

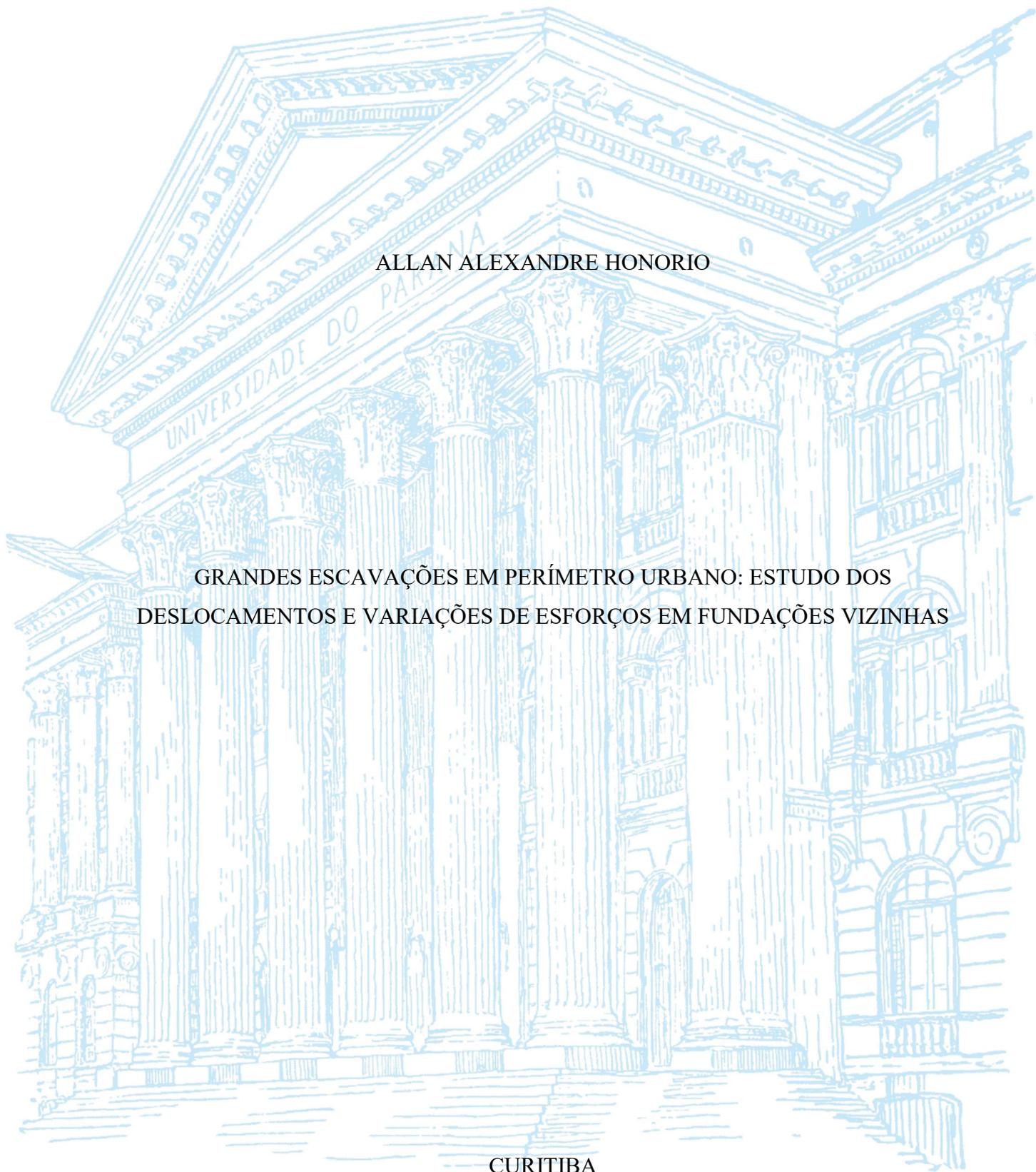
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

ALLAN ALEXANDRE HONORIO

GRANDES ESCAVAÇÕES EM PERÍMETRO URBANO: ESTUDO DOS
DESLOCAMENTOS E VARIAÇÕES DE ESFORÇOS EM FUNDAÇÕES VIZINHAS

CURITIBA

2021



ALLAN ALEXANDRE HONORIO

GRANDES ESCAVAÇÕES EM PERÍMETRO URBANO: ESTUDO DOS
DESLOCAMENTOS E VARIAÇÕES DE ESFORÇOS EM FUNDAÇÕES VIZINHAS

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, área de concentração em Geotecnia, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Vítor Pereira Faro

CURITIBA

2021

Catálogo na Fonte: Sistema de Bibliotecas, UFPR
Biblioteca de Ciência e Tecnologia

H774g Honório, Allan Alexandre
Grandes escavações em perímetro urbano [recurso eletrônico] : estudo dos deslocamentos e variações de esforços em fundações vizinhas / Allan Alexandre Honório. – Curitiba, 2021.

Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2021.

Orientador: Vítor Pereira Faro.

1. Escavação. 2. Análise numérica. 3. Método dos elementos finitos - Programas de computador.
I. Universidade Federal do Paraná. II. Faro, Vítor Pereira. III. Título.

CDD: 155.964

Bibliotecária: Vanusa Maciel CRB- 9/1928

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de **ALLAN ALEXANDRE HONORIO** intitulada: **GRANDES ESCAVACOES EM PERIMETRO URBANO: ESTUDO DOS DESLOCAMENTOS E VARIACOES DE ESFORCOS EM FUNDACOES VIZINHAS**, sob orientação do Prof. Dr. VITOR PEREIRA FARO, que após terem inquirido o aluno e realizada a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 25 de Maio de 2021.

Assinatura Eletrônica
26/05/2021 13:56:28.0
VITOR PEREIRA FARO
Presidente da Banca Examinadora

Assinatura Eletrônica
08/06/2021 18:17:05.0
RICARDO BERGAN BORN
Avaliador Externo (UNIVER. FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL)

Assinatura Eletrônica
28/05/2021 08:30:09.0
CARLOS EMMANUEL RIBEIRO LAUTENSCHLÄGER
Avaliador Externo (UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA)

Assinatura Eletrônica
17/06/2021 10:31:35.0
SIDNEI HELDER CARDOSO TEIXEIRA
Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me dar o dom da vida e proporcionar que este momento fosse possível através de suas bênçãos

Ao meu orientador, Prof. Dr. Vitor Pereira Faro, por todo apoio e dedicação, pelo enorme comprometimento que teve desde o início deste trabalho. Pela paciência interminável, pela serenidade inconfundível, pelo incentivo constante, pelo carinho com que sempre me tratou, por toda ajuda emocional e intelectual prestadas em todas as horas, pela enorme e indispensável colaboração para que este trabalho se tornasse realidade.

Aos membros da banca, professores Dr. Carlos E. R. Lautenschlager, Dr. Sidnei H. C. Teixeira e Dr. Ricardo B. Born, por aceitarem o convite de participação da banca e agregarem seus conhecimentos ao estudo.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal do Paraná (UFPR), essenciais para que eu chegasse até aqui.

A minha mãe, Angela, ao meu avô Joaquim, e ao meu irmão Bruno, pelo imenso amor, apoio e compreensão dedicados a mim não só durante os anos de mestrado, mas ao longo da vida. Aqui estão os resultados dos seus esforços. Com muita gratidão.

À minha namorada Bianca, minha maior companheira e meu grande amor, que sempre me deu forças e incentivo, deixando meu caminho mais leve. Obrigado por me aguentar em meus piores dias, não conseguiria sem você.

Aos companheiros de mestrado pelo grande companheirismo, ajuda, paciência, colaboração e incentivo.

A todos que colaboraram para a conclusão deste trabalho, com palavras de incentivo, sorrisos, gestos de carinho e amizade, paciência, apoio técnico e emocional. Todos foram de grande importância na conclusão desta dissertação.

RESUMO

A presente dissertação procura contribuir para a análise da influência de escavações nos recalques superficiais e nos acréscimos dos esforços nas fundações de construções vizinhas, tema este de grande interesse em centros urbanos, com grande concentração de construções. A necessidade da execução de escavações urbanas cada vez mais profundas tem imposto aos engenheiros geotécnicos o grande desafio de equilibrar elevados empuxos horizontais, com mínimos deslocamentos do maciço de solo e sem danificar estruturas circunvizinhas. Apresenta-se nesse estudo uma análise detalhada dos principais métodos empíricos disponíveis na literatura para a previsão dos perfis de recalques deflagrados por escavações vizinhas. Detalham-se alguns aspectos de uma ferramenta numérica utilizada, bem como sua validação à análise de uma cortina atirantada pelo Método dos Elementos Finitos. A utilização do método dos elementos finitos, através de um software, permitiu a comparação dos valores de deformação, flexão e cisalhamento que atuam sobre as fundações vizinhas. As análises foram desenvolvidas adotando-se uma seção hipotética padrão em corte vertical no terreno com altura variando em três medidas: 6 m, 8 m e 12 m. O terreno escavado foi admitido como sendo constituído por um solo homogêneo e isotrópico. A influência do afastamento dessas fundações foi avaliada e a rigidez dos paramentos foi contemplada pela variação das espessuras dos paramentos. O presente estudo mostrou que o método empírico de Hsieh e Ou (1998) foi o que revelou uma melhor aproximação de previsão do perfil de recalque dos casos analisados, tanto na avaliação do recalque máximo como na obtenção do perfil de recalques superficiais com a distância à face da escavação. As contribuições de Ciria (2003), em que indicam valores de recalques na etapa da instalação da contenção, antes da escavação, também foi o método que apresentou boa aproximação com os dados obtidos pelo software. A aplicação da modelagem numérica aos casos selecionados confirmou as observações ressaltadas por diferentes autores, revelando sua capacidade de reproduzir de forma bastante satisfatória os deslocamentos horizontais da parede, e apresentando um resultado aproximado na previsão dos recalques superficiais. E também ficou bastante evidente as alterações nos esforços nas fundações profundas nas etapas de execução de uma cortina atirantada.

Palavras chave: escavações, cortina atirantada, fundação profunda, fundação superficial, previsão de recalques, deslocamentos horizontais, análise numérica.

ABSTRACT

The present dissertation aims at contributing to the analysis of the influence of excavations on surface settlements and the increase in efforts on the foundations of neighboring buildings, a topic of great interest in large urban centers, with a large concentration of buildings. The need to carry out urban excavations increasingly reaching greater depths has imposed on geotechnical engineers the great challenge of balancing high horizontal pushes, with minimum displacements of the ground mass and without damaging surrounding structures. This study presents a detailed analysis of the main empirical methods available in the literature for the prediction of settlement profiles triggered by neighboring excavations. Some aspects of a numerical tool used are detailed, as well as its validation to the analysis of a curtain thrown by the application of the Finite Element Method. The use of the finite element method, through a software, allowed the comparison of the values of deformation, flexion and shear that act on the neighboring foundations. The analyzes were developed by adopting a standard hypothetical section in vertical cut in the ground with height varying in three measures: 6 m, 8 m and 12 m. The excavated ground was admitted as being made up of homogeneous and isotropic soil. The influence of the distance from these foundations was evaluated and the rigidity of the walls was considered by varying the thickness of the walls.

