a percolação do fluido em uma situação estacionária, e o estado transiente, onde o fluxo do fluido varia ao longo do tempo.

É necessário inserir ao modelo as cargas externas devidas a presença de água, aplicada para modelar os efeitos da água parada numa estrutura de terra e nas estacas. O peso da água e a pressão hidrostática atuando na estrutura pode resultar em tensões e deslocamentos adicionais que devem ser levados em conta neste modelo.

Para a definição do material de aterro ele foi subdividido em natural e saturado, visto que parte do aterro não está submerso. Além dos parâmetros já indicados na Tabela 5, outras definições devem ser feitas no programa para a determinação completa do material. O estado de

tensão inicial, para o material de aterro entra apenas como “Body force only”, a outra opção para o estado de tensão inicial do elemento seria usar “field stress and body force” o que não poderia ser usado para esta modelação pois o objetivo dela é analisar os efeitos da construção deste aterro ao estado de tensão inicial com o maciço de solo marinho e às estacas, ou seja, com o acréscimo do peso do aterro, quais alterações, como por exemplo deslocamento, ocorrem ao modelo. Se a opção de “field stress and body force only” for escolhida o que ocorre é que o programa cria um estado de tensão interno que equilibra com o estado de tensão inicial fazendo com que não ocorra deslocamentos ou que resulte em deslocamentos extremamente pequenos.

Optou-se também ao tipo de análise de todos os materiais ser uma análise plástica, utilizando os parâmetros de resistência residuais iguais aos parâmetros de resistência de pico, para que o modelo considere a plastificação dos materiais pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Para uma melhor convergência numérica, no caso de uma análise plástica, foi considerado no material de aterro uma coesão muito pequena de 0,1kPa, ao invés de zero.

Referente ao material de aterro, a Tabela 5 agora pode ser complementada para um melhor entendimento da modelação realizada, sendo assim as características do material utilizado no aterro são contempladas na Tabela 6 abaixo.

Tabela 6 - Parâmetros do material usado como aterro

Nome do Material	Aterro natural ou saturado
Tipo	Granular
Estado de tensão inicial	Body Force Only
Peso volúmico natural - γ (kN/m ³)	21
Peso volúmico saturado - γ_{sat} (kN/m ³)	22
Porosidade	0,5
Coeficiente de Poisson - ν	0,3
Modulo de Elasticidade - E_s (MPa)	40
Tipo do material	Isotrópico
Critério de Ruptura	Mohr-Coulomb
Tipo de análise	Plástica
ângulo de atrito de pico - ϕ' (°)	40
Coesão de pico - c (kPa)	0,1
ângulo de atrito residual - ϕ' (°)	40
Coesão residual - c (kPa)	0,1
Propriedades Hidráulicas - Acima do Nível d'água	
Comportamento	drenado
Efeito da água	seco
Propriedades Hidráulicas - Abaixo do Nível d'água	
Comportamento	drenado
Efeito da água	Linha piezométrica

Para a definição do material arenoso que compõe o substrato marinho, a diferença principal é na definição do estado de tensão inicial que será introduzido como “Field stress and body force”. A Tabela 7 abaixo indica todas as características do material arenoso.

Tabela 7 - Parâmetros do material arenoso do substrato marinho

Nome do Material	Solo arenoso
Tipo	Granular
Estado de tensão inicial	Field stress and body force
Peso volúmico natural - γ (kN/m ³)	18
Peso volúmico saturado - γ_{sat} (kN/m ³)	20
Porosidade	0,4
Coefficiente de Poisson - ν	0,3
Modulo de Elasticidade - E 's (MPa)	30
Tipo do material	Isotrópico
Critério de Ruptura	Mohr-Coulomb
Tipo de análise	Plástica
ângulo de atrito de pico - ϕ' (°)	30
Coesão de pico - c (kPa)	1
ângulo de atrito residual - ϕ' (°)	30
Coesão residual - c (kPa)	1
Propriedades Hidráulicas - Abaixo do Nível d'água	
Comportamento	drenado
Efeito da água	Linha piezométrica

No caso da modelação do material argiloso, presente nos modelos 3 e 4, foi realizado uma primeira análise inserindo os parâmetros indicados inicialmente na Tabela 5, que sugeriam uma análise em tensões totais, que no caso o material possuía uma resistência não drenada de 25 kPa e um ângulo de atrito igual a zero, contudo o programa não conseguia convergir os cálculos pois como na primeira fase do aterro, chamada de aterro inicial, considerou-se que seria instalado todo de uma vez, houve então a ruptura do material argiloso apresentando grandes deformações na camada. Uma alternativa encontrada foi tratar o problema do ponto de vista de tensões efetivas, para isso deve ser considerado uma análise a longo prazo, drenada, em que os excessos de pressão neutra gerados já foram dissipados, ou seja a análise será abordada já no final da consolidação da camada de argila lodosa. Para que a análise seja feita desta forma deve-se definir os parâmetros de resistência ao corte e de deformabilidade em tensões efetivas, sendo ângulo de atrito igual a 25°, coesão igual a zero e módulo de elasticidade de 5 MPa. Desta forma é definido-se o material argiloso com as características indicadas na Tabela 8 abaixo. Uma outra forma de contornar o problema, seria considerar que o aterro inicial também seria executados por etapas e se dá a consolidação da argila e a medida que cada etapa executiva do aterro termina ocorre um aumento na resistência não drenada da argila lodosa.

Tabela 8 - Parâmetros da argila lodosa do substrato marinho

Nome do Material	Argila Lodosa
Tipo	Argiloso
Estado de tensão inicial	Field stress and body force
Peso volúmico natural - γ (kN/m ³)	18
Peso volúmico saturado - γ_{sat} (kN/m ³)	20
Porosidade	0,1
Coeficiente de Poisson - ν	0,49
Modulo de Elasticidade - E's (MPa)	5
Tipo do material	Isotrópico
Critério de Ruptura	Mohr-Coulomb
Tipo de análise	Plástica
ângulo de atrito de pico - ϕ' (°)	25
Coesão de pico - c (kPa)	0
ângulo de atrito residual - ϕ' (°)	25
Coesão residual - c (kPa)	0
Propriedades Hidráulicas - Abaixo do Nível d'água	
Comportamento	drenado
Efeito da água	Linha piezométrica

As estacas podem ser modeladas de duas maneiras distintas no RS2, estacas como elementos de viga com interfaces estruturais ou como elementos de volume, conforme cita Borges (2015). A primeira forma é definida como um elemento com interface estrutural composto por dois elementos de junta e um elemento de “viga” ou *Liner*, já inserido diretamente no *software*. As interfaces estruturais permitem a simulação de interação solo-estrutura, no caso geradas pela evolução construtiva da 2ª fase do aterro, definida a partir da ligação entre os pontos nodais pertencentes à estaca e aos pontos nodais pertencentes à malha de elementos finitos gerada para simular o solo. A Figura 33 apresenta o *Input* deste elemento no programa.

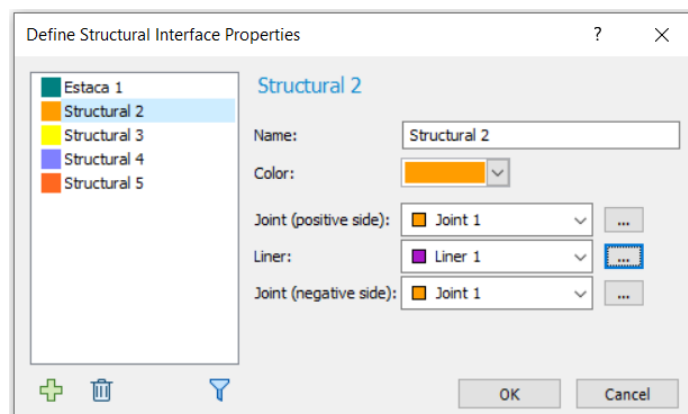


Figura 33 - Input da interface estrutural

No elemento de *Liner* é introduzido os parâmetros característicos do elemento estrutural como peso volumico, a geometria do elemento, módulo de deformabilidade (E), coeficiente de poisson (ν), se o material terá comportamento elástico ou plástico e também a formulação em que esses elementos serão modelados. É possível que o elemento de viga seja formulado como um elemento de viga Timoshenko ou um elemento de viga Bernoulli. No elemento de viga de Bernoulli, é definido que a secção transversal da viga permanece perpendicular ao eixo longitudinal da viga durante a deformação. Isso significa que qualquer deformação da viga é ocorre apenas na direção axial, e as deformações de cisalhamento são desprezadas. No elemento de viga Timoshenko, a suposição de uma secção transversal constante perpendicular ao eixo longitudinal da viga não é aplicada. Isso significa que a viga pode sofrer deformações de cisalhamento, o que pode ser importante para estruturas com pequenas dimensões de secção transversal em relação ao seu comprimento.

Segundo Borges (2015) a segunda opção de modelação consiste na definição da estaca como elemento de volume, por adição de um material específico a uma fronteira geométrica previamente estabelecida. Esse material irá ser definido de acordo com as características do material constituinte da estaca.

Para o caso das estacas modeladas da primeira maneira mencionada, como elementos de viga com interfaces estruturais, os esforços e deslocamentos gerados são obtidos diretamente no programa de forma automática. No caso de estacas modeladas como elemento de volume é necessário obter os respectivos valores de deslocamentos horizontais para uma linha central da estaca, sendo posteriormente possível obter os restantes diagramas a partir das derivadas do deslocamento, mostrado na Figura 34. Tal procedimento introduz algum erro nos resultados obtidos, visto ser proveniente de cálculos de derivadas; como exemplo, o diagrama de reação do solo é obtido pela 4ª derivada dos deslocamentos horizontais multiplicada pela rigidez de flexão da estaca, EI (Borges, 2015).

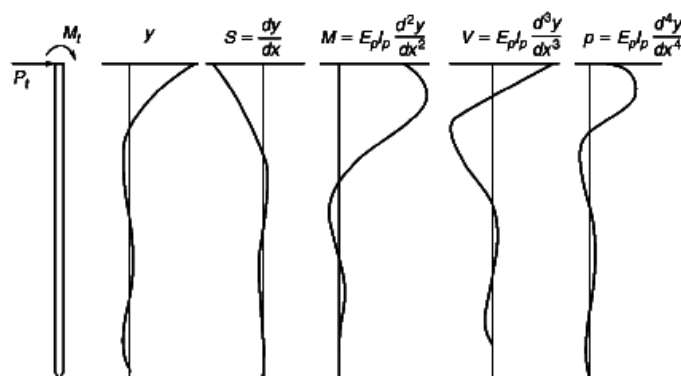


Figura 34 - Forma geral dos diagramas obtidos (Reese and Van Impe, 2001)

Uma maneira de reduzir os erros provenientes deste tipo de cálculo é através da derivação de uma função ajustada ao conjunto de pontos obtidos a partir do programa. Tal método exige a utilização de programas específicos, como o Matlab, para que seja obtido um polinómio de grau elevado e com um ajuste razoável aos resultados obtidos. Contudo, a aplicação do método descrito anteriormente torna-se morosa e acrescida de alguma dificuldade, tendo-se então optado por utilizar um método de cálculo mais fácil apesar dos erros que lhe poderão ser inerentes. De maneira a evitar o acréscimo de erros provenientes da derivação do deslocamento lateral da estaca, os diagramas de reação do solo são obtidos de forma distinta, sendo retirados os valores da tensão normal existente na parte frontal e posterior da estaca, que corresponde a zona de aumento e alívio de tensão, respetivamente. Esses valores subtraídos algebricamente permitem obter uma aproximação mais fidedigna do valor real da reação do solo (Borges, 2015).

Realizando a modelação das duas maneiras citadas anteriormente e comparando os resultados obtidos, Borges (2015) obteve as curvas carga x deslocamento horizontal em estacas submetidas a uma solicitação lateral, Figura 35. Pode-se concluir que as estacas modeladas como elemento de volume possuem uma maior rigidez do que as estacas modeladas como elementos de

viga com interfaces estruturais, indicadas na figura como “Elemento Pile”.

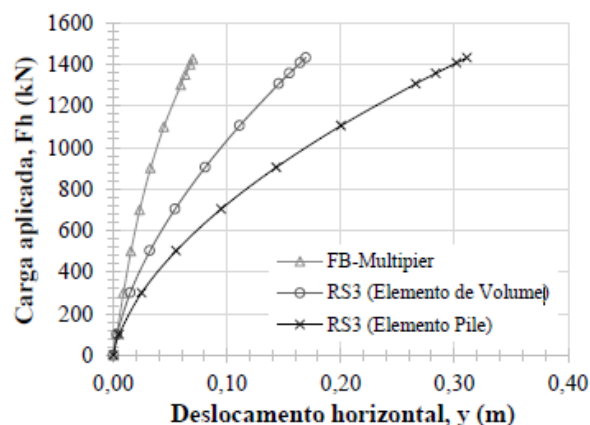


Figura 35 - Curvas carga x deslocamento horizontal na cabeça da estaca (Borges, 2015)

Pela maior simplicidade de modelação e por não ser conhecida a modelação que mais se aproxima de valores de ensaios de carga, obteve-se pela modelação das estacas como elementos de viga com interfaces estruturais. Com base na geometria já apontada anteriormente na Figura 24, das dimensões da seção transversal da estaca, indicada na Figura 25 a estaca foi modelada como um elemento com interface estrutural composto por dois elementos de juntas e um elemento de “viga” ou *Line* onde suas características podem ser vistas na Tabela 9 abaixo. No elemento de junta foi estabelecido que o critério de deslizamento depende do material e possui um coeficiente de 0,7, isso significa que será utilizado 70% da resistência ao corte disponível. Então os elementos de juntas possuem um comportamento que permite deslizar a partir do momento em que é mobilizado uma determinada resistência. Nos 4 modelos, por questões de convergência dos cálculos realizados pelo RS2, foi estabelecido que as estacas já estarão instalada no terreno desde o estágio 1 do modelo.

Tabela 9 - Parâmetros característicos do elemento com interface estrutural

Liner 1	
Material	Aço
Incluir o peso na análise	Não
Peso volúmico natural - γ (kN/m ³)	78
Área (m ²)	0,065785
Momento de Inércia (m ⁴)	0,009017
Modulo de Elasticidade - E (Gpa)	200
Coeficiente de Poisson - ν	0,3
Formulação	Timoshenko
Tipo de análise	Elástico
Joint 1	
Critério de deslizamento	Dependo do material
Coeficiente de interface	0,7
Rigidez	Parâmetros definidos
Coeficiente de rigidez normal (kPa/m)	100000
Coeficiente de rigidez tangencial (kPa/m)	10000

A próxima etapa na definição do modelo é estabelecer a malha de elementos finitos, que nada mais é do que a técnica de discretização em uma análise numérica para aproximação de resultados a soluções de equações diferenciais. A qualidade da malha cumpre um papel crítico na precisão e eficiência da solução numérica. Para o referido problema foi utilizado uma malha com elementos triangulares de seis pontos nodais com aproximadamente mil elementos no total. A Figura 36 mostra como exemplo o modelo 2 e a malha gerada.

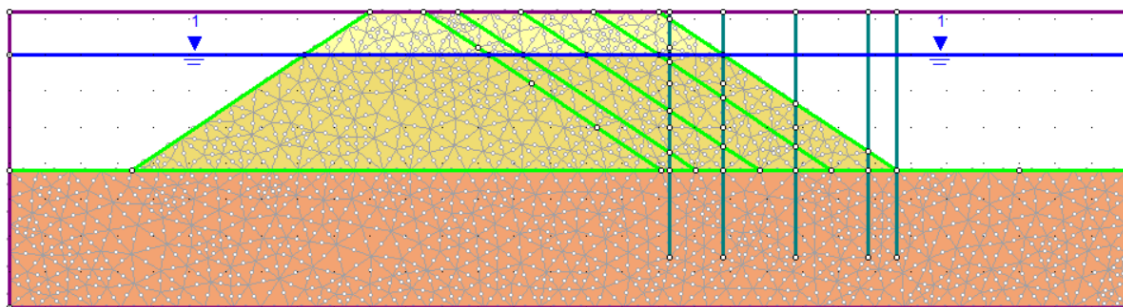


Figura 36 - Representação da malha de Elementos finitos

Após gerar a malha de elementos finitos é necessário inserir as condições de contorno no problema, o que impõem restrições nas soluções numéricas objetivando soluções mais satisfatórias e análogas a realidade do problema. Na base do modelo foram inseridos restrições de deslocamento no sentido x e y, enquanto que nas laterais foram impostas restrições de deslocamento no sentido x, toda a face superior do problema ficou livre de restrições, conforme pode ser visto na Figura 37, onde as restrições a deslocamentos podem ser vistas em vermelho.

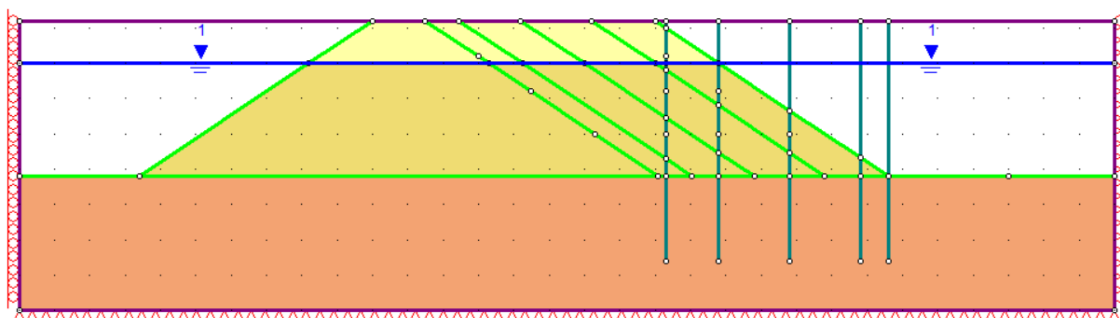


Figura 37 - Representação das condições de contorno (restrições)

Em resumo, foram elaborados 4 modelos combinando dois métodos construtivos diferentes e os dois cenários de tratamento do solo superficial de baixa resistência, cada modelo terá 4 estágios de análise, conforme Figura 31 o primeiro, chamado de estado de equilíbrio, onde é considerado apenas o solo do substrato marinho (no modelo 3 e 4 terá a presença da argila lodosa) e as estacas, o segundo estágio onde é executado a primeira fase do aterro, todo de uma vez, o terceiro estágio onde será executado a primeira camada da segunda fase do aterro, a quarta fase onde será executado a segunda camada da segunda fase do aterro, a quinta fase onde será executado a terceira camada da segunda fase do aterro e a sexta fase onde será executada a quarta, e última, camada da segunda fase do aterro. Em todas as fases terá a presença da carga hidrostática da água, que vai variar sua posição e intensidade a medida em que a geometria se altera. A Figura 38 a Figura 41 mostram a representação do último estágio de cada um dos 4 modelos.

4

RESULTADOS OBTIDOS

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, serão apresentados os resultados obtidos a partir dos modelos citados anteriormente. Primeiramente serão exibidos os resultados em cada um dos modelos individualmente, mostrando os deslocamentos horizontais e esforços, em cada estaca, provocados pelo avanço construtivo da 2ª fase do aterro.

Após a apresentação dos resultados para cada modelo, serão apresentados os resultados obtidos em cada um dos cenários já citados na Figura 30 para simular o comportamento de um modelo tridimensional em um modelo bidimensional, considerando a largura de influência da estaca igual a 2 vezes o diâmetro, 4 vezes o diâmetro e 8 vezes o diâmetro.

4.2. MODELO 1

No modelo 1 foi considerado o método executivo de aterros submersos em camadas subhorizontais e o método de tratamento com retirada completa da camada superficial de baixa resistência de argila lodosa. Para cada um dos estágios citados na Figura 31 foram calculados os deslocamentos horizontais, momento fletor, esforço transversal e a pressão do terreno sobre a face da estaca em todas as 5 estacas.

Vale mencionar a evolução do deslocamento total do modelo para cada um dos estágios, chegando a ter o valor máximo ao final da execução da última camada da 2ª fase do aterro de 0,262 m, conforme indicado na Figura 42 a Figura 47.

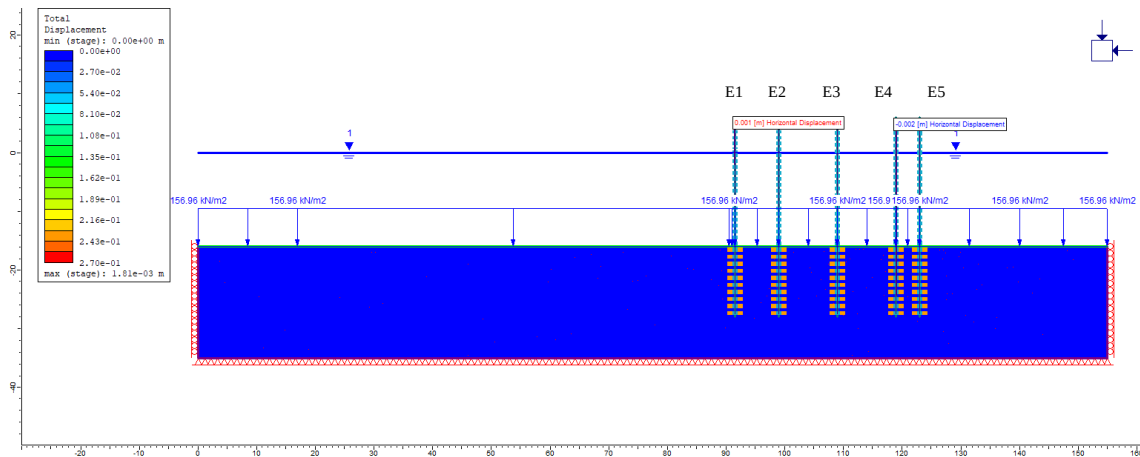


Figura 42 - Deslocamento total no estágio 1 de estado de tensão inicial – modelo 1

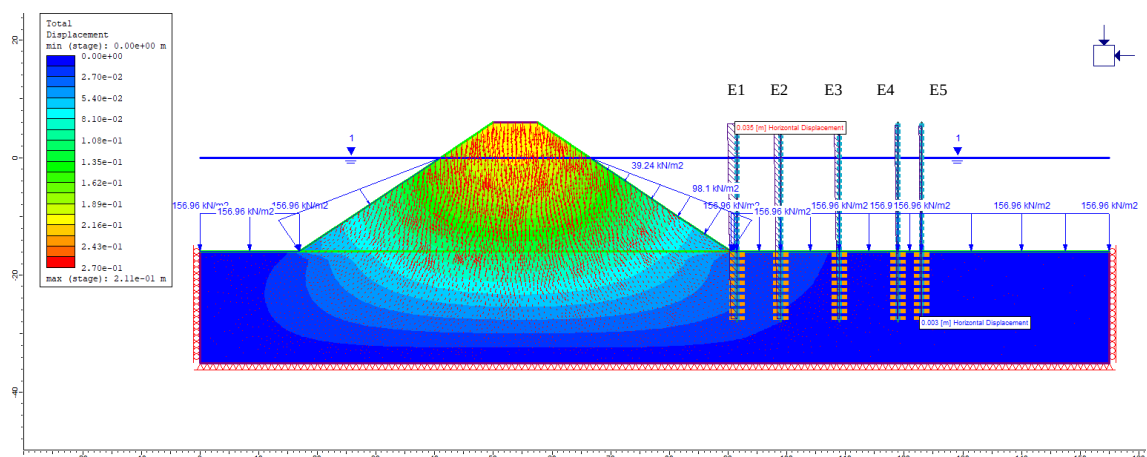


Figura 43 - Deslocamento total no estágio 2 de execução do aterro inicial – modelo 1

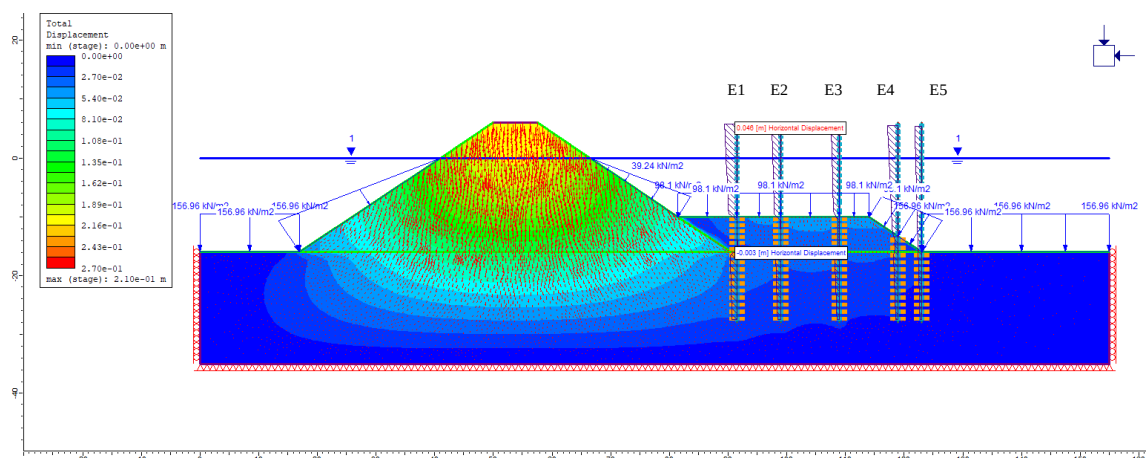


Figura 44 - Deslocamento total no estágio 3 execução camada 1 da 2ª fase do aterro – modelo 1

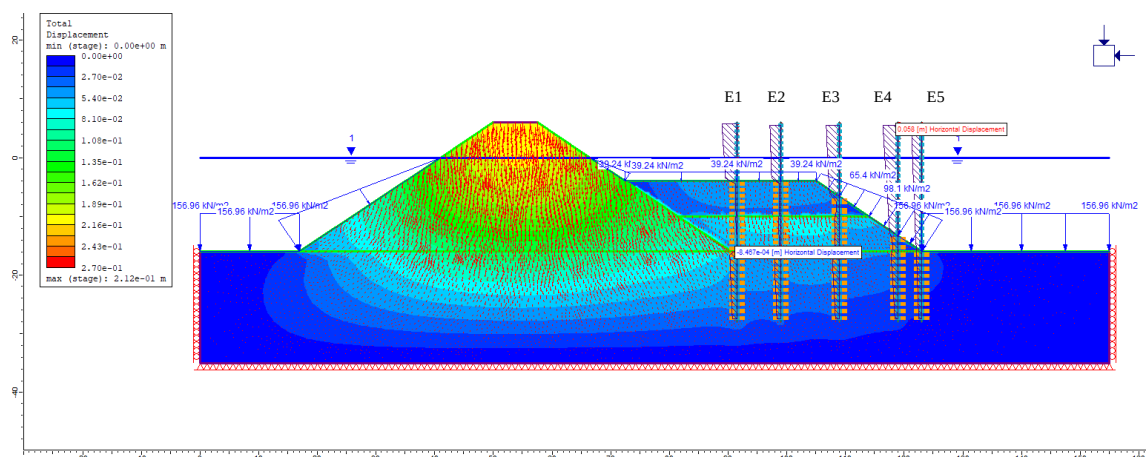


Figura 45 - Deslocamento total no estágio 4 execução da camada 2 da 2ª fase do aterro – modelo 1

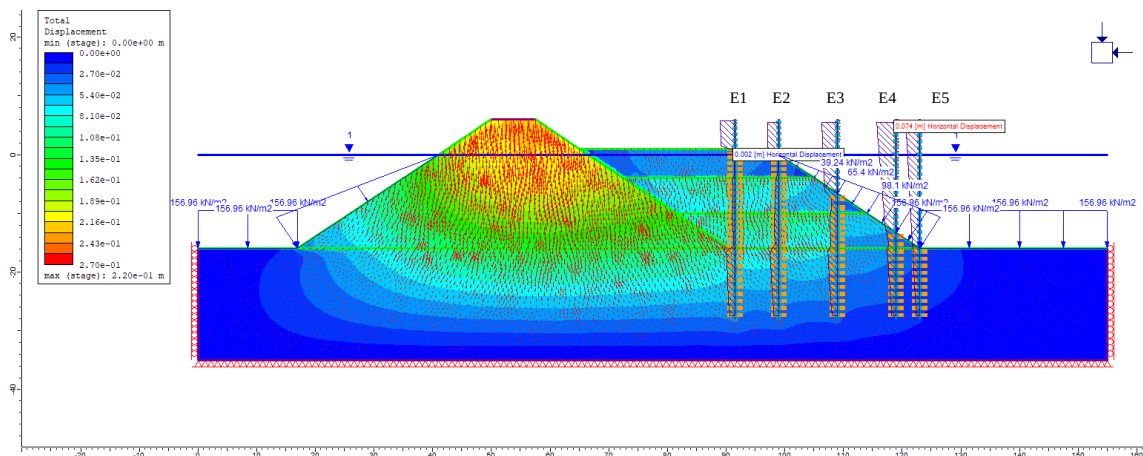


Figura 46 - Deslocamento total no estágio 5 execução da camada 3 da 2ª fase do aterro – modelo 1

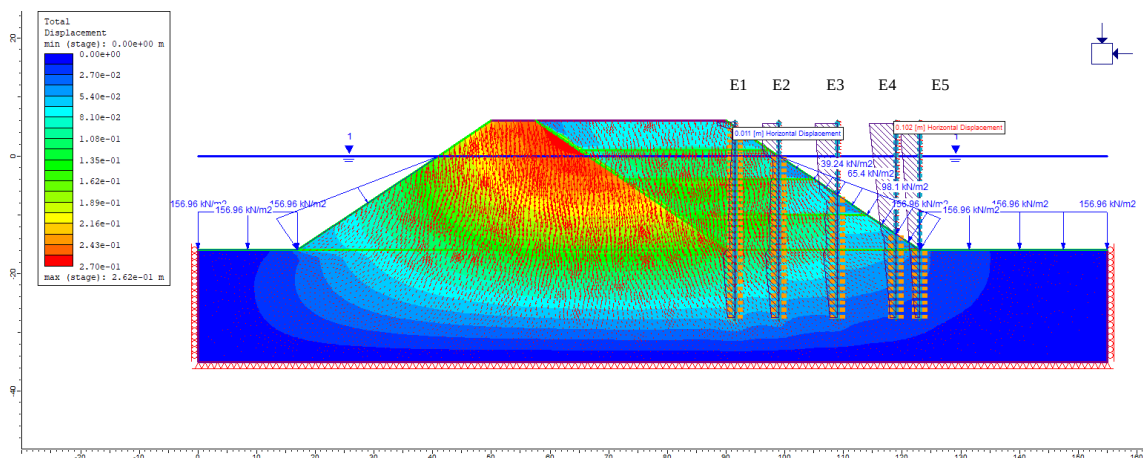


Figura 47 - Deslocamento total no estágio 6 execução da camada 4 da 2ª fase do aterro – modelo 1

Foi possível traçar o diagramas de deslocamento horizontal ao longo das estacas e por meio dos valores obtidos elaborar a Tabela 10 contendo os valores máximo e mínimo de deslocamento para cada uma das estacas nos estágios 2 a 6.

Tabela 10 - Valores de deslocamento horizontal máximo e mínimo para cada estágio de análise do modelo 1

Estaca	E1		E2		E3		E4		E5	
Desloc. Horiz.	Mín (m)	Máx (m)	Mín (m)	Máx (m)	Mín (m)	Máx (m)	Mín (m)	Máx (m)	Mín (m)	Máx (m)
Aterro Inicial	0,021	0,035	0,014	0,027	0,008	0,021	0,004	0,013	0,003	0,011
Camada 1	0,018	0,046	0,013	0,035	0,010	0,032	0,009	0,041	0,007	0,026
Camada 2	0,018	0,056	0,015	0,042	0,015	0,050	0,014	0,058	0,011	0,039
Camada 3	0,020	0,055	0,019	0,042	0,021	0,060	0,018	0,074	0,014	0,052
Camada 4	0,027	0,066	0,028	0,062	0,028	0,084	0,023	0,102	0,018	0,074

Por meio dela é possível afirmar que ao fim da execução da última camada da 2ª fase do aterro a estaca E4 apresentava o maior deslocamento horizontal, de 0,102 m, seguida pela estaca E3, com 0,084 m. A estaca E1 apresentava o maior deslocamento entre as estacas até a execução da camada 1, já a partir da camada 2 a estaca E4 passa a ter o maior deslocamento entre as estacas.

O que ocorre é que, os deslocamentos horizontais das estacas são resultado da deformação do aterro, que ocorre mais expressivamente no talude e na sua extremidade, no pé do talude, como pode ter sido visto na Figura 43. Como a estaca E1 está mais próxima do aterro inicial, na fase em que ele é executado essa é a estaca que sofre um maior deslocamento, pois a deformação do talude do aterro acaba gerando pressões que agem sobre a estaca e resultam no deslocamento da mesma. Quanto mais distante a estaca estiver da extremidade do aterro, menor o deslocamento horizontal causado pelo movimento do talude.

Com o início da execução da 2ª fase do aterro, com a camada 1, ocorre um maior confinamento das estacas E1, E2 e E3, já que elas se encontram instaladas na parte plana da camada e não no talude, o que gera uma pequena componente de esforços axiais e deformações verticais na estaca, porém ajudam a combater os deslocamentos horizontais, o que explica o pequeno acréscimo de deslocamento horizontal a estas estacas neste estágio. O problema é que agora a extremidade do talude se encontra entre as estacas E4 e E5, como pode ser visto na Figura 44, o que gera um maior incremento de deslocamentos horizontais nas mesmas. Como a estaca E4 está instalada no talude, enquanto que a estaca E5 está próxima a extremidade, o incremento de deslocamento horizontal devido a execução da camada 1 é maior na estaca E4 do que na estaca E5. Contudo a estaca E4 ainda não apresenta um deslocamento horizontal maior do que a estaca E1, pois o deslocamento horizontal no pé do aterro inicial é maior do que o deslocamento horizontal no talude da 2ª fase do aterro.

Executando a camada 2, a estaca E3 passa a estar no talude da 2ª fase do aterro, logo sofre com os deslocamentos que ocorrem nele, gerando assim um maior incremento de deslocamentos horizontais entre os estágios de execução da camada 1 e camada 2 do que entre os estágios de execução do aterro inicial e da camada 1 nesta estaca. A estaca com o aumento da altura do talude, há uma maior massa se deslocando, gerando assim maiores deslocamentos nas estacas E4 e E5.

Ao final da execução da camada 3 as estacas E4, E3 e E2 estão instaladas no talude, porém a estaca E2 não apresenta um incremento de deslocamento considerável como ocorreu com as estacas E4 e E5 quando passaram a estar instaladas no talude do aterro. Isso pode ser explicado pois já havia uma quantidade de material, cerca de 17,0 m de aterro, confinando a estaca E2, suficiente para combater os esforços gerados pela movimentação do talude que provocaria os deslocamentos horizontais naquela estaca.

No fim de todo o processo, todas as estacas apresentam um considerável incremento de deslocamento horizontal em comparação com o estágio passado, média de 0,02 m a mais de deslocamento horizontal entre o estágio de execução da camada 3 e 4. Isto ocorreu pois ao fim do processo todas as estacas estavam instaladas no talude, e pelo peso do material ser consideravelmente grande, 22,0m de altura de talude, houve um maior movimento deste talude, gerando assim esses deslocamentos.

Como havia sido mencionado, no fim a estaca E4 apresentou um maior deslocamento, isso se deve ao fato dela estar instalada no talude desde a etapa de execução da camada 1, por tanto foi submetida aos esforços gerados pela movimentação do talude mais cedo, e por estar instalada próxima ao pé do talude, onde o deslocamento da massa de solo apresenta uma maior componente horizontal devido ao processo de deformação do talude. Seguindo o mesmo comportamento a estaca que apresentou o segundo maior deslocamento foi a estaca E3. Depois a estaca E5 apresentou um maior deslocamento, pois apesar de não estar instalada no talude, ela está próxima de sua extremidade, o que gerou desde a execução da camada 1 acréscimos consideráveis em seu deslocamento horizontal. As estacas E1 e E2 apresentaram um menor deslocamento, pois no decorrer do processo executivo da 2ª fase do aterro elas ficaram a maior parte do tempo instaladas na porção horizontal de cada uma das camadas, o que aumentou o confinamento das estacas, e pela deformação das camadas aumentando os esforços axiais nas estacas. Se não fosse pelos deslocamentos horizontais em E1 gerados pelo aterro inicial, ela seria a estaca com o menor deslocamento horizontal ao fim do processo.

Para melhor visualizar o efeito de cada camada em como ela afeta as estacas foi elaborada a Figura 48, além dos diagramas de deslocamento horizontal ao longo do comprimento da estaca que podem ser vistos abaixo na Figura 49.