The present study showed that the empirical method of Hsieh and Ou (1998) was the one that revealed a better approximation of the prediction of the settlement profile of the analyzed cases, both in the evaluation of the maximum settlement and in obtaining the profile of superficial settlements with the distance to excavation face. Ciria's (2003) contributions, in which they indicate settlement values in the stage of the containment installation, before the excavation, was also the method that presented the good approximation with the data obtained by the software. The application of numerical modeling to the selected cases confirmed the observations highlighted by different authors, revealing their ability to reproduce the horizontal displacements of the wall quite satisfactorily, and presenting an approximate result in the prediction of surface settlements. And it was also quite evident the changes in the efforts in the deep foundations in the stages of execution of a thrown curtain.

Key-words: excavations, curtain thrown, deep foundation, superficial foundation, settlement prediction, horizontal displacements, numerical analysis

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Escavação de 19,0 m de profundidade, com edificação vizinha.....	25
Figura 2 - Tipos de estruturas de contenção – a) Estrutura perfeitamente rígida – b) Estrutura flexível.....	27
Figura 3 - Distribuição das tensões laterais - a) Estrutura rígida em rotação – b) Estrutura Flexível.....	27
Figura 4 - Designação geral dos componentes de uma contenção	29
Figura 5 - Processo executivo de uma lamela de uma parede diafragma.....	30
Figura 6 – Vista superior do paramento em Estacas Secantes	31
Figura 7 – Vista superior paramento em Estacas Tangentes.....	32
Figura 8 – Paramento em Estacas Discretas.....	32
Figura 9 – Cortinas atirantadas de estacas escavadas.....	33
Figura 10 – Empuxo idealizado versus o real - a) Cortina ancorada – b) Cortina escorada. ...	34
Figura 11 - Mecanismos da redistribuição das tensões laterais – a) Deformação da estrutura – b) Arqueamento do solo – c) Efeito arco – d) Concentração de tensões próximo as ancoragens.	35
Figura 12 - Efeito Arco.....	35
Figura 13 - – Relação entre a porcentagem do momento fletor máximo atuante na cortina e a sua flexibilidade para três densidade distintas de areias.....	36
Figura 14 – Modos de ruptura de uma cortina atirantada: (A) ruptura de fundação; (B) e (C) ruptura de talude; (D) deformação excessiva; (E) ruptura dos tirantes; (F) ruptura do painel.	38
Figura 15 – Contribuição das ancoragens na estabilidade de uma obra ancorada	40
Figura 16 – Espaçamentos entre ancoragens (Sv).....	41
Figura 17 – Localização e medidas mínimas recomendadas dos tirantes protendidos no dimensionamento de cortinas atirantadas.....	42
Figura 18 – Capacidade de carga de ancoragens executadas em solos granulares.....	43
Figura 19 –Resistência ao cisalhamento por unidade de comprimento de ancoragens executadas em solos argilosos	44
Figura 20 – Influência da pressão de injeção na resistência ao cisalhamento em solos com coesão e atrito.....	45
Figura 21 – Relação entre a pressão lateral e a pressão de injeção - solos argilosos e siltosos	46
Figura 22 – Relação entre a pressão lateral e a pressão de injeção - solos granulares.....	47
Figura 23 – Relação entre a pressão lateral e a pressão de injeção - rochas fragmentadas.....	47

Figura 24 – Diagrama e polígono de forças para a análise de estabilidade do método de Kranz (1953)	54
Figura 25 – Diagrama e polígono de forças para o método de Kranz generalizado.....	55
Figura 26 – Análise de estabilidade global para cortina bi-ancorada – método generalizado de Kranz – caso 1	56
Figura 27 – Análise de estabilidade global para cortina bi-ancorada método generalizado de Kranz – caso 2	57
Figura 28 – Análise de estabilidade global para cortina bi-ancorada método generalizado de Kranz – caso 3	58
Figura 29 – Polígono de forças do método de Kranz (1953), com coesão.....	59
Figura 30 – Análise de estabilidade pelo método de Costa Nunes e Velloso	59
Figura 31 – Plano de ruptura considerado pelo Método Brasileiro	61
Figura 32 – Recalques adjacentes a uma cava em função da distância a face da escavação ...	65
Figura 33 – Levantamento dos valores de deslocamento verticais e horizontais observados em escavações de diferentes materiais. (A) – Escavações em areias	66
Figura 34 – Levantamento dos valores de deslocamento verticais e horizontais observados em escavações de diferentes materiais. (B) – Escavações em argila rija a muito dura.....	67
Figura 35 – Levantamento dos valores de deslocamento verticais e horizontais observados em escavações de diferentes materiais. (C) – Escavações em argila mole a média.....	67
Figura 36 – Definição das Variáveis de Ou, Hsieh e Chiou (1993)	68
Figura 37 – Perfis típicos de recalque de Ou, Hsieh e Chiou (1993)	69
Figura 38 – Relação entre o intervalo de influência aparente e o comprimento da parede.....	70
Figura 39 – Relação proposta entre os recalques e a distância da parede para o segundo perfil típico de recalque.....	70
Figura 40 – Tipos de perfis de recalque	71
Figura 41 – Método proposto para a previsão do perfil de recalques do tipo <i>spandrel</i>	72
Figura 42 – Proposta de Hsieh e Ou (1998) para o perfil do tipo côncavo	74
Figura 43 – Áreas das componentes em balanço e profunda	74
Figura 44 – Relação entre as áreas A_s e A_c	75
Figura 45 – Relação entre o valor máximo de deslocamento horizontal da parede e o recalque superficial máximo	75
Figura 46 – Forma expedita de prever deslocamentos verticais horizontais máximos em escavações escoradas.....	77

Figura 47 – Acompanhamento de recalques de prédios contíguos á escavação de grande porte em Porto Alegre (RS).	78
Figura 48 – Movimentos da superfície do terreno devido a instalação de parede de estacas escavadas em argila rija	79
Figura 49 – Movimentos da superfície do terreno devido a instalação de parede diafragma em argila rija.....	79
Figura 50 – Deflexões laterais máximas observadas por escavações na argilas de Londres ..	80
Figura 51 – Relação entre dano provocado nas edificações por deslocamentos induzidos por escavações em areias e argilas rijas a muito duras	81
Figura 52 – Relação entre dano provocado nas edificações por deslocamentos induzidos por escavações para edificações com intervalos típico de deformações.....	82
Figura 53 – Planilhas e gráficos com leitura periódica de verticalidade realizada com aparelho topográfico de precisão.....	84
Figura 54 – Fotografia da parede modelo concluída, sustentada por dois níveis de âncoras...	88
Figura 55 – Geometria da Parede utilizada no Teste 04 FHWA	89
Figura 56 – Vigas usadas no modelo.....	90
Figura 57 – Placa de aço usada em testes de modelo para simular o revestimento.....	90
Figura 58 – Conexão dos tirantes utilizadas no modelo	91
Figura 59 – Deslocamento horizontal da parede e pressão lateral de terra	92
Figura 60 – Ajuste do módulo de Young do perfil metálico	93
Figura 61 – Elemento tetraédrico de 10 nós	95
Figura 62 – Modelos utilizados na análise a) Modelo Completo; b Modelo Reduzido	96
Figura 63 – Modelos utilizados na análise	96
Figura 64 – Representação das medidas do talude de escavação	99
Figura 65 – Modelagem para quantificação das forças necessárias para estabilização do maciço com altura de: a) 6,0 m; b) 8,0 m; c) 12,0 m.....	101
Figura 66 – Fator de segurança global para os taludes de: a) 6,0 ; b) 8,0 m ; c) 12,0 m.....	104
Figura 67 – Fator de segurança interno para os taludes de: a) 6,0 ; b) 8,0 m ; c) 12,0 m.....	105
Figura 68 – Planta de formas da estrutura de travamento dos colarinhos das sapatas (dimensões em centímetros).....	108
Figura 69 – Modelo 3D desenvolvido no Software.....	108
Figura 70 – Planta de formas da estrutura de travamento dos colarinhos das sapatas (dimensões em centímetros).....	109

Figura 71 – Modelo Software da fundação profunda.....	110
Figura 72 – Etapas construtivas.....	112
Figura 73 – (a) Modelo numérico, (b) Malha desenvolvida pelo Software para situação de escavação de 6 metros	113
Figura 74 – Esquema do Afastamento da sapata, para escavação de 8 m de profundidade...	114
Figura 75 – Variação dos deslocamentos verticais das sapatas.....	115
Figura 76 – Gráfico de maior deslocamento na base da sapata, altura de escavação 6 m.....	116
Figura 77 – Gráfico de maior deslocamento na base da sapata, altura de escavação 8 m.....	117
Figura 78 – Gráfico de maior deslocamento na base da sapata, altura de escavação 12 m....	117
Figura 79 – Recalques na estrutura.....	118
Figura 80 – Distorção angular	119
Figura 81 – Variação da distorção angular com o afastamento da contenção.....	119
Figura 82 – Gráfico dos deslocamentos com a variação da rigidez do paramento	120
Figura 83 – Gráfico da distorção angular com a variação da rigidez do paramento	121
Figura 84 – Gráfico dos deslocamentos com a variação do Módulo de Elasticidade do solo	122
Figura 85 – Gráfico da distorção angular com a variação do Módulo de Elasticidade do solo	122
Figura 86 – Gráfico da variação dos deslocamentos com a variação da coesão do solo.....	123
Figura 87 – Gráfico da distorção angular com a variação da coesão do solo.....	124
Figura 88 – Gráfico da variação dos deslocamentos com a variação do ângulo de atrito.....	125
Figura 89 – Gráfico da variação da distorção angular com a variação da coesão do solo	125
Figura 90 – Esquema do afastamento ao longo do tirante da fundação e estaca selecionada, para altura de 8 m	126
Figura 91 – Esforços na estaca	127
Figura 92 – Variação do esforço normal da Estaca a 1 metro da cortina	128
Figura 93 – Variação do esforço Cisalhamento Q_{12} (perpendicular ao paramento) da Estaca a 1 metro da cortina	128
Figura 94 – Variação do esforço de Cisalhamento Q_{13} (paralelo ao paramento) da Estaca a 1 metro da cortina	129
Figura 95 – Variação do esforço de flexão M_2 da Estaca a 1 metro da cortina.....	129
Figura 96 – Variação do esforço de Flexão M_3 da Estaca a 1 metro da cortina	130
Figura 97 – Gráfico da variação do esforço Normal com o afastamento da cortina, 6 m de escavação.....	131