Pode-se dizer que este método executivo tem a vantagem de que durante o faseamento executivo existem estacas instaladas na porção horizontal da camada, gerando assim deslocamentos horizontais muito pequenos e ajudando a combater um maior incremento desses deslocamentos nos estágios seguintes, como por exemplo a estaca E2 que esteve instalada na porção horizontal até o estágio de execução da camada 2 e no estágio seguinte, quando passou a estar no talude, não apresentou um incremento de deslocamento horizontal significativo. Outro ponto é de que as estacas instaladas no talude são solicitadas de forma gradual, por exemplo, a estaca E4 no estágio de execução da camada 1 está instalada em um talude de 6,0m, no estágio seguinte a altura do talude aumenta para 12,0 m. Esta forma de carregamento gera deslocamentos

horizontais menores do que se fosse logo instalada em um talude com a altura final do aterro.

Há aqui uma desvantagem quanto a este método executivo, pois as camadas possuem um comprimento grande, isto exige equipamentos de movimentação de terra com um maior alcance, o que implica em um processo mais caro, visto que os equipamentos com um maior alcance tem um preço mais elevado; e mais demorado, pois esses equipamentos carregam menos material do que um equipamento com um alcance menor.

Com base no critério de deformação máxima da Norma BS6349-2, que diz que o limite máximo para o deslocamento horizontal no topo de estruturas portuárias constituídas por cais apoiado em estacas, não pode ser maior do que $h/300$, sendo h a altura do cais, ou seja, ao maior comprimento livre do grupo de estacas. Segundo o que foi mostrado na Figura 26, o maior comprimento livre é da estaca E5, de 21,0 m, o seja o valor máximo para deslocamento horizontal é de 0,07 m. Sendo assim, para este caso, as estacas E3, E4 e E5 apresentam valores acima do limite máximo indicado pela norma, o que pode gerar problemas estruturais a estrutura do tabuleiro do cais. Essas grandes deformações podem causar efeitos de segunda ordem nas estacas do cais, solicitando a estrutura a mais do que ela foi dimensionada.

A depender de onde será implementado a estrutura de cais é necessário também realizar uma análise considerando uma ação sísmica, o que leva ao agravamento da situação aumentando os deslocamentos nas estacas devido ao movimentos que ocorrerá no maciço.

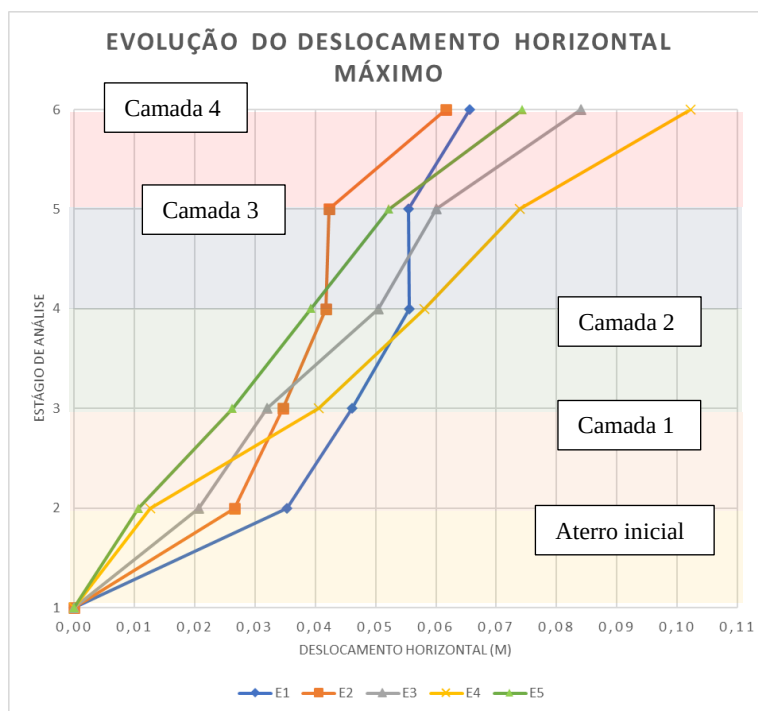


Figura 48 - Evolução do deslocamento horizontal em cada estágio de análise do modelo 1

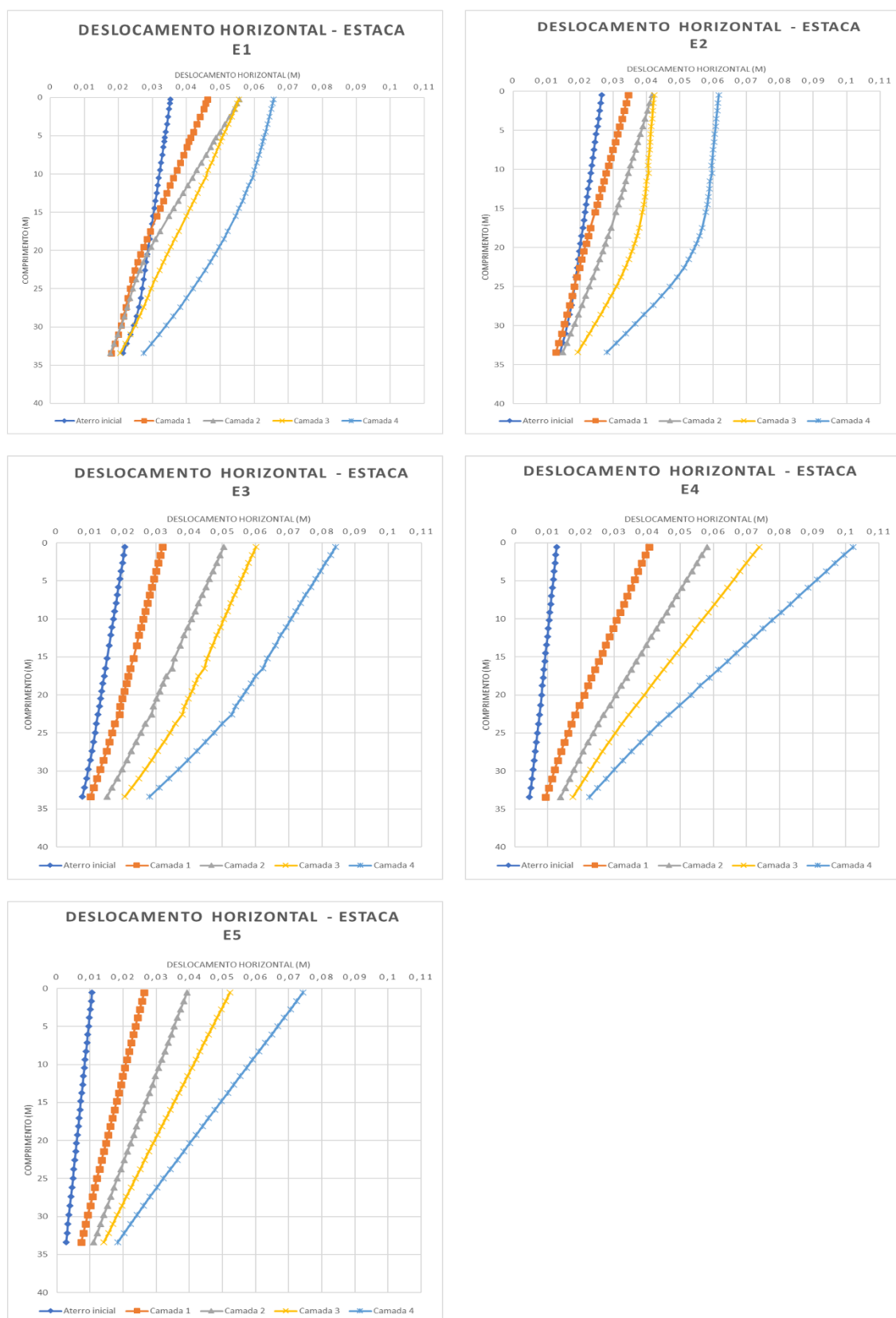


Figura 49 - Diagramas de deslocamento horizontal ao longo do comprimento da estaca do modelo 1

Da mesma forma foi possível traçar o diagramas de momento fletores que se desenvolvem ao longo das estacas e por meio dos valores obtidos elaborar a Tabela 11 contendo os valores máximos de momentos fletores positivos e negativos em todos os estágios.

Com base na tabela abaixo pode-se dizer que a estaca E1 foi a estaca que desenvolveu o maior momento fletor negativo chegando a um momento fletor de -199,11 kN.m na cota -16,0 m, que corresponde a interface entre o material do substrato marinho e o material de aterro, durante a execução da camada 2. O segundo maior momento fletor negativo foi na estaca E4, ao fim da execução da 2ª fase do aterro, chegando a um momento fletor de -184,53 kN. m na cota na cota -18,0 m.

A estaca que apresentou o maior momento fletor positivo foi a estaca E2, desenvolvendo um momento fletor de 324,95 kN.m, também na cota -16,0 m, que corresponde a interface entre o material do substrato marinho e o material de aterro, ao fim da execução da 2ª fase do aterro. A segunda estaca com o maior momento fletor positivo foi a estaca E1, chegando a um momento fletor de 185,54 kN.m, logo na execução do aterro inicial.

As estacas E3 e E5 são as estacas com os menores momentos fletores. No caso da estaca E3 os momentos estão entre -100 kN.m e 100 kN.m, já a estaca E5 os momentos estão entre -50 kN.m e 50 kN.m. Os diagramas de momento fletor ao longo do comprimento da estaca obtidos são indicados na Figura 50.

Tabela 11 - Valores de momento fletor para cada estágio de análise do modelo 1

Estaca	E1		E2		E3		E4		E5	
Momento Fletor	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)
Aterro Inicial	-1,04	185,45	-0,58	84,23	-0,24	44,66	-1,46	22,72	-0,03	14,82
Camada 1	-181,43	147,99	-27,61	44,83	0,00	21,03	-121,19	1,79	-6,14	4,21
Camada 2	-199,11	129,39	-5,48	37,14	-72,93	6,13	-141,59	1,53	-13,95	0,00
Camada 3	-69,73	149,12	-46,35	157,20	-56,10	33,27	-151,01	1,84	-24,95	0,00
Camada 4	-0,41	161,17	-44,97	324,95	-45,21	77,09	-184,53	0,48	-43,29	0,00

Como foi mencionado antes a estaca E1 sofre um maior efeito devido ao deslocamento na base do talude do aterro inicial por estar mais próximo a ele, isso gera a esta estaca neste estágio um maior deslocamento horizontal mas também maiores solicitações, como é o caso do momento fletor, que apresenta um maior valor na estaca E1 e quanto mais distante a estaca, menor o momento gerado pelo aterro inicial.

Com a execução da camada 1, a estaca E1 continuou apresentando o maior esforço de momento fletor, visto que seu comprimento embutido no solo aumentou e ela ainda está sobre influência das pressões geradas pela deformação do talude do aterro inicial que também evoluiu. Com a execução desta camada começa a surgir momentos fletores nas estacas E4 e E5, que ,como explicado antes, começam a partir deste estágio a serem solicitadas pelo talude da 2ª fase do aterro. A partir da camada 3 em diante a estaca E2 apresenta um maior momento fletor, isto pode ser explicado por ela ser a estaca instalada no talude da 2ª fase do aterro, com o maior comprimento embutido, o que gera uma maior influência deste talude para o desenvolvimento de momento fletor, além de também estar sob influência das solicitações devido ao deslocamento horizontal do aterro inicial. A estaca E1, apesar de sofrer com maior intensidade os efeitos do deslocamento do aterro inicial, mas não sofre a influência do talude da 2ª fase do aterro.

Para uma melhor visualização da ordem de grandeza dos esforços, para perceber se os esforços gerados pela movimentação do talude resultaram em solicitações assentadas, para a peça da estaca. Dessa forma calcula-se a tensão máxima a flexão da estaca multiplicando o momento máximo gerado, no caso de 324,95 kN.m, pela razão entre o raio da seção transversal e o momento de inércia da peça, chegando a uma valor de tensão devido a flexão de 19,2 MPa, admitindo uma tensão de cedência do aço para esta estaca de 235 MPa, pode-se concluir que os esforços gerados aqui devido não são tão significativos.

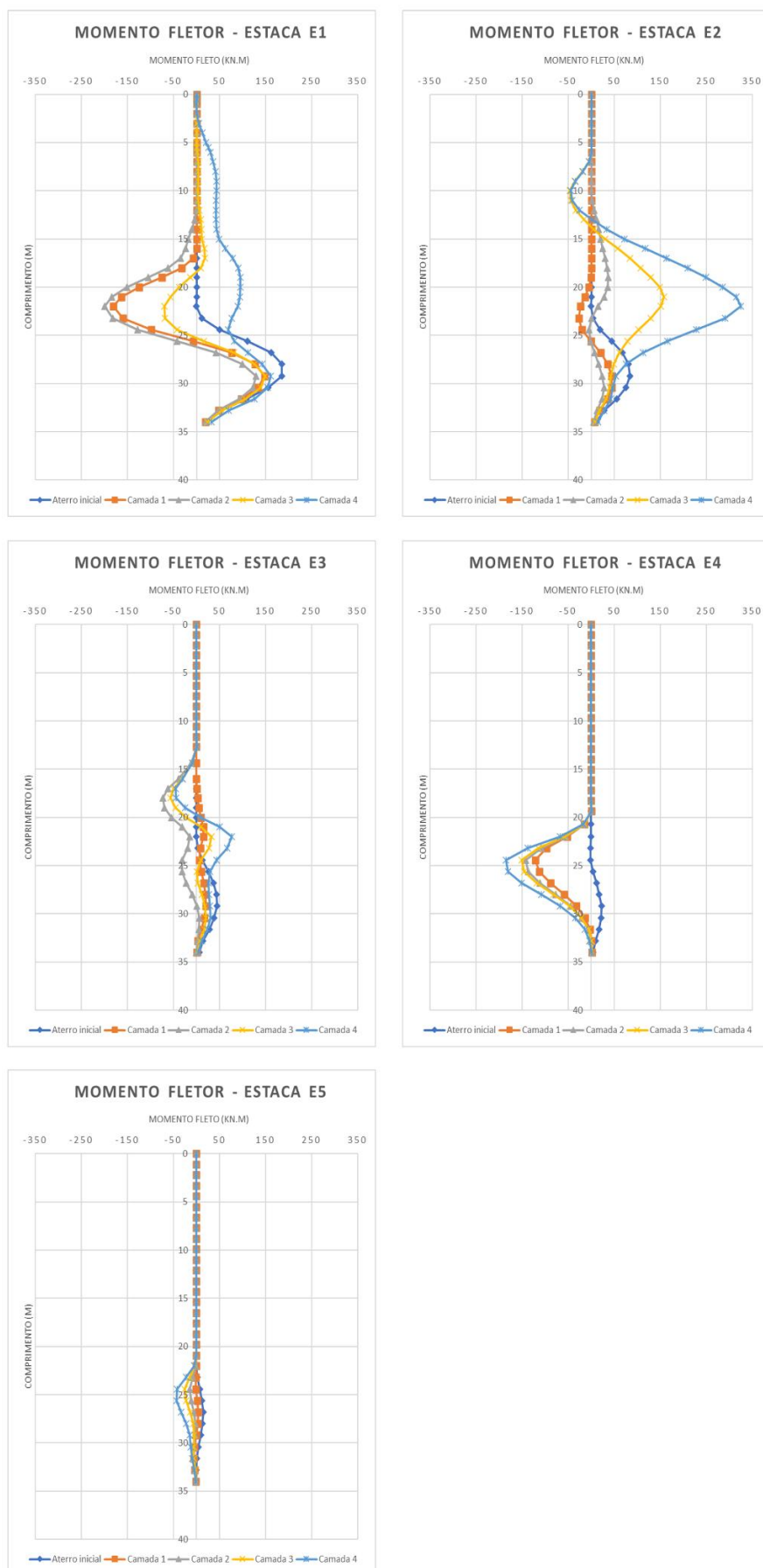


Figura 50 - Diagramas de momentos fletores ao longo do comprimento da estaca do modelo 1

Foram traçados também os diagramas de esforço transverso ao longo da estaca e por meio dos valores obtidos foi elaborada a Tabela 12 contendo os valores máximo positivos e negativos de esforços transversos desenvolvidos para todos os estágios.

Além de apresentar elevados momentos fletores, a estaca E1 também apresentou os maiores valores de esforços transversos negativos máximos chegando a valores de -76,27 kN na cota -20,0 m, no estágio de execução da camada 1. No estágio a seguir, de execução da camada 2, a mesma estaca apresentou o segundo maior esforço transverso negativo de -75,04 kN na mesma cota.

A estaca que apresentou o maior esforço transverso positivo foi a estaca E4, ao fim da execução da 2ª do aterro, chegando a 55,05 kN na cota -17,0 m. O segundo maior esforço transverso positivo ocorreu novamente na estaca E1, também no último estágio de análise chegando a 53,25 kN na cota -27,0 m.

A estaca E2 também desenvolveu esforços transversos consideráveis, porém abaixo dos esforços das estacas E1 e E4. As estacas E3 e E5 são as estacas com os menores esforços transversos desenvolvidos, apesar da estaca E3 apresentar um esforço transverso máximo negativo próximo ao esforço transverso máximo negativo da estaca E2. A estaca E5 apresentou valores de até 19,58 kN.

Os diagramas de esforços transversos desenvolvidos ao longo do comprimento das estacas obtidos são indicados na Figura 51.

Tabela 12 - Valores de esforços transversos para cada estágio de análise do modelo 1

Estaca	E1		E2		E3		E4		E5	
Esforços Transv.	Negativo (kN)	Positivo (kN)	Negativo (kN)	Positivo (kN)	Negativo (kN)	Positivo (kN)	Negativo (kN)	Positivo (kN)	Negativo (kN)	Positivo (kN)
Aterro Inicial	-49,54	45,61	-21,50	23,80	-10,56	11,63	-5,95	7,35	-3,23	4,22
Camada 1	-76,27	47,62	-18,20	15,45	-4,50	4,74	-23,93	31,60	-2,97	3,05
Camada 2	-75,04	45,80	-6,76	10,59	-24,22	16,12	-28,37	40,18	-5,03	6,99
Camada 3	-54,75	44,92	-27,30	21,72	-33,12	14,27	-30,55	43,80	-6,98	12,20
Camada 4	-21,63	53,25	-46,50	47,31	-40,31	18,89	-35,66	55,05	-7,78	19,58

A explicação dada para o desenvolvimento do momento fletor pode ser usada também aqui para o desenvolvimento do esforço transverso na estaca, porém as solicitações causadas pela deformação no pé do talude do aterro inicial possuem um maior efeito.

Neste primeiro estágio houve o desenvolvimento de esforços cortantes mais acentuados na estaca E1, assim como momentos fletores. Com a execução da camada 1 há um aumento dos esforços transversos nas estacas E1 e E2, pois há um maior embutimento das estacas no terreno e elas continuam sob maior efeito da deformação do aterro inicial. A estaca E4 apresenta um aumento considerável pois está instalada no talude da 2ª fase do aterro e por isso está sendo submetida às ações causadas pela deformação deste talude.

A estaca E3 passa a apresentar um aumento de esforços cortantes no estágio de execução da camada 2, devido a estar instalada no talude, o que já foi explicado antes acaba gerando maiores deformações e consequentemente maiores esforços. A estaca E5 também apresenta uma evolução nos valores de esforços transversos a medida que o talude da 2ª fase evolui e consequentemente seus deslocamentos, que geram maiores solicitações na estaca E5.

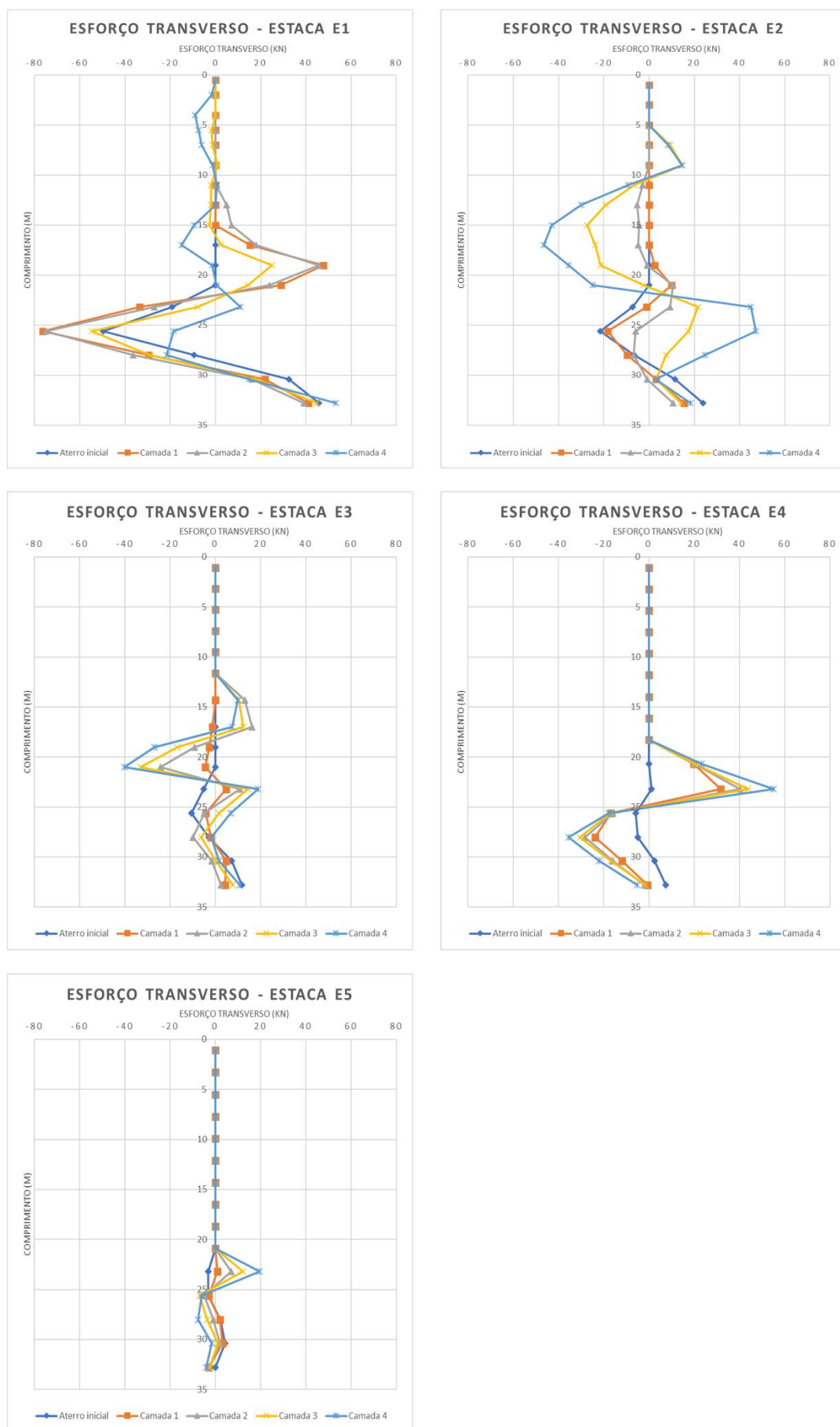


Figura 51 - Diagramas de esforços transversos ao longo do comprimento da estaca do modelo 1

Por fim, foram traçados também os diagramas de pressão do terreno sobre a face da estaca ao longo de todo seu comprimento e por meio dos valores obtidos elaborar a Tabela 13 contendo os valores máximo e mínimo de pressões para todos os estágios. Vale destacar que são apresentados as pressões sobre a face “positiva” da estaca, que na configuração do software é a face esquerda da estaca, portanto essa pressão aqui representada é a pressão que está a actuar na face da estaca da esquerda para a direita. A estaca E1 foi a estaca mais solicitada com a pressão do terreno sobre sua face, no sentido normal, chegando a 172,09 kPa na cota -24,0 m, seguida pela estaca E2 que sofreu uma pressão de 143,60 kPa na mesma cota -24,0 m. Os diagramas ao longo do comprimento da estaca obtidos são indicados na Figura 53.

Tabela 13 - Valores máximo e mínimo de pressão do terreno sobre a face positiva da estaca o para cada estágio de análise do modelo 1

Estaca	E1		E2		E3		E4		E5	
Pressão do Terreno	Mín (kPa)	Máx (kPa)	Mín (kPa)	Máx (kPa)	Mín (kPa)	Máx (kPa)	Mín (kPa)	Máx (kPa)	Mín (kPa)	Máx (kPa)
Aterro Inicial	26,70	132,14	24,13	110,52	22,22	96,43	19,74	89,37	19,59	86,59
Camada 1	0,00	140,36	3,51	116,53	0,00	104,72	24,05	100,26	34,68	92,62
Camada 2	0,00	151,02	0,05	125,34	0,00	115,65	33,58	109,37	43,34	99,76
Camada 3	0,00	160,06	0,00	133,95	0,00	124,67	39,85	117,12	49,92	106,38
Camada 4	0,00	172,09	0,34	143,60	0,00	135,64	50,49	127,66	59,35	115,96

Pode ser feita uma comparação aqui entre as pressões que estão a atuar empurrando a estaca da esquerda para a direita, face positiva, com as pressões que atuam na estaca quando a mesma empurra o solo, face negativa. Para isso foram elaborados os diagramas de pressões nas duas faces, Figura 52, vale salientar que para esses diagramas a malha foi um pouco mais refinada para uma melhor exatidão nos resultados, para perceber que a diferença aqui entre as pressões dos dois lados é muito pequena, da ordem de 7,55 kPa apenas, se o problema tratasse de um movimento de um corpo rígido as pressões deveriam de ser as mesmas, porém como não é o caso, a estaca flete causando essa diferença de tensões. Se a estaca fosse mais flexível, essa diferença de pressão entre as duas faces seria maior. Os diagramas de pressões ao longo do comprimento das estacas são indicados na Figura 53.

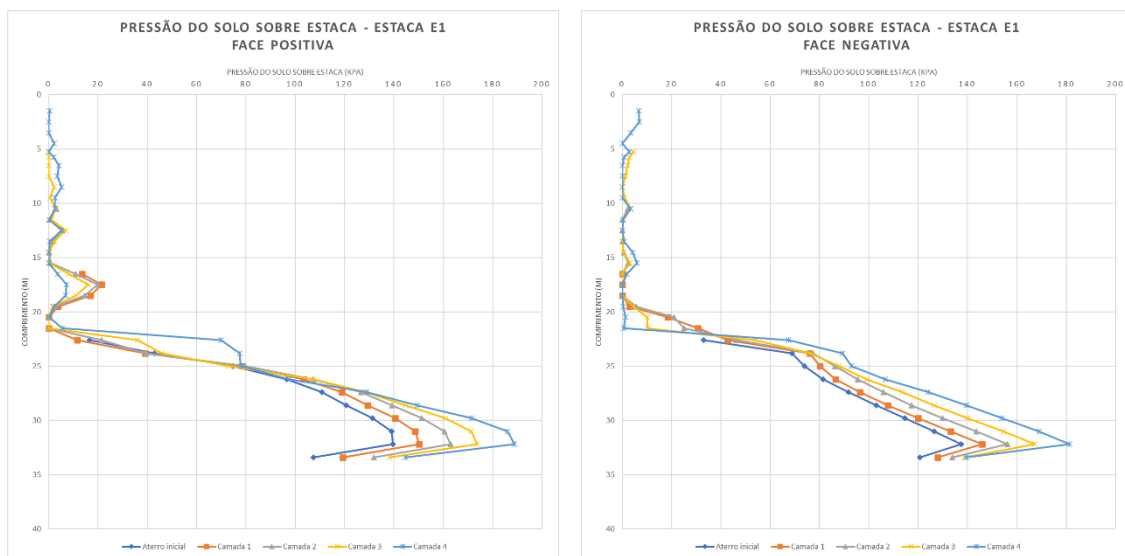


Figura 52 - Diagramas de pressão do solo na face positiva e na face negativa

A também outro aspecto que pode ser visto pelas pressões do terreno sobre a estaca que está instalada no talude. Pode-se estimar o valor da pressão máxima considerando que a estaca está em um terreno plano, fazendo o cálculo da tensão horizontal a profundidade da estaca.

Para isto foi usado como exemplo a estaca E2, que atingiu ao fim da execução da última camada da 2ª fase, uma pressão na face positiva de 143,60 kPa, fazendo o cálculo do empuxo que age sobre esta estaca, multiplicando a tensão efetiva, até a cota -28,00 m, pelo coeficiente de empuxo em repouso (K_0), foi obtido um valor de 166,32 kPa. Ou seja, se a pressão estivesse toda a agir na horizontal, que é a premissa de se calcular o empuxo, causara uma pressão de 166,32 kPa, porém o que ocorre é uma pressão de 143,60 kPa, o que indica que o solo não está toda a agir na horizontal, existe uma componente vertical dessa pressão, que é gerada pelo movimento de deformação do talude em que a estaca está instalada, podendo dessa forma evidenciar também este movimento do talude.

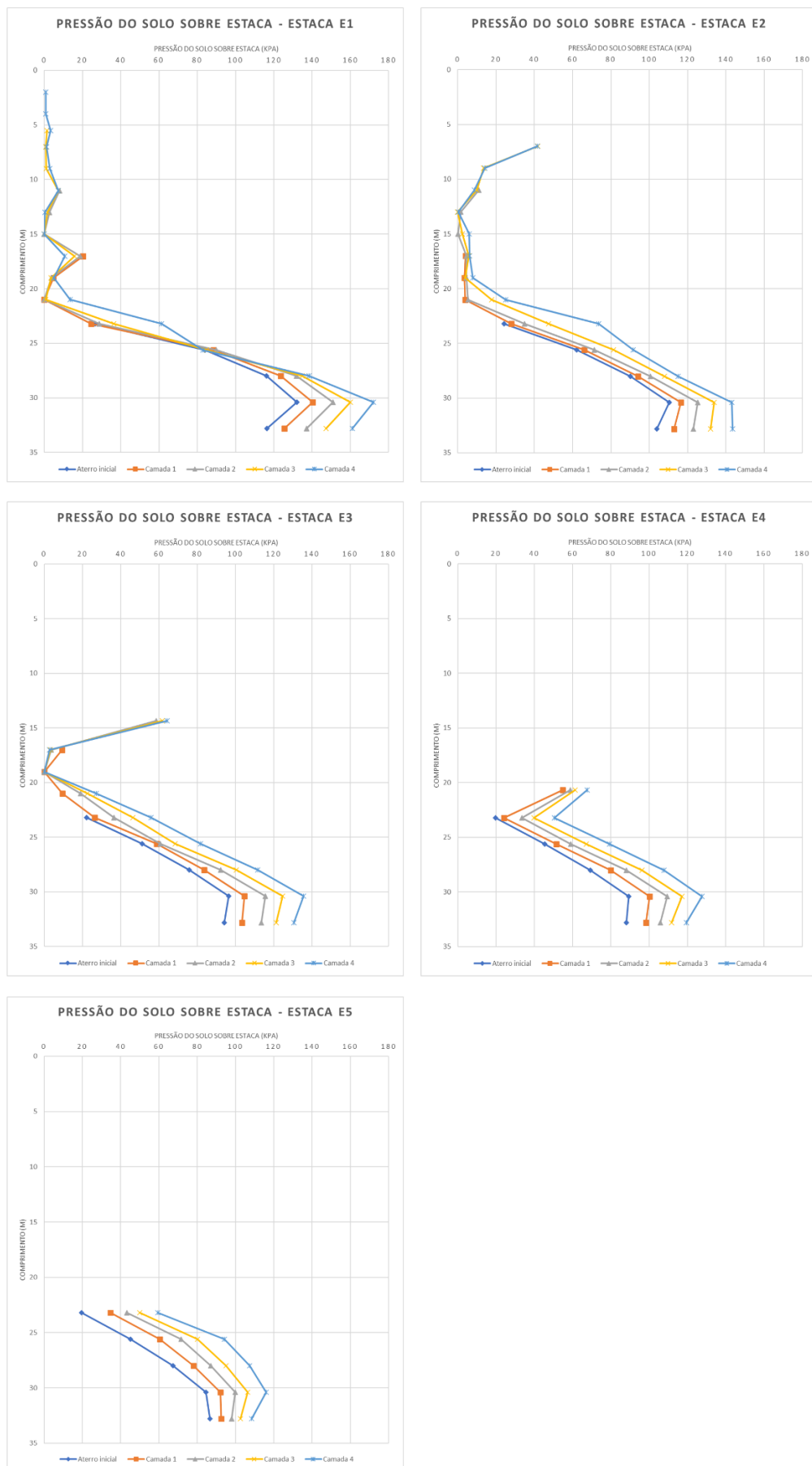


Figura 53 - Diagramas de pressão do terreno sobre a face positiva da estaca ao longo do seu comprimento – modelo 1

4.3. MODELO 2

O modelo 2 contempla o método executivo de aterros submersos por camadas paralelas a face do talude do aterro inicial e o método de tratamento com retirada completa da camada superficial de baixa resistência de argila lodosa. Assim como foi realizado no modelo 1, para cada um dos estágios análise foram calculados os deslocamentos horizontais, momento fletor, esforço transversal e a pressão do terreno sobre a face da estaca em todas as 5 estacas. Visando simplificar a visualização do trabalho, optou-se, a partir deste ponto do trabalho, por exibir de forma mais direta apenas as tabelas contendo os valores máximo e mínimo e os diagramas das duas estacas mais críticas para cada análise. Os diagramas de todas as estacas em todas as análises poderá ser visualizado no ANEXO A.

Vale mencionar a evolução do deslocamento total do modelo para cada um dos estágios, chegando a ter o valor máximo ao final da execução da última da camada da 2ª fase do aterro de 0,269 m, conforme indicado na Figura 54. Será apresentado apenas os resultado para o último estágio de análise. Os resultados para todas os estágio estará exposto no ANEXO A, juntamente com os diagramas de deslocamentos horizontais, momento fletor, esforço transversal e a pressão do terreno sobre a face da estaca em todas as estacas.

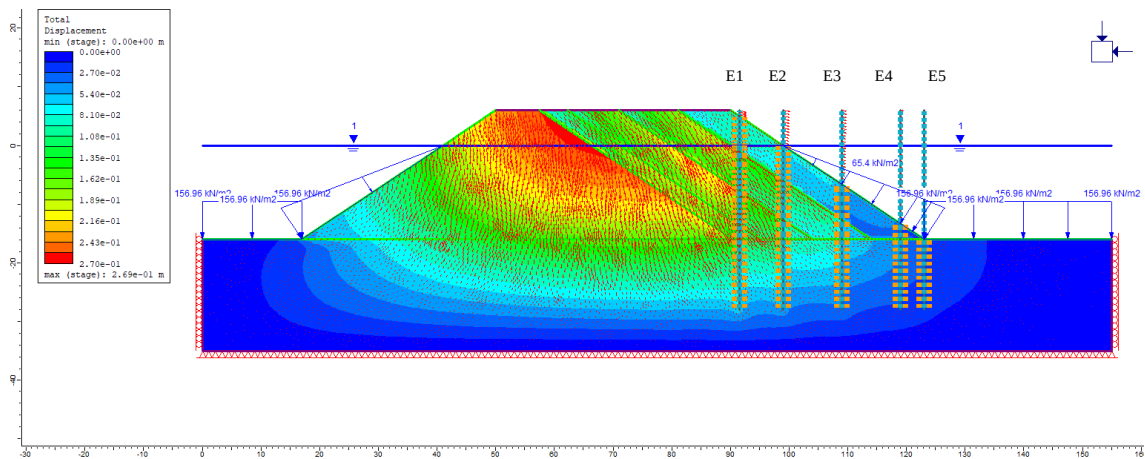


Figura 54 - Deslocamento total no estágio 6 de execução da camada 4 da 2ª fase do aterro – modelo 2

Para o modelo 2, os valores deslocamentos horizontais nas estacas pode ser visto na Tabela 14 contendo os valores máximo e mínimo de deslocamento para cada uma das estacas nos estágios 2 a 6. Por meio dela é possível afirmar, neste caso, que a estaca 5 possui o menor deslocamento horizontal em todos os estágios.

Em todos os estágios a estaca E1 apresenta os maiores deslocamentos horizontais, chegando a 0,233 mm; a segunda estaca com maior deslocamento horizontal foi a estaca E2, chegando a ter 0,217 m de deslocamento horizontal ao fim da execução da camada 4. Os diagramas de deslocamento horizontal das estacas E1 e E2 obtidos são indicados na Figura 56, abaixo.

Tabela 14 - Valores de deslocamento horizontal máximo e mínimo para cada estágio de análise do modelo 2

Estaca	E1		E2		E3		E4		E5	
Desloc. Horiz.	Mín (m)	Máx (m)	Mín (m)	Máx (m)	Mín (m)	Máx (m)	Mín (m)	Máx (m)	Mín (m)	Máx (m)
Aterro Inicial	0,021	0,036	0,014	0,026	0,008	0,020	0,004	0,013	0,003	0,011
Camada 1	0,025	0,049	0,017	0,030	0,010	0,024	0,006	0,016	0,004	0,013
Camada 2	0,030	0,109	0,024	0,081	0,016	0,033	0,009	0,023	0,006	0,019
Camada 3	0,030	0,185	0,028	0,156	0,023	0,094	0,016	0,036	0,012	0,029
Camada 4	0,027	0,233	0,027	0,217	0,027	0,153	0,022	0,082	0,018	0,059

Como foi explicado anteriormente para o modelo 1, os deslocamentos horizontais das estacas são resultado da deformação do aterro, que ocorre mais expressivamente no talude e na sua extremidade, no pé do talude. O método construtivo em camadas paralelas a partir do talude do aterro inicial gera uma configuração diferente nos deslocamentos horizontais das estacas quando comparado ao modelo 1.