Figura 98 – Gráfico da variação do esforço Normal com o afastamento da cortina, 8 m de escavação.....	131
Figura 99 – Gráfico da variação do esforço Normal com o afastamento da cortina, 12 m de escavação.....	132
Figura 100 – Gráfico da variação do cisalhamento Q_{12} com o afastamento da cortina, 6 m de escavação.....	132
Figura 101 – Gráfico da variação do esforço cisalhamento Q_{13} com o afastamento da cortina, 6 m de escavação.....	133
Figura 102 – Gráfico da variação do esforço cisalhamento Q_{12} com o afastamento da cortina, 8 m de escavação.....	134
Figura 103 – Gráfico da variação do esforço cisalhamento Q_{13} com o afastamento da cortina, 8 m de escavação.....	134
Figura 104 – Gráfico da variação do esforço cisalhamento Q_{12} com o afastamento da cortina, 12 m de escavação.....	135
Figura 105 – Gráfico da variação do esforço cisalhamento Q_{13} com o afastamento da cortina, 12 m de escavação.....	135
Figura 106 – Gráfico da variação dos momentos fletores M_2 com o afastamento da cortina, 6 m de escavação.....	136
Figura 107 – Gráfico da variação dos momentos fletores M_3 com o afastamento da cortina, 6 m de escavação.....	137
Figura 108 – Gráfico da variação dos momentos fletores M_2 com o afastamento da cortina, 8 m de escavação.....	137
Figura 109 – Gráfico da variação dos momentos fletores M_3 com o afastamento da cortina, 8 m de escavação.....	138
Figura 110 – Gráfico da variação dos momentos fletores M_2 com o afastamento da cortina, 12 m de escavação.....	138
Figura 111 – Gráfico da variação dos momentos fletores M_3 com o afastamento da cortina, 12 m de escavação.....	139
Figura 112 – Gráfico da variação dos deslocamentos com o afastamento da cortina, 6 m de escavação.....	140
Figura 113 – Gráfico da variação dos deslocamentos com o afastamento da cortina, 8 m de escavação.....	140

Figura 114 – Gráfico da variação dos deslocamentos com o afastamento da cortina, 12 m de escavação.....	141
Figura 115 – Gráfico da variação da distorção angular com o afastamento da cortina.....	142
Figura 116 – Variação dos esforços normais com o aumento da rigidez do paramento, para altura de 6 m.....	142
Figura 117 – Variação dos esforços cortantes Q_{12} com o aumento da rigidez do paramento, para altura de 6 m.....	143
Figura 118 – Variação dos esforços cortantes Q_{13} com o aumento da rigidez do paramento, para altura de 6 m.....	143
Figura 119 – Variação dos momentos fletores M_2 com o aumento da rigidez do paramento, para altura de 6 m.....	144
Figura 120 – Variação dos momentos fletores M_3 com o aumento da rigidez do paramento, para altura de 6 m.....	144
Figura 121 – Variação dos deslocamentos com o aumento da rigidez do paramento, para altura de 6 m.....	145
Figura 122 – Variação da distorção angular com o aumento da rigidez do paramento, para altura de 6 m.....	145
Figura 123 – Variação dos esforços normais com o a variação do Módulo de Elasticidade, para altura de 6 m.....	146
Figura 124 – Variação dos esforços cisalhamento Q_{12} com o a variação do Módulo de Elasticidade, para altura de 6 m.....	147
Figura 125 – Variação dos esforços cisalhamento Q_{13} com o a variação do Módulo de Elasticidade, para altura de 6 m.....	147
Figura 126 – Variação dos esforços de flexão M_2 com o a variação do Módulo de Elasticidade, para altura de 6m.....	148
Figura 127 – Variação dos esforços de flexão M_3 com a variação do Módulo de Elasticidade, para altura de 6 m.....	148
Figura 128 – Variação dos deslocamento com o a variação do Módulo de Elasticidade, para altura de 6 m.....	149
Figura 129 – Variação das Distorções Angulares com o a variação do Módulo de Elasticidade, para altura de 6 m.....	149
Figura 130 – Variação dos esforços normais com a variação da coesão do solo, para altura de 6 m.....	150

Figura 131 – Variação dos esforços cisalhamento Q_{12} com o a variação da coesão, para altura de 6 m	151
Figura 132 – Variação dos esforços cisalhamento Q_{13} com o a variação da coesão do solo, para altura de 6 m	151
Figura 133 – Variação dos esforços de flexão M_2 com o a variação da coesão do solo, para altura de 6 m	152
Figura 134 – Variação dos esforços de flexão M_3 com a variação da Coesão do solo, para altura de 6 m	152
Figura 135 – Variação dos deslocamento com o a variação do Coesão do solo, para altura de 6 m	153
Figura 136 – Variação das Distorções Angulares com o a variação da coesão do solo, para altura de 6 m	153
Figura 137 – Variação dos esforços normais com a variação do ângulo de atrito, para altura de 6 m	154
Figura 138 – Variação dos esforços cisalhamento Q_{12} com o a variação do ângulo de atrito, para altura de 6 m	155
Figura 139 – Variação dos esforços cisalhamento Q_{13} com o a variação do ângulo de atrito, para altura de 6 m	155
Figura 140 – Variação dos esforços de flexão M_2 com o a variação do ângulo de atrito, para altura de 6 m	156
Figura 141 – Variação dos esforços de flexão M_3 com a variação do ângulo de atrito, para altura de 6 m	156
Figura 142 – Variação dos deslocamento com o a variação do ângulo de atrito, para altura de 6 m	157
Figura 143 – Variação das Distorções Angulares com o a variação do ângulo de atrito, para altura de 6 m	157
Figura 144 – Perfis de Recalque para cortina de 6 metros de profundidade	159
Figura 145 – Perfis de Recalque para cortina de 8 metros de profundidade	159
Figura 146 – Perfis de Recalque para cortina de 12 metros de profundidade	160
Figura 147 – Perfil de recalques proposto por Clough e O'Rourke (1990)	161
Figura 148 – Perfil de recalques parede de 6 Metros	163
Figura 149 – Perfil de recalques parede de 8 Metros	164
Figura 150 – Perfil de recalques parede de 12 Metros	164

Figura 151 – Variação do Perfil de recalques parede de 6 Metros com a edificação a 1 metro de distância da parede.....	165
Figura 152 – Variação do Perfil de recalques parede de 6 Metros com a edificação a 5 metro de distância da parede.....	166
Figura 153 – Comparação dos Perfis de recalque teórico e modelagem numérica, cortina de 6 metro.....	167
Figura 154 – Comparação dos Perfis de recalque teórico e modelagem numérica, cortina de 8 metros	167
Figura 155 – Comparação dos Perfis de recalque teórico e modelagem numérica, cortina de 12 metros	168
Figura 156 – Comparação dos Perfis de recalque com a variação do módulo de elasticidade	169
Figura 157 – Comparação dos Perfis de recalque com a variação da coesão	170
Figura 158 – Comparação dos Perfis de recalque com a variação do ângulo de atrito	170

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de rigidez para cortinas flexíveis e rígidas.....	28
Tabela 2 – Coeficiente de majoração (β) do diâmetro do bulbo devido à injeção	46
Tabela 3 – Coeficiente k em função do tipo de solo	50
Tabela 4 – Coeficiente de ancoragem k_f	51
Tabela 5 – Parâmetros de dimensionamento	53
Tabela 6 – Comparação entre os diversos Métodos de Análises de previsão de recalque (S=Sim, N=Não).....	64
Tabela 7 – Relação entre nível de dano e deformação horizontal.....	81
Tabela 8 – Classificação inglesa de danos em edifícios.....	85
Tabela 9 – Classificação de danos em paredes.....	86
Tabela 10 – Parâmetros do Solo.....	93
Tabela 11 – Dados de entrada do perfil metálico e prancha.....	94
Tabela 12 – Dados de entrada das ancoragens	94
Tabela 13 – Parâmetros utilizados no talude.....	99
Tabela 14 – Concepção talude com escavação de 6 metros.....	102
Tabela 15 – Concepção talude com escavação de 8 metros.....	103
Tabela 16 – Concepção talude com escavação de 12 metros.....	103
Tabela 17 – Dados de entrada tirante	107
Tabela 18 – Parâmetros fixos e variáveis de cada caso proposto.....	111
Tabela 19 – Máxima deformação lateral da parede para cada etapa.....	161
Tabela 20 – Estimativa do recalque máximo para cada etapa cortina de 6 metros (valores em mm).....	162
Tabela 21 – Estimativa do recalque máximo para cada etapa cortina de 8 metros (valores em mm).....	162
Tabela 22 – Estimativa do recalque máximo para cada etapa cortina de 12 metros (valores em mm).....	163

LISTA DE SÍMBOLOS

- A – área da seção transversal;
- c – intercepto de coesão do solo;
- c' – intercepto de coesão efetiva do solo;
- d – diâmetro da barra de aço do trecho livre;
- D – diâmetro do furo realizado para a instalação da ancoragem;
- D_e – diâmetro médio do trecho ancorado;
- D_p – diâmetro perfurado do trecho ancorado;
- D_s – diâmetro médio do bulbo do trecho ancorado;
- e – espessura do paramento;
- E_a – empuxo ativo do solo;
- E₁ – empuxo ativo atuante na parede equivalente;
- E – módulo de elasticidade ou módulo de Young;
- E_{ci} – módulo de elasticidade tangente inicial do concreto;
- E_{cs} – módulo de elasticidade secante do concreto;
- E_i – módulo de elasticidade inicial;
- E_t – módulo de elasticidade tangencial;
- F – força axial aplicada pelo tirante;
- F' – soma das forças de todos os tirantes em uma linha vertical por metro de cortina;
- F_a – força exercida pela ancoragem;
- F_i – carga de incorporação dos tirantes;
- FS – fator de segurança;
- f_{ck} – resistência característica a compressão do concreto;
- FS_p – coeficiente de segurança estimado em relação ao ângulo formado pela horizontal com plano de ancoragem;
- FS_{min} – coeficiente de segurança mínimo a ser adotado;
- F_t – carga de trabalho dos tirantes;
- F_a^{ult} – força de ancoragem última;
- F_a^{trab} – força de ancoragem de trabalho;
- f_{yk} – resistência característica à tração;
- G – módulo cisalhante;

H – altura total da estrutura;

h – profundidade em relação a superfície do terreno ao centro do bulbo;

h' – cobrimento mínimo ou profundidade de embutimento do tirante;

i – inclinação do talude com a horizontal;

I – momento de inércia;

k – coeficiente de ancoragem que depende do tipo de solo;

k_f – coeficiente de ancoragem;

K'' – constante para diversos tipos de solo de Aoki e Velloso;

L_b – comprimento do trecho ancorado ou bulbo;

L_L – comprimento do trecho livre;

N, NSPT – número de golpes do ensaio SPT;

n_d – coeficiente de aumento do diâmetro pela pressão de injeção;

n_h – fator de redução da profundidade;

n_l – coeficiente de redução do comprimento do bulbo devido à pressão não uniforme;

n_p – fator de protensão do terreno;

P – peso da cunha mais provável de deslizamento incluindo sobrecarga;

P₁, P_a – peso próprio de uma massa de solo;

q – sobrecarga;

q_s – resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo, ou resistência por atrito lateral bulbo-solo, ou ainda resistência lateral mobilizada na interface bulbo-solo;

q_c – resistência à penetração do cone do ensaio CPT ou CPTU;

Q_T – carga de trabalho dos tirantes;

R₁, R_a – reações aplicadas sobre os planos potenciais de ruptura;

S_h – espaçamento horizontal entre os tirantes;

S_v – espaçamento vertical entre os tirantes;

S_u – resistência ao cisalhamento não drenada;

T – força aplicada pela ancoragem;

T_L – capacidade de carga do trecho ancorado;

U – perímetro médio da seção transversal do trecho ancorado;

W – peso da cunha de ruptura mais a componente devida ao carregamento distribuído;

α – ângulo de inclinação do tirante com a horizontal;

α' – coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento não drenada;

α_E – coeficiente do módulo de elasticidade do concreto conforme agregado utilizado;

β – coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção;

β' – ângulo formado pelos tirantes com o plano crítico de deslizamento;

γ – peso específico do solo;

σ, σ_n – tensão normal ao referido plano;

σ' – tensão vertical efetiva no ponto médio do bulbo ;

σ'_r – pressão residual efetiva no ponto médio do trecho ancorado;

σ'_z – tensão vertical efetiva no ponto médio do trecho ancorado;

σ_1 – tensão de confinamento;

σ_3 – tensão de confinamento;

τ – tensão cisalhante ao referido plano;

$\tau_{\text{máx}}$ – tensão limite de cisalhamento;

ϕ – ângulo de atrito interno do solo;

ϕ' – ângulo de atrito efetivo interno do solo;

ϕ^* – ângulo de atrito interno do solo reduzido;

θ – ângulo de inclinação da ancoragem em relação a normal à superfície potencial de ruptura;

θ' – ângulo formado pela horizontal com plano de ancoragem;

θ_{cr} – ângulo formado pela horizontal com o plano crítico de deslizamento;

ψ – ângulo de dilatância;

Ψ_f – inclinação da face do talude;

Ψ_s – inclinação do topo do talude;

Ψ_{pcr} – inclinação da superfície potencial de ruptura;

λ – relação entre o fator de segurança desejado (FS_p) e o fator de segurança mínimo (FS_{mín});

ν – coeficiente de Poisson;

δ – atrito na interface solo/cortina;

δ' – ângulo formado pela horizontal com a inclinação topo do terreno;

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

FHWA – Federal Highway Administration

MEF – método dos elementos finitos

NBR – Norma Brasileira

IER - reinjeção ou injeção em estágios múltiplos

IEU – injeção em estágio único

SPT – Sondagem à percussão

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	23
1.1 CONTEXTO E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	23
1.2 OBJETIVOS	25
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	26
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
2.1 TIPOS DE ESTRUTURA DE CONTENÇÕES	27
2.1.1 Estruturas de Contenção Rígidas.....	29
2.1.2 Estruturas de Contenção Semi-Rígidas.....	30
2.1.3 Estruturas de Contenção Flexível	34
2.2 MODOS DE RUPTURA E CRITÉRIOS PARA PROJETO DE CORTINA ATIRANTADA.....	37
2.2.1 Estabilidade das Cortinas Atirantadas em Solo	37
2.2.2 Critérios de Projeto	39
2.2.3 Capacidade de Carga dos Tirantes em Solos	42
2.2.3.1 Método de Ostermayer (1974).....	42
2.2.3.2 Método de Bustamante e Doix (1985).....	45
2.2.3.3 Método de Costa Nunes (1987)	48
2.2.3.4 Método de Souza (2001)	49
2.2.3.5 Método de Joppert Jr, Mallamann e Iorio (2004).....	49
2.2.3.6 Norma Brasileira NBR 5629:2006	50
2.2.3.7 Método de Gomes e Porto (2015)	52
2.2.4 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE CORTINAS ATIRANTADAS PELA VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL	53
2.2.4.1 Método de Kranz (1953)	53
2.2.4.2 Generalização do método de Kranz.....	55
2.2.4.3 Método de Costa Nunes e Velloso	59
2.2.4.4 Método Brasileiro	60
2.3 MOVIMENTOS ASSOCIADOS A ESCAVAÇÕES.....	63
2.3.1 Escavações e deslocamentos.....	63
2.3.2 Danos às edificações vizinhas.....	80
2.4 INSTRUMENTAÇÃO E CONTROLE DE DANOS	82
2.4.1 Controle de Recalques.....	82

2.4.2 Controle de Verticalidade.....	83
2.4.3 Controle de Trincas.....	85
3 ANÁLISE PARAMÉTRICA DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES VIZINHAS A GRANDES ESCAVAÇÕES.....	87
3.1 VALIDAÇÃO DO MODELO	87
3.1.1 Descrição do modelo teste FHWA.....	87
3.1.2 Instrumentação	91
3.1.3 Etapas desenvolvidas no modelo em análise	92
3.1.4 Descrição do processo de modelagem no programa de MEF.....	92
3.1.4.1 Dados do Solo.....	92
3.1.4.2 Dados Perfil Metálico e Prancha Metálica	93
3.1.4.3 Dados das ancoragens.....	94
3.1.4.4 Limites do modelo e condições de contorno	94
3.1.4.5 Característica dos elementos finitos	95
3.1.4.6 Resultados.....	95
3.2 ESTRUTURA E ESTRATÉGIAS ADOTADAS E PARÂMETROS.....	97
3.3 DIMENSIONAMENTO PRELIMINAR DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO.....	100
3.4 MODELAGEM DA FUNDAÇÃO E ESTRUTURA DE CONTENÇÃO	105
3.4.1 Modelagem do Paramento de Contenção.....	105
3.4.2 Modelagem do Bulbo de Ancoragem.....	106
3.4.3 Modelagem do Trecho livre dos tirantes	106
3.4.4 Modelagem da Fundação Superficial	107
3.4.5 Modelagem da Fundação Profunda.....	109
3.5 DESCRIÇÃO DA ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	110
3.6 CARACTERÍSTICAS DA MALHA RESULTANTE DOS ELEMENTOS FINITOS ..	113
4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	114
4.1 FUNDAÇÃO SUPERFICIAL.....	114
4.1.1 Caso 1 – Distância do Paramento.....	114
4.1.2 Caso 2 – Aumento da rigidez do Paramento.....	119
4.1.3 Caso 3 – Parâmetros Geomecânicos, Módulo de Elasticidade.....	121
4.1.4 Caso 4 – Parâmetros Geomecânicos, Coesão	123
4.1.5 Caso 5 – Parâmetros Geomecânicos, Ângulo de Atrito do Solo.....	124
4.2 FUNDAÇÃO PROFUNDA	126

4.2.1 Caso 1 - Distância do paramento	126
4.2.2 Caso 2 – Aumento da Rigidez do Paramento.....	142
4.2.3 Caso 3 – Parâmetros Geomecânicos, Módulo de Elasticidade	146
4.2.4 Caso 4 – Parâmetros Geomecânicos, Coesão	150
4.2.5 Caso 5 – Parâmetros Geomecânicos, Ângulo de Atrito	154
5 PREVISÃO DOS RECALQUES PELOS MÉTODOS EMPÍRICOS.....	158
5.1 MÉTODOS EMPIRICOS	158
5.1.1 Método de Peck (1969)	158
5.1.2 Método de Clough e O'Rourke (1990).....	160
5.1.3 Método de Hsieh e Ou (1998)	161
5.1.4 Comparação da Modelagem com os Métodos Empíricos	165
5.1.5 Perfil de Recalque com variação dos parâmetros do solo.....	169
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	171
6.1 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS.....	171
6.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS	171
6.3 PREVISÕES DE RECALQUE	172
6.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	172
REFERÊNCIAS	174

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

A evolução de novas técnicas utilizadas na construção civil está ligada a necessidade de se obter soluções sobre vários desafios, como exemplos podem ser citadas as reduções de custos, prazos, aumento de rentabilidade, melhoria da qualidade, etc. Segundo Milititsky (2016), um dos problemas mais recentes está relacionado com a diminuição de novos espaços para a construção e a necessidade da execução de escavações cada vez mais profundas, algo que aumenta em zonas urbanas. Mesmo faltando espaço, a procura por novas construções não deixou de existir e como tal são necessárias novas técnicas para conseguir construir novas estruturas com enormes desafios de segurança e exequibilidade a serem enfrentados, além da previsão e da remediação dos possíveis efeitos sobre as construções vizinhas.

Em grandes centros urbanos, a demanda pelo aumento de projetos é alta, e com a falta de espaço à superfície é necessária a introdução de técnicas de escavação e de contenções periféricas para que a exploração dos espaços subterrâneos de lugar a estruturas como garagens, shaft de túneis, valas de metrô, etc. Porém a utilização de estruturas de contenção para garantir a segurança das escavações implica projetar e executar soluções que envolvam não somente o dimensionamento aos esforços que essas estruturas estão sujeitas, mas também avaliar seus efeitos no solo adjacente e suas implicações nas estruturas já existentes.

Com a população mundial apresentando um crescimento exponencial, foram surgindo edifícios cada vez mais elevados com opções de serviços de conforto e o bem-estar de seus ocupantes. Segundo IESP (2006) na cidade de São Paulo, antes das décadas de 1980-1990, para cada unidade de apartamento ou escritório de um edifício era previsto apenas uma vaga de garagem, sendo que qualquer necessidade adicional era uma opção a ser exercida pelo proprietário. Já a partir da década de 90 qualquer empreendimento deve contar com um grande número de garagens, sem o que o mesmo se torne economicamente inviável. Embora as necessidades sejam ditadas pela legislação de aproveitamento dos terrenos de cada cidade recomenda-se atualmente no mínimo um nível de garagem para cada cinco andares de um edifício comercial ou residencial. Segundo Eskesen (2016), prevê-se que entre 1950 e 2050 a população mundial passe de 2,5 bilhões de pessoas para 9 bilhões, encontrando-se previsto que a população urbana aumente dos 13% da população mundial registrada em 1950 para os 70% da que se irá registrar em 2050. Estima-se que a população global chegou a 7,8 bilhões de pessoas, em julho de 2020, e já 50% vive em centros urbanos.

Tendo em conta a procura por novos espaços, surgem técnicas que ajudam a materializar essa procura de soluções. A principal solução são as estruturas de contenções, que podem ser classificadas em dois tipos: as rígidas, que devido à elevada rigidez a cortina praticamente não apresenta deformações por flexão, e as flexíveis, que são definidas pelo Eurocode 7 como estruturas relativamente pouco espessas, que apresentam elevada resistência à flexão, conferindo ao peso próprio da parede uma contribuição insignificante para a estabilidade da estrutura. Estas estruturas permitem que se façam escavações verticais e que façam a contenção periférica dos solos ao redor do perímetro da escavação. O desempenho das contenções está intimamente ligado às alterações das propriedades de resistência e deformação do solo. Segundo Milititsky (2016), escavações nas proximidades de edificações vizinhas nem sempre são conduzidas de forma segura e projetadas adequadamente, podendo resultar em acidentes.

Deve-se observar que, devido aos inevitáveis deslocamentos gerados pela escavação, é mais comum haver incidentes associados aos danos estruturais de edificações vizinhas do que à ruptura global do maciço trabalhado. Portanto, quando há necessidade de realizar escavações em grandes centros urbanos, é muito importante prever a magnitude e a distribuição dos deslocamentos no sentido de antecipar e prevenir as consequências para as estruturas circunvizinhas, além de garantir que não ocorra a ruptura do maciço escavado.