O que foi percebido no modelo 1 foi que as estacas instaladas no talude ou próximas a sua base acabam sofrendo um maior deslocamento devido a deformação do talude. Portanto novamente a estaca E1, por estar mais próxima do aterro inicial acaba sofrendo um maior deslocamento devido a deformação do talude do aterro inicial, o que não muda os resultados em comparação com o modelo 1.

A partir da execução da cama 1, o que ocorre é que a estaca E1 já fica instalada no talude da 2ª fase do aterro, enquanto que a distância entre o pé do talude e as outras estacas diminuem. A medida que as camadas avançam da esquerda para a direita, uma estaca passa a ficar instalada no talude, enquanto que as estacas atrás dessa passa a ter uma maior parte do seu comprimento instalada no talude. Ou seja, na camada em que a estaca E2 passa a ficar instalada no talude, a estaca E1 passa a ter maior parte do seu comprimento sob ação da deformação do talude, e o deslocamento gerado por esse avanço é somado ao deslocamento no estágio passado. Sendo assim, a estaca E1 acaba por ser sempre a estaca com o maior deslocamento, pois esta desde o início sofrendo ações devido a deformação do talude do aterro. Enquanto que a estaca E5 será sempre a estaca com menor deslocamentos pois na maioria dos estágio ela está afastada do pé do talude, passando a apresentar uma maior evolução dos deslocamentos apenas a partir da execução da camada 3.

Novamente, ao fim de todo o processo, todas as estacas apresentam um considerável incremento de deslocamento horizontal em comparação com o estágio passado, média de 0,05 m a mais de deslocamento horizontal entre o estágio de execução da camada 3 e 4. Isto ocorreu pois ao fim do processo todas as estacas estavam instaladas no talude, e pelo peso do material ser consideravelmente grande, 22,0m de altura de talude, houve um maior movimento deste talude, gerando assim esses deslocamentos.

Em comparação com os resultados obtidos no modelo 1, percebesse que a estaca que acaba ficando instalada no talude mais cedo, em um estágio inicial, sofre por mais tempo os efeitos causados pela deformação do talude, e por isso apresentam uma maior deformação. Como pode ser visto no modelo 1 em que a estaca E4 passa a estar no talude no estágio de execução da camada 1, enquanto que no modelo 2 é a estaca E1 que passa a estar no talude já neste estágio.

Pode-se perceber que este método de execução gera maiores deslocamentos horizontais na estaca, isso pode estar atrelado ao fato de que as estacas, quando estão instaladas no talude, já se trata de um talude com 22,0 m de altura, logo a massa que deforma, ou a cunha do talude, já apresenta um peso muito maior. Enquanto que no modelo 1 a altura do talude aumenta gradualmente com os estágios executivos.

Outro fato que acentua a diferença entre o deslocamento máximo que ocorreu na estaca E1 no modelo 2 e na estaca E4 do modelo 1 é que a estaca E1 já possui um deslocamento horizontal alto, nos dois modelos, já na execução do aterro inicial, que causa pouco efeito na estaca E4 devido a distância.

Uma vantagem quanto a este método executivo, se deve ao fato de que as camadas podem ser executadas com comprimentos menores, para isto não se exige equipamentos de movimentação de terra com grande alcance, o que implica em um processo mais barato quando se comparado com o método construtivo apresentado no modelo 1.

Fazendo novamente a comparação com o critério de deformação máxima da Norma BS6349-2, que para este caso foi de 0,07 m. Percebe-se que apenas a estaca E5 aprenen valores abaixo do limite. Aumentando as chances de ocorrer problemas estruturais a estrutura do tabuleiro do cais com esforços de segunda ordem causados pelo desalinhamento das demais estacas.

Para melhor visualizar o efeito de cada camada em como ela afeta as estacas foi elaborada a Figura 55, além dos diagramas de deslocamento horizontal ao longo do comprimento da estaca que podem ser vistos abaixo na Figura 56. Os diagramas de deslocamento horizontal de todas as cinco estacas constam no ANEXO A.

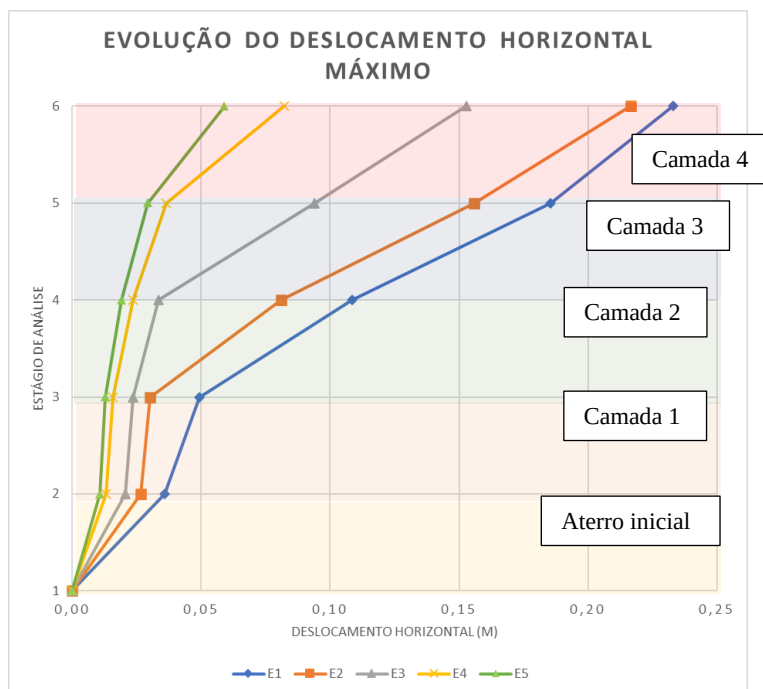


Figura 55 - Evolução do deslocamento horizontal em cada estágio de análise do modelo 2

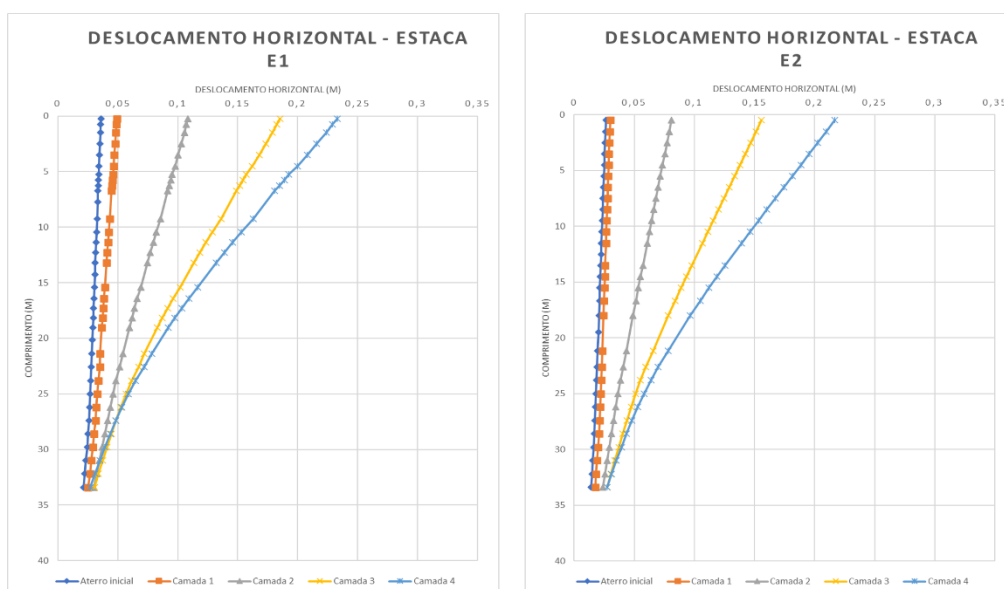


Figura 56 - Diagramas de deslocamento horizontal ao longo do comprimento das estacas E1 e E2 do modelo 2

Da mesma forma foi possível traçar os diagramas de momento fletor que se desenvolvem ao longo das estacas e por meio dos valores obtidos elaborar a Tabela 15 contendo os valores máximos de momentos fletor positivos e negativos em todos os estágios.

A estaca E1 desenvolveu os maiores momentos fletor em todos os estágios, chegando a um momento fletor máximo negativo de -933,70 kN.m na cota -18,0 m, ao fim de execução da 2ª fase do aterro, e um momento fletor máximo positivo de 184,91 kN.m na cota -23,0 m no primeiro estágio de análise de construção do aterro inicial. A estaca E2 também apresentou um valor elevado de momento fletor negativo máximo de - 923,15 kN.m também na cota -18,0m no último estágio da análise. O diagrama de momento fletor ao longo do comprimento das estacas E1 e E2 obtidos são indicados na Figura 57. Os diagramas de momentos fletor de todas as cinco

estacas constam no ANEXO A.

As estacas E4 e E5 são as estacas com os menores momentos fletores. No caso da estaca E4 o maior momento foi de -147,88 kN.m, no último estágio. Já a estaca E5 chegou a valores de 76,79 kN.m no estágio de execução da camada 3.

Pela análise do modelo percebe-se que a medida que uma estaca estava no talude ou próxima a sua base, desenvolviam-se momentos fletores negativos ao longo de seu comprimento. Os momentos fletores negativos, ocasionados pelo movimento de deformação do talude, começam a surgir no estágio em que a estaca se encontra instalada no talude, e a medida que os estágios avançam os momentos tendem a aumentar, visto que o comprimento da estaca sob influência da movimentação do talude também aumenta.

Sendo assim, como a estaca E1 já desenvolve momentos fletores com a execução do aterro inicial, esse esforço apenas tende a aumentar nesta estaca, visto que logo no estágio seguinte ela já está no talude da 2ª do aterro. Seguindo este comportamento é por isso que a estaca E2 apresenta o segundo maior momento, pois ela já está sob influência do talude no estágio de execução da camada 2.

Usando a mesma metodologia calcula-se a tensão máxima a flexão da estaca gerada pelo momento máximo, no caso de -933,70 kN.m, chegando a um valor de tensão devido a flexão de 55,2 MPa, que ainda é muito inferior ao valor adotado como tensão de cedência do aço para esta estaca, de 235 MPa.

Tabela 15 - Valores de momento fletor para cada estágio de análise do modelo 2

Estaca	E1		E2		E3		E4		E5	
Momento Fletor	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)
Aterro Inicial	-1,21	184,91	-0,60	84,64	-0,26	41,43	-0,09	27,66	0,00	16,48
Camada 1	-48,32	179,52	-0,79	107,66	-0,35	52,09	-0,11	32,13	0,00	21,60
Camada 2	-334,92	34,89	-213,93	3,75	-0,81	101,14	0,00	50,72	0,00	39,23
Camada 3	-713,88	3,78	-607,42	0,51	-265,91	0,00	-0,50	103,85	-0,07	76,79
Camada 4	-933,70	0,86	-923,15	0,39	-615,43	0,63	-147,88	21,88	-0,83	53,49

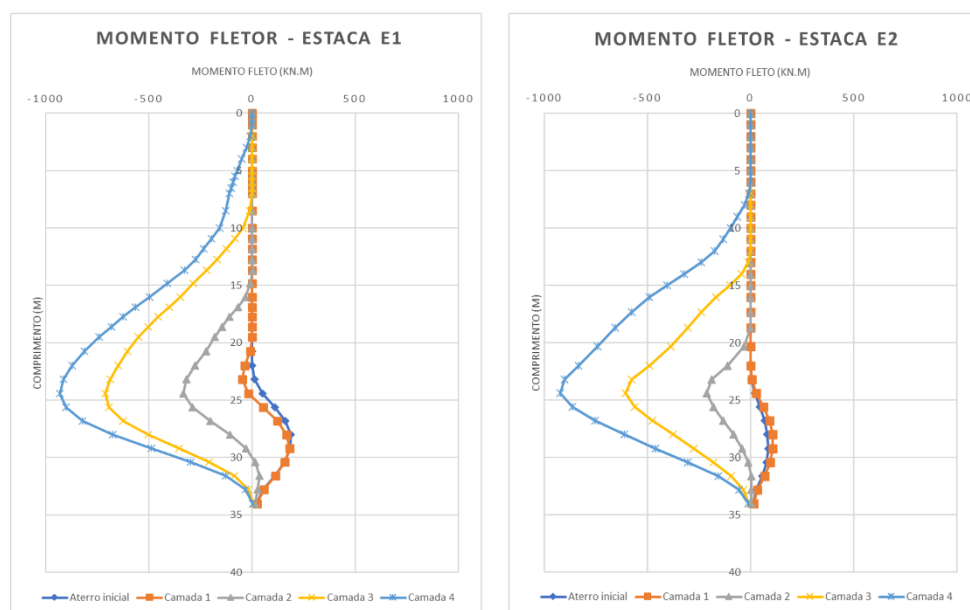


Figura 57 - Diagramas de momentos fletores ao longo do comprimento das estacas E1 e E2 do modelo 2

Da mesma forma que foi feito para o modelo 1, foram traçados também os diagramas de esforços transversos ao longo da estaca e por meio dos valores obtidos elaborar a Tabela 16 contendo os valores máximo positivos e negativos de esforços transversos desenvolvidos nas estacas para todos os estágios.

Novamente a estaca com os maiores esforços transversos negativos em todos os estágios foi a estaca E1, chegando a um esforço transverso máximo de -153,72 kN na cota -24,0 m ao fim da execução da camada 4. A segunda estaca com os maiores valores de esforços transversos negativo em todos os estágios analisados foi a estaca E2, com valores de esforços transverso chegando a -128,54 kN na mesma cota.

A estaca que apresentou o maior esforço transverso positivo foi a estaca E2, ao fim da execução da 2ª do aterro, chegando a 82,92 kN na cota -9,0 m. O segundo maior esforço transverso positivo ocorreu novamente na estaca E1, também no último estágio de análise chegando a 79,42 kN na cota -8,80 m.

Mais uma vez aqui o motivo para a estaca E1 apresentar os maiores esforços transversos em comparação as outras estacas é o mesmo para o modelo 1. Porém para este modelo ocorre com uma maior intensidade devido ao processo executivo, que faz com que a estaca E1 sofra as ações devido a movimentação do talude já nos primeiros estágios. Sendo ai temos uma estaca encrastrada no substrato marinho, que começa a sofrer solicitações acima da zona encrastrada quando a execução do aterro inicia.

O diagrama de esforços transversos ao longo do comprimento das estacas E1 e E2 obtidos são indicados na Figura 58. Os diagramas de esforços transversos de todas as cinco estacas constam no ANEXO A.

Tabela 16 - Valores de esforços transversos para cada estágio de análise do modelo 2

Estaca	E1		E2		E3		E4		E5	
Esforços Transv.	Negativo (kN)	Positivo (kN)	Negativo (kN)	Positivo (kN)	Negativo (kN)	Positivo (kN)	Negativo (kN)	Positivo (kN)	Negativo (kN)	Positivo (kN)
Aterro Inicial	-49,69	45,60	-21,52	23,93	-10,49	11,12	-5,41	8,24	-4,34	4,34
Camada 1	-63,59	47,62	-27,99	29,34	-13,35	14,27	-6,38	9,52	-5,38	5,27
Camada 2	-72,61	44,37	-38,59	44,38	-28,19	25,22	-10,47	14,60	-9,12	8,43
Camada 3	-115,71	60,14	-83,51	62,07	-44,06	55,57	-25,64	26,44	-17,82	15,26
Camada 4	-153,72	79,42	-128,54	82,92	-90,05	70,08	-36,83	39,24	-16,97	12,20

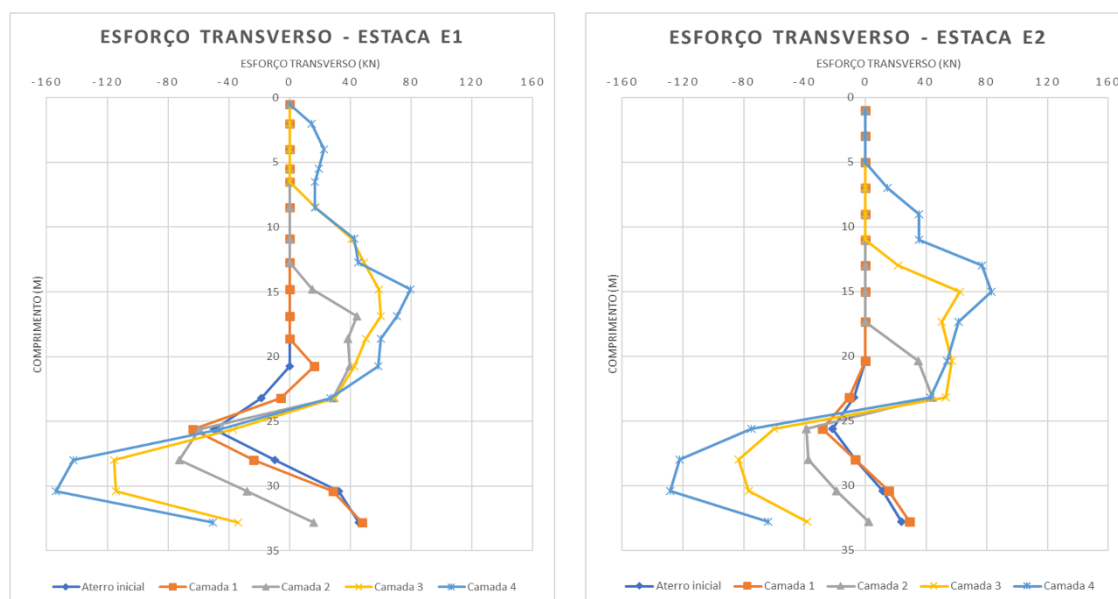


Figura 58 - Diagramas de esforços transversos ao longo do comprimento da estaca do modelo 2

Por fim, foram traçados também os diagramas de pressão do terreno sobre a face da estaca ao longo de todo seu comprimento e por meio dos valores obtidos elaborar a Tabela 17 contendo os valores máximo e mínimo de pressões para todos os estágios. Vale destacar que são apresentados as pressões sobre a face “positiva” da estaca, que na configuração do software é a face esquerda da estaca. A estaca E1 foi a estaca mais solicitada com a pressão do terreno sobre sua face, no sentido normal, chegando a 176,83 kPa na cota -27,0 m, seguida pela estaca E2 com pressão do terreno chegando a 152,20 kPa, também na cota -27,0 m. Aqui não há muito discrepância dos resultados obtidos no modelo 1, visto que ao fim da execução da 2ª fase do aterro a quantidade de solo a estar fazendo pressão na estaca é a mesma. Os diagramas ao longo do comprimento das estacas E1 e E2 obtidos são indicados na Figura 59. Os diagramas de esforços transversos de todas as cinco estacas constam no ANEXO A.

Tabela 17 - Valores máximo e mínimo de pressão do terreno sobre a face positiva da estaca o para cada estágio de análise do modelo 2

Estaca	E1		E2		E3		E4		E5	
Pressão do Terreno	Mín (kPa)	Máx (kPa)	Mín (kPa)	Máx (kPa)	Mín (kPa)	Máx (kPa)	Mín (kPa)	Máx (kPa)	Mín (kPa)	Máx (kPa)
Aterro Inicial	26,56	132,16	24,46	110,53	22,18	96,47	19,81	89,30	20,91	86,62
Camada 1	23,81	143,97	27,56	117,92	23,73	101,04	21,18	91,83	22,56	87,88
Camada 2	2,26	155,80	33,06	130,58	29,09	115,65	25,07	100,46	27,19	92,86
Camada 3	4,44	162,80	0,89	139,11	37,61	132,65	31,07	118,44	33,34	106,54
Camada 4	0,00	176,83	0,00	152,20	23,36	144,13	36,04	133,13	46,44	118,67

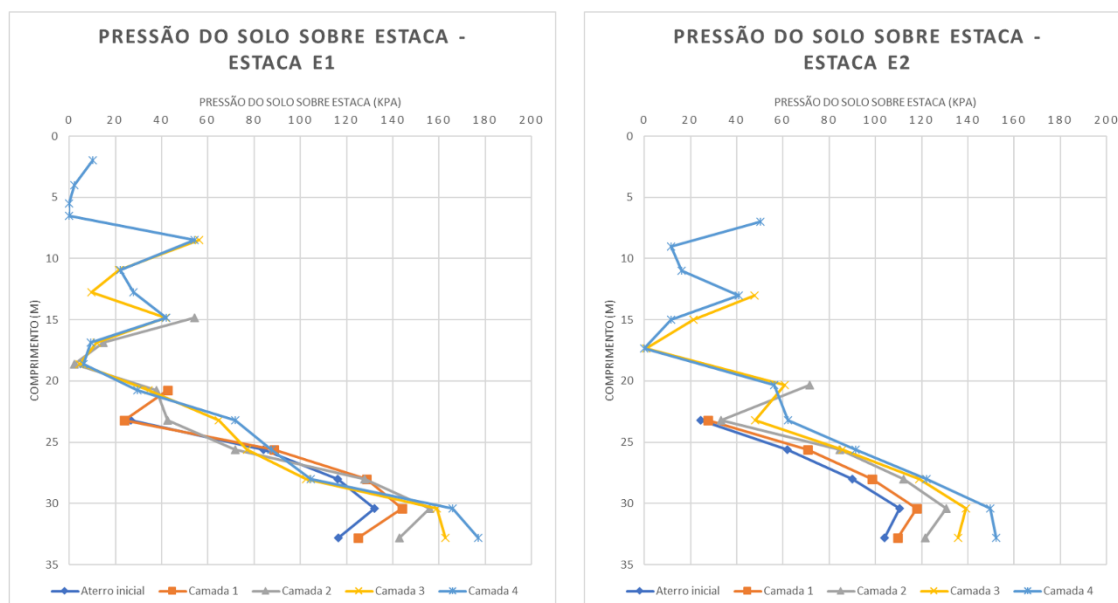


Figura 59 - Diagramas de pressão do terreno sobre a face da estaca ao longo do seu comprimento – modelo 2

4.4. MODELO 3

No modelo 3 foi considerado o método executivo de aterros submersos em camadas subhorizontais e o método de tratamento com retirada parcial da camada superficial de baixa resistência de argila lodosa. Sendo assim, este modelo se diferencia do modelo 1 apenas pela presença de uma camada de argila lodosa com 2,00 metros de espessura. Para cada um dos estágios citados na Figura 31 foram calculados os deslocamentos horizontais, momento fletor, esforços transversos e a pressão do terreno sobre a face da estaca em todas as 5 estacas.

Vale mencionar a evolução do deslocamento total do modelo para cada um dos estágios, chegando a ter o valor máximo, ao final da execução da última da camada da 2ª fase do aterro de

0,303 m, conforme indicado na Figura 60, o que reflete um aumento de 67% em relação ao deslocamento total calculado para o modelo 1, de 0,181 m. Será apresentado apenas os resultado para o último estágio de análise. Os resultados para todas os estágio estará exposto no ANEXO A, juntamente com os diagramas de deslocamentos horizontais, momento fletor, esforços transversos e a pressão do terreno sobre a face da estaca em todas as estacas.

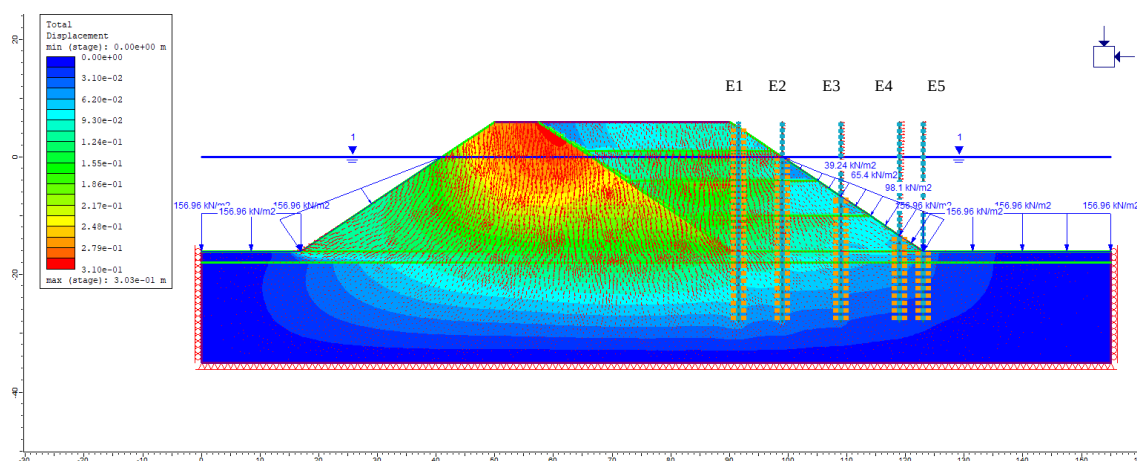


Figura 60 - Deslocamento total no estágio 6 de execução da camada 4 da 2ª fase do aterro – modelo 3

Traçando os diagramas de deslocamento horizontal ao longo das estacas e por meio dos valores obtidos elaborar a Tabela 18 contendo os valores máximo e mínimo de deslocamento para cada uma das estacas nos estágios 2 a 6.

Já a partir da execução da camada 1 a estaca E4 é a estaca com os maiores valores de deslocamentos chegando a 173 mm de deslocamento horizontal ao fim da execução da camada 4, o que corresponde a um aumento de 70% quando comparado com o deslocamento horizontal no modelo 1. A segunda estaca que apresenta os maiores deslocamentos é a estaca E3, com um deslocamento de 133 mm, que comparando com o seu deslocamento no modelo 1 indica um aumento de 58%.

Os diagramas de deslocamento horizontal das estacas E3 e E4 obtidos são indicados na Figura 61. Pode-se concluir que a presença da camada superficial de argila lodosa trouxe impactos significativos ao deslocamento das estacas. Os diagramas de deslocamento horizontais de todas as cinco estacas constam no ANEXO A.

Tabela 18 - Valores de deslocamento horizontal máximo e mínimo para cada estágio de análise do modelo 3

Estaca	E1		E2		E3		E4		E5	
Desloc. Horiz.	Mín (m)	Máx (m)	Mín (m)	Máx (m)	Mín (m)	Máx (m)	Mín (m)	Máx (m)	Mín (m)	Máx (m)
Aterro Inicial	0,022	0,044	0,014	0,030	0,008	0,021	0,004	0,013	0,003	0,010
Camada 1	0,018	0,044	0,013	0,035	0,011	0,038	0,009	0,063	0,008	0,034
Camada 2	0,019	0,050	0,016	0,041	0,016	0,062	0,014	0,094	0,012	0,050
Camada 3	0,022	0,051	0,021	0,049	0,021	0,083	0,018	0,121	0,015	0,066
Camada 4	0,030	0,066	0,030	0,089	0,029	0,133	0,023	0,173	0,020	0,097

Devido a presença da camada argilosa ocorre um maior deslocamento das camadas de aterro, o que acarreta em maiores deslocamentos horizontais das estacas quando se compara com os resultados do modelo 1. Percebe-se isto logo na execução da camada 1, quando a estaca E4 já desenvolve deslocamento horizontal próximo ao limite indicado pela norma e que corresponde a um deslocamento 54% maior do que o deslocamento que esta estaca apresentou no modelo 1 para o mesmo estágio.

Pelo fato de que o aterro esta assentado sobre um material de baixa resistência a sua zona

de plastificação aumenta, a resistência na base é menor e por isso as deformações maiores irão ocorrer na sua extremidade, sendo assim as estacas instaladas no talude sofrem um maior deslocamento e consequentemente maiores esforços. Este fato por si só explicaria os deslocamentos mais acentuados, do que o modelo 1, nas estacas instaladas em talude mas não quando as estacas não estão ainda instaladas no talude. Por exemplo

No fim de todo o processo, todas as estacas apresentam um considerável incremento de deslocamento horizontal em comparação com o estágio passado, média de 0,02 m a mais de deslocamento horizontal entre o estágio de execução da camada 3 e 4. Isto ocorreu pois ao fim do processo todas as estacas estavam instaladas no talude, e pelo peso do material ser consideravelmente grande, 22,0m de altura de talude, houve um maior movimento deste talude, gerando assim esses deslocamentos. Olhando para o limite estabelecido pela Norma BS6349-2, todas as estacas, com exceção da estaca E1 apresentam deslocamento acima do limite.

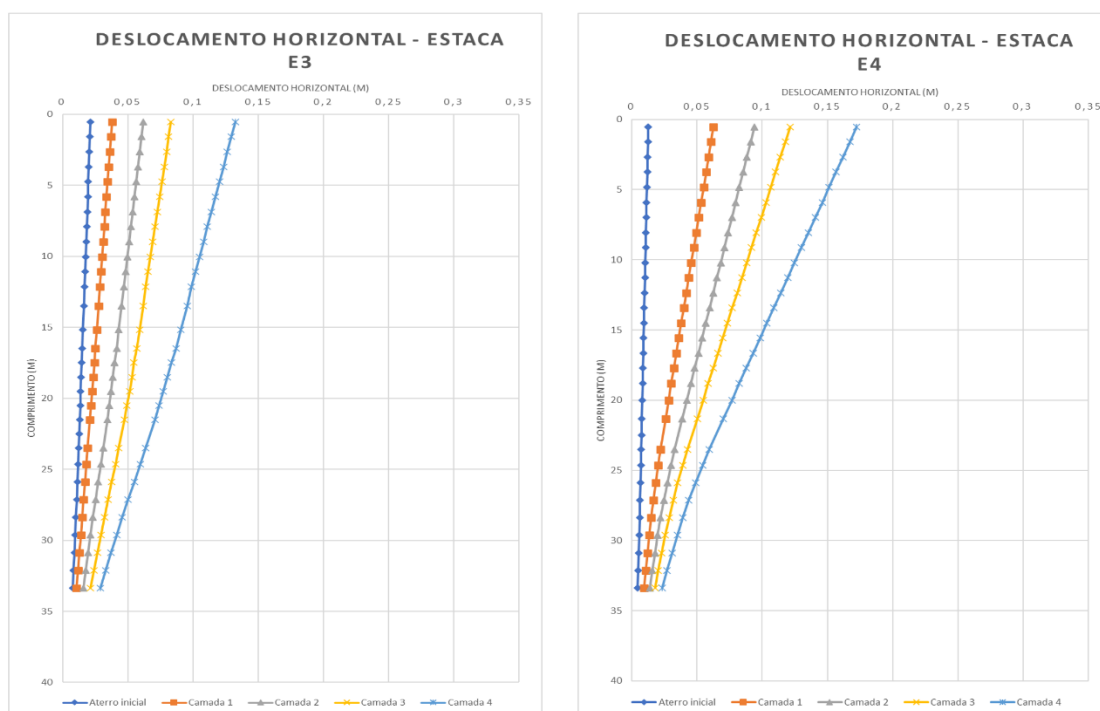


Figura 61 - Diagramas de deslocamento horizontal ao longo do comprimento da estaca do modelo 3

Da mesma forma foi possível traçar o diagramas de momento fletores que se desenvolvem ao longo das estacas e por meio dos valores obtidos elaborar a Tabela 19 contendo os valores máximos de momentos fletores positivos e negativos em todos os estágios.

A estaca E4 desenvolveu o maior momento fletor negativo de -515,79 kN.m na cota -19,0 m no último estágio de análise, o que comparando com o modelo 1 corresponde a um aumento de expressivo de 180%. A mesma estaca apresentou o segundo maior momento negativo ao fim da execução da camada 3, chegando a um valor de -371,67 kN.m, na mesma cota de -19,0 m.

A estaca E2 apresentou o maior momento positivo com 480,91 kN.m na cota -15,0 m, ao fim da execução da 2ª fase do aterro, que comparada com o modelo 1 indica um aumento de 48%. A estaca E1 apresentou o segundo maior momento fletor positivo no último estágio, de 345,16 kN.m também na cota -15,0 m, comparando com o modelo 1, no mesmo estágio de análise, houve um aumento de 114% no momento fletor positivo.

A estaca E3 apresentou momento fletor positivo de 227,87 kN.m e negativos de -233,32 kN.m, tendo esforços consideráveis. Já a estaca E5 apresentou pequenos momentos fletores, chegando ao máximo de um momento fletor negativo de -84,26 kN.m

O diagrama de momento fletor ao longo do comprimento das estacas E2 e E4 obtidos são

indicados na Figura 62. Os diagramas de momentos fletores de todas as cinco estacas constam no ANEXO A.

Devido as maiores deformações, pela presença da camada de argila, já nos estágios iniciais, principalmente na estaca E4 foram gerados maiores momentos fletores já no início da análise, que foram evoluindo a medida em que a execução da 2ª fase do aterro evoluía, o que levou a estaca E4 a apresentar maiores esforços no fim da análise. Cálculado a tensão máxima a flexão devido a este momento fletor foi obtivo o valor de 30 MPa, que ainda se mantém abaixo da tensão de cedência adotada.

Tabela 19 - Valores de momento fletor para cada estágio de análise do modelo 3

Estaca	E1		E2		E3		E4		E5	
Momento Fletor	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)
Aterro Inicial	-3,85	136,09	-0,29	76,83	-0,40	40,99	-0,01	27,13	-0,95	7,06
Camada 1	-178,39	144,28	-45,15	43,85	-31,87	36,68	-195,94	0,74	-33,01	0,00
Camada 2	-154,94	144,01	-19,96	57,36	-109,92	62,69	-285,69	1,67	-55,80	0,00
Camada 3	-87,65	183,39	-43,06	239,07	-153,99	139,25	-371,67	1,78	-66,21	0,00
Camada 4	-43,64	345,16	-127,31	480,91	-233,32	227,87	-515,79	2,24	-84,26	0,00

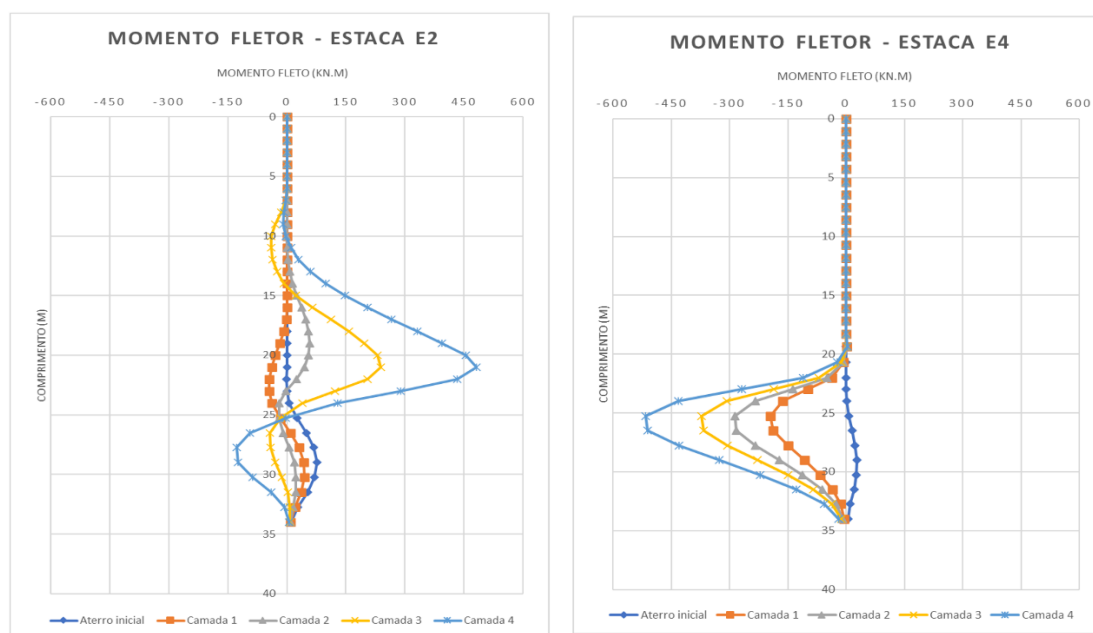


Figura 62 - Diagramas de momentos fletores ao longo do comprimento das estacas E1 e E2 do modelo 3

Partindo para os diagramas de esforços transversos ao longo da estaca, foi elaborada a Tabela 20 contendo os valores máximo positivos e negativos de esforços transversos desenvolvidos para todos os estágios.

A estaca E4 foi solicitada com o maior esforço transversal negativo no último estágio, chegando a um esforço transversal de -80,71 kN na cota -24,0 m. A estaca E3 teve o segundo maior esforço transversal negativo, chegando a -74,30 kN na cota -13,0 m. No modelo 1 estas estacas possuíam menores esforços transversos negativos, de -35,66 kN para E4 e -40,31 kN para

E3; com a presença da argila lodosa essas duas estacas sofrem um aumento significativo de 126% e 84%, respectivamente. Vale ressaltar também que a estaca com o maior esforço transversal negativo no modelo 1 era a estaca E1, ou seja, a presença da camada de argila gerou maiores movimentos no talude submerso, alterando as solicitações de esforços transversos nas duas estacas.

A estaca E4 também apresentou um maior esforço transversal positivo, atingindo 171,86 kN na cota -17,0 m, o que comparado ao modelo 1 representa um aumento de 212%. A estaca E2 foi a segunda estaca que desenvolveu os maiores esforços transversos positivos, atingindo um valor de 164,10 kN também na cota -17,0m.

No modelo 1 as estacas com os maiores esforços transversos positivos foram as estacas E4 e E1, com a presença da camada argilosa as estacas com os maiores esforços transversos positivos passa a ser a estaca E4 e E2, evidenciando mais uma vez que a presença desta camada altera as solicitações nas estacas.

Os diagramas de esforços transversos ao longo do comprimento das estacas E3 e E4 obtidos são indicados na Figura 63. Os diagramas de esforços transversos de todas as cinco estacas constam no ANEXO A.

O mesmo motivo que levou ao aumento dos momentos fletores levou ao aumento dos esforços transversos, fazendo o que a estaca E4 fosse desenvolvesse maiores esforços, do que a estaca E2, que desenvolveu maiores esforços transversos no modelo 1.

Tabela 20 - Valores de esforços transversos para cada estágio de análise do modelo 3

Estaca	E1		E2		E3		E4		E5	
Esforço Transv.	Negativo (kN)	Positivo (kN)	Negativo (kN)	Positivo (kN)	Negativo (kN)	Positivo (kN)	Negativo (kN)	Positivo (kN)	Negativo (kN)	Positivo (kN)
Aterro Inicial	-35,34	38,09	-19,54	21,26	-10,80	11,48	-6,01	8,14	-2,91	1,44
Camada 1	-66,39	52,79	-20,20	14,68	-10,44	31,87	-33,55	68,03	-6,97	15,74
Camada 2	-61,81	44,02	-11,73	25,06	-27,74	68,99	-45,79	101,52	-9,60	25,51
Camada 3	-33,64	54,81	-47,08	89,64	-47,06	103,90	-58,00	128,75	-10,61	30,34
Camada 4	-62,13	65,13	-62,64	164,10	-74,30	156,66	-80,71	171,86	-15,41	36,04

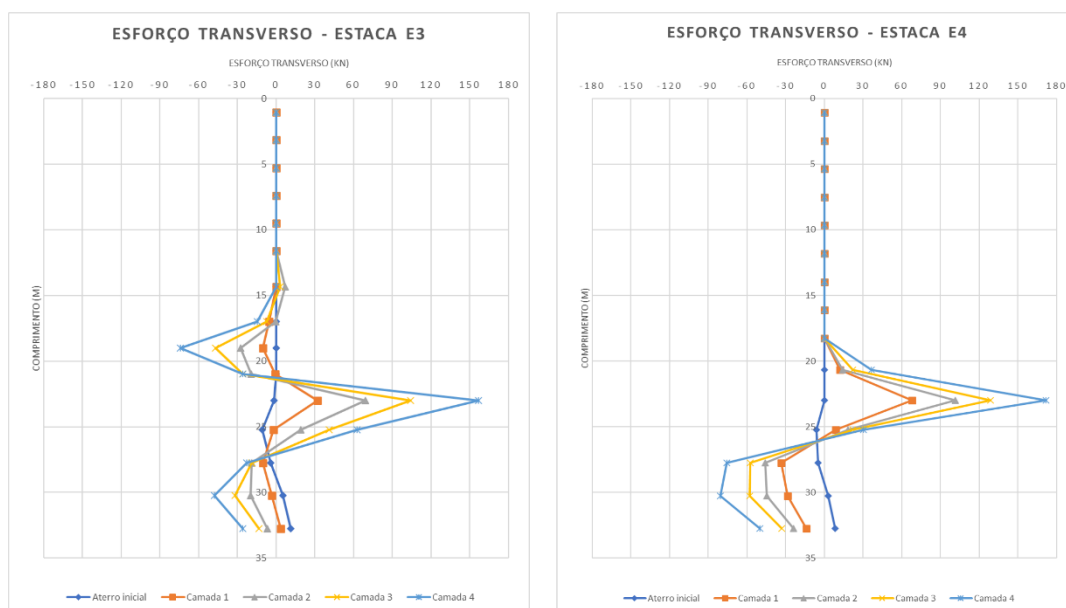


Figura 63 - Diagramas de esforços transversos ao longo do comprimento da estaca do modelo 3

Por fim, foram traçados também os diagramas de pressão do terreno sobre a face da estaca ao longo de todo seu comprimento e por meio dos valores obtidos elaborar a Tabela 21 contendo os valores máximo e mínimo de pressões para todos os estágios. Vale destacar que são apresentados as pressões sobre a face “positiva” da estaca, que na configuração do software é a face esquerda da estaca. A estaca E1 foi a estaca mais solicitada com a pressão do terreno sobre sua face, no sentido normal, chegando a 165,90 kPa na cota -24,0 m, o que significa um decréscimo muito pequeno de 4% quando comparado com o resultado obtido no modelo 1. Seguida pela estaca E2 com pressão do terreno chegando a 146,33 kPa, também na cota -24,0 m, expressando um pequeno acréscimo de 2% comparando com o modelo 1. Os diagramas ao comprimento das estacas E1 e E2 obtidos são indicados na Figura 64. Os diagramas de pressão do terreno de todas as cinco estacas constam no ANEXO A.

Tabela 21 - Valores máximo e mínimo de pressão do terreno sobre a face positiva da estaca para cada estágio de análise do modelo 3

Estaca	E1		E2		E3		E4		E5	
Pressão do Terreno	Mín (kPa)	Máx (kPa)	Mín (kPa)	Máx (kPa)	Mín (kPa)	Máx (kPa)	Mín (kPa)	Máx (kPa)	Mín (kPa)	Máx (kPa)
Aterro Inicial	30,72	132,72	22,40	109,77	21,57	21,57	20,24	20,24	18,86	18,86
Camada 1	0,00	141,11	1,39	115,30	21,57	21,57	20,24	20,24	18,86	18,86
Camada 2	1,07	151,61	0,00	125,32	21,57	21,57	20,24	20,24	18,86	18,86
Camada 3	0,00	159,32	0,00	134,91	21,57	21,57	20,24	20,24	18,86	18,86
Camada 4	0,00	165,90	0,00	146,33	21,57	21,57	20,24	20,24	18,86	18,86

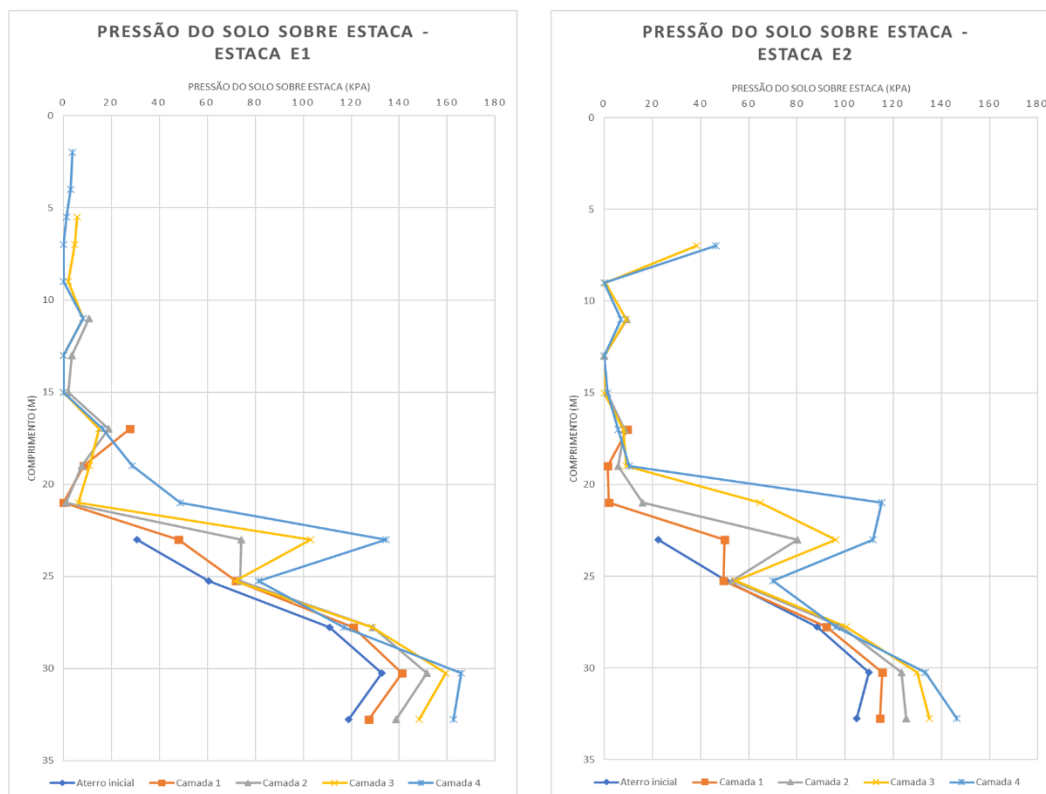


Figura 64 - Diagramas de pressão do terreno sobre a face da estaca ao longo do seu comprimento – modelo 3

4.5. MODELO 4

No modelo 4 foi considerado o método executivo de aterros submersos por camadas paralelas a face do talude do aterro inicial e o método de tratamento com retirada parcial da camada superficial de baixa resistência de argila lodosa. Sendo assim, este modelo se diferencia do modelo 1 apenas pela presença de uma camada de argila lodosa com 2,00 metros de espessura. Para cada um dos estágios citados na Figura 31 foi calculado os deslocamentos horizontais, momento fletor, esforços transversos e a pressão do terreno sobre a face da estaca em todas as 5 estacas.

Novamente vale mencionar a evolução do deslocamento total do modelo para cada um dos estágios, chegando a ter o valor máximo, ao final da execução da última da camada da 2ª fase do aterro de 0,361 m, conforme indicado na Figura 65, o que reflete um aumento de 34% em relação ao deslocamento total calculado para o modelo 2, de 0,269 m. Será apresentado apenas o resultado para o último estágio de análise. Os resultados para todas os estágio estará exposto no ANEXO A, juntamente com os diagramas de deslocamentos horizontais, momento fletor, esforços transversos e a pressão do terreno sobre a face da estaca em todas as estacas.

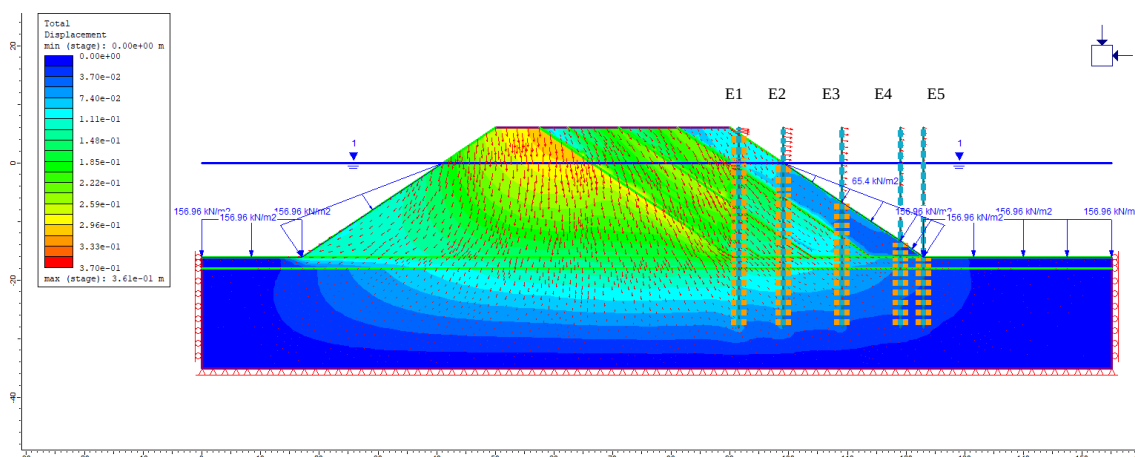


Figura 65 - Deslocamento total no estágio 6 de execução da camada 4 da 2ª fase do aterro – modelo 4

Para o modelo 4, os valores deslocamentos horizontais nas estacas pode ser visto na Tabela 22 contendo os valores máximo e mínimo de deslocamento para cada uma das estacas nos estágios 2 a 6. Por meio dela é possível afirmar novamente que a estaca 5 possui o menor deslocamento horizontal em todos os estágios. Em todos os estágios a estaca E1 apresenta os maiores deslocamentos horizontais, chegando a 0,352 m, o que representa um aumento de 51% em relação ao modelo 2; a segunda estaca com maior deslocamento horizontal foi a estaca E2, chegando a ter 0,331 m de deslocamento horizontal ao fim da execução da camada 4, que comparando com o modelo 2 representa um aumento de 53%.

Aqui ao modelo 4 há o fenômeno que já foi explicado no modelo 2, que leva as estacas submetidas a ações devido a este método de execução de aterros submersos acrescido do fenômeno que ocorre no modelo 3 devido a presença de uma camada de argila.

Sendo assim, as estacas começam a ser carregadas da esquerda para direita, submetidas as ações do deslocamento de um talude com 22,00 m de altura, so que neste caso, as deformações do talude serão maiores por ele estar apoiado em uma camada de baixa resistência fazendo com que os esforços nas estacas sejam maiores e consequentemente os deslocamentos, do que os obtidos no modelo 2. Novamente por já sofrer logo o efeito do aterro inicial e ser a primeira estaca, durante o faseamento construtivo, a estar instalada no talude da 2ª fase do aterro, a estaca E1 apresenta novamente os maiores deslocamentos. Já as estacas E4 e E5 apresentam um menor deslocamento pois só começam a sentir o efeito da construção do aterro nos estágios mais a frente, porém não são deslocamento pequenos. Pois nesse caso todas as estacas estão acima do limite indicado na Norma já citada

Os diagramas de deslocamento horizontal das estacas E1 e E2 obtidos são indicados na Figura 66, abaixo. Os diagramas de deslocamento horizontal de todas as cinco estacas constam no ANEXO A.

Tabela 22 - Valores de deslocamento horizontal máximo e mínimo para cada estágio de análise do modelo 4

Estaca	E1		E2		E3		E4		E5	
Desloc. Horiz.	Mín (m)	Máx (m)	Mín (m)	Máx (m)	Mín (m)	Máx (m)	Mín (m)	Máx (m)	Mín (m)	Máx (m)
Aterro Inicial	0,021	0,050	0,014	0,031	0,008	0,022	0,005	0,012	0,004	0,004
Camada 1	0,026	0,080	0,018	0,040	0,010	0,027	0,006	0,015	0,005	0,007
Camada 2	0,032	0,173	0,026	0,134	0,018	0,047	0,010	0,027	0,008	0,016
Camada 3	0,035	0,295	0,032	0,255	0,027	0,158	0,019	0,050	0,015	0,033
Camada 4	0,033	0,352	0,033	0,331	0,032	0,233	0,026	0,126	0,022	0,082

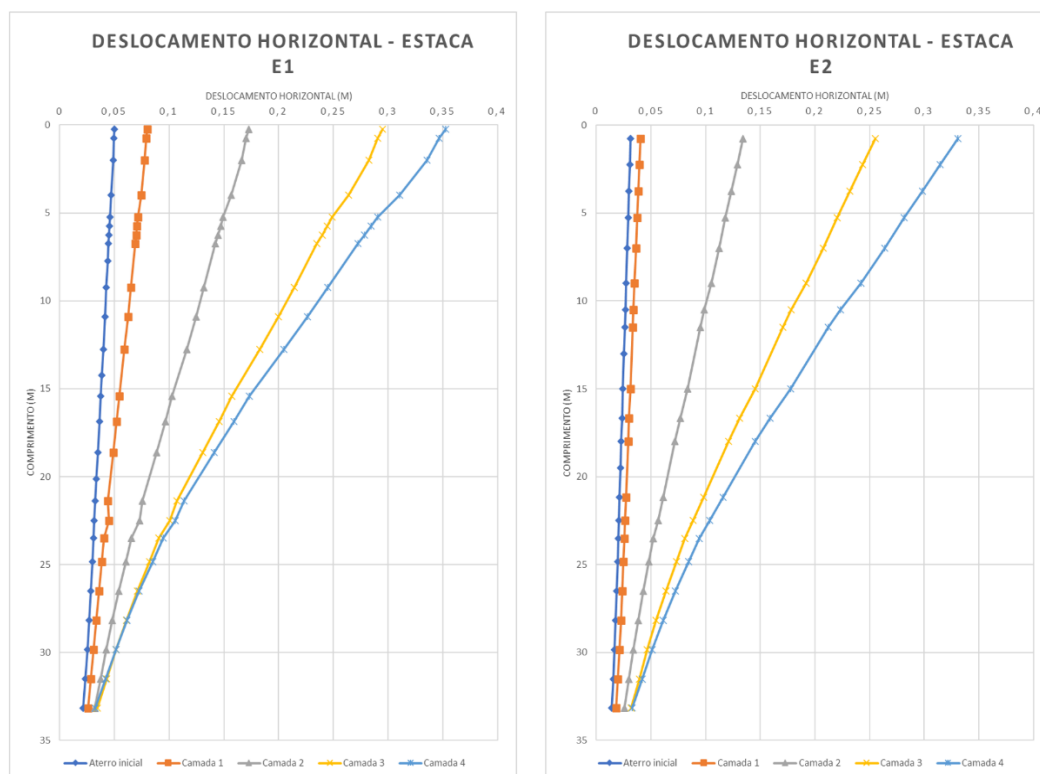


Figura 66 - Diagramas de deslocamento horizontal ao longo do comprimento das estacas E1 e E2 do modelo 4

Igualmente ao modelo 2 foi possível traçar o diagramas de momento fletos que se desenvolvem ao longo das estacas e por meio dos valores obtidos elaborar a Tabela 23 contendo os valores máximos de momentos fletores positivos e negativos em todos os estágios.

A estaca E2 desenvolveu o maior momento fletor em todos os estágios, chegando a um momento fletor máximo negativo de -1397,85 kN.m na cota -18,0 m, um aumento de 51% comparado ao modelo 2. A estaca E1 também apresentou um valor elevado de momento fletor negativo máximo de -1046,40 kN.m também na cota -18,0m, o que representa um aumento de 12% comparado ao modelo 2.

Os momentos fletores máximos positivos foram muito menores do que os negativos, assim como ocorreu no modelo 2. A estaca E4 apresentou o maior momento fletor positivo, de 114,08 kN.m na cota -23,0m. E a estaca E3 apresentou o segundo maior momento fletor positivo, de 110,43 kN.m, também na cota -23,0 m.

O mesmo comportamento apresentado no modelo 2 aparece aqui, porém de forma mais intensificada, pois como foi dito, a camada de argila gera maiores movimentos do taludes, carregando as estacas com mais intensidade, sendo assim o comportamento dos momentos permanece o mesmo. A tensão de flexão aqui, devido ao momento máximo desenvolvido na estaca E2, chega ao maior valor encontrado, de 82,7 MPa, porém ainda é muito baixo para gerar a plastificação da estaca, pois não chega nem a 50% da tensão de cedência de 235 MPa adotada.

O diagrama de momento fletor ao longo do comprimento das estacas E1 e E2 obtidos são indicados na Figura 67. Os diagramas de momentos fletores de todas as cinco estacas constam no ANEXO A

Tabela 23 - Valores de momento fletor para cada estágio de análise do modelo 4

Estaca	E1		E2		E3		E4		E5	
Momento Fletor	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)	Negativo (kN.m)	Positivo (kN.m)
Aterro Inicial	-5,88	103,98	-0,22	87,34	0,00	37,93	0,00	25,96	-1,30	15,06
Camada 1	-121,47	60,76	-0,20	105,92	-0,03	50,51	0,00	30,16	-0,31	19,05
Camada 2	-513,04	0,86	-367,33	0,00	-0,18	110,43	0,00	51,26	-0,12	36,04
Camada 3	-791,37	0,69	-932,19	0,00	-481,57	0,05	-0,05	114,08	-0,01	72,92
Camada 4	-1046,40	0,00	-1397,85	2,13	-948,87	1,29	-297,38	0,63	-72,06	0,00

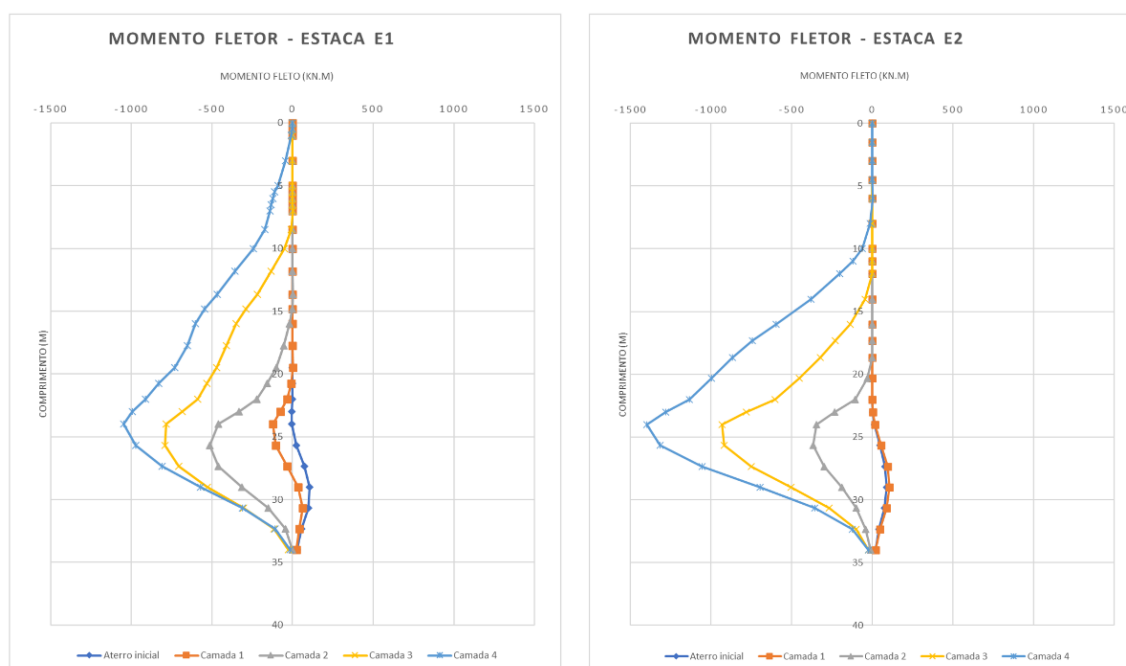


Figura 67 - Diagramas de momentos flectores ao longo do comprimento das estacas E1 e E2 do modelo 4

Mais uma vez foram traçados também os diagramas de esforços transversos ao longo da estaca e por meio dos valores obtidos elaborar a Tabela 24 contendo os valores máximo positivos e negativos de esforços transversos desenvolvidos nas estacas para todos os estágios.

A estaca E2 atingiu o maior esforço transversal negativo, de -214,81 kN na cota -23,0 m, no último estágio de análise, o que corresponde a um aumento de 67% quando comparado ao esforço transversal negativo da mesma estaca no mesmo estágio. A estaca com o segundo maior esforço transversal negativo é a estaca E3 com um esforço transversal de -156,14 kN também na cota -23,0m no último estágio, o que corresponde a um acréscimo de 73% quando comparado com os resultados do modelo 2.

A estaca com o maior esforço transversal positivo foi também a estaca E2, no estágio 5 de execução da camada 3, chegando a um esforço transversal de 184,42 kN na cota -17,0m, que é a cota correspondente ao meio da camada de argila lodosa. Comparando o resultado de esforços transversos positivos para a estaca E2 no modelo 2 e 4 percebe-se que houve um aumento de 122%. A segunda estaca com o maior esforço transversal positivo também é a estaca E3, ao fim da execução da 2ª fase do aterro, com um esforço transversal positivo de 180,11 kN na mesma cota de -17,0m, o que corresponde a um aumento de 157% quando comparado aos resultados do modelo 2 para esta estaca no mesmo estágio de análise.

O comportamento que ocorre na estaca E1 do modelo 2 aqui é melhor representado pela estaca E2, que devido ao processo executivo e a presença da camada argilosa, sofre um maior

efeito do movimento horizontal do talude, que se agravou devido a deformação desta camada argila, o que gerou um aumento na cunha e solicitou a estaca E2 mais do que a estaca E1 que está inteiramente confinada, enquanto que a E2 possui um comprimento livre.

O diagrama de esforços transversos ao longo do comprimento das estacas E2 e E3 obtidos são indicados na Figura 68. Os diagramas de esforços transversos de todas as cinco estacas constam no ANEXO A.

Tabela 24 - Valores de esforços transversos para cada estágio de análise do modelo 4

Estaca	E1		E2		E3		E4		E5	
Esforço Transv.	Negativo (kN)	Positivo (kN)	Negativo (kN)	Positivo (kN)	Negativo (kN)	Positivo (kN)	Negativo (kN)	Positivo (kN)	Negativo (kN)	Positivo (kN)
Aterro Inicial	-27,09	29,52	-22,51	23,38	-10,08	9,17	-4,94	8,08	-4,55	3,40
Camada 1	-31,64	51,87	-27,90	27,86	-13,17	12,57	-6,10	9,39	-5,75	3,43
Camada 2	-99,58	130,73	-59,42	131,97	-29,04	26,22	-11,47	15,08	-10,33	7,55
Camada 3	-123,51	120,02	-145,96	184,42	-78,17	157,28	-27,98	29,47	-20,88	17,14
Camada 4	-152,96	87,40	-214,81	157,27	-156,14	180,11	-50,93	117,31	-10,44	32,31

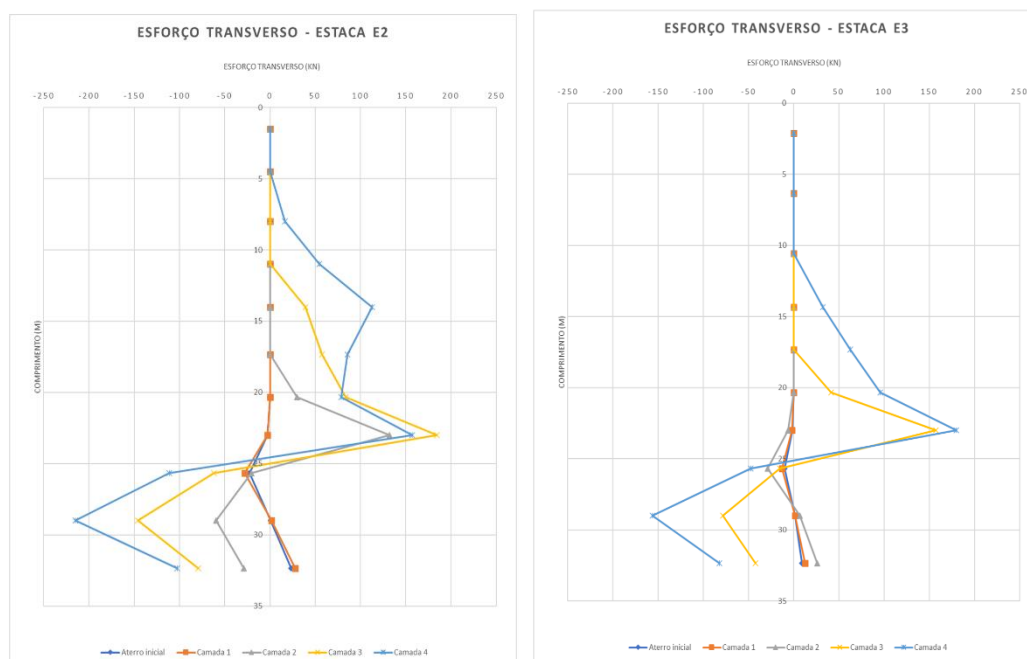


Figura 68 - Diagramas de esforços transversos ao longo do comprimento da estaca do modelo 4

Por fim, foram traçados também os diagramas de pressão do terreno sobre a face da estaca ao longo de todo seu comprimento e por meio dos valores obtidos elaborar a Tabela 25 contendo os valores máximo e mínimo de pressões para todos os estágios. Vale destacar que é apresentado as pressões sobre a face “positiva” da estaca, que na configuração do software é a face esquerda da estaca. A estaca E2 foi a estaca mais solicitada com a pressão do terreno sobre sua face, chegando a 141,36 kPa na cota -26,0 m, o que representa um decréscimo de 7% quando comparado com o modelo 2. A segunda estaca mais solicitada foi a estaca E1 com pressão do

terreno chegando a 139,90 kPa, também na cota -26,0 m, que comparando com o modelo 2 expressa uma diminuição de 20%. O que pode ter ocorrido aqui é a excessiva deformação horizontal da estaca E1 pode ter provocado uma maior pressão do solo na sua face negativa, o que resultou, por estarem próximas, em um aumento de pressão na face positiva da estaca 2. Os diagramas ao longo do comprimento das estacas E1 e E2 obtidos são indicados na Figura 69. Os diagramas de esforços transversos de todas as cinco estacas constam no ANEXO A.

Tabela 25 - Valores máximo e mínimo de pressão do terreno sobre a face positiva da estaca o para cada estágio de análise do modelo 4

Estaca	E1		E2		E3		E4		E5	
Pressão do Terreno	Mín (kPa)	Máx (kPa)	Mín (kPa)	Máx (kPa)	Mín (kPa)	Máx (kPa)	Mín (kPa)	Máx (kPa)	Mín (kPa)	Máx (kPa)
Aterro Inicial	32,62	114,79	19,27	94,83	16,38	83,95	16,65	78,12	22,76	74,18
Camada 1	33,01	124,79	23,33	100,87	17,16	87,89	17,26	80,29	23,71	75,83
Camada 2	16,56	130,08	26,29	120,17	21,86	104,76	19,40	88,32	27,04	81,94
Camada 3	18,75	127,55	33,71	138,18	26,80	126,07	24,96	111,22	32,61	96,78
Camada 4	0,00	139,90	30,81	141,36	22,01	130,85	22,48	125,46	41,77	117,84

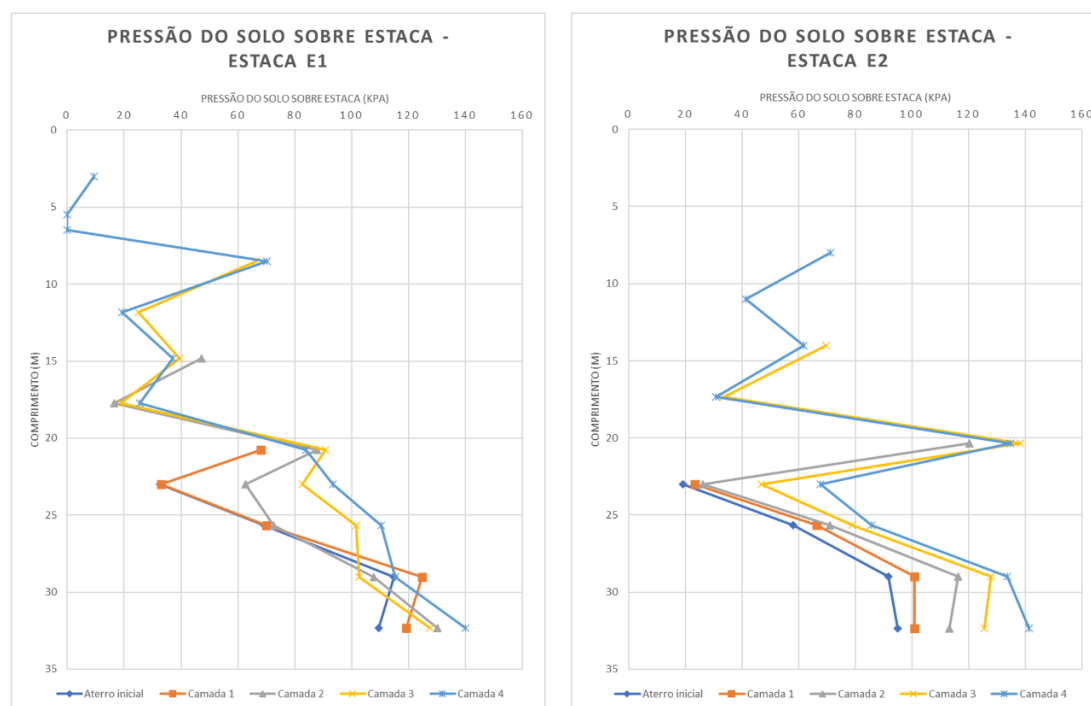


Figura 69 - Diagramas de pressão do terreno sobre a face da estaca ao longo do seu comprimento – modelo 4

4.6. ANÁLISE DE COMPORTAMENTO TRIDIMENSIONAL EM UM MODELO BIDIMENSIONAL

Como havia sido mencionado anteriormente, outro objetivo deste trabalho é analisar uma maneira de simular o comportamento de um modelo tridimensional em um modelo bidimensional. Para isso será realizado um decréscimo na rigidez das estacas de forma a simular o caso de existir mais fileiras de estacas no sentido normal ao plano.

Para simular então este comportamento da estrutura de forma tridimensional em um

modelo bidimensional será feito um decréscimo na rigidez, dividindo a área da seção transversal da estaca, de 0,065785 m², e o momento de inércia, de 0,009017 m⁴, por 2 vezes o diâmetro da estaca, 4 vezes o diâmetro da estaca e 8 vezes o diâmetro da estaca de forma a aumentar a largura de influência da estaca. Ao diminuir a rigidez das estacas esta a simular na estaca, que inicialmente sofria a ação de uma fatia de 1,0m, o aumento da sua largura de influencia, ou seja o tamanho desta fatia de solo que está a agir sobre o solo.

A seguinte análise será feita em duas estacas de modo a simplificar a exposição do problema mas sem abrir mão da representatividade do mesmo, já que o objetivo é comparar o aumento de deslocamentos devido ao decrescimento da rigidez do sistema. Foram então escolhidas as estacas E1 e E4, por serem as estacas que apresentam os maiores deslocamentos horizontais na maioria dos modelos e por estarem mais espaçadas entre si (motivo pelo qual foi escolhido a E4 ao invés da E2, que também apresentou deslocamento horizontais elevados nos modelos 2 e 4, enquanto que a E4 apresentou os maiores deslocamentos nos modelos 1 e 3).

Os modelos serão recalculados considerando as áreas e momentos de inércia indicados na Tabela 26 para cada um dos cenários de largura de influência das estacas.

Tabela 26 - Área e momentos de inércia para cada cenário de largura de influência

Largura de Influência	Área (m ² /m)	Momento de Inércia (m ⁴ /m)
ϕ	0,065785	0,009017
2 ϕ	0,030827	0,004225
4 ϕ	0,015414	0,002113
8 ϕ	0,007707	0,001056

Após proceder com os calculos no modelo 1 e traçar os diagramas de deslocamento horizontal ao longo do comprimento para as estacas E1 e E4, foi possível elaborar a Tabela 27 abaixo, que mostra que a estaca E1 sofreu um decrescimento de 8% quando sua largura de influência dobra, um decrescimento de 15% quando a largura de influência é igual a 4 vezes o diâmetros e um decrescimento de 23% no último cenário em que a largura de influência corresponde a 8 vezes o diâmetro. Para a estaca E4 houve um aumento de 7%, 15% e 24% para os cenários de 2 vezes, 4 vezes e 8 vezes o diametro respectivamente.

Com os respectivos resultados foi possível traçar o gráfico abaixo, Figura 70, que expressa a variação do deslocamento horizontal com o aumento da largura de influência, que expressa a diminuição da rigidez. Atraves deste gráfico percebe-se que houve um aumento, no caso da estaca E4, e uma diminuição, no caso da estaca E1, quase proporcional ao aumento da largura de influência.