Segundo Massad (2005), a medição e previsão do desempenho do sistema de contenção confere maior segurança à obra, na identificação e tratamento dos fatores potencialmente críticos da escavação, como controle das deformações. Em situações de escavações temporárias o maior risco se concentra no período construtivo que pode coincidir com períodos de chuvas intensas e prolongadas. Outro risco em potencial se encontra em países em desenvolvimento, em que algumas escavações profundas podem ficar expostas por longo período por falta de verba para conclusão das obras. Na Figura 1 temos uma escavação com 19 metros de profundidade protegida com parede diafragma atirantada junto a um prédio com fundações diretas superficiais.

Figura 1 – Escavação de 19,0 m de profundidade, com edificação vizinha



Fonte: Milititsky (2011).

1.2 OBJETIVOS

Esta pesquisa tem como objetivo geral quantificar, utilizando um software de elementos finitos, a variação das solicitações e deslocamentos que ocorre sobre as fundações circunvizinhas a grandes escavações, em suas respectivas etapas construtivas.

Para que esse objetivo seja alcançado foram estipulados os seguintes objetivos específicos:

- Realizar um estudo de um estudo paramétrico que visa analisar o comportamento tensão-deformação de uma cortina atirantada face à influência de determinados parâmetros, sendo ele o módulo de elasticidade, coesão, coeficiente de atrito e a rigidez da cortina alterando sua espessura;
- Avaliar a influência da rigidez em função da altura da escavação, que será considerada pelos modelos em corte vertical com altura variando em três patamares, a saber 6, 8 e 12 metros.
- Verificar os deslocamentos gerados em fundações superficiais de uma edificação vizinha hipotética;
- Verificar as solicitações de flexão e cisalhamento de fundações profundas de uma edificação vizinha hipotética, além de seus deslocamentos;

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Para alcançar os objetivos, essa dissertação foi dividida em 6 capítulos:

No Capítulo 1 são apresentados o contexto e justificativa da pesquisa, bem como os objetivos almejados para as diversas etapas do estudo.

O Capítulo 2 consiste na revisão bibliográfica necessária para o desenvolvimento do presente trabalho, onde são abordados temas referentes aos tipos de estruturas de contenção, modos de rupturas e critérios de dimensionamentos das estruturas de contenção, movimentos associados às escavações, instrumentação e controle de danos.

No Capítulo 3 são descritas as características de todas as etapas para elaboração do modelo numérico que será analisado.

O Capítulo 4 aborda a análise e discussão dos resultados obtidos.

O capítulo 5 trata da previsão dos recalques superficiais máximos e sua distribuição com a distância à face da parede a partir dos métodos empíricos, procurando comparar os resultados obtidos e verificar os métodos que apresentam uma melhor adequação aos resultados experimentais para cada uma das etapas executivas.

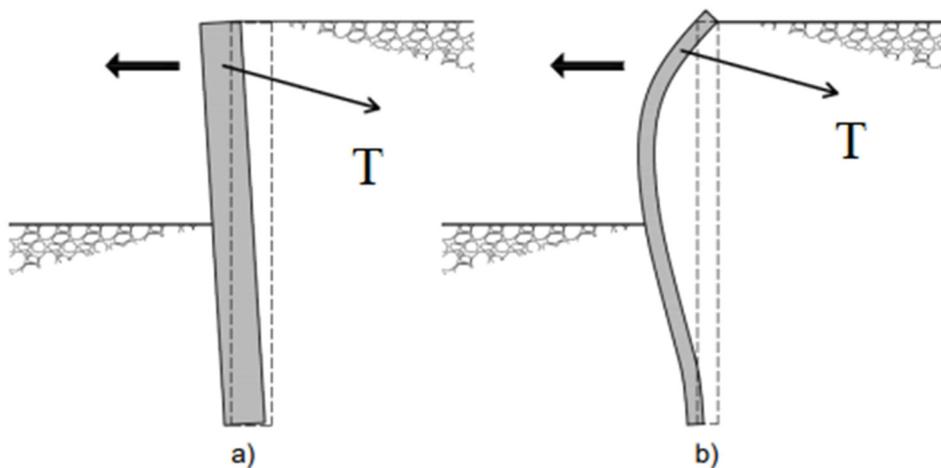
O Capítulo 6 constam as conclusões obtidas na dissertação, bem como as respostas dos objetivos geral e específicos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 TIPOS DE ESTRUTURA DE CONTENÇÕES

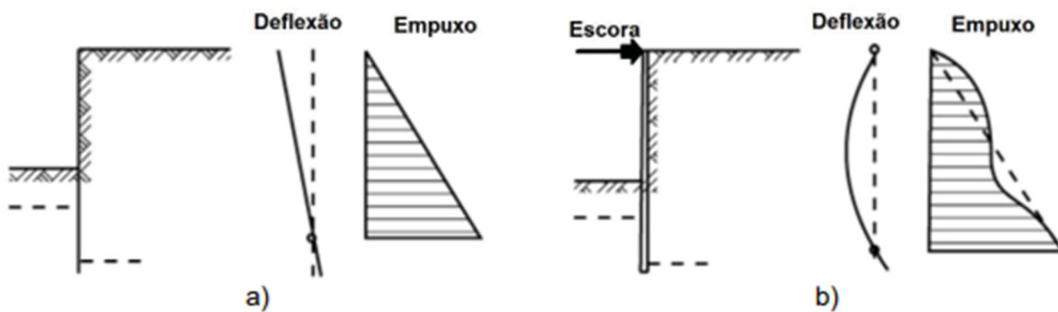
Segundo Dell'Avanzi (2014), de acordo com seu potencial de deformabilidade as estruturas de contenção podem ser classificadas em estruturas rígidas, semi-rígidas e flexíveis e essa diferenciação é muito importante, pois as deformações nas estruturas condicionam a distribuição das tensões laterais atuantes sobre a estrutura de contenção, conforme pode ser observado nas Figuras 2 e 3, as deformações e as distribuições de tensões, respectivamente.

Figura 2 - Tipos de estruturas de contenção – a) Estrutura perfeitamente rígida – b) Estrutura flexível.



Fonte: Magalhães (2015).

Figura 3 - Distribuição das tensões laterais - a) Estrutura rígida em rotação – b) Estrutura Flexível



Fonte: Magalhães (2015).

Deformações e movimentos de parede em escavações são função da resistência do solo e rigidez da parede, sendo a rigidez da parede uma função da rigidez estrutural (E.I) da parede e o espaçamento vertical das ancoragens (L). A rigidez da parede é uma quantidade importante a ser entendida, uma vez que paredes rígidas se comportam de maneira diferente

das flexíveis. A rigidez depende do material da parede, propriedades da seção e espaçamento do suporte. Uma quantidade útil para estimar a rigidez da parede de espessura unitária (tensão plana) é dada por:

$$k = \frac{E \cdot I}{\gamma_w L^4} \quad (1)$$

Onde:

k = rigidez da parede (adimensional);

E = Módulo de Elasticidade do sistema de parede;

I = Momento de inércia do sistema de parede;

L = distância média entre os tirantes;

γ_w = peso específico da água.

Para paredes não contínuas, as propriedades da parede são calculadas em relação à largura da parede.

A Tabela 1 apresenta valores típicos de rigidez ($E \cdot I$) de alguns tipos de estruturas de contenção. Por apresentarem baixa rigidez, as cortinas de estacas pranchas permitem deformação por flexão e por isso são consideradas flexíveis. Já as estacas secantes e as paredes diafragmas são consideradas estruturas rígidas por geralmente apresentarem uma rigidez elevada.

Tabela 1 - Valores de rigidez para cortinas flexíveis e rígidas

Rigidez da Cortina	Tipo de Cortina	$E \cdot I$ (k-ft/ftx10 ⁴)	$E \cdot I / L^4$ (MPa/m)	
Flexível	Estaca Prancha	0.3 to 5.0	0,054	(1)
	Perfil Pranchado	0.1 to 4.0	0,022	(2)
Rígida	Estaca Secante	8.0 to 250.0	3,500	(3)
	Parede Diafragma Contínua	30.0 to 150.0	1,796	(4)
	Parede Diafragma Discreta	35.0 to 160.0	1,347	(5)

1) Rigidez relativa baseada em estacas-pranchas PZ-27. Por Olmsted Prototype Wall.

(2) Rigidez relativa baseada em vigas soldadas HP12 × 53 espaçadas a 2,44 metros de eixo a eixo. De acordo com o exemplo de projeto FHWA-RD-97-130.

(3) Rigidez relativa baseada em estacas de caixotões de 1,534 metros de diâmetro espaçadas a 2,14 metros entre eixos. Projeto de eclusas e barragens do rio Per Monongahela 2.

(4) Rigidez relativa com base na parede da vala de lama contínua de 1,543 metros de espessura. Bonneville Navigation Lock Parede de amarração temporária.

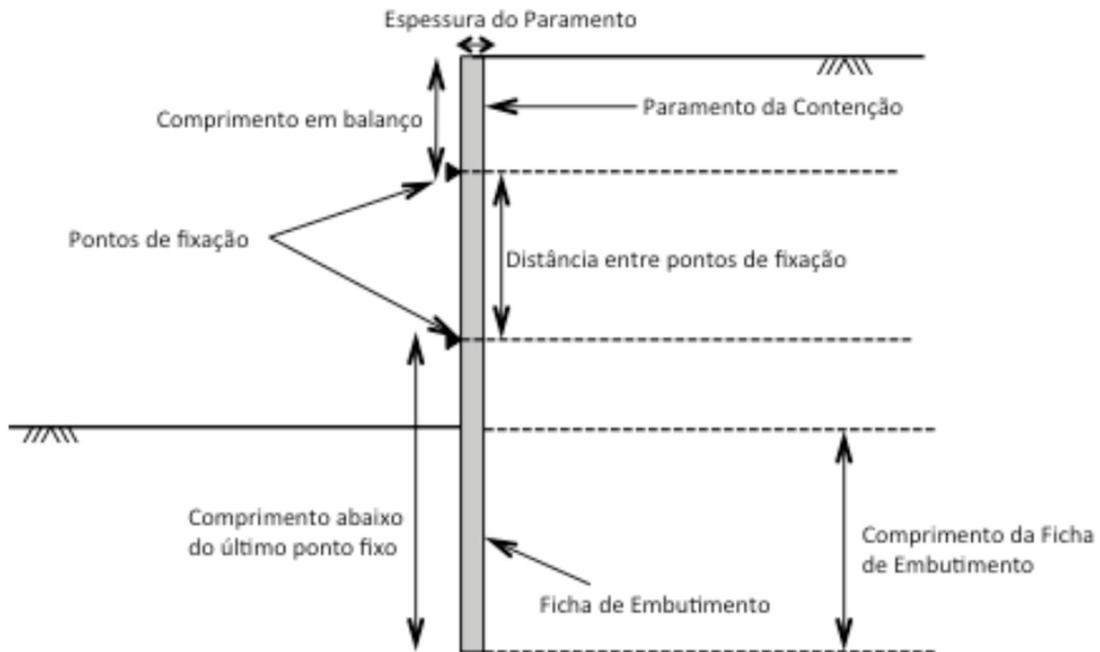
(5) Rigidez relativa baseada em vigas de soldado W36 × 393 a 1,83 metros entre eixos com revestimento de concreto. Por Bonneville Navigation Lock Parede Upstream

Segundo Dell'Avanzi (2014), a rigidez do paramento dependerá de:

- (a) altura livre de corte e seu trecho em balanço;
- (b) relação entre a espessura do paramento e a distância entre pontos de fixação, que podem ser em estroncas ou ancoragens;
- (c) comprimento abaixo do último ponto de fixação, que compreende a região da ficha da cortina e do trecho da cortina entre o fundo da escavação e o último ponto de fixação.

Como verificação sucinta, toda vez que a espessura do paramento for igual ou superior a 10% da distância entre pontos de fixação, o paramento pode ser considerado rígido do ponto de vista estrutural (DELL'AVANZI,2014). Na figura 4 podemos observar todos os elementos citados anteriormente.

Figura 4 - Designação geral dos componentes de uma contenção



Fonte: Dell'Avanzi (2014).

2.1.1 Estruturas de Contenção Rígidas

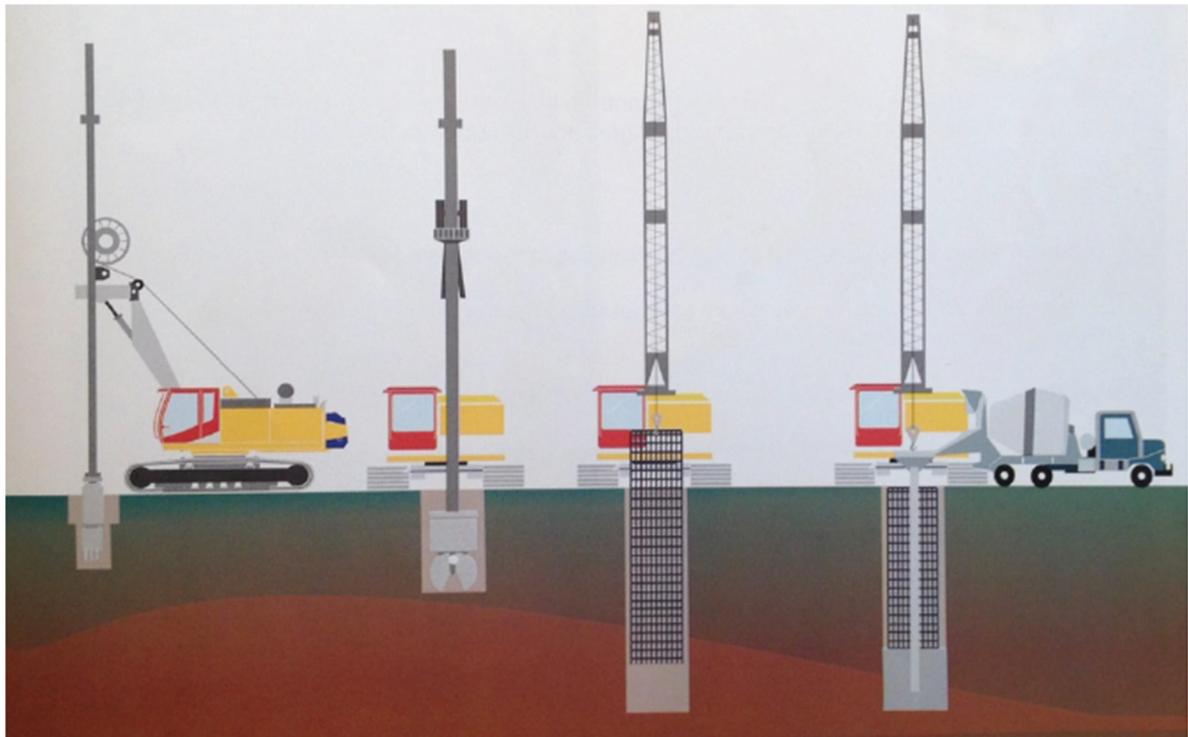
As estruturas de contenção rígidas geralmente são estruturas contínuas, que podem ser construídas em alvenaria, concreto simples ou armado, verticais ou quase verticais, geralmente apoiadas sobre uma fundação rasa.

Segundo Magalhães (2015), nesse tipo de estrutura de contenção, o peso próprio da estrutura exerce uma contribuição significativa para a estabilidade da estrutura, ficando sujeita

apenas a deslocamento de rotação e de translação e não apresenta praticamente deformações por flexão, como é o caso dos muros de gravidade e paredes diafragmas.

Como exemplo de cortinas rígidas tem-se as paredes diafragmas, que embora o peso próprio da estrutura não exerça uma contribuição significativa para sua estabilidade, devido à elevada rigidez a cortina praticamente não apresenta deformações por flexão. Estas paredes são constituídas por lamelas executadas por um equipamento denominado de Clam Shell, a vantagem de uso desse tipo de solução é a possibilidade de execução junto à outras edificações pré-existentes, garantindo a rigidez e a integridade necessárias ao bom desempenho da contenção.

Figura 5 - Processo executivo de uma lamela de uma parede diafragma



Fonte: Fundesp (2006).

2.1.2 Estruturas de Contenção Semi-Rígidas

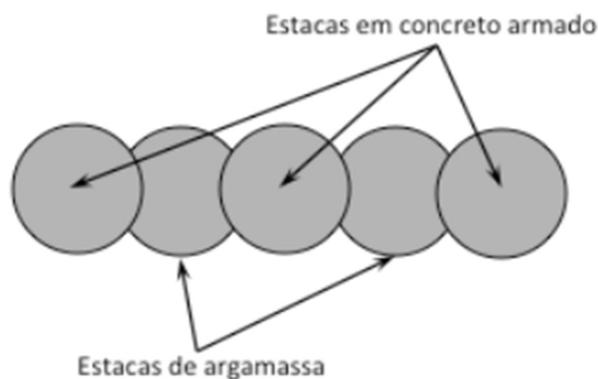
As cortinas semi-rígidas são em geral compostas por estacas e podem ser executadas como:

a) Paramentos em Estacas Secantes

O paramento em estacas secantes envolve a execução de estacas armadas alternadas as estacas de argamassas não armadas. Nesse caso, as estacas de argamassa (sem armadura) são

executadas por primeiro e ao final do período de pega destas, executa-se as estacas armadas de tal modo que o equipamento possa escavar o concreto, o que permite a fusão de uma estaca com a outra. O resultado é uma cortina diafragma de boa estanqueidade. Pelas características de execução desse tipo de contenção, a ficha deve ser considerada continua longitudinalmente, para efeitos de cálculo dos empuxos passivos. Na figura 6 pode ser observado uma vista em planta deste tipo de estrutura de contenção, em que se tem as estacas armadas entre as estacas não armadas.

Figura 6 – Vista superior do paramento em Estacas Secantes

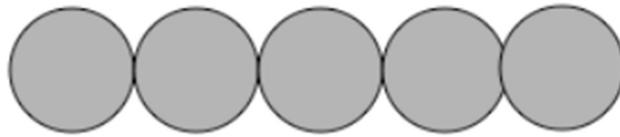


Fonte: Dell'Avanzi (2014).

b) Paramentos em Estacas Tangentes

As estacas tangentes podem ser executadas com estacas escavadas ou com estacas em concreto pré-moldado. No caso de estacas em concreto pré-moldado, a cravação se dá com um afastamento entre elementos da ordem de 2 cm. No caso de estacas escavadas, o afastamento entre dois elementos adjacentes é da ordem de 5 cm de modo a considerar a possibilidade de alargamento do diâmetro do fuste da estaca devido ao peso da coluna de concreto contra o solo circundante. Pelas características de execução desse tipo de contenção, a ficha deve ser considerada continua longitudinalmente, para o efeito de cálculo dos empuxos passivos. Na figura 7 pode-se observar a vista superior de um paramento em estacas tangentes, diferente das estacas secantes não há uma união entre as estacas não garantindo boa estanqueidade.

Figura 7 – Vista superior paramento em Estacas Tangentes

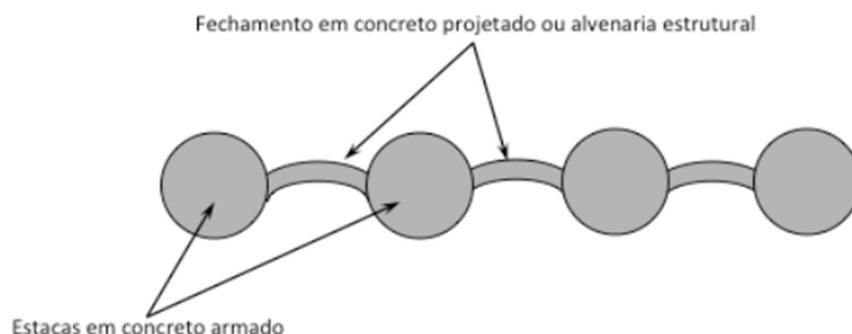


Fonte: Dell'Avanzi (2014).

c) Paramentos em Estacas Discretas

O paramento em estacas discretas consiste na execução de estacas, que em geral são estacas escavadas, afastadas entre si, medidos de centro a centro das estacas, de dois a três diâmetros, isto corresponde as distâncias entre faces de um a dois diâmetros. Pode-se adotar espaçamentos maiores desde que o solo permita uma escavação segura para execução do fechamento intermediário. O espaço resultante entre as estacas deve ser preenchido com concreto ou com alvenaria que têm como função reduzir a infiltração e a erosão. A ficha pode ser considerada contínua longitudinalmente caso as estacas estejam afastadas a uma distância máxima de dois diâmetros, medida de centro a centro do elemento. Segundo Dell'Avanzi (2014), a partir de dois diâmetros de afastamento de centro a centro das estacas, o efeito de arqueamento no solo, que contribui para a redistribuição das tensões aos dois elementos contíguos do paramento diminui. Neste caso, o solo na região da ficha da contenção poderá atingir o estado limite passivo ditado pelo estado de tensão da massa de solo nas imediações da estaca isolada ao invés do conjunto de estacas. Como consequência, a ficha deverá ser considerada discreta para efeito de cálculo das tensões horizontais passivas. Na figura 8 temos uma vista superior de um paramento em estacas discretas indicando seus fechamentos.

Figura 8 – Paramento em Estacas Discretas



Fonte: Dell'Avanzi (2014).

Segundo Dell'Avanzi (2014), as cortinas de contenção em estacas podem ser consideradas rígidas caso a inércia do conjunto de estacas alinhadas seja equivalente ao de uma parede diafragma que obedeça a relação espessura da parede x distância entre pontos de fixação maior ou igual a 10%.

Para garantir a continuidade do conjunto é necessária a execução de uma viga de solidarização no topo das estacas. Geralmente, também se instalam vigas nas alturas dos pontos de fixação da cortina visando contribuir para uma melhor homogeneização dos deslocamentos da cortina. Na figura 9 pode-se observar a viga de solidarização no topo das estacas e as vigas intermediárias em seus pontos de fixação.

Figura 9 – Cortinas atirantadas de estacas escavadas



Fonte: Escoll (2021).