Isto pode ter ocorrido pelo fato de a estaca E1 sofrer um deslocamento horizontal dada a movimentação do talude do aterro inicial, mas devido a deformação do talude da 2ª fase do aterro, ela fletiu de forma que houve na cabeça da estaca um deslocamento horizontal contrario ao sentido em que a estaca estava a se deslocar. Já a estaca E4 possui uma largura maior de talude a solicita-la, o que se espera então que ocorra aumento no seu deslocamento

Tabela 27 - Deslocamento horizontal para cada cenário de aumento da largura de influência para o modelo 1

Modelo 1					
Largura de Influência		E1 (m)	%	E4 (m)	%
ϕ	1,067	0,066	-	0,102	-
2 ϕ	2,134	0,061	-8%	0,109	7%
4 ϕ	4,268	0,056	-15%	0,117	15%
8 ϕ	8,536	0,051	-23%	0,126	24%

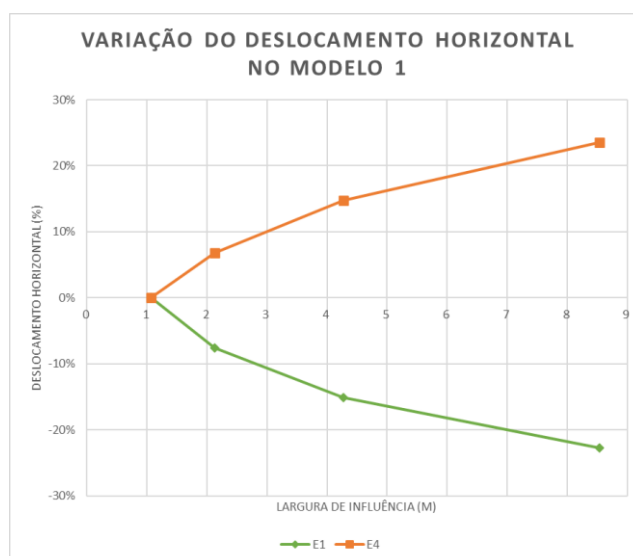


Figura 70 - Variação do deslocamento horizontal com o aumento da largura de influência para o modelo 1

Os diagramas para cada cenário de área de influência pode ser visto abaixo para a estaca E1 e E4 nas Figura 71 e Figura 72, respectivamente.

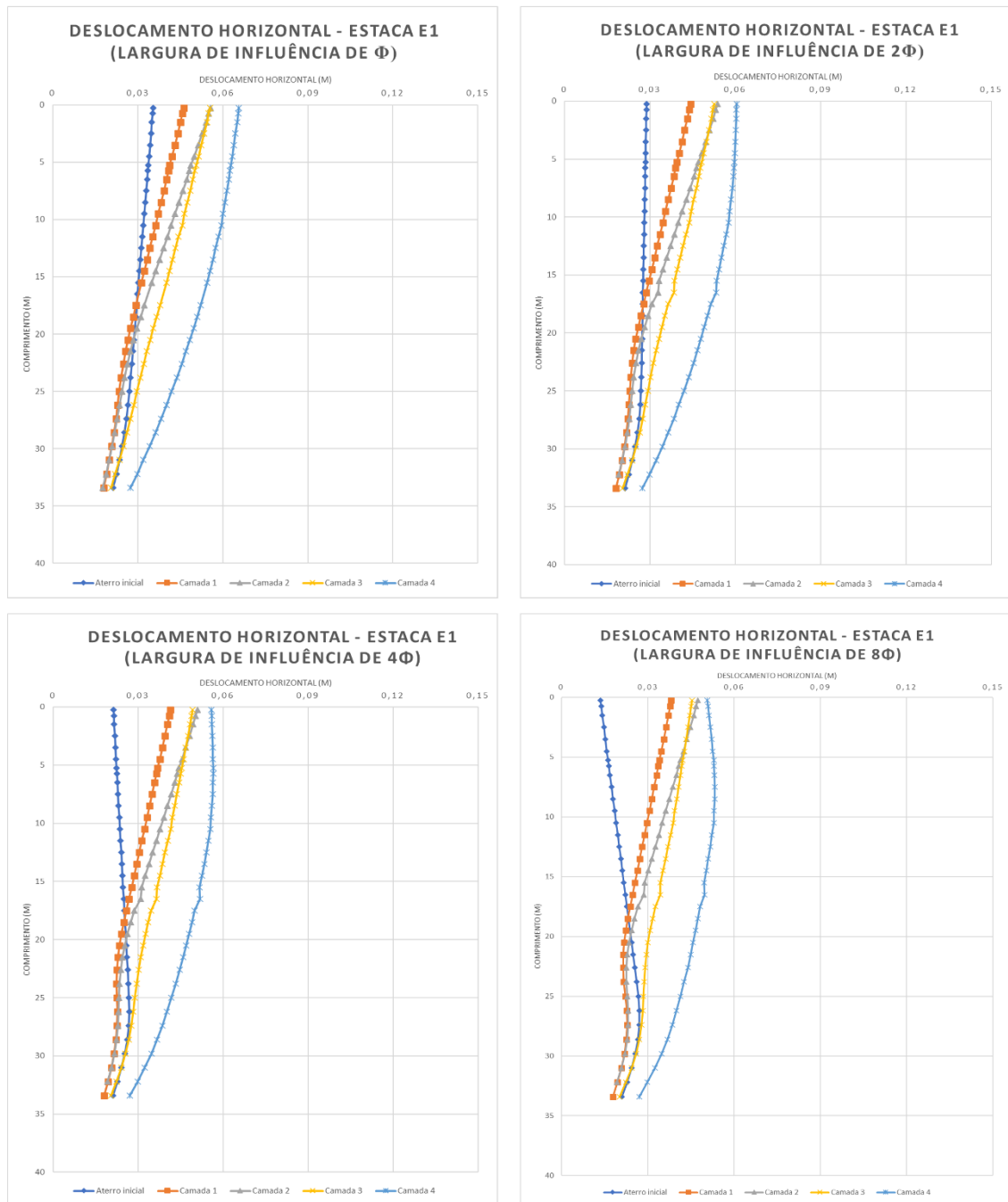


Figura 71 - Deslocamento horizontal da estaca E1 com o aumento da sua largura de influência – modelo 1

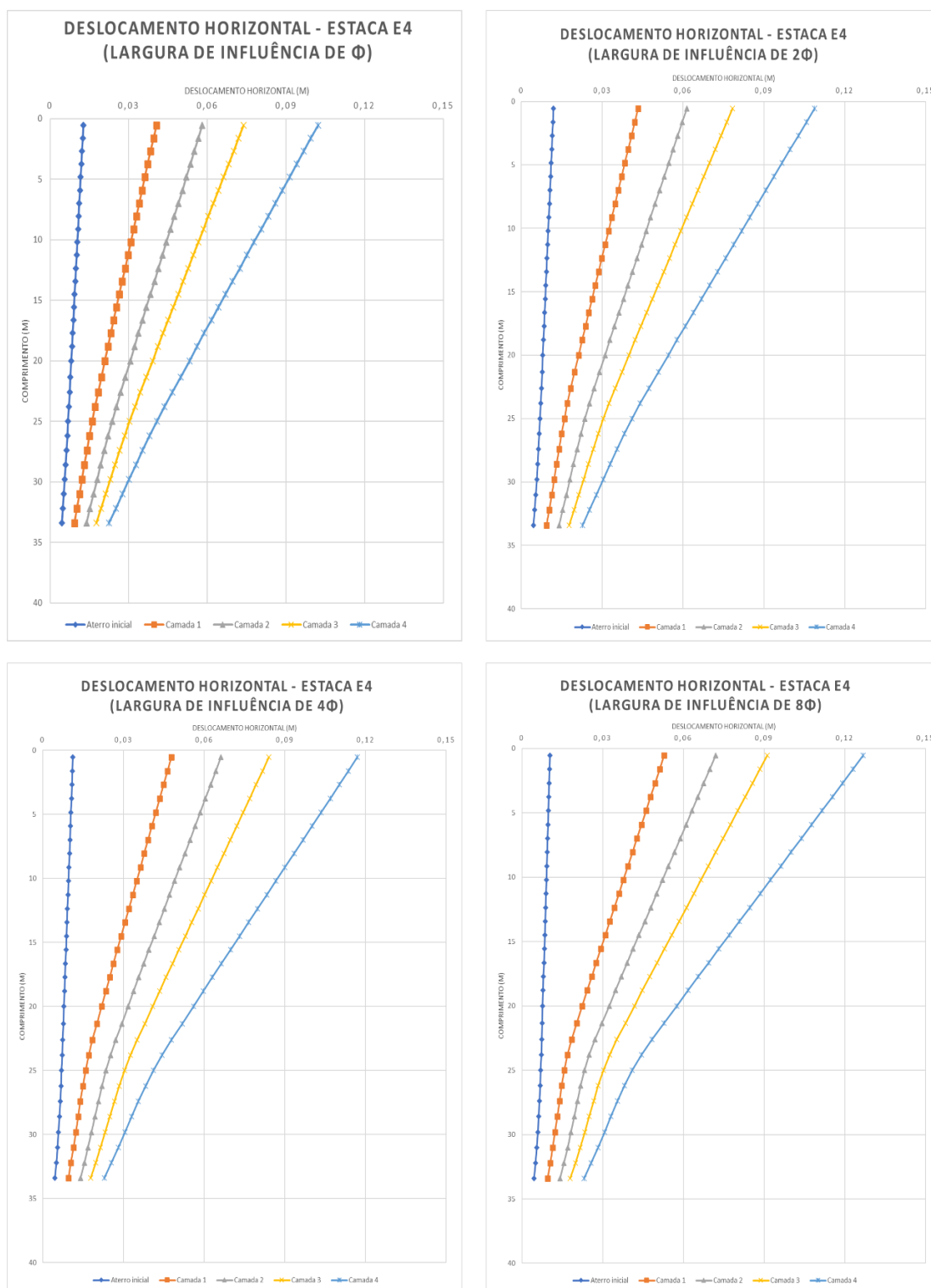


Figura 72 - Deslocamento horizontal da estaca E4 com o aumento da sua largura de influência – modelo 1

A partir deste ponto, para a apresentação dos resultados nos demais modelos, será exibida apenas os diagramas no cenário inicial e no último cenário (largura de influência igual a 8 vezes o diâmetro).

No modelo 2, houve um aumento no deslocamento horizontal nas duas estacas, diferente do comportamento apresentado no modelo 1. A estaca E1 teve um acréscimo de 11% quando sua largura de influência aumentou para 2 vezes o diâmetro, depois um acréscimo de 22% quando a largura de influência foi quadruplicada e por fim um aumento de 28% no último cenário. A estaca E4 apresentou um aumento muito menor, se comparada com a estaca E1, chegando a um

acréscimo de 2%, 5% e 9% nos cenários já citados. Assim como foi feito para o modelo 1, foi possível elaborar a Tabela 28 e elaborar o gráfico, Figura 73, da variação do deslocamento horizontal com o aumento da largura de influência. Análisisando este gráfico percebe-se que a proporcionalidade vista no modelo 1 não se aplica a este modelo e que a variação diminui entre um cenário e o outro, o que pode indicar, para este caso, que o aumento da largura de influência para valores acima de 8 vezes o diâmetro da estaca não expresse um aumento tão significativo quando comparado a este cenário.

O que ocorre aqui é que devido ao metodo construtivo levado em conta no modelo 2, a estaca E1 já está a ser solicitada pelo talude do aterro inicial no primeiro estágio, e no estágio seguinte já esta instalada em um talude de 22,00 metro de altura. Como pode ser visto antes, para este modelo está estaca sofre grandes incrementos de deslocamentos desde os estágios iniciais, então era de ser esperar que o mesmo ocorresse a medida que a sua rigidez está a ser diminuida, de que estes incrementos sejam ainda maiores.

Tabela 28 - Deslocamento horizontal para cada cenário de aumento da largura de influência para o modelo 2

Modelo 2					
	Largura de Influência	E1 (m)	%	E4 (m)	%
ϕ	1,067	0,233	-	0,082	-
2 ϕ	2,134	0,259	11%	0,084	2%
4 ϕ	4,268	0,284	22%	0,086	5%
8 ϕ	8,536	0,299	28%	0,089	9%

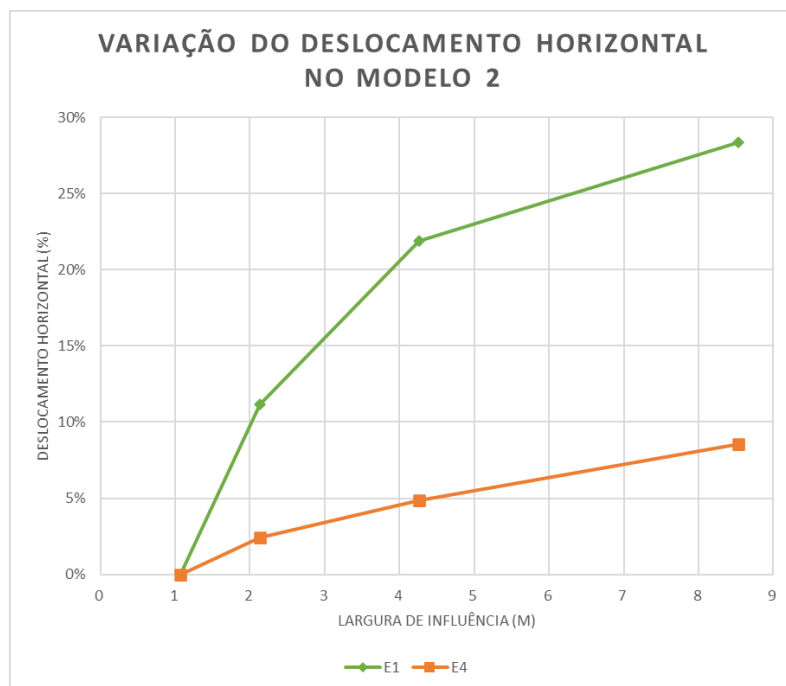


Figura 73 - Variação do deslocamento horizontal com o aumento da largura de influência para o modelo 2

Os diagramas de deslocamento horizontal para o cenário inicial e final de de largura de influência pode ser visto abaixo para a estaca E1 e E4 nas Figura 74 e Figura 75, respectivamente

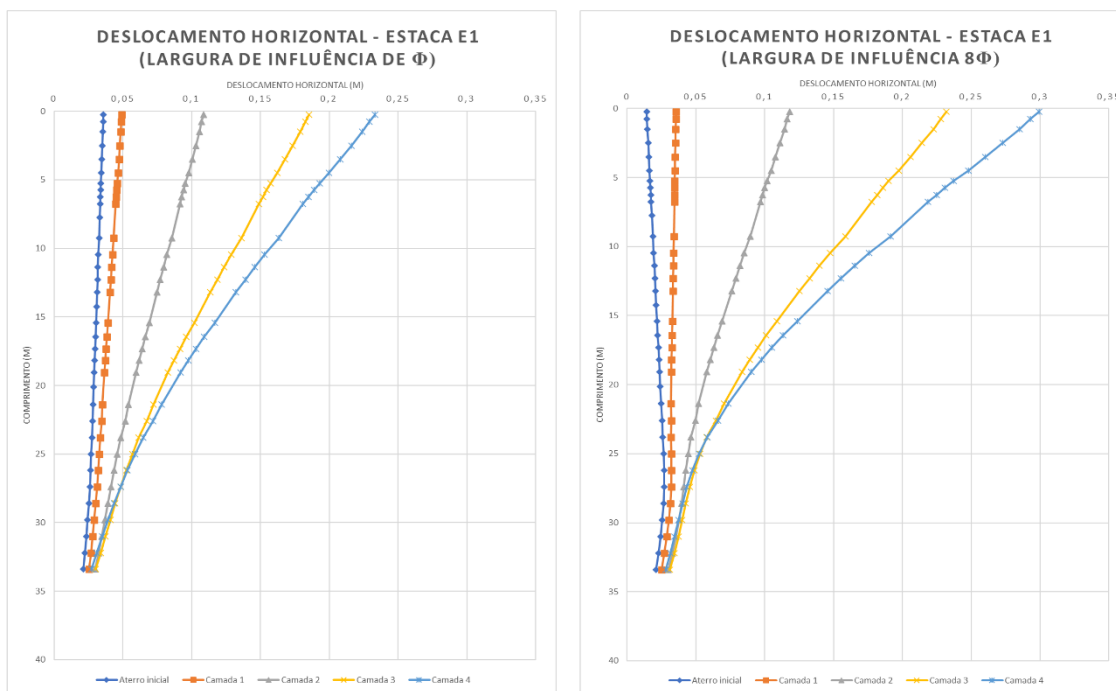


Figura 74 - Deslocamento horizontal da estaca E1 com o aumento da sua largura de influência – modelo 2

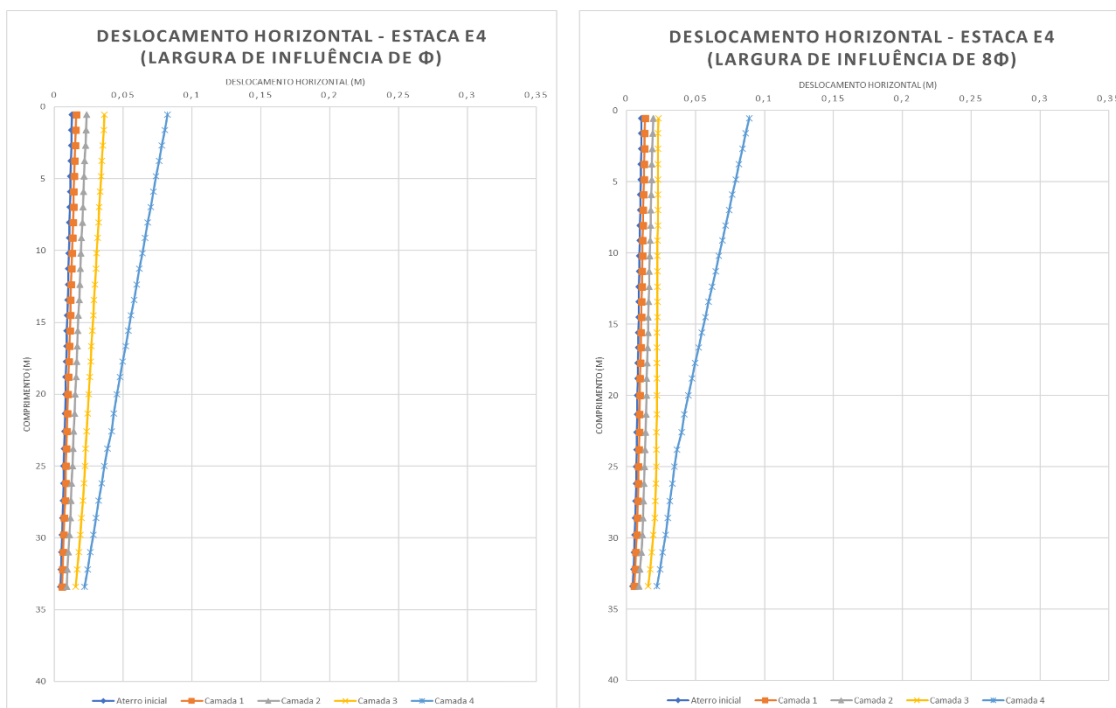


Figura 75 - Deslocamento horizontal da estaca E4 com o aumento da sua largura de influência – modelo 2

Para o modelo 3 a estaca E1 apresentou uma oscilação no aumento do deslocamento horizontal, tendo uma variação muito pequena no último cenário. Inicialmente apresentou um decréscimo de 3% com a área de influência igual ao dobro do diâmetro, no cenário seguinte o deslocamento é igual ao deslocamento no cenário inicial, e no último cenário apresenta um acréscimo de apenas 2%. Já a estaca E4 teve um aumento significativo no deslocamento horizontal chegando a 13% para o cenário de 2 vezes o diâmetro, 31% para o cenário de 4 vezes o diâmetro e 51% para o o último cenário de 8 vezes o diâmetro. Com os resultados obtidos foi elaborada a tabela 29 e o gráfico de variação do deslocamento horizontal com o aumento d alargura de influência das estacas, Figura 76. Comparando ao modelo 1, isto pode ter acontecido pois aqui os deslocamento causados pelo aterro inicial se sobresaem das deformações causadas

pela flexão devida aos deslocamento do talude da 2ª fase do aterro

Os resultados obtidos para o modelo 1 e para o modelo 3, pode-se concluir que o modelo 3 é muito mais sensível a variação da largura de influência, visto que os acréscimos de deslocamento para a estaca E4 no modelo 3 foi igual ao dobro dos acréscimos de deslocamento no modelo 1. Pode-se dizer que a presença de um solo de baixa resistência, no caso a camada superficial de argila lodosa, torna o modelo muito mais sensível a uma análise tridimensional, visto que o modelo 1 apresentou um acréscimo de 24% no deslocamento horizontal da estaca, no cenário em que sua largura de influência é igual a 8 vezes o seu diâmetro, enquanto que no modelo 3 (que é igual ao modelo 1, porém com a presença da uma camada de 2,00 m de espessura de argila lodosa) a mesma estaca apresentou um acréscimo de 51% com a mesma largura de influência.

Tabela 29 - Deslocamento horizontal para cada cenário de aumento da largura de influência para o modelo 3

Modelo 3					
	Largura de Influência	E1 (m)	%	E4 (m)	%
ϕ	1,067	0,066	-	0,173	-
2 ϕ	2,134	0,064	-3%	0,196	13%
4 ϕ	4,268	0,066	0%	0,226	31%
8 ϕ	8,536	0,067	2%	0,261	51%

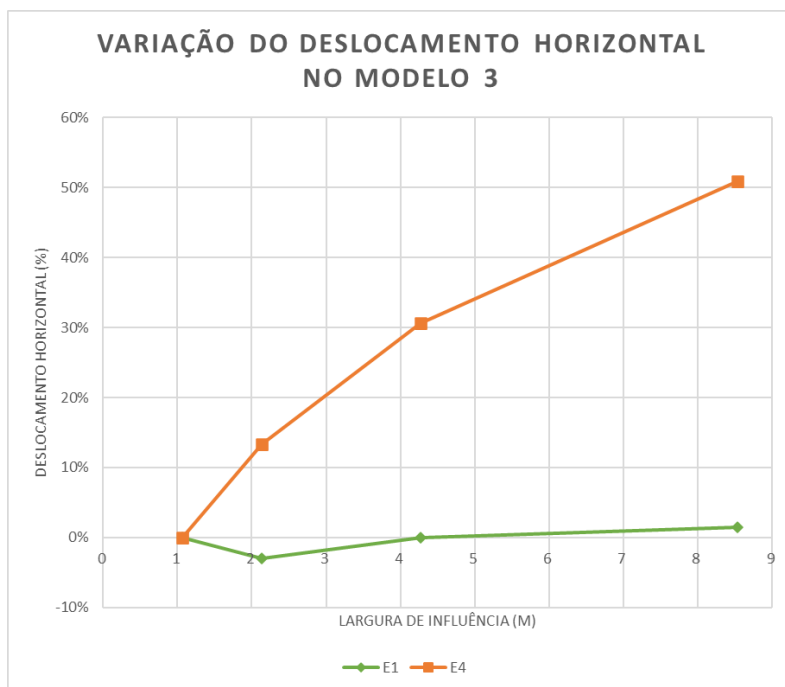


Figura 76 - Variação do deslocamento horizontal com o aumento da largura de influência para o modelo 3

Os diagramas de deslocamento horizontal para o cenário inicial e final de largura de influência pode ser visto abaixo para a estaca E1 E4 nas Figura 77e Figura 78, respectivamente.

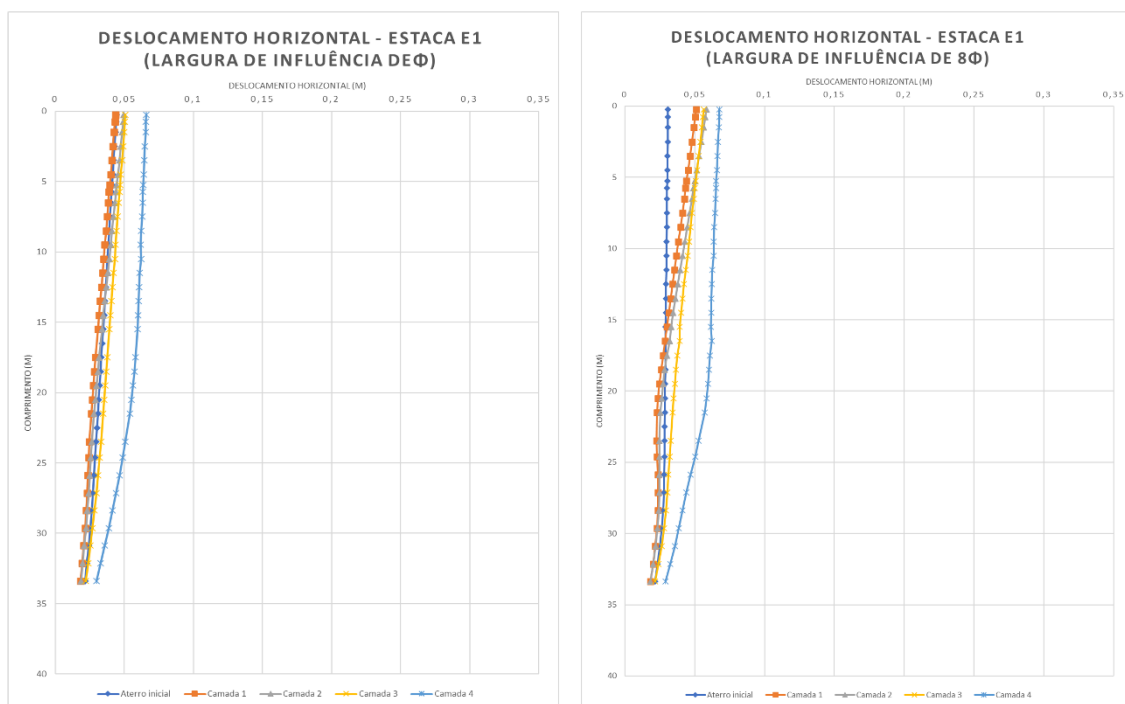


Figura 77 - Deslocamento horizontal da estaca E1 com o aumento da sua largura de influência – modelo 3

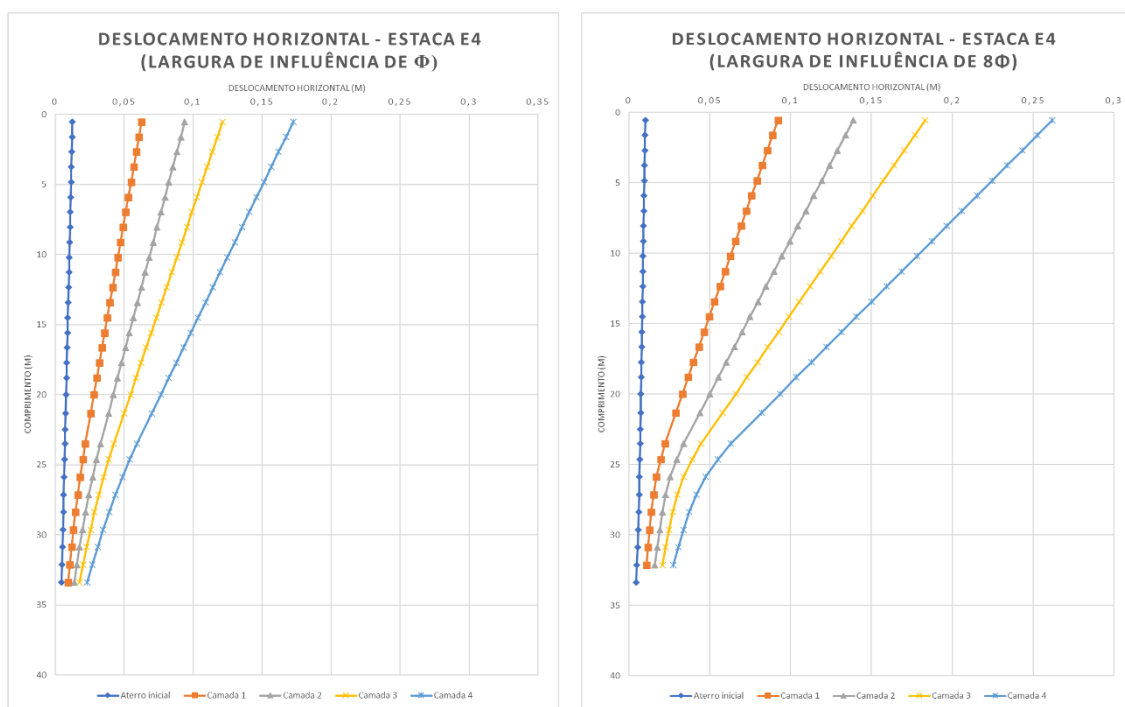


Figura 78 - Deslocamento horizontal da estaca E4 com o aumento da sua largura de influência – modelo

Por último, no modelo 4 as estacas E1 e E4 apresentaram um comportamento semelhante ao modelo 2, onde as duas estacas apresentaram acréscimo nos deslocamento horizontal, porem a estaca E1 teve um aumento mais acentuado do que a estaca E4. A estaca E1 teve um acréscimo de 14% quando sua largura de influência aumentou para 2 vezes o diâmetro, depois um acréscimo de 29% quando a largura de influência foi quadruplicada e por fim um aumento mais expressivo de 46% no último cenário. A estaca E4 apresentou um aumento muito menor, se comparada com a estaca E1, chegando a um acréscimo de 7%, 17% e 30% nos cenários já citados. Com os resultados obtidos foi elaborada a Tabela 30 e o gráfico de variação do deslocamento horizontal

com o aumento da largura de influência das estacas, Figura 79. percebe-se novamente que a variação diminui entre um cenário e o outro, o que pode indicar, para este caso, que o aumento da largura de influência para valores acima de 8 vezes o diâmetro da estaca não expresse um aumento tão significativo quando comparado a este cenário.

Comparando os resultados obtidos para o modelo 2 e para o modelo 4, pode-se concluir novamente que a presença de um solo de baixa resistência, no caso a camada superficial de argila lodosa, torna o modelo muito mais sensível a uma análise tridimensional, visto que o modelo 2 apresentou um acréscimo de 28% no deslocamento horizontal na estaca E1, no cenário em que sua largura de influência é igual a 8 vezes o seu diâmetro, enquanto que no modelo 4 (que é igual ao modelo 2, porém com a presença de uma camada de 2,00 m de espessura de argila lodosa) a mesma estaca apresentou um acréscimo de 46% com a mesma largura de influência.

Tabela 30 - Deslocamento horizontal para cada cenário de aumento da largura de influência para o modelo 4

Modelo 4					
	Largura de Influência	E1 (m)	%	E4 (m)	%
ϕ	1,067	0,352	-	0,126	-
2ϕ	2,134	0,402	14%	0,135	7%
4ϕ	4,268	0,454	29%	0,148	17%
8ϕ	8,536	0,513	46%	0,164	30%

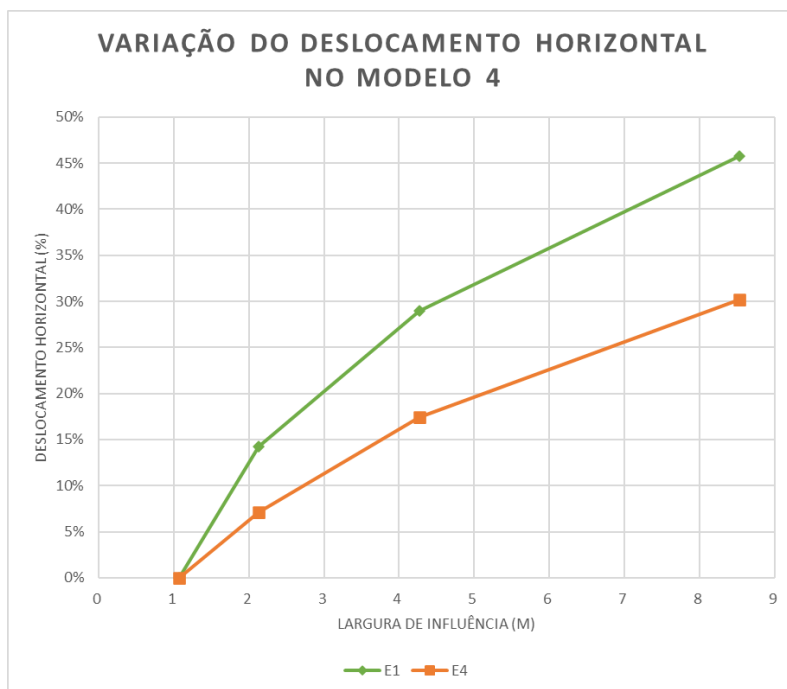


Figura 79 - Variação do deslocamento horizontal com o aumento da largura de influência para o modelo 4

Os diagramas de deslocamento horizontal para o cenário inicial e final de largura de influência pode ser visto abaixo para a estaca E1 e E4 nas Figura 80 e Figura 81, respectivamente.

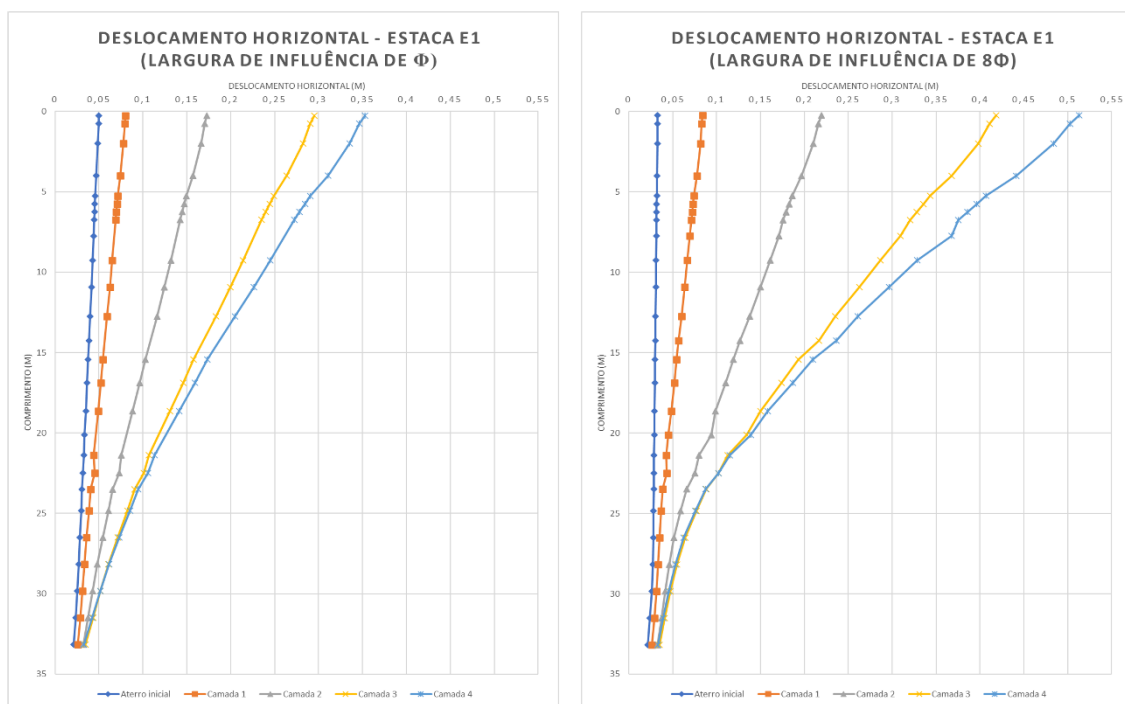


Figura 80 - Deslocamento horizontal da estaca E1 com o aumento da sua largura de influência – modelo 4

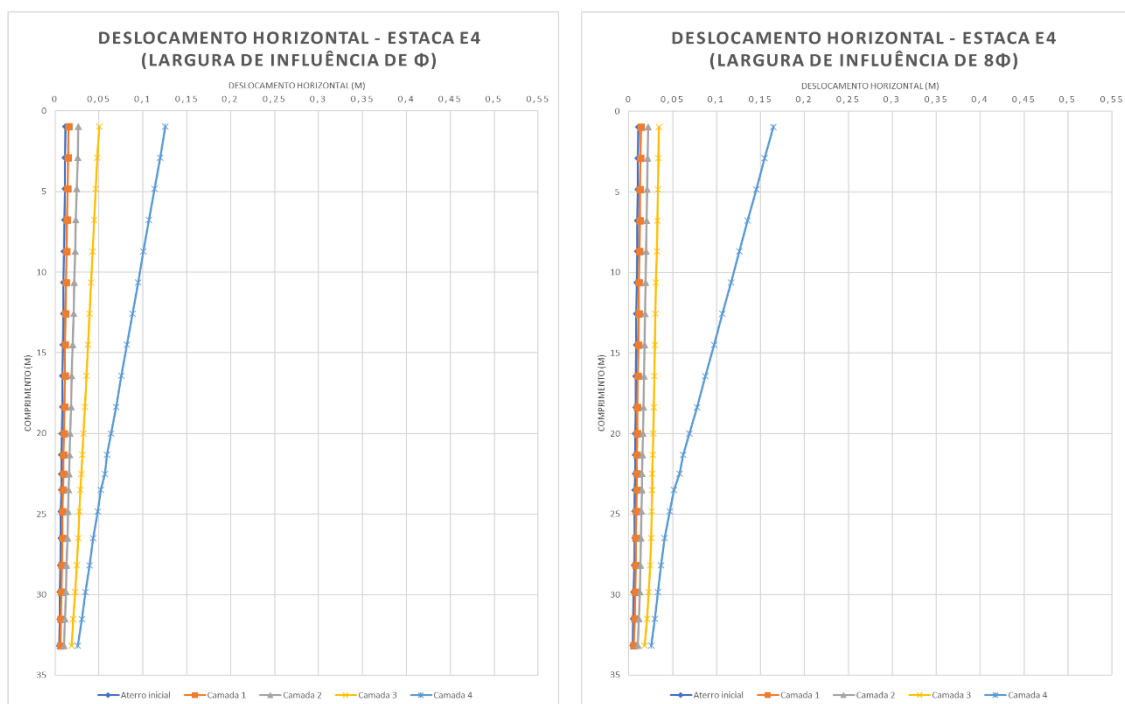


Figura 81 - Deslocamento horizontal da estaca E4 com o aumento da sua largura de influência – modelo 4

5

CONCLUSÕES

Pelo desenvolvimento desta dissertação, procurou-se analisar o comportamento de estacas instaladas em aterros submersos submetidas a esforços laterais desenvolvidos durante o processo construtivo deste aterro. Foram estudados dois métodos de execução de aterros submersos, por camadas horizontais e por camadas paralelas à face do talude do aterro existente, em dois casos, com e sem a presença de uma camada superficial de baixa resistência de argila lodosa. Sendo assim foram elaborados 4 modelos contemplando a combinação de cada um dos casos para a comparação dos resultados obtidos.