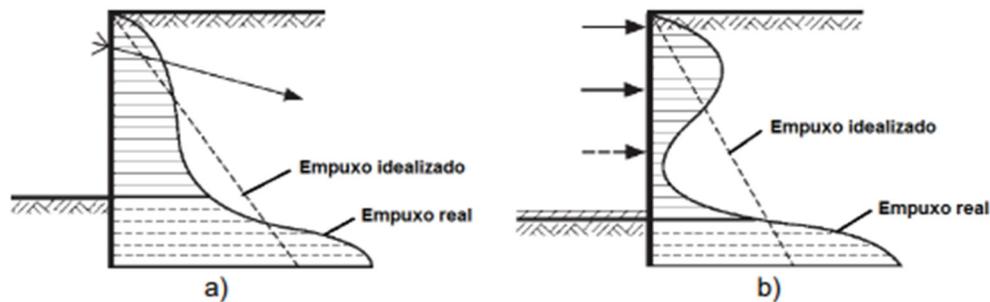
2.1.3 Estruturas de Contenção Flexível

Segundo Terzaghi (1943), as estruturas de contenção flexíveis são definidas como cortinas que experimentam em serviço deformações por flexão e essas deformações são susceptíveis de condicionar a grandeza e a distribuição dos empuxos.

Durante a década de 40 e 50, pesquisadores como Terzaghi (1943 e 1954), Tschebotarioff (1951) e Rowe (1952,1955 e 1956), destinaram consideráveis esforços ao entendimento da flexibilidade em estruturas de contenção e seus respectivos efeitos na distribuição dos empuxos laterais.

Os estudos dos autores supramencionados comprovaram que, ao contrário da maneira idealizada, onde o empuxo cresce linearmente com a profundidade em condições de trabalho, a flexibilidade da estrutura pode levar à redistribuição do empuxo, como pode ser visto na Figura 10.

Figura 10 – Empuxo idealizado versus o real - a) Cortina ancorada – b) Cortina escorada.

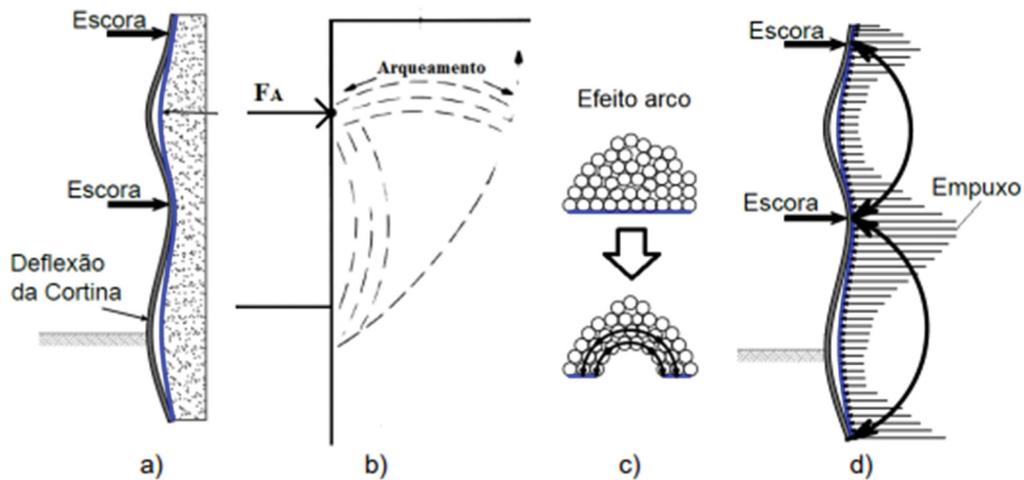


Fonte: Magalhães (2015).

Um exemplo de cortinas flexíveis são as cortinas compostas por perfis metálicos e paramento em pranchas de concreto pré-moldado (ou pranchas de madeira). A isostaticidade da cortina é alcançada com a utilização de uma viga de solidarização e instalação de pontos de fixação intermediários. Segundo Dell’Avanzi (2014), esse tipo de cortina não pode ser adotada em situações onde não pode haver mobilização dos paramento.

As deformações por flexão experimentadas pela cortina provocam deslocamentos relativamente maiores em alguns pontos do que em outros, e isso gera a redistribuição das tensões laterais, como pode ser exemplificado na Figura 11.

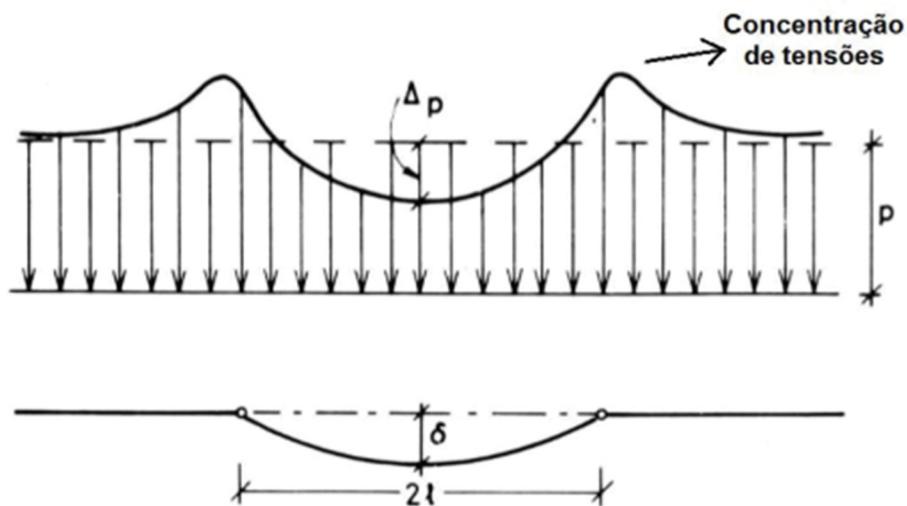
Figura 11 - Mecanismos da redistribuição das tensões laterais – a) Deformação da estrutura – b) Arqueamento do solo – c) Efeito arco – d) Concentração de tensões próximo as ancoragens.



Fonte: Magalhães (2015).

Essas diferenças de deslocamento ao longo da altura da parede aumentam as pressões de terra nas zonas com menores deslocamentos e reduzem as mesmas nas zonas de maiores deslocamentos como pode ser observado na figura 12.

Figura 12 - Efeito Arco



Fonte: Magalhães (2015).

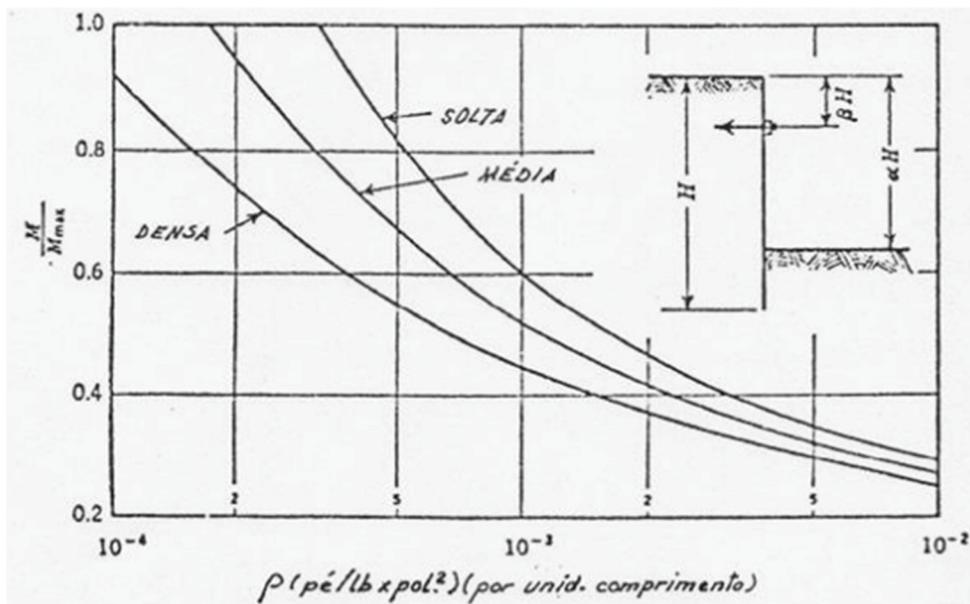
Nas contenções os efeitos do fenômeno de arco causam aumento das cargas em seus pontos de fixação, tirantes ou escoras, e redução de momento fletor na cortina. Segundo Magalhães (2015), embora o efeito de arco esteja muito presente no início das operações da

cortina, a tendência é que as pressões laterais voltem para o estado de tensão natural do terreno.

Terzaghi (1954) pondera que “não parece justificável confiar nos benefícios a serem obtidos a partir de uma diferença entre a real distribuição do empuxo e a distribuição calculada com base na teoria de Coulomb”, já que, o retorno dos empuxos linearmente distribuídos poderia ocorrer para deslocamentos muito pequenos dos apoios, que podem ser causados, por exemplo, por vibrações, recalque de uma fundação superficial entre outros.

Em uma serie de publicações na década de 50, Rowe formulou um método que relaciona a flexibilidade da estrutura e a redução em porcentagem do momento fletor máximo atuante na cortina. Seu objetivo era obter vantagem da redução do momento fletor causado pela redistribuição das tensões laterais.

Figura 13 -- Relação entre a porcentagem do momento fletor máximo atuante na cortina e a sua flexibilidade para três densidade distintas de areias



Fonte: adaptado de Rowe, (1952).

O parâmetro ρ representa a flexibilidade da estrutura de contenção e é definida pela Equação 2).

$$\rho = H^4 / (E_E \cdot I) \tag{2}$$

Onde:

– H : altura da estrutura,

- E_E : módulo de Young, e
- I : momento de inércia da cortina.

Em 1956, Rowe admite que pequenas deformações na cortina podem restabelecer empuxos linearmente distribuídos (forma proposta por Coulomb), e por isso não se recomenda a redução dos momentos fletores no dimensionamento das cortinas.

Por haver uma concentração de tensões na parte superior da cortina, principalmente no nível do ponto de apoio, Rowe em 1956 propõe que as cargas nas ancoragens devem ser majoradas em até 25% da carga obtida pelo método da base livre ou *Free Earth Support*. Esse método é utilizado para se obter como resultado a altura total da estrutura, as cargas nos apoios (tirantes e escoras) e os esforços na estrutura (momento fletor e cortante) e considera que a profundidade enterrada abaixo do nível da escavação e a resistência do solo sejam insuficiente para produzir um engastamento na base da cortina, como consequência a cortina fica livre para girar em torno de sua extremidade inferior.

Bjerrum et al (1972), concluiu em seu trabalho, que estruturas ancoradas por grampos ou tirantes, a redistribuição das tensões laterais não deve ser utilizada como vantagem na redução dos momentos fletores para o dimensionamento, pelo fato dos elementos de ancoragem não serem rígidos o suficiente para garantir que a redistribuição de empuxo seja permanente.