Analisando os dois métodos de execução de aterros submersos, comparando os resultados do modelo 1 e modelo 2, percebe-se que o método de execução em camadas horizontais provoca no aterro inicial e nas estacas menores deslocamentos máximos e menores esforços do que o método executivo em camadas paralelas.

No primeiro método houve um deslocamento horizontal máximo na estaca E4 de 0,102 m enquanto que no outro método foi observado um deslocamento horizontal máximo de 0,233 m (128% a mais). Foi observado que as estacas que ficam sob a ação do talude, ou seja estão instaladas no talude, nos estágios iniciais da análise sofrem um maior deslocamento horizontal ao fim dela. Isso pode explicar a diferença entre os deslocamentos da estaca E4 no modelo 1 e da estaca E1 no modelo 2. Nos dois modelos, estas estacas já estão sob influência do talude submerso desde a execução da primeira camada, com a diferença de que no modelo 1, o talude que está a solicitar a esta E4 tem apenas 6,0m, pois a altura do aterro evolui gradualmente, já no modelo 2 a estaca E1 está sob a influência de um talude já com a altura máxima, no caso de 22,0 m, logo este talude tende a gerar maiores esforços, causando assim uma maior solicitação nesta estaca e um maior deslocamento. Somado a este fato, a estaca E1 também sofre grande influência da execução do aterro inicial por estar mais próximo dele, e isto repercute nos estágios a frente, enquanto que a estaca R4 está distante do aterro inicial e não sofre solicitações pela sua execução.

Apesar de ser atestado a diferença entre deslocamento horizontais nas estacas para os diferentes métodos de execução de aterro submerso, para os modelos apresentados, os resultados ainda estão acima do limite indicado pela Norma BS6349-2, sendo assim, em caso de ser um projeto real, sua execução deve ser feita contemplando alguma estrutura para contraventar as estacas de forma a reduzir estes deslocamentos.

Ainda comparando os modelos 1 e 2, os resultados quanto aos esforços nas estacas mostrou que o método executivo em camadas horizontais geram esforços menores nas estacas, isto por que as solicitações geradas pela execução das camadas horizontais é mais graduada. A execução da camada horizontal ajuda a combater o deslocamento do aterro, amenizando as solicitações nas estacas. Tanto no modelo 1 quanto no modelo 2, as estacas com maiores esforços são as estacas E1 e E2, as mais próximas ao aterro inicial, com a execução da camada horizontal ela acaba contrapondo os deslocamentos do aterro, diminuindo os esforços nessas estacas. Enquanto que para a outra metodologia executiva, conforme as camadas vão sendo executadas, só aumenta o volume de massa a se movimentar do talude do aterro e solicitar as estacas.

Analisando os modelos em que há uma camada superficial de argila, modelo 3 e modelo 4, foi possível observar que a presença desta camada agravou os deslocamentos do aterro e, consequentemente os deslocamentos e esforços nas estacas.

Comparando os modelos 1 e 3, que contemplam o mesmo método executivo de aterros, porém no modelo 3 há a camada argilosa. Percebe-se que a movimentação do talude que ocorria no modelo 1 é agravada, pois agora a tensão devida ao aterro sobre a camada argilosa faz com que ela plastifique, aumentando assim o deslocamento como um todo do maciço isso acaba gerando maiores deslocamentos e maiores esforços nas estacas. Isto pode ser percebido quando se compara por exemplo o deslocamento máximo na estaca 4 no modelo 1 é de 0,102 m e no modelo 3 é de 0,173 m aumento de 70%. O mesmo ocorre quando comparamos os modelos 2 e 4.

Com isso, duas conclusões podem ser tiradas. A presença de uma camada horizontal de

argila lodosa na superfície do substrato marinho, com apenas 2,0 m de espessura já causa um impacto considerável nos deslocamentos do aterro e consequentemente deslocamento e esforços nas estacas. O método executivo em camadas paralelas apresenta maiores deslocamentos e esforços quando comparado com o método executivo em camadas horizontais, sendo assim o modelo 4, onde combina a execução em camadas paralelas e a presença de camada de argila, é o modelo mais crítico com maiores deslocamentos e esforços, e o modelo 1 é o modelo menos crítico. Para melhor visualizar essa conclusão foi elaborada a Tabela 31 abaixo com os valores de deslocamento e esforços nas estacas mais solicitadas de cada modelo.

Tabela 31 - Estacas mais solicitadas em cada modelo

Modelos 1			Modelos 2		
	Estaca	Valores		Estaca	Valores
Deslocamento Hor. (m)	E4	0,102	Deslocamento Hor. (m)	E1	0,232
	E3	0,084		E2	0,217
Momento (kN.m)	E2	324,95	Momento (kN.m)	E1	-933,15
	E1	-199,11		E2	-923,15
Esforço Transv. (kN)	E1	-76,27	Esforço Transv. (kN)	E1	-153,7
	E1	-75,04		E2	-128,5
Pressão na face positiva (kPa)	E1	172	Pressão na face positiva (kPa)	E1	176,83
	E2	143		E2	152,2
Modelos 3			Modelos 4		
	Estaca	Valores		Estaca	Valores
Deslocamento Hor. (m)	E4	0,173	Deslocamento Hor. (m)	E1	0,352
	E3	0,133		E2	0,331
Momento (kN.m)	E4	-515,8	Momento (kN.m)	E2	-
	E2	480,91		E1	1397,85
Esforço Transv. (kN)	E4	171,86	Esforço Transv. (kN)	E1	-1046,4
	E2	164,1		E2	-214,81
Pressão na face positiva (kPa)	E1	165,9	Pressão na face positiva (kPa)	E2	184
	E2	146,33		E2	141,36
				E1	139,9

Outra análise que se pretendia fazer neste trabalho era tentar simular o comportamento de um modelo tridimensional em um modelo bidimensional. Para isto pode ser considerando um aumento da largura de influência da estaca e isto pode ser feito no software RS2 diminuindo a rigidez da estaca. Foram então considerado 4 cenários (Φ ; 2Φ ; 4Φ e 8Φ) e analisados os resultados para as estacas E1 e E4 em todos os modelos. Conforme o esperado, à medida em que era considerada uma maior largura de influência havia maiores deslocamentos horizontais nas estacas. Nos modelos em que não era considerada a camada argilosa os acréscimos foram da ordem dos 26% na estaca mais solicitada no cenário em que se considerava a largura de influência igual a 8 vezes o diâmetro da estaca. Para os modelos em que era presente a camada de argila esse aumento chegou a 48%.

Durante a análise destes cenários foi observado que nos modelos em que o aterro era executado em camadas horizontais, ocorria em E1 um comportamento não esperado, que foi presumido que ocorria devido a deformação do maciço atuando sobre a estaca com baixa rigidez, porém para ser melhor atestado este comportamento recomenda-se que seja feita uma modelação tridimensional do problema.

Apesar do comportamento esperado nas estacas ter ocorrido; com o aumento da largura de influência (diminuição da rigidez) os deslocamentos aumentam; ainda não se pode afirmar que os resultados obtidos assemelham-se aos resultados de um modelo tridimensional, sendo assim é novamente recomendado que a modelação tridimensional seja feita para aferir se as premissas tomadas nessas análises chegam a resultados próximos.

Propostas para trabalhos futuros

Para finalizar este trabalho, é proposto algumas análises que podem ser feita a partir dos resultados obtidos:

- Realizar uma modelação tridimensional dos 4 modelos propostos e comparar com os resultados dos 4 cenários de largura de influência da estaca;
- Uma análise mudando a geometria da camada de argila, considerando que ela seja inclinada, com o intuito de representar de forma mais fidedigna o problema abordado;
- Uma análise mais detalhada onde o aterro inicial possar ser construído também em camadas, as estacas estejam ligadas ao tabuleiro do cais, variação do nível do lençol freático.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agerschou, H; Lundgren, H.; Sorensen, T.; Ernst, T.; Korsgaard, J.; Schmidt, L. R.; Chi, W. K. – “*Planning and Design of Ports and Marine Structures*” – John Wiley & Sons Ltd., 1983
- Alfredini, Paolo – “*Obras e gestão de portos e costas: a técnica aliada ao enfoque logístico e ambiental*” – 2ª Edição – São Paulo: Edgard Blucher, 2009.
- Alonso, U. R. – “*Dimensionamento de fundações profundas*” – 1ª ed. São Paulo: Edgar Blucher LTDA, 1989. 169 p.
- Borger, V. V. P, 2015 – “*Análise de Fundações Profundas Instaladas em Taludes de Obras Portuárias*” – Dissertação de mestrado - FCTUC Departamento de Engenharia Civil – Faculdade de ciências e tecnologia – Universidade de Coimbra.
- Brown, D. A.; Kumar, M.; Shie, C. F., 1989 – “*p-y curves for laterally loaded piles derived from three-dimensional finite element model*” , In: Proceedings of the III International Symposium, Numerical Models in Geomechanics (NUMOG III), Niagra Falls, Canada, New York: Elsevier Applied Science: 683-690
- Brown, D. A.; Shie, C. F. (1991) – “Modification of p-y curves to account for group effects on laterally loaded piles” – Geotechnical Engineering Congress, 1991, Colorado.
- BS 6349-2:2010 (2010) – “Maritime Works – Part 2: Code of practice for the Design of Quays Walls, Jetties and Dolphins”. CB/502, BSI, Londo
- Colares, G. M., 2006 – “*Programa para análise de interação solo-estrutura no projeto de edifícios*” – Dissertação de mestrado - Escola de engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
- Cox, H.; Reese, L. and Grubbs, R. (1974) – “*Field testing of laterally loaded piles in sand*”. Proc. Offshore Technology Conference, Houston, Texas, paper nº 2079.
- Coyle, H. and Reese, L. (1966) – “*Load transfer for axially loaded piles in clay*”. Journal of the Soil Mechanics and foundations Division, ASCE 92 (SM2, 4702):1-26.
- Duncan, J. M.; Evans Jr, L. T.; Ooi, P. S. K. – “*Lateral load analysis of single piles and drilled shafts*” – JGED, ASCE, v. 120, n. 6, p. 1018-1033, 1994
- Fan, C. C.; Long, J. H. – “*Assessment of existing methods for predicting soil response of the laterally loaded piles in sand*” – Computers and Geotechnics, Taiwan, v. 32, n. 04, p. 2740289, 2005
- Fanti, F. D. – “*Concepção, métodos construtivos e dimensionamento de terminais para contêineres*” – Dissertação de mestrado – Escola politécnica da Universidade de São Paulo - São Paulo, 2007. 171 p.
- Faria, D. M. M. (2014) – “*Avaliação da eficiência das técnicas de execução de aterros hidráulicos e respectivas técnicas de melhoramento*” – Dissertação de mestrado – FEUP – Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto

- Fleming, W., Weltman, A., Randolph, M., and Elson, W. (1992) – “*Piling engineering*”. John Willy and Sons, New York.
- Justiniano, I. N. (2017) – “*Análise não linear de um bloco de estacas: Estudo do Efeito de sombra utilizando os multiplicadores-P*” – Trabalho de conclusão de curso – Universidade Federal de Pernambuco.
- Kooijman, A. P. – “Comparison of na elastoplastic quase three-dimensional model for laterally loaded piles with Fields test” – III International Symposium – Numerical models in Geomechanics, Niagara Falls. Proceedings [...]. Niagara Falls, Canada, 1989.
- Lima, M. (2001) – “*Avaliação de metodologias de projeto para estacas carregadas horizontalmente assentes em argila porosa colapsável*” – 2001, 107 p. Dissertação de mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – Universidade de Brasília, DF.
- Matlock, H. (1970) – “*Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay*” – Proceedings, Second Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 577 – 594.
- Oliveira, F. F. (2020) – “*Proposta de modificação de metodologia de previsão de deslocamentos horizontais de estacas hélice contínua em solo granular*” – Dissertação de mestrado – Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental – Universidade federal do Ceará
- Portugal, J. (1993) – “*Análise e Dimensionamento de Estacas Sujeitas a Cargas Laterais*”. Relatório 75/93 – NF, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa.
- Poulos, H. G.; Davis, E. H. – “*Pile Foundation Analysis and Design*” 1. Ed. Canada: Copyright, 1980. 397 p.
- Reese, L. and Van Impe, W. (2001) – “*Single piles and pile groups under lateral loadings*”. A. A. Balkema, Rotterdam.
- Reese, L.; Wang, S. T. – “*Laterally Load Pile Analysis program for the Microcomputer, version 2.0*” – Austin: 1993. 511 p.
- Reese, L.; Cox, W. and Koop, F (1974) – “*Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand*” – Proceedings of the sixth annual Offshore Technology Conference, Houston; Texas.
- Reese, L; Isenhower, W. and Wang, Shin-Tower. (2006) – “*Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations*”. John Wiley & Sons, USA.
- Ribeiro, T. J. (2011) – “*Processos de Construção e Fiscalização de Obras Portuárias*” – Dissertação de mestrado – FEUP – Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto
- Sanomia, E. H. (2016) – “*Desenvolvimento de Curvas p-y para Argilas Através do Método dos elementos finitos*” – Dissertação de mestrado – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa de Engenharia – Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ.
- Santos, J. (2008) – “*Fundações por Estacas – Ações Horizontais*”. Instituto Superior Técnico, Lisboa
- Santos, I. C. (2016) – “*Estacas Carregadas Lateralmente: Avaliação de um método empírico para a previsão de Esforços Interno*” – Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia

Civil – Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil – Universidade Federal de Goiás – UFG.

Silva, A. R. C (2022) – “Modelação Computacional via MEF da Interação Solo-Estrutura de Sistemas Eólicos” - Dissertação de mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – Universidade de Brasília, DF.

Su, D.; LI, J. H. – “Three-dimensional finite element study of a single pile response to multidirectional lateral loadings incorporating the simplified state-dependent dilatancy model” – Computers and Geotechnics, 50: 129-142, 2013.

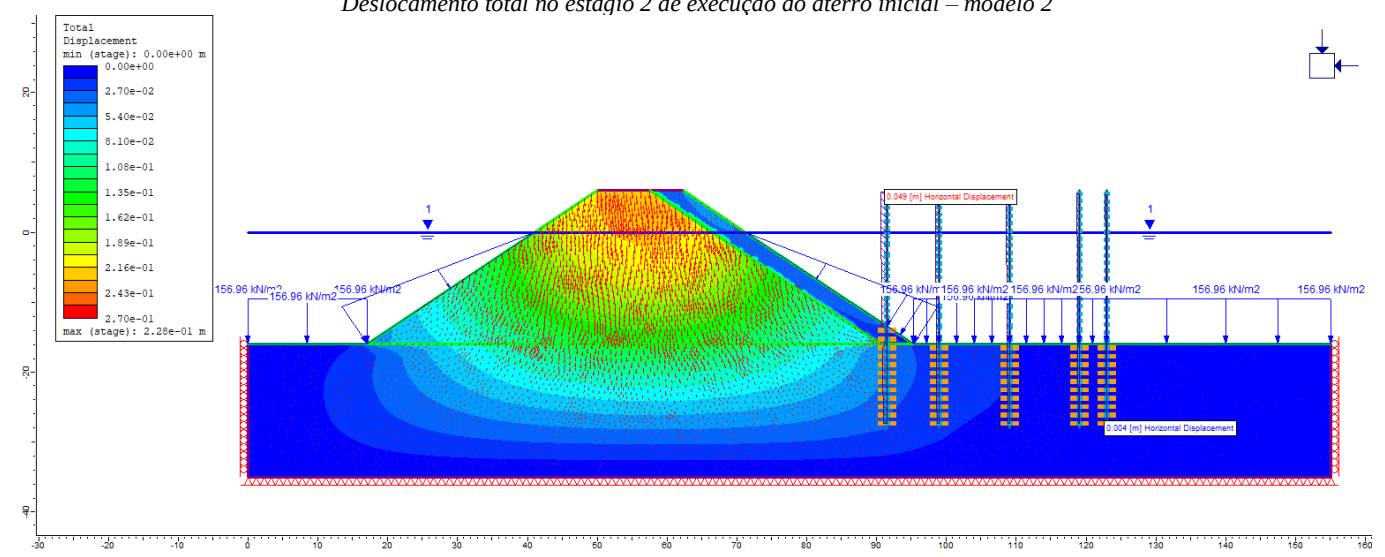
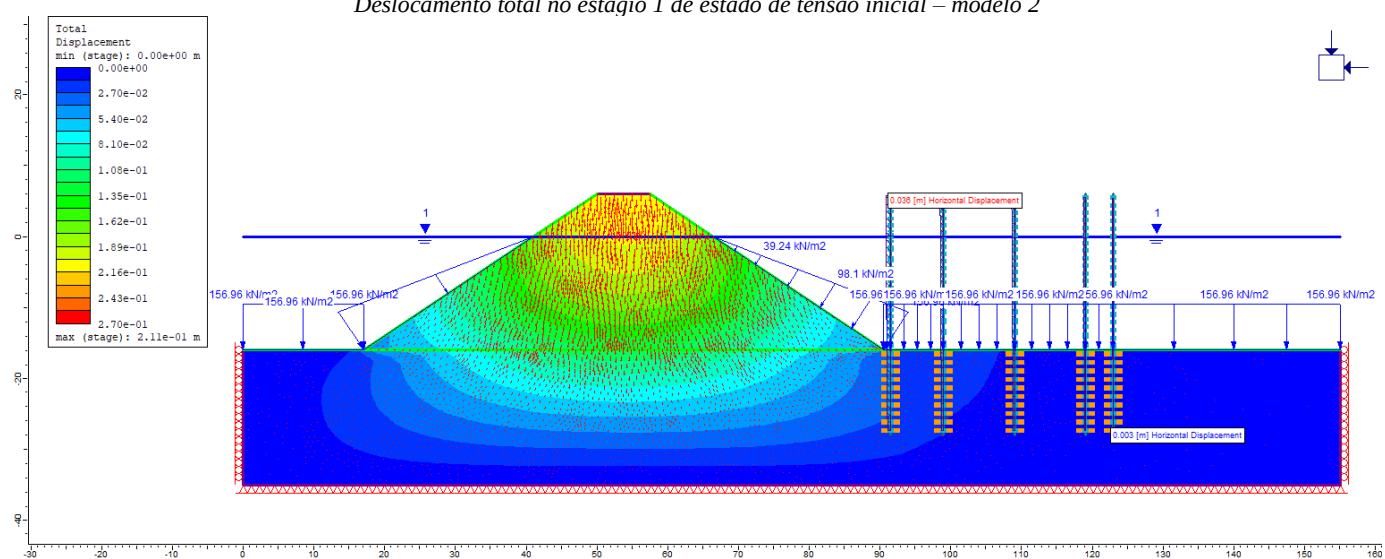
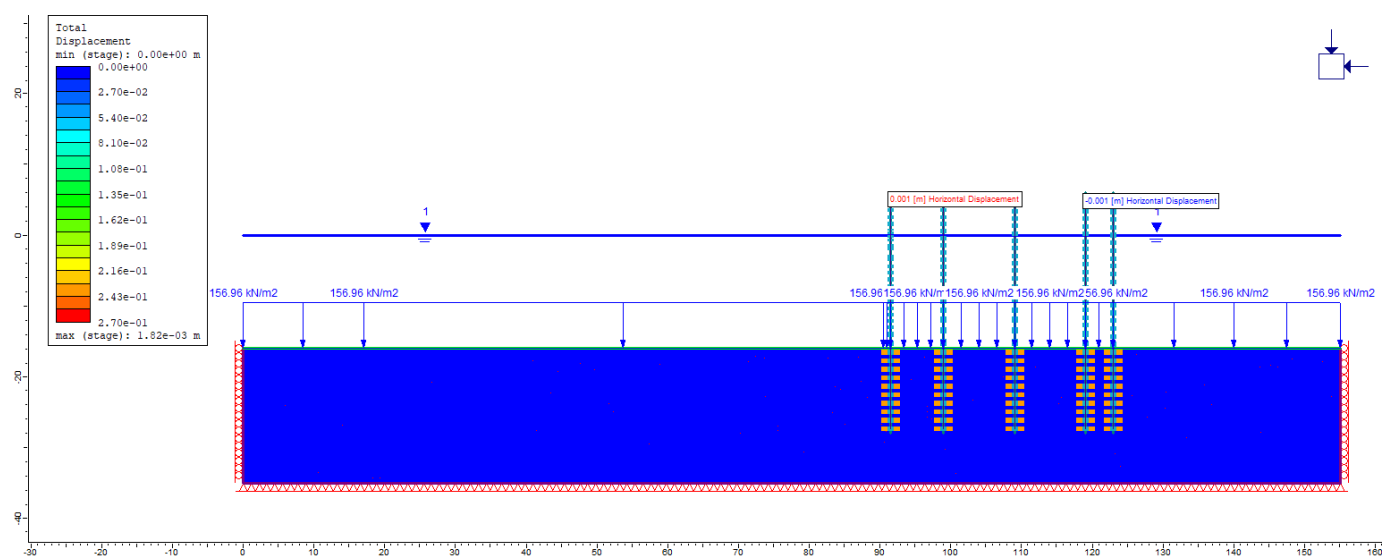
Tuna de Sousa, C. (2006). “Ensaaios e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito sob ações horizontais”. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Mecânica dos solos, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Portugal.

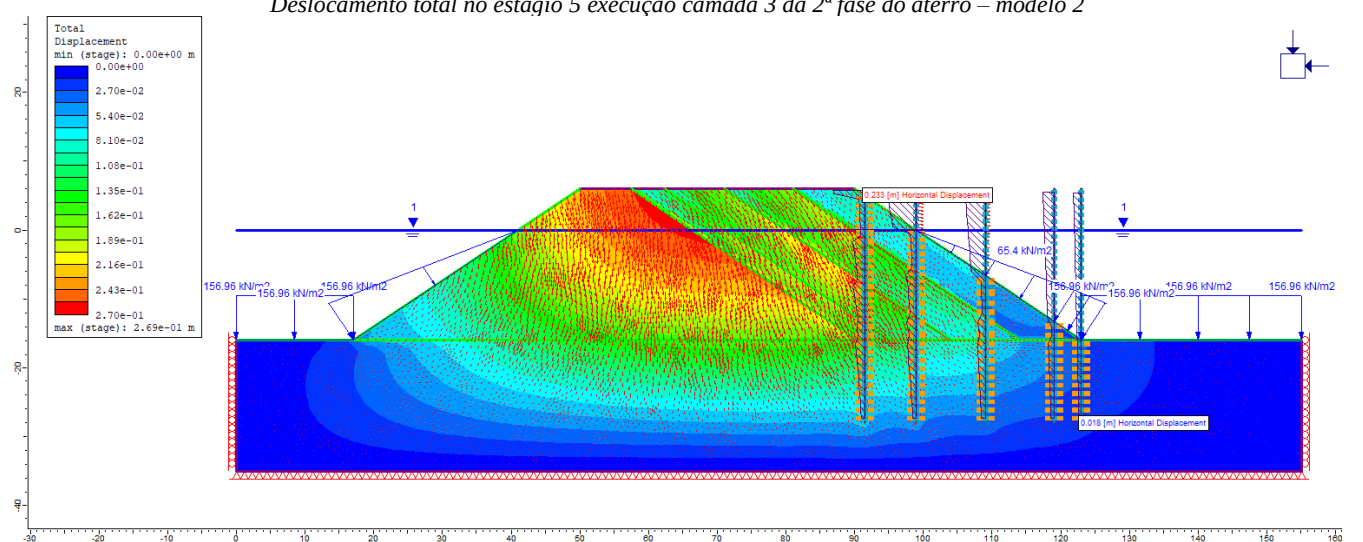
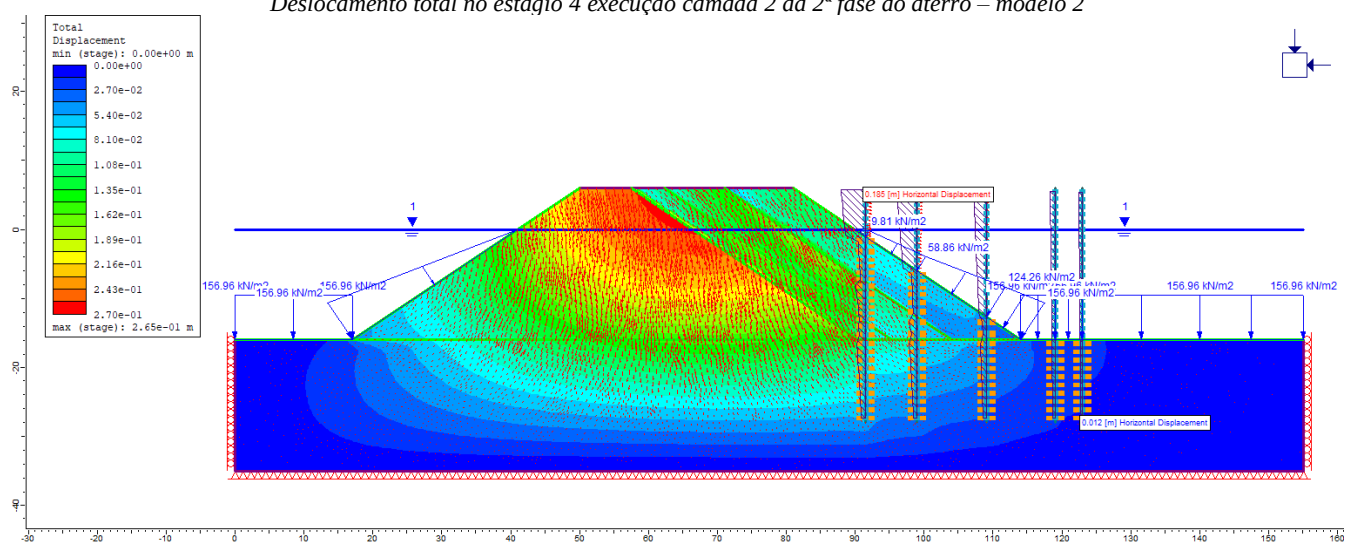
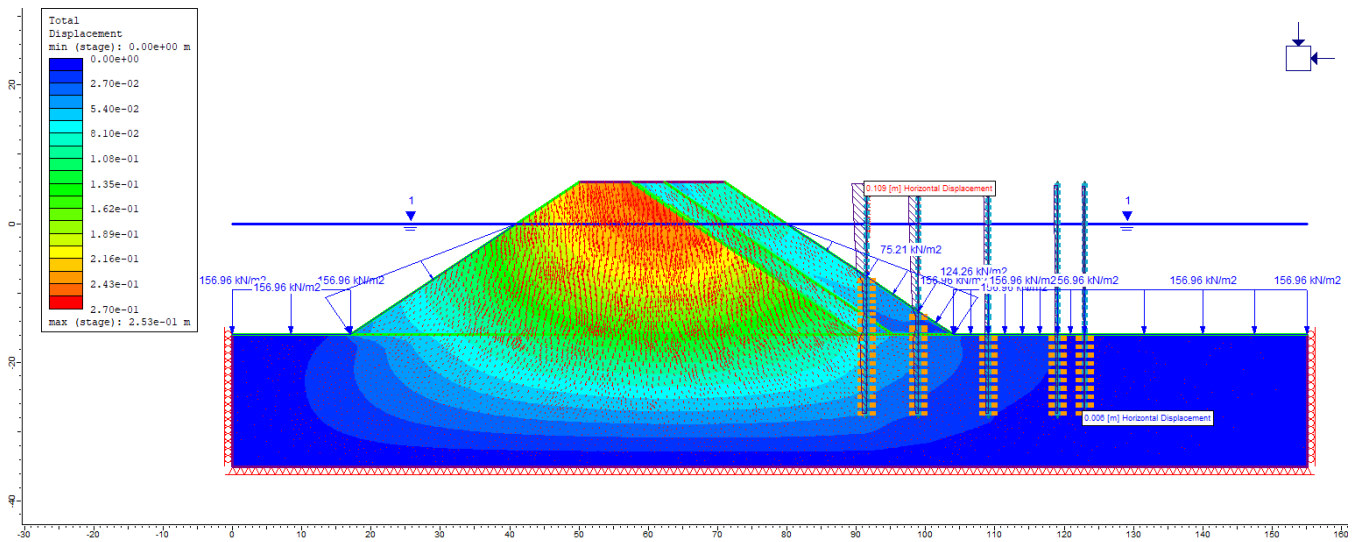
Varatojo, P. (1986) – “Solicitações horizontais estáticas aplicadas a estacas verticais” – Dissertação de mestrado – Faculdade de Ciências e Tecnologia – Universidade Nova de Lisboa, Portugal.

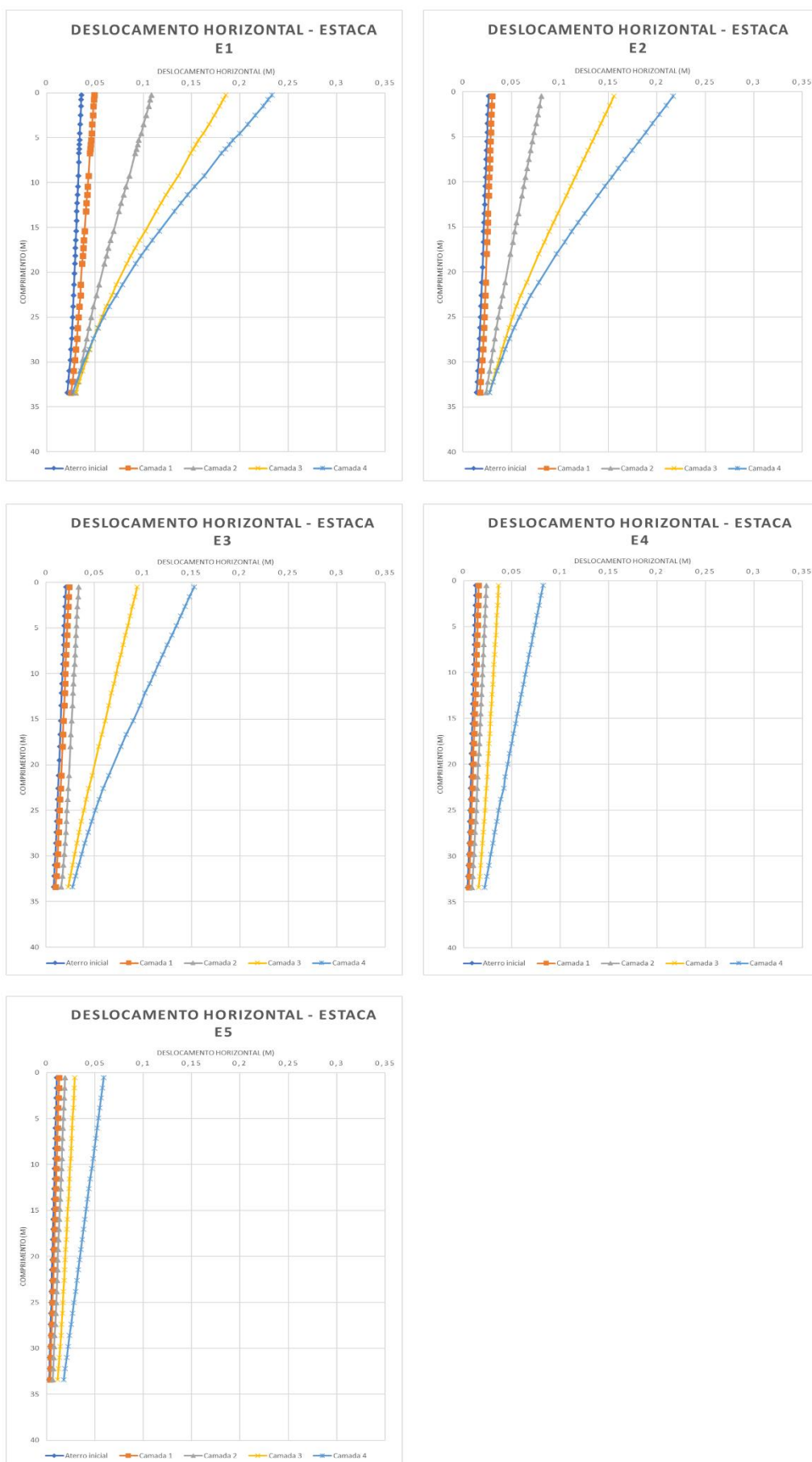
Yegian, M.; Wright, S. G. – “Lateral soil Resistance-displacement relationships for pile foundations in soft clays” – Offshore Technology Conference, Houston. Proceedings [...]. Houston, Texas, 663-676, 1973

ANEXO A

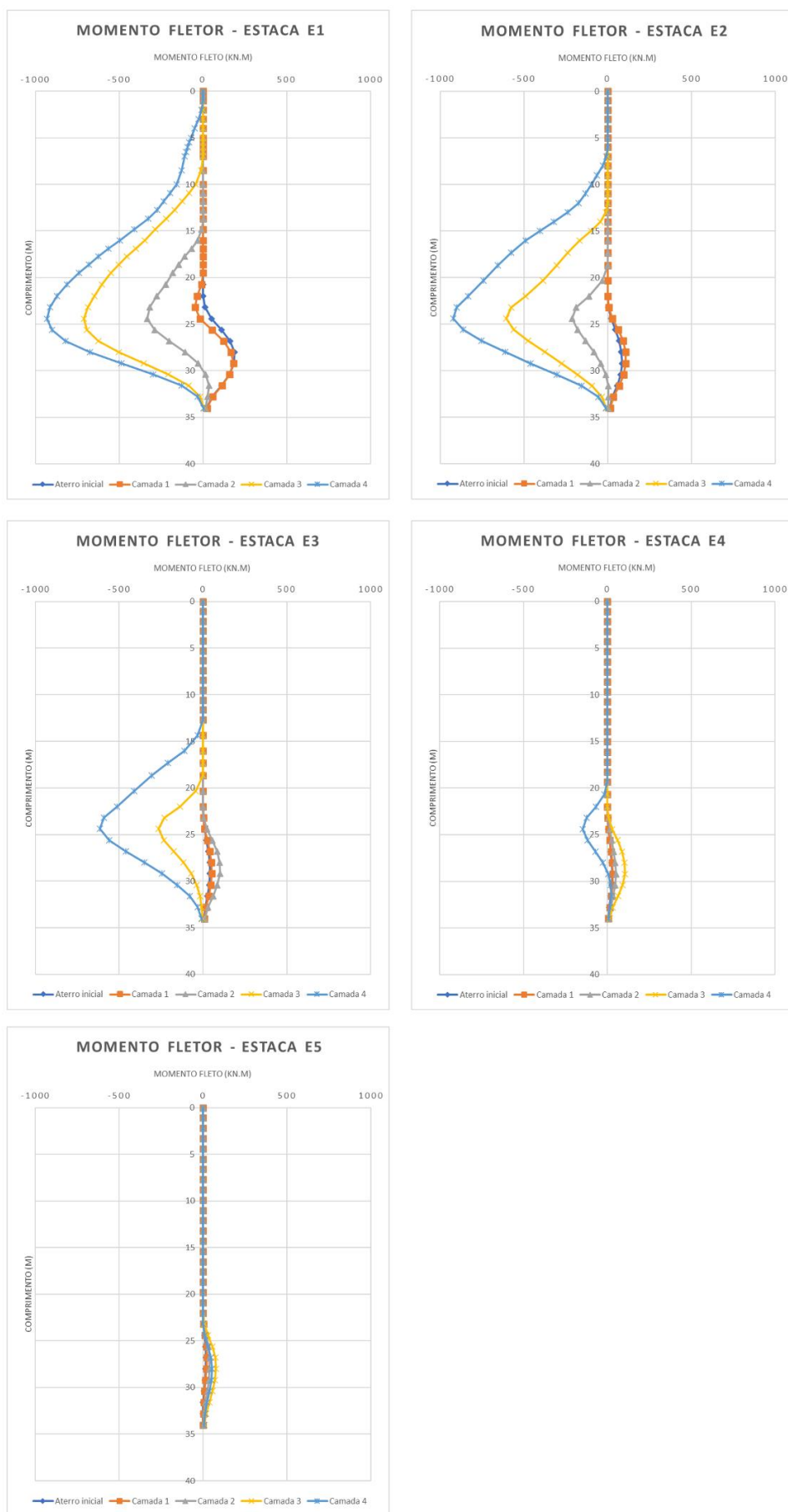
DIAGRAMA DE ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS



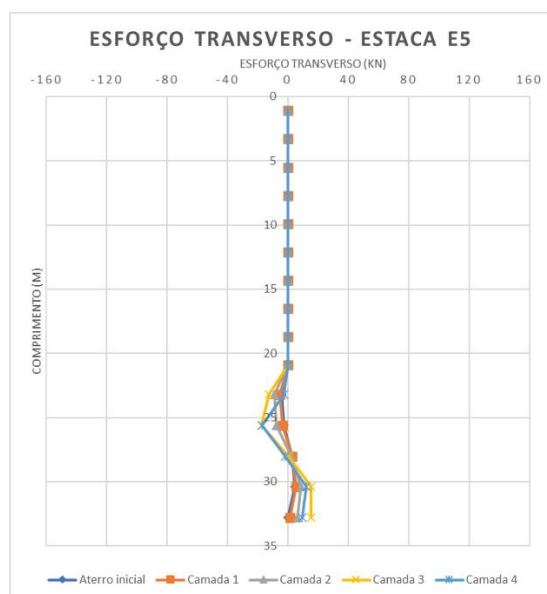
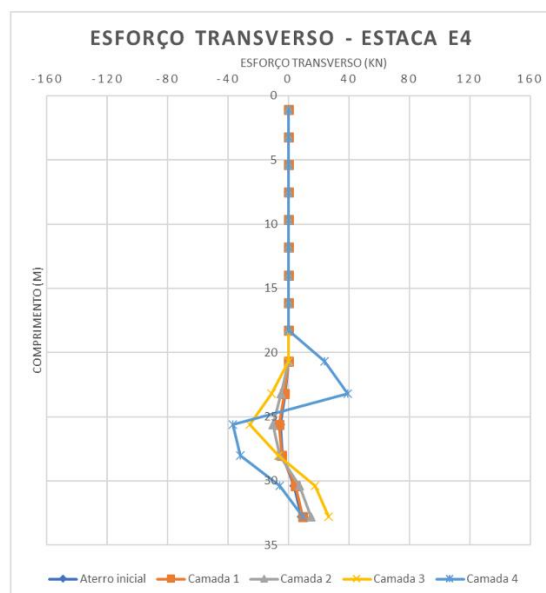
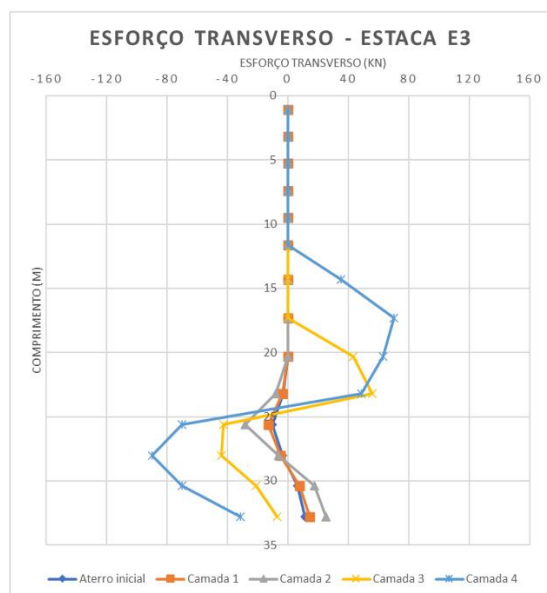
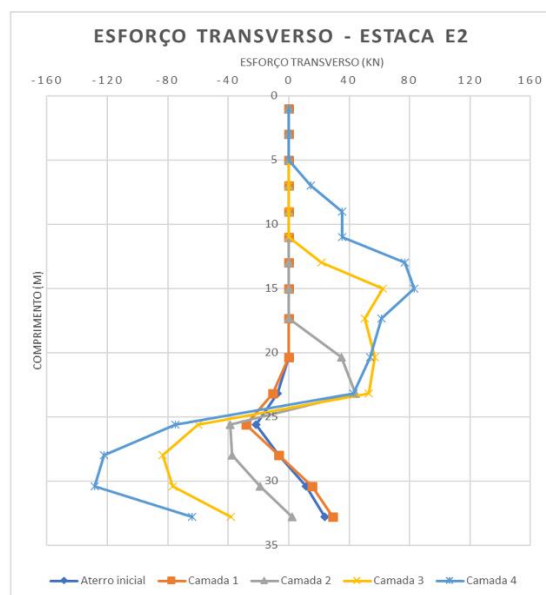
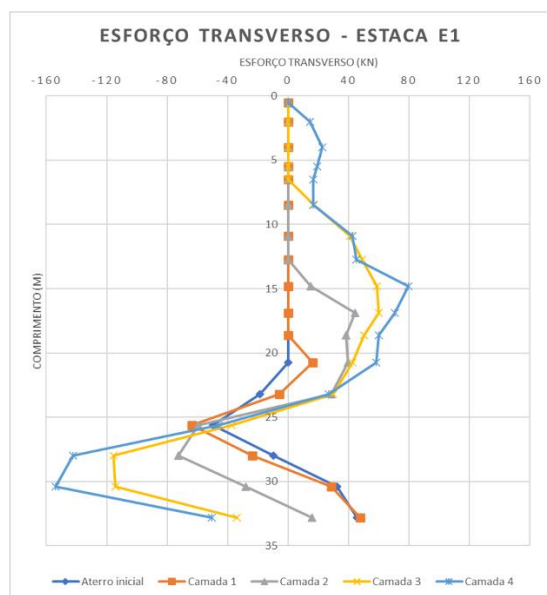




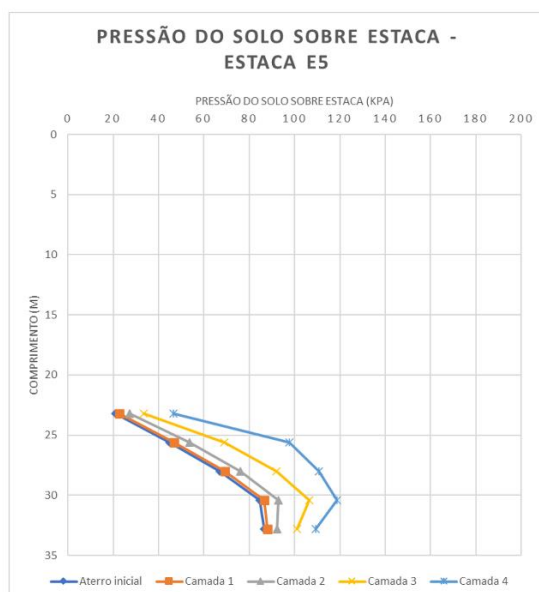
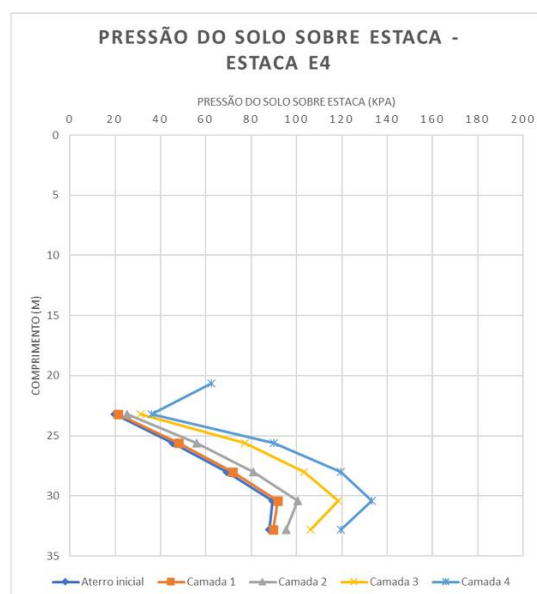
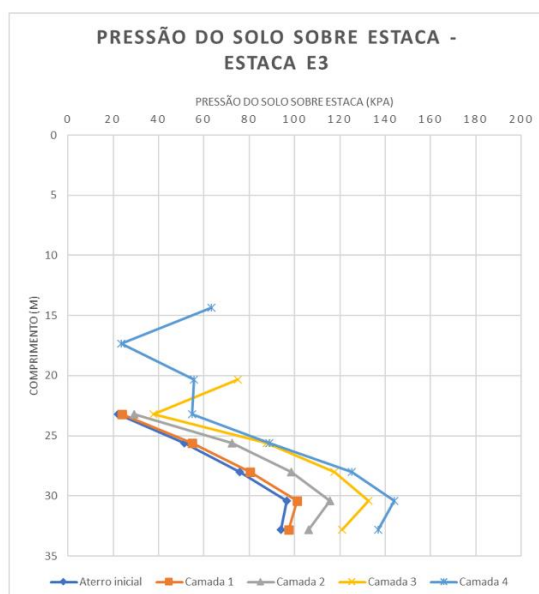
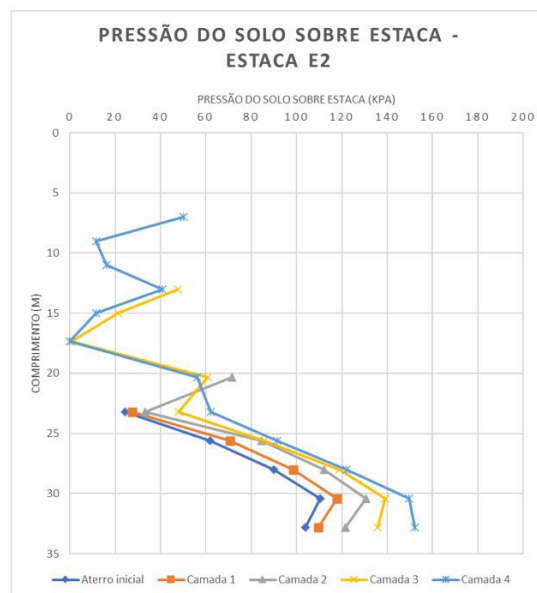
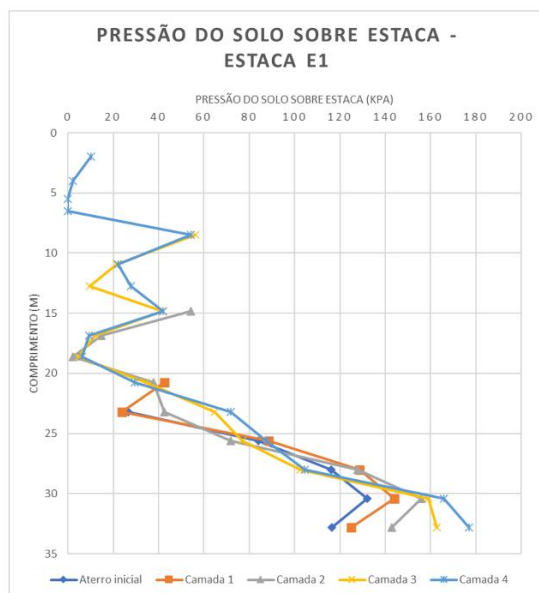
Diagramas de deslocamento horizontal ao longo do comprimento da estaca do modelo 2



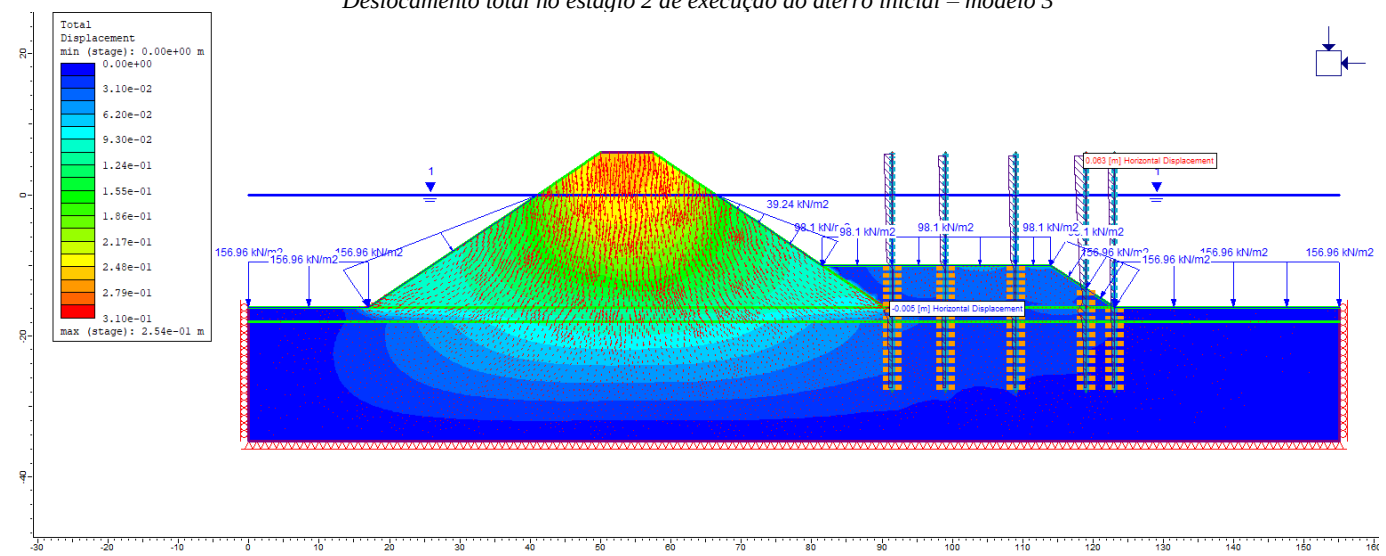
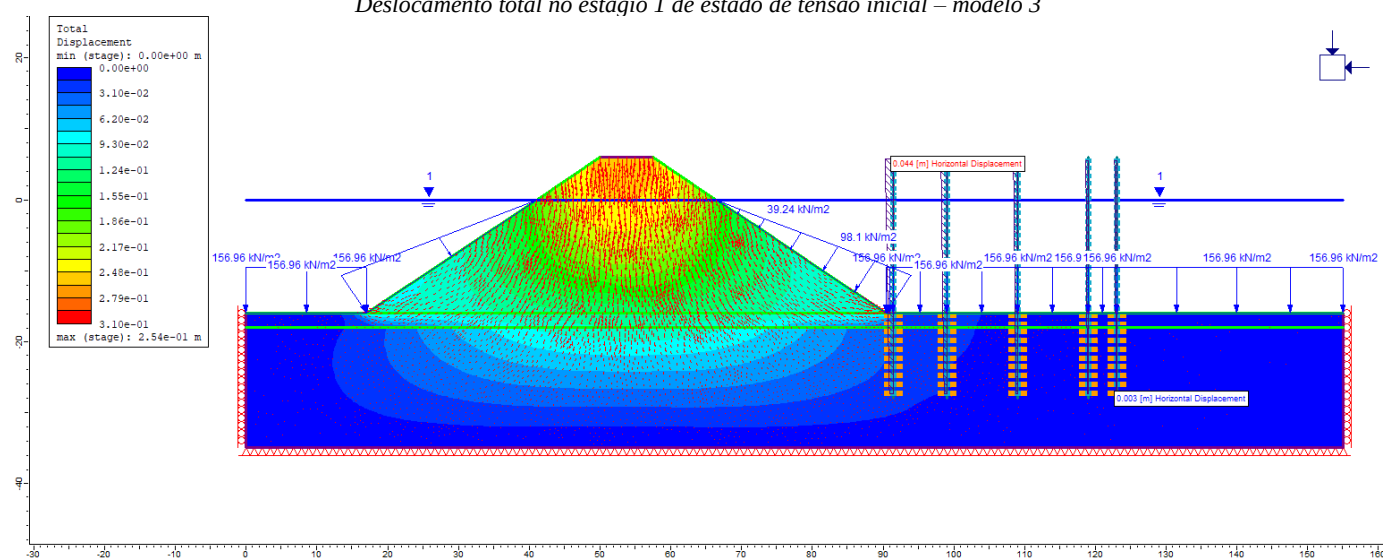
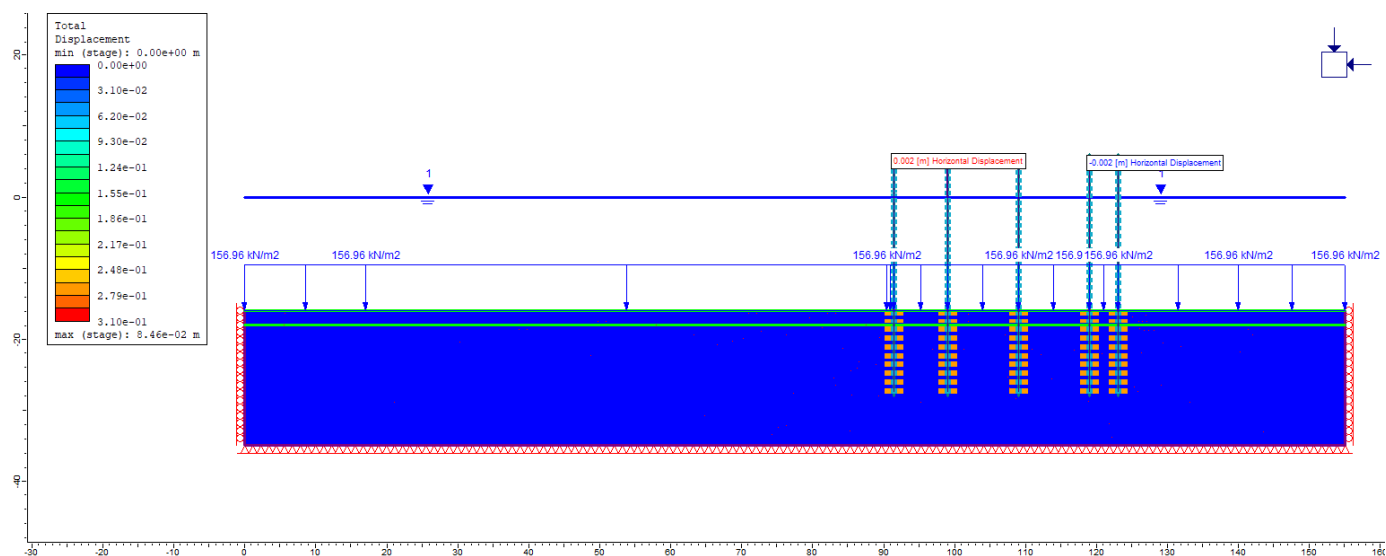
Diagramas de momentos fletores ao longo do comprimento da estaca do modelo 2

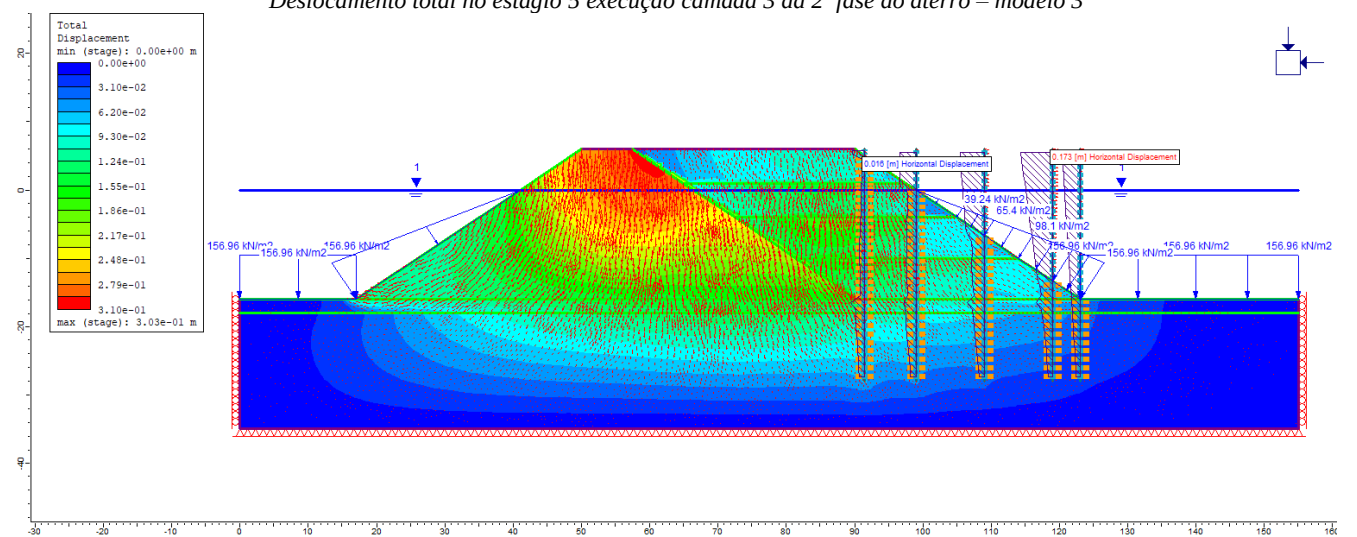
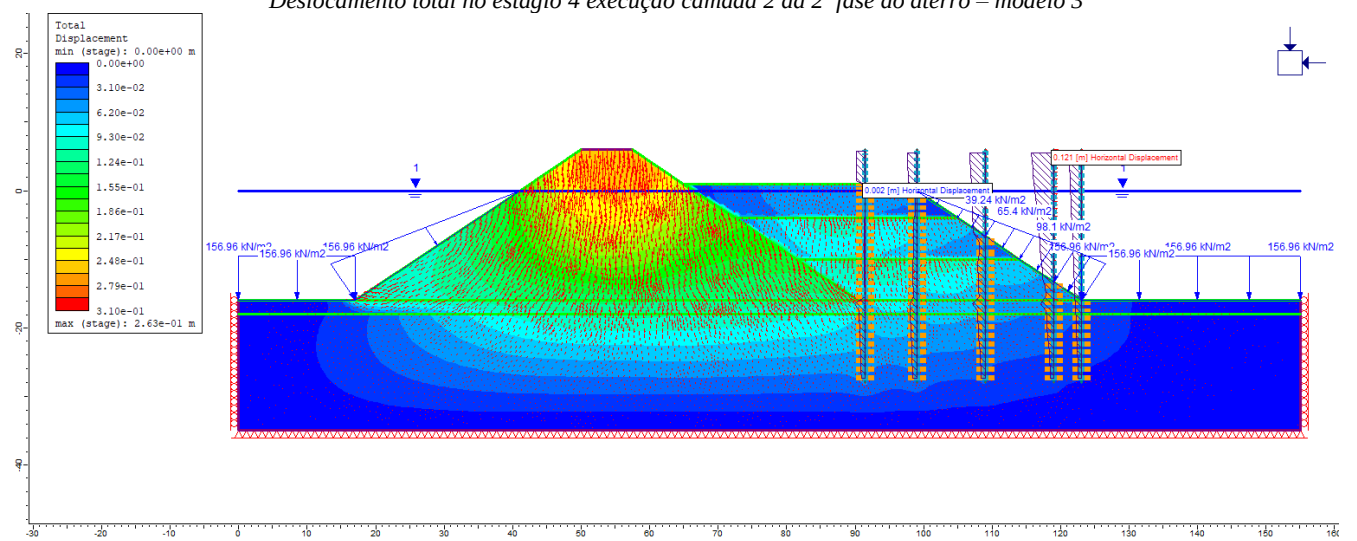
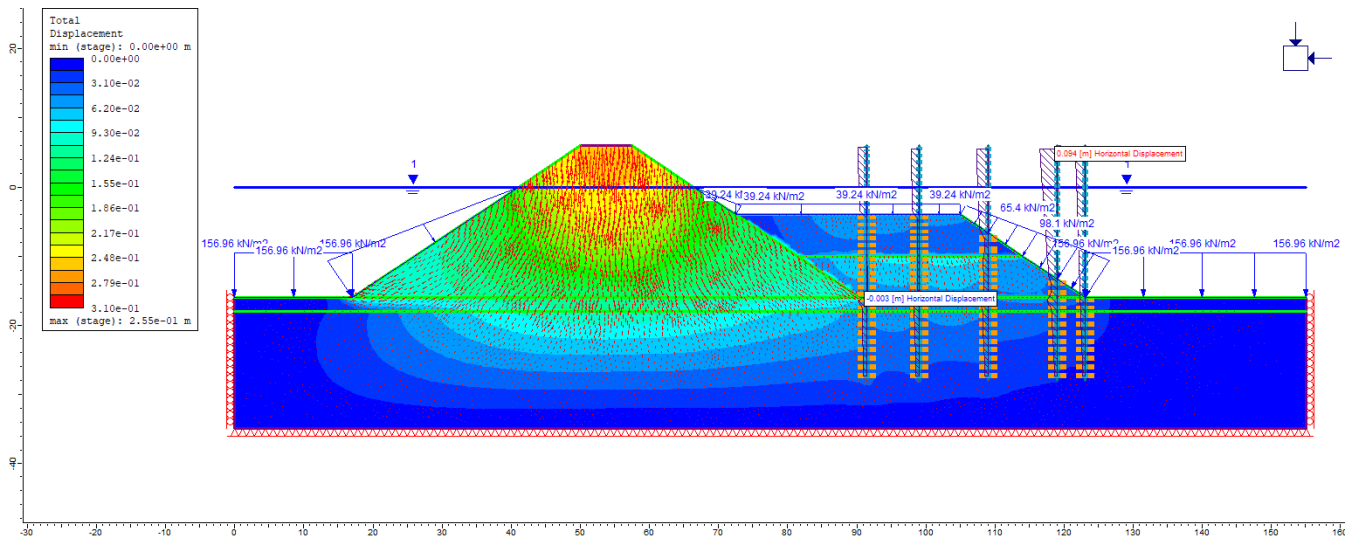


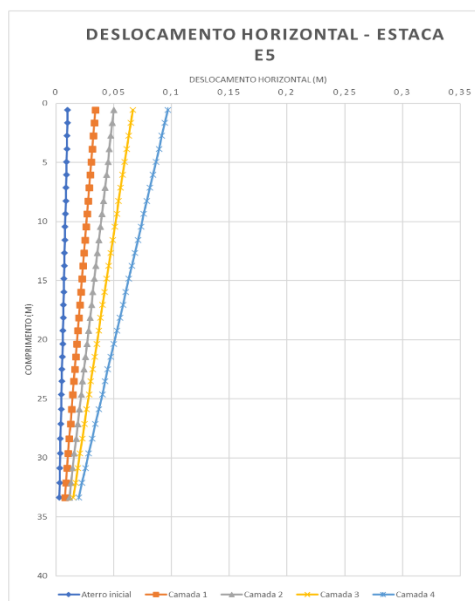
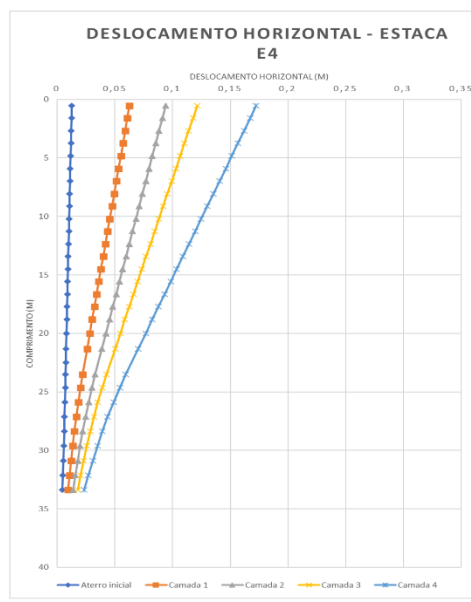
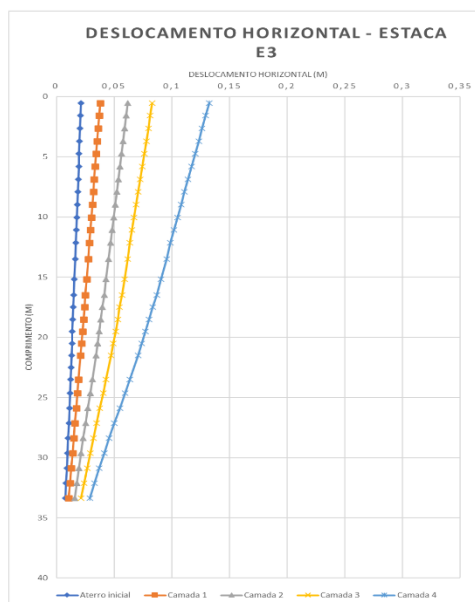
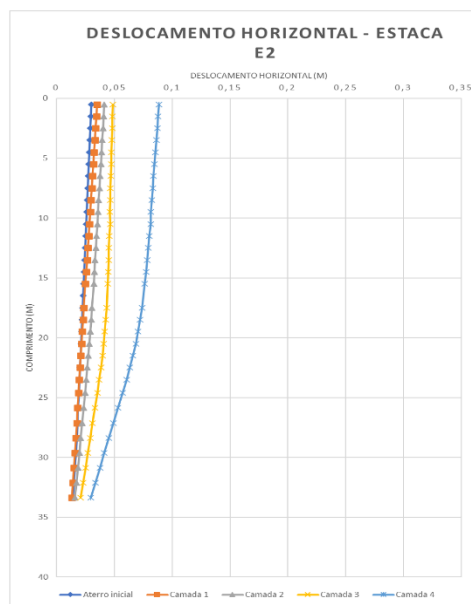
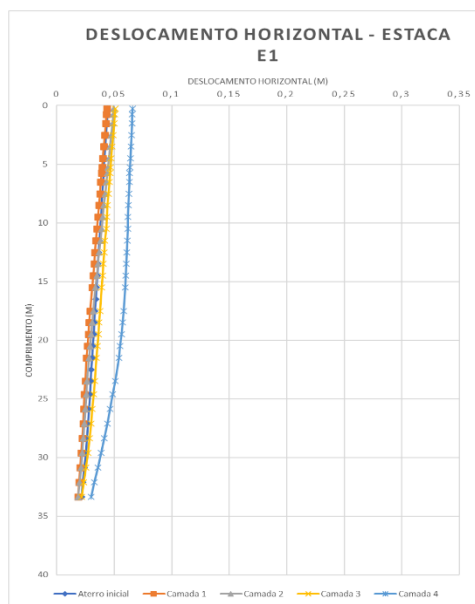
Diagramas de esforços transversos ao longo do comprimento da estaca do modelo 2



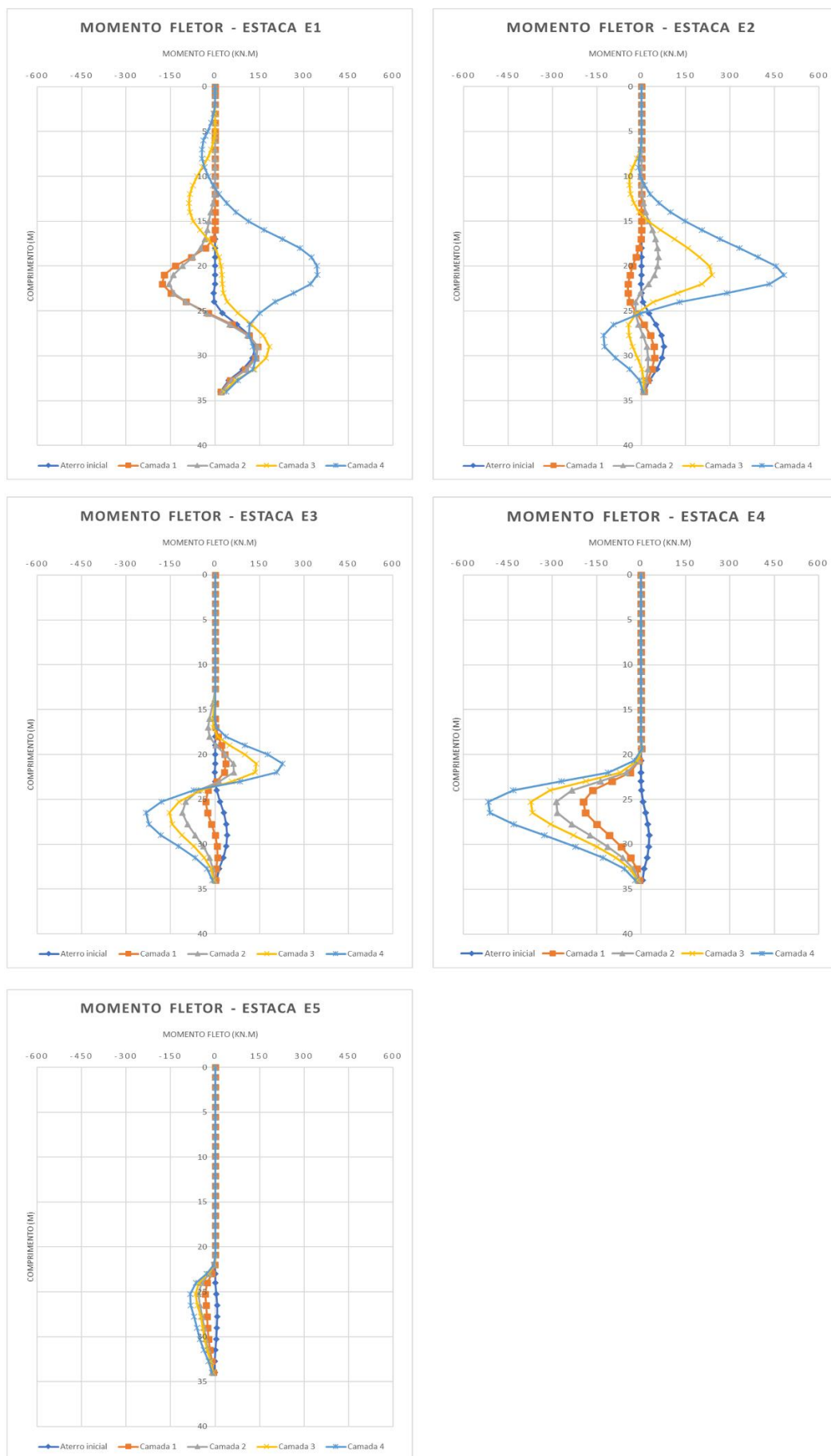
Diagramas de pressão do terreno sobre a face da estaca ao longo do seu comprimento – modelo 2



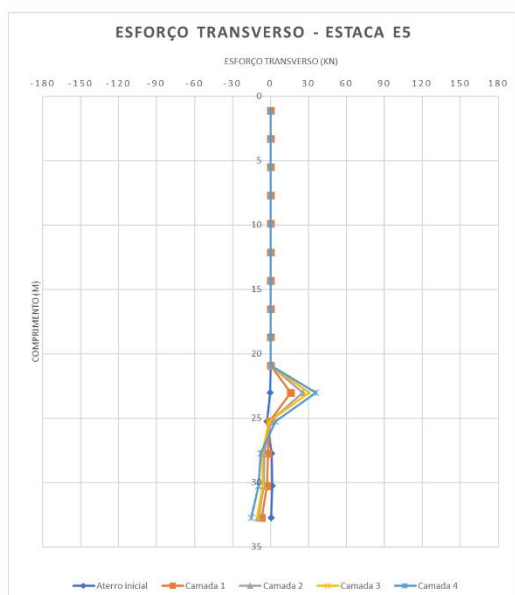
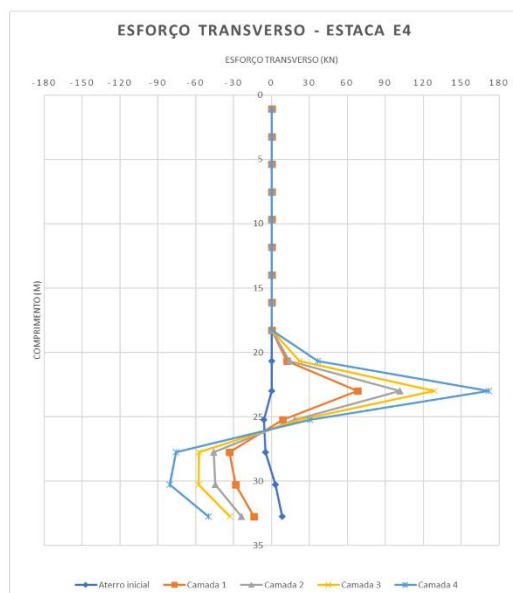
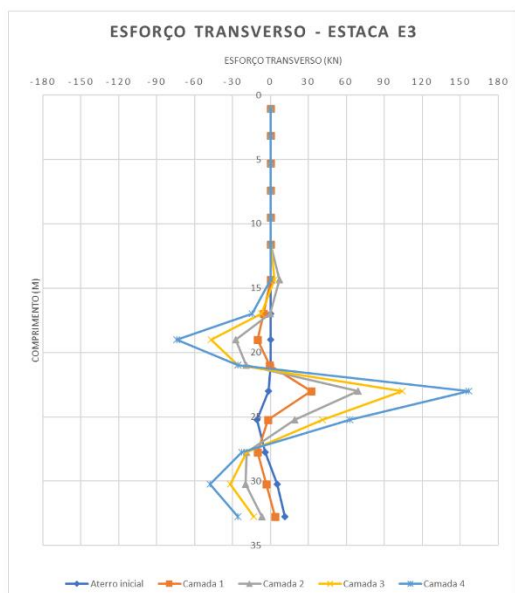
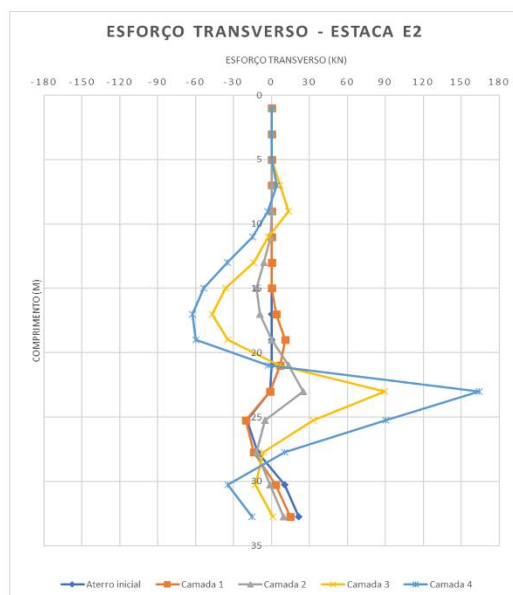
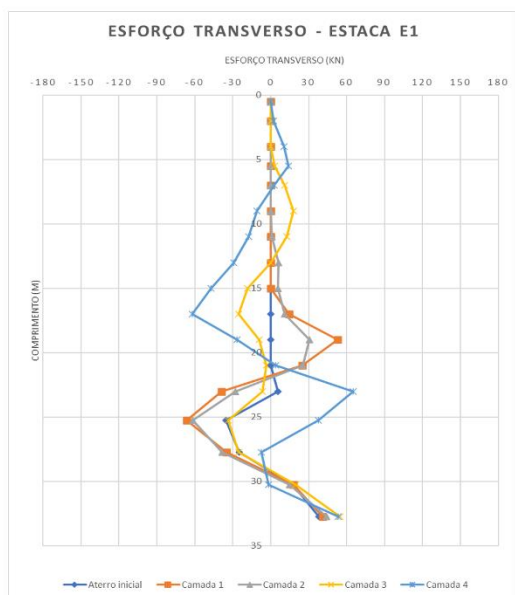




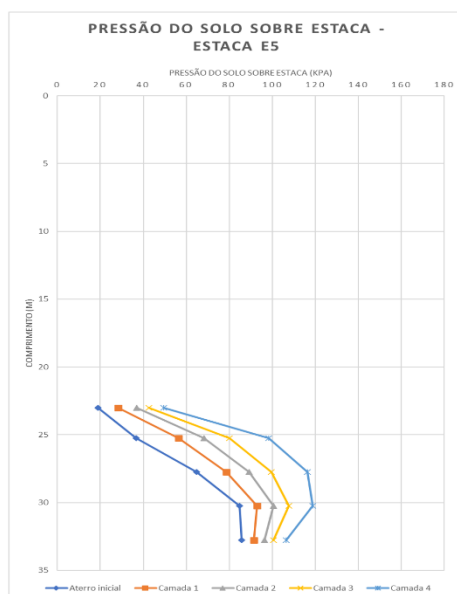
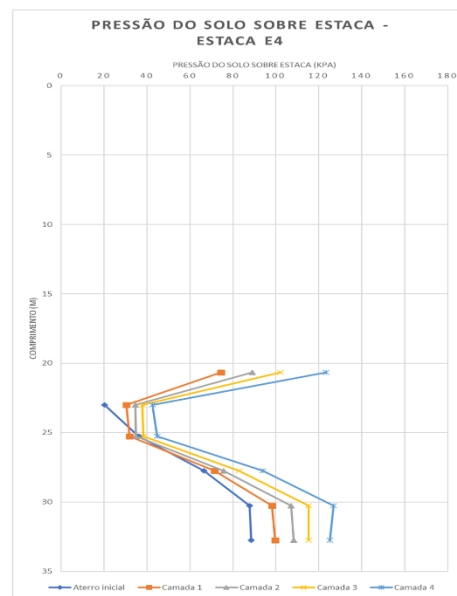
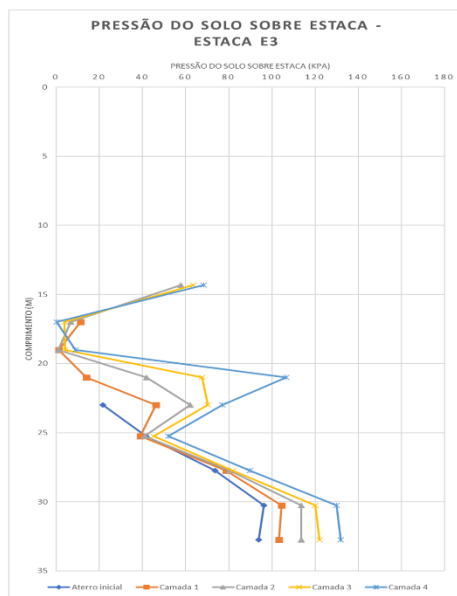
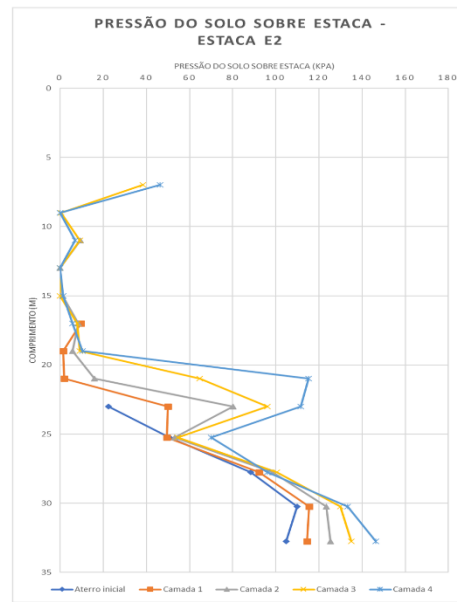
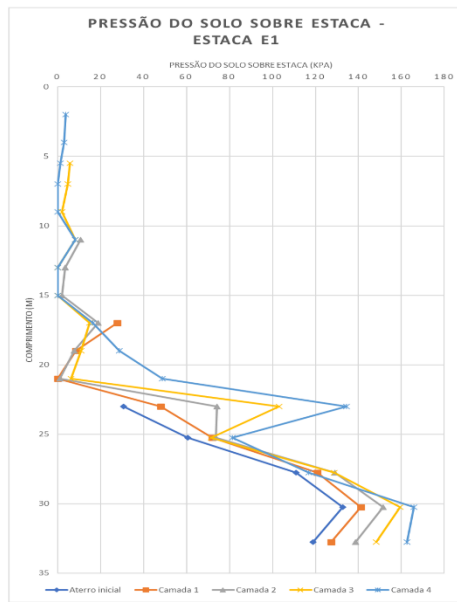
Diagramas de deslocamento horizontal ao longo do comprimento da estaca do modelo 3



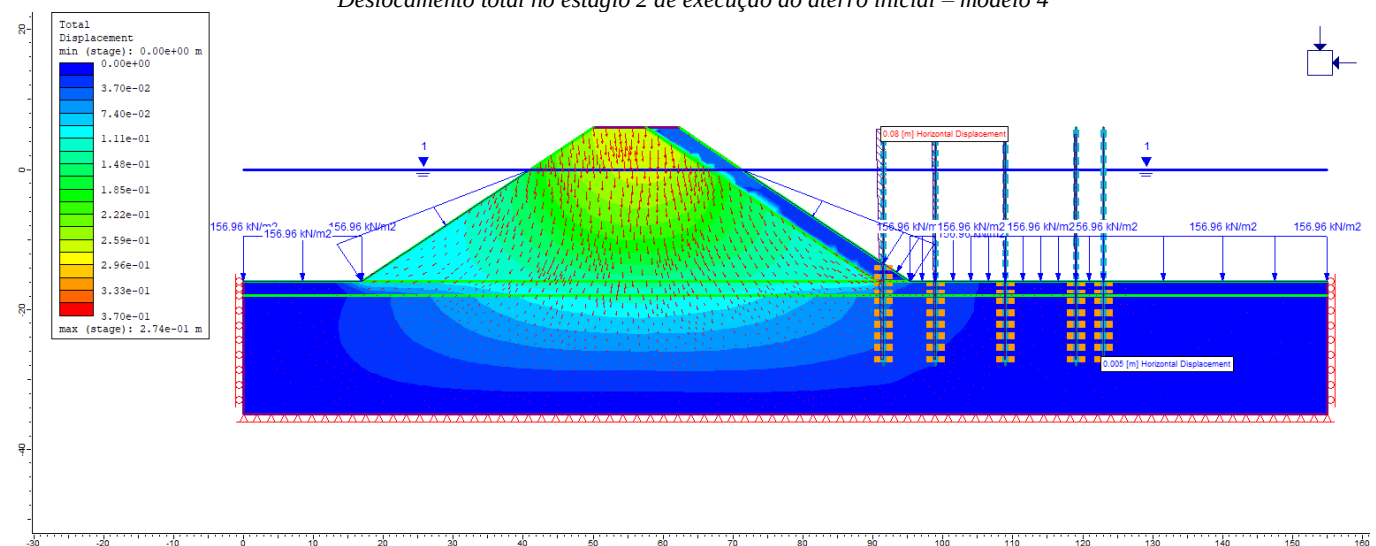
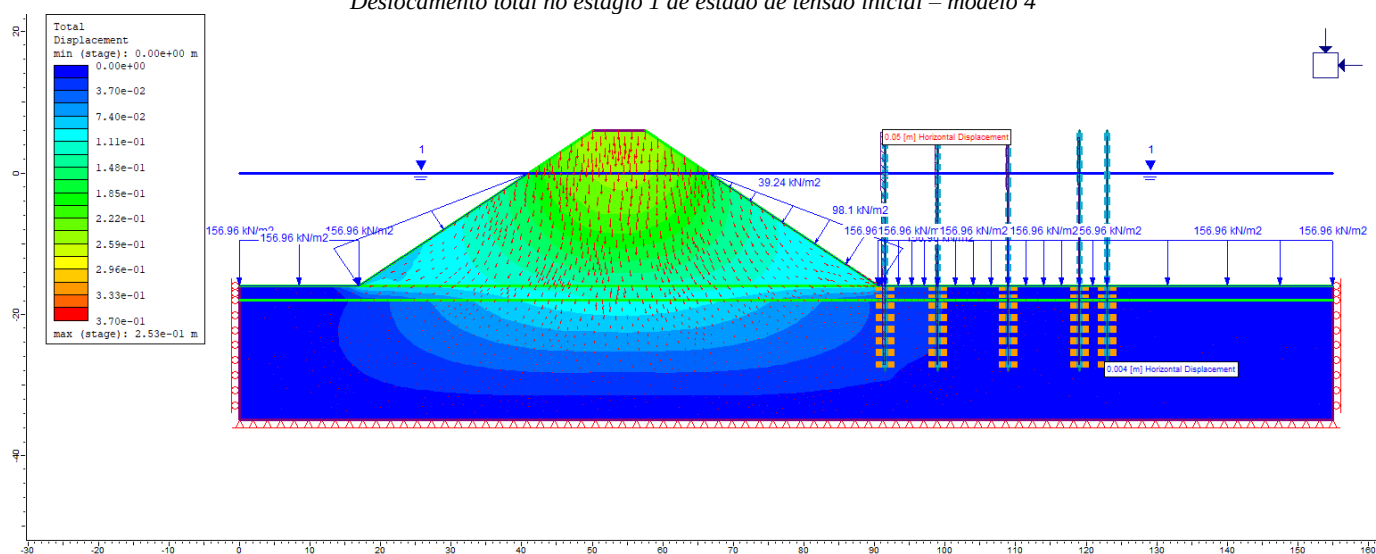
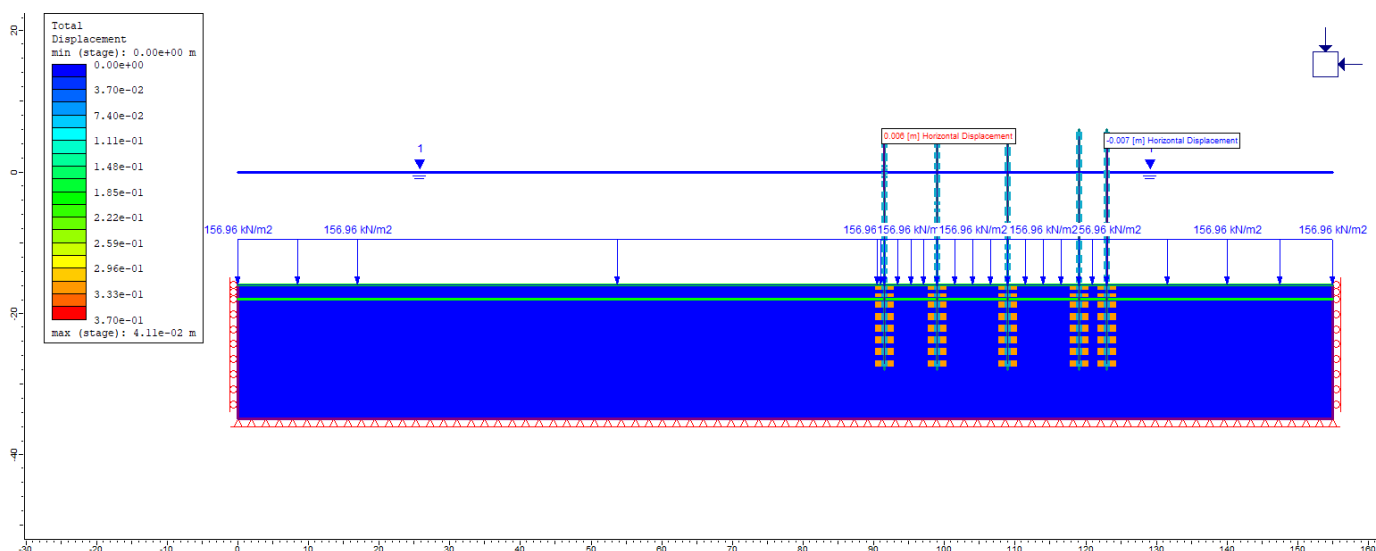
Diagramas de momentos fletores ao longo do comprimento da estaca do modelo 3

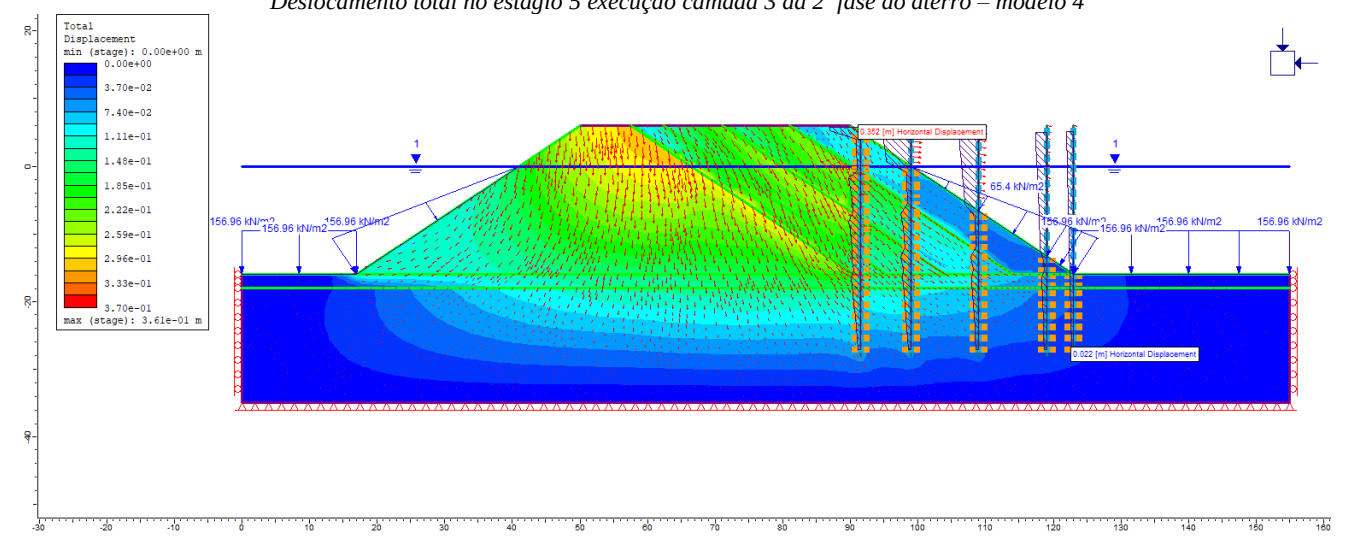
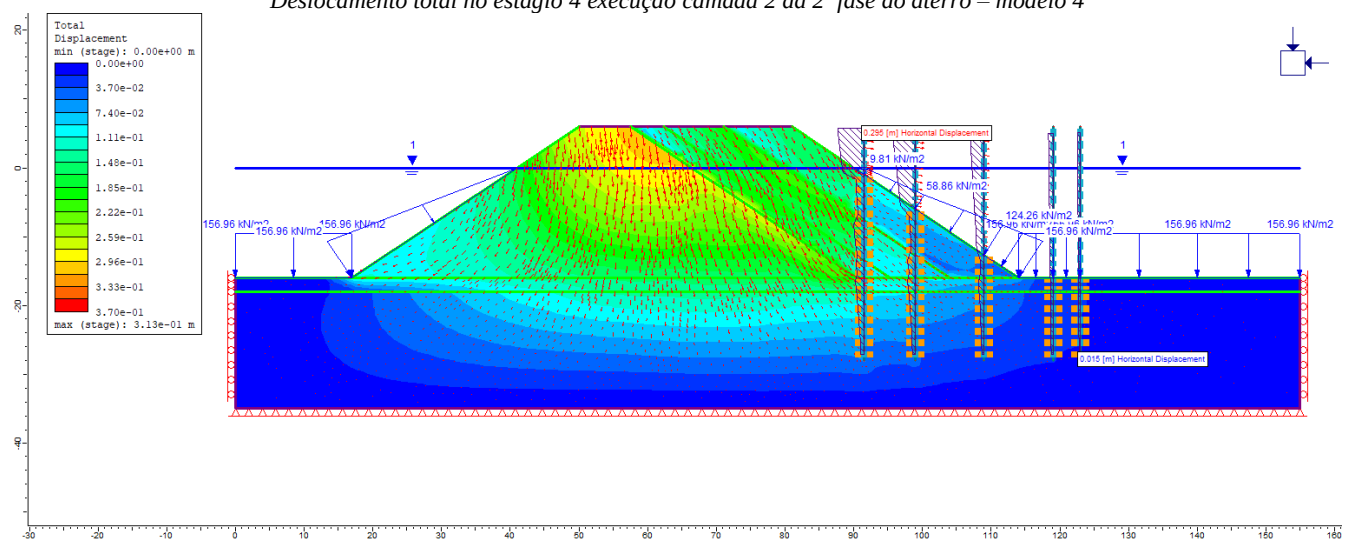
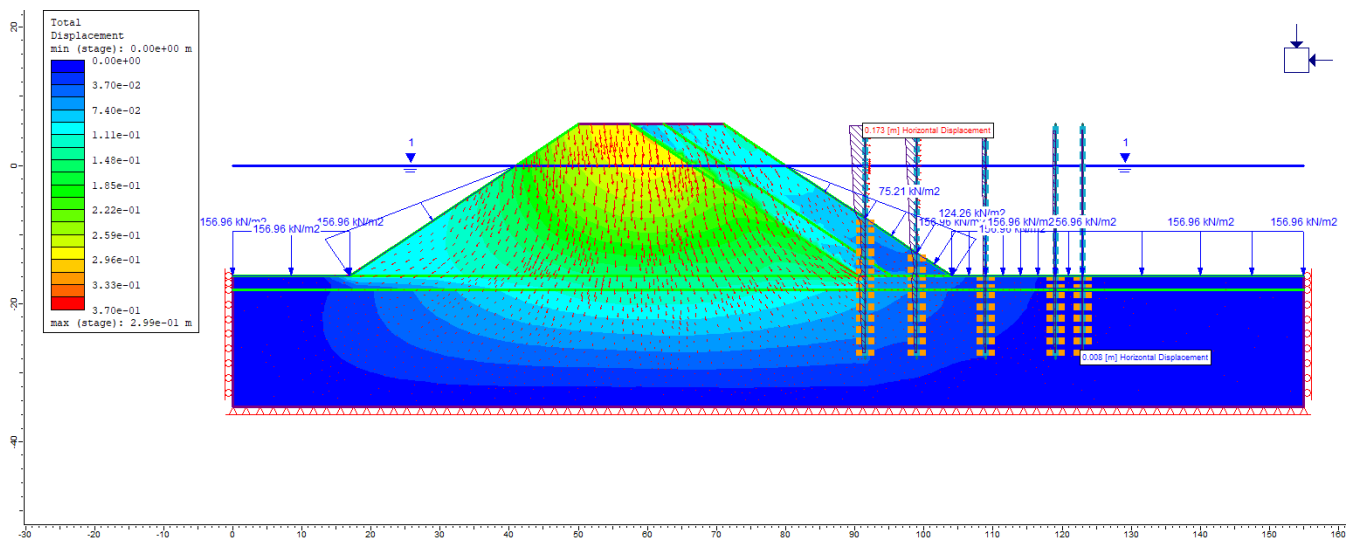


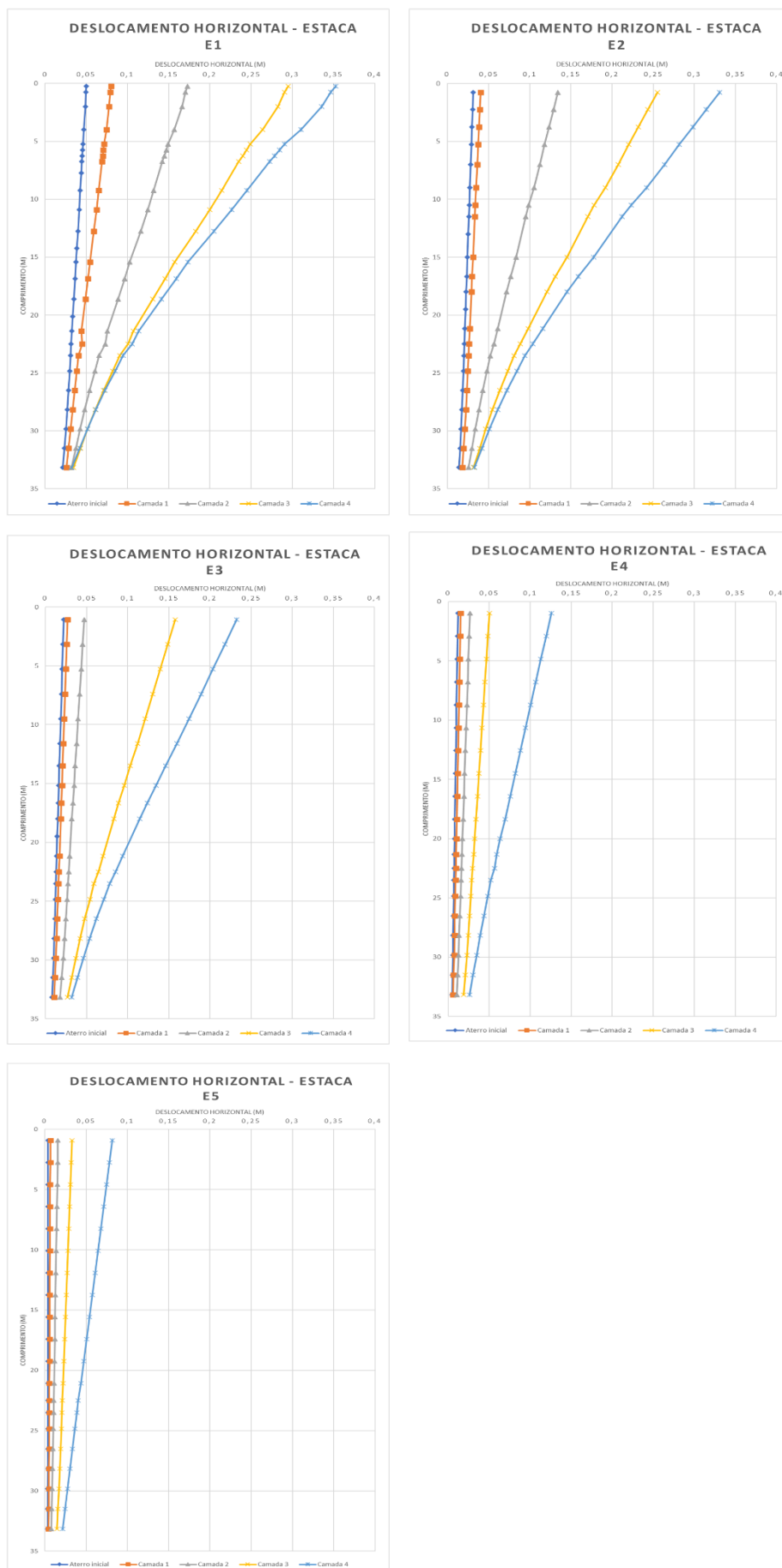
Diagramas de esforços transversos ao longo do comprimento da estaca do modelo 3



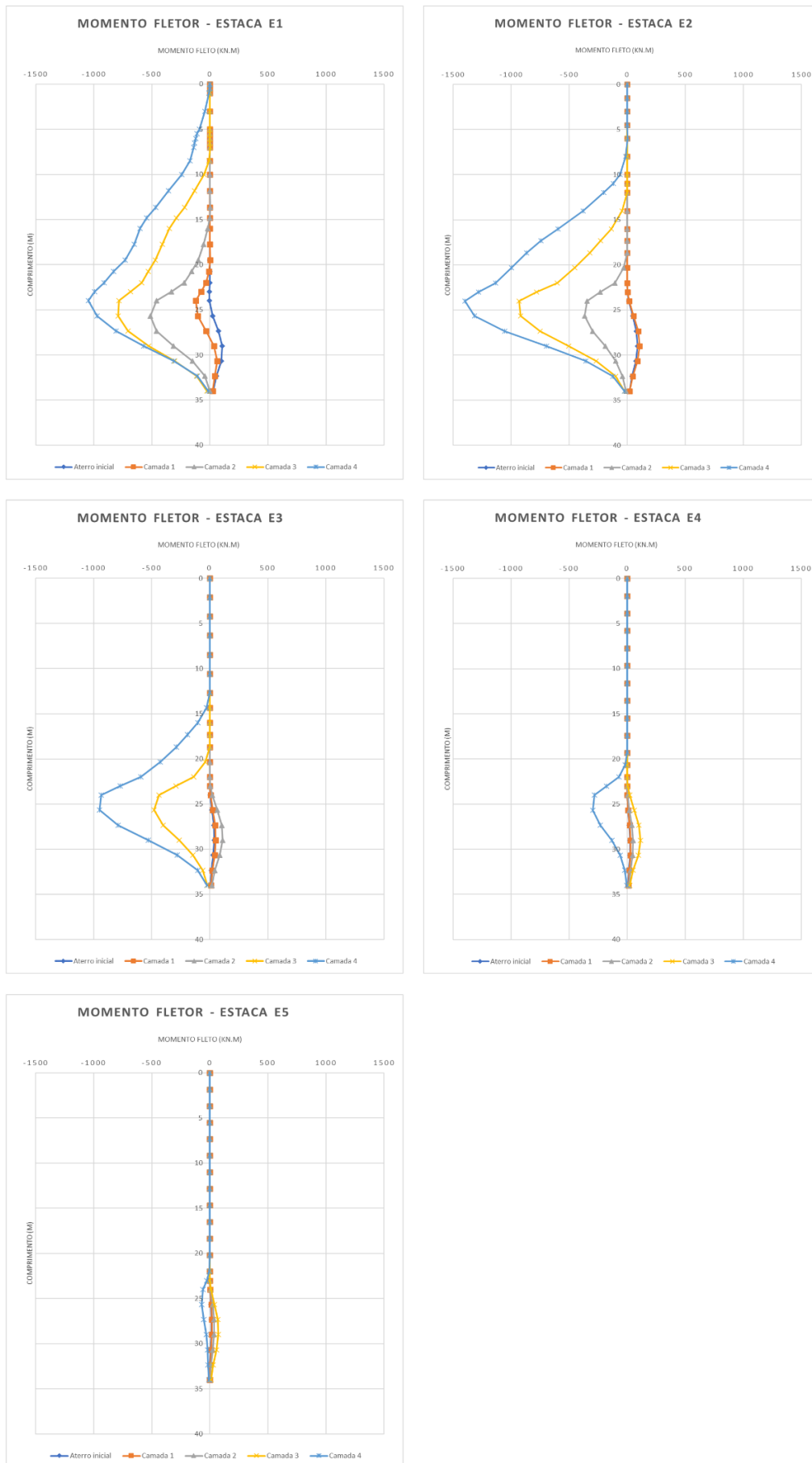
Diagramas de pressão do terreno sobre a face da estaca ao longo do seu comprimento – modelo 3



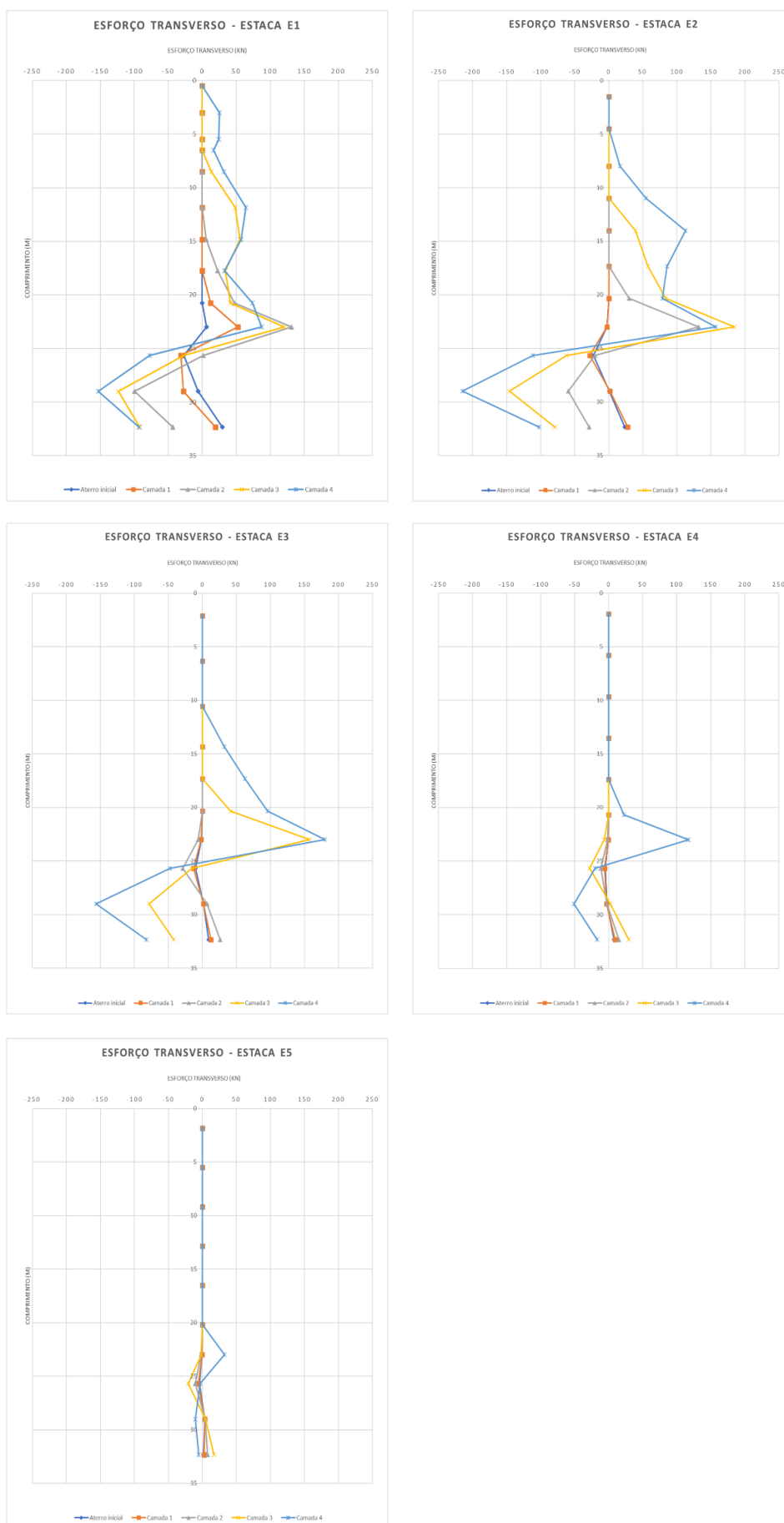




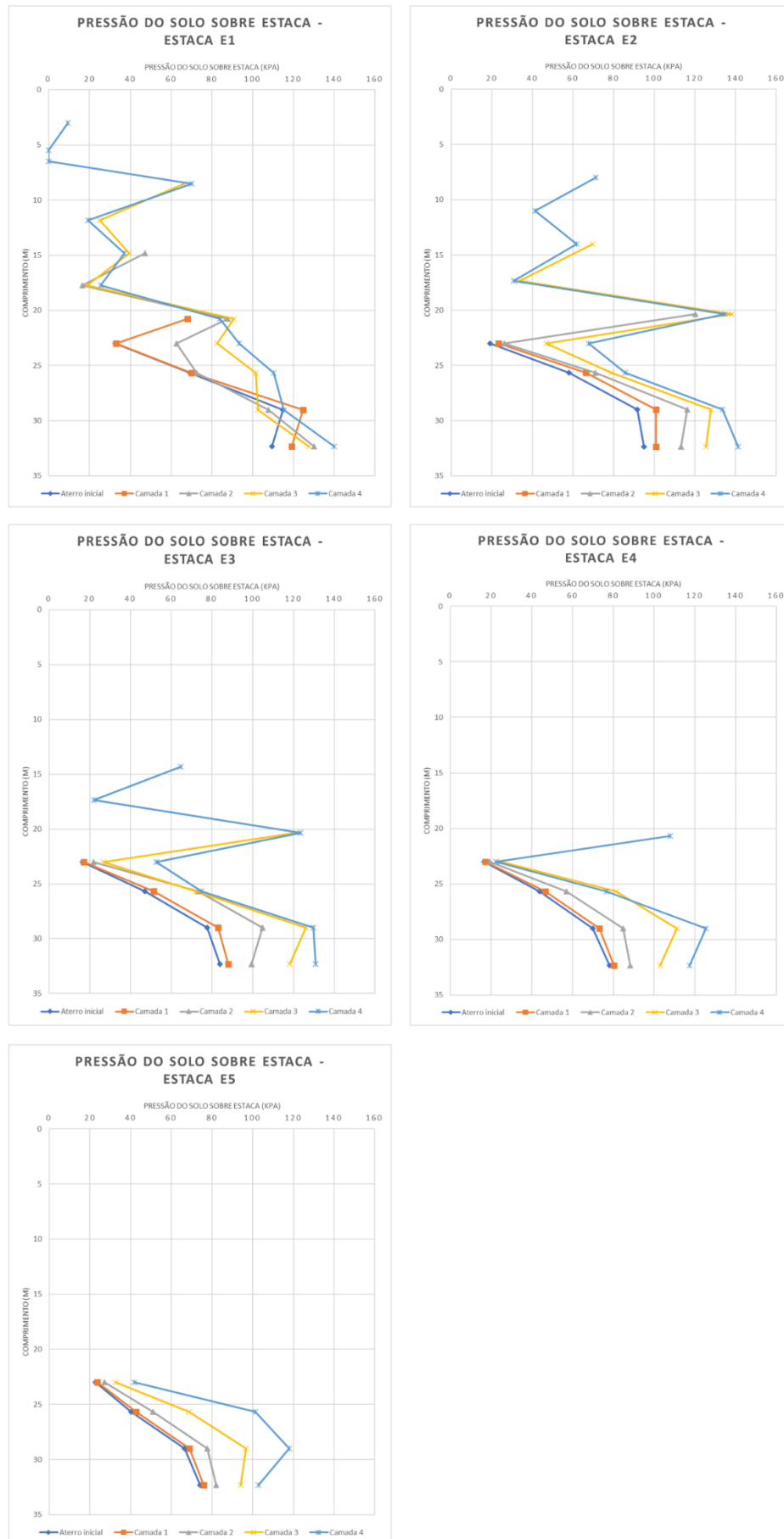
Diagramas de deslocamento horizontal ao longo do comprimento da estaca do modelo 4



Diagramas de momentos fletores ao longo do comprimento da estaca do modelo 4



Diagramas de esforços transversos ao longo do comprimento da estaca do modelo 4



Diagramas de pressão do terreno sobre a face da estaca ao longo do seu comprimento – modelo 4