2.2 MODOS DE RUPTURA E CRITÉRIOS PARA PROJETO DE CORTINA ATIRANTADA

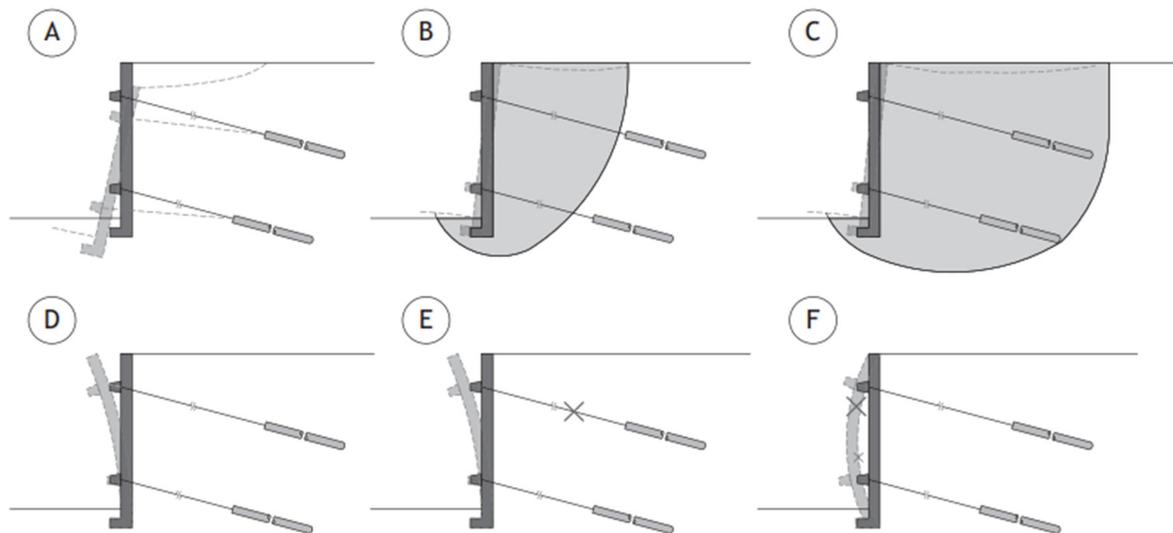
A cortina atirantada é uma estrutura de contenção que possui uma parede de concreto armado, em geral vertical, ancorada no solo ou na rocha através de tirantes, posicionados fora da superfície de ruptura do maciço que transmite carga ao mesmo de forma a equilibrar as forças atuantes de ruptura, para a estrutura permanecer estável, sem que haja rupturas devido à ação de cargas externas ou excesso de deformações. (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

2.2.1 Estabilidade das Cortinas Atirantadas em Solo

Segundo Milititsky (2000) as escavações nas proximidades de edifícios nem sempre são conduzidas de forma segura e projetadas adequadamente, podendo resultar em acidentes.

Os manuais do GeoRio (2000,2014), apresentam os modos de ruptura de uma cortina atirantada que devem ser verificados durante a elaboração de um projeto (figura 14).

Figura 14 – Modos de ruptura de uma cortina atirantada: (A) ruptura de fundação; (B) e (C) ruptura de talude; (D) deformação excessiva; (E) ruptura dos tirantes; (F) ruptura do painel.



Fonte: GeoRio (2014)

More (2003) faz uma breve descrição dos modos de ruptura que uma cortina atirantada está sujeita, conforme mostrado na Figura 14:

- a) Ruptura da fundação – este tipo de ruptura ocorre quando o material abaixo da fundação da cortina possui baixa capacidade de suporte, isso pode ser verificado preliminarmente, através de investigação geotécnica, a partir da qual é possível de extrair parâmetros para a análise da capacidade de suporte do solo de fundação empregando metodologias apropriadas. Nesse caso, deve-se avaliar a necessidade do uso de fundações profundas;
- b) Ruptura de talude – o projeto deve garantir que não haverá ruptura entre o trecho ancorado e o painel, isto pode acontecer quando o solo da região onde a cortina está localizada tem baixa resistência à compressão. Neste caso, também pode ser verificado através de investigação geotécnica no solo local;
- c) Ruptura global do talude – ruptura de maior risco durante o processo de escavação, devido ao posicionamento incorreto do sistema de protensão dentro da superfície de ruptura ou ruptura generalizada profunda.

- d) Ruptura por deformação excessiva - pode acontecer quando o talude depois de escavado se deforma excessivamente antes de ser possível a realização da incorporação das cargas em um nível das ancoragens;
- e) Ruptura dos tirantes - pode ocorrer se os componentes do sistema atirantado forem individualmente inadequados ou devido à ocorrência de sobrecarga nas ancoragens durante a construção, quando nem todos os níveis de ancoragem foram ainda instalados;
- f) Ruptura da cortina – ocorrência de ruptura por flexão devido ao dimensionamento estrutural inadequado ou ruptura por puncionamento na região das ancoragens.

2.2.2 Critérios de Projeto

O pré-dimensionamento das ancoragens, de modo a se definirem ângulo de inclinação, comprimento e espaçamento, vertical e horizontal, é influenciado por vários fatores, como execução e estruturas vizinhas. Verifica-se que podem ser encontradas várias orientações acerca de critério a serem aplicados para o pré-dimensionamento de cortinas atirantadas, como detalhado a seguir:

- a) Ângulo de inclinação do tirante com a horizontal (α):

A inclinação, quanto mais próxima de zero (tirante horizontal), torna mais eficiente à ancoragem. Entretanto, usualmente empregam-se valores que variam entre 10° a 30° por questões executivas, perfuração e injeção da calda de cimento. Os valores máximos são limitados a estruturas vizinhas e profundidade do solo de ancoragem. No caso da existência de obstáculos, tais como fundações de obras vizinhas, dutos enterrados ou até mesmo a localização mais profunda do solo de ancoragem dos tirantes no maciço a ser estabilizado, a inclinação adotada pode ser substancialmente superior, podendo atingir valores entre 20° a 45° (MATOS FERNANDES, 1990, apud MORE, 2003).

Portanto, tem-se:

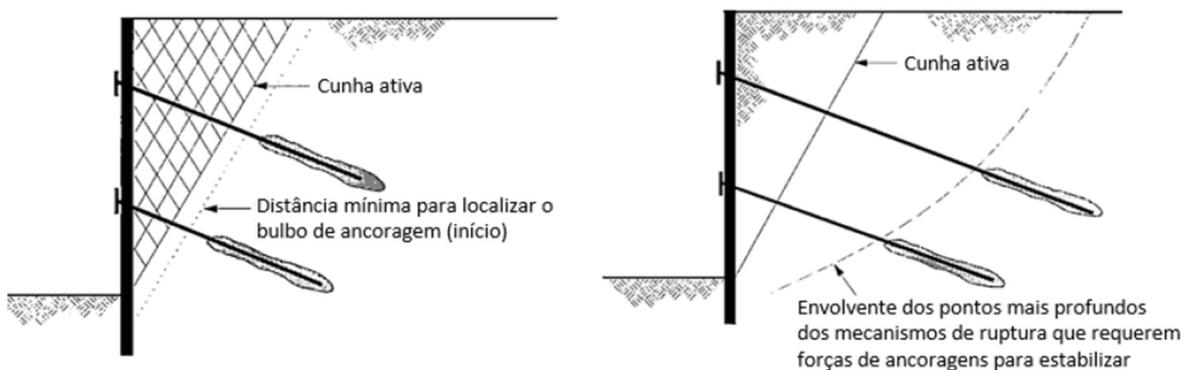
- Para $\alpha \geq 10^\circ$ é recomendado para evitar que a calda de cimento retorne pelo furo durante o processo executivo, sem atingir os níveis mais profundos;
- Para $20^\circ \geq \alpha \leq 30^\circ$ inclinações usualmente empregadas, na qual a componente horizontal dos esforços transmitidos pelo tirante ao maciço seja mais efetiva que a vertical;

- Para $30 \geq \alpha \leq 45^\circ$ empregado quando há necessidade de desvio de obstáculos ou para garantir a ancoragem no terreno resistente, evitando que comprimento do trecho livre seja excessivo.

b) Comprimento do trecho livre (L_1) e o comprimento do trecho ancorado (L_b)

O comprimento livre de ancoragem (L_1) é definido considerando-se dois critérios básicos simultaneamente: (1) posicionamento da superfície potencial de ruptura do solo e (2) espessura mínima de recobrimento de solo de modo a garantir a ancoragem no terreno (DELL'AVANZI, 2014). Esta distância, geralmente, impõe o comprimento livre mínimo das ancoragens. Assim como, o comprimento necessário para transmitir as forças ao terreno sem atingir a sua capacidade limite de ancoragem, determina o comprimento do trecho ancorado (L_b) o comprimento do bulbo de ancoragem.

Figura 15 – Contribuição das ancoragens na estabilidade de uma obra ancorada



Fonte: Adaptada de FHWA-IF-99-015, (1999).

Littlejohn (1972), Ostermayer (1976), FHWA-IF-99-015 e a norma NBR 5629:2006, apresentam sugestões quanto ao comprimento de ancoragem:

- Os bulbos de ancoragem devem estar situados fora da cunha de empuxo ativo do solo suportado pela cortina ancorada a cerca de 1,5m ou 1,5H (o maior entre eles, sendo H altura total do paramento);
- O comprimento mínimo do trecho livre deve ser de 5 a 6 m;
- Comprimento do trecho ancorado deve ser verificado de acordo com a capacidade de carga necessária para estabilizar o maciço, de maneira que a superfície de ruptura global passe sobre o centro do trecho ancorado ou além

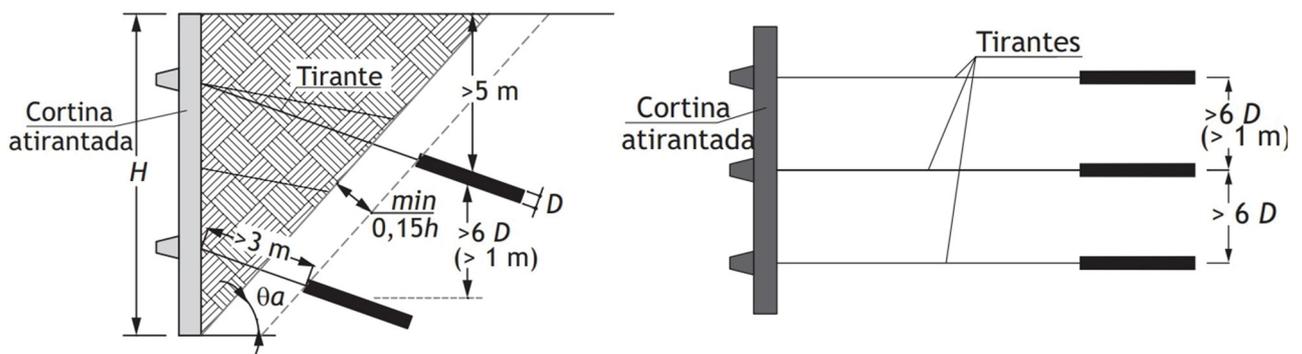
da superfície que ofereça o fator de segurança mínimo recomendado pela norma.

- O comprimento mínimo dos bulbos de ancoragem deve ser 3 m.

c) Distâncias entre tirantes ou espaçamento vertical (S_v) e horizontal (S_h)

A FHWA-IF-99-015 (1999), com a finalidade de minimizar a interferência entre ancoragens, indica que o espaçamento mínimo entre bulbos de ancoragens deve ser da ordem de 1,50 m. Pinelo (1980), por meio de seus estudos utilizando o método dos elementos finitos, recomendou utilizar os espaçamentos mínimos maior que $6.D_e$ (distância entre os centro dos tirantes) desde que seja maior que 1,0 m, como indicado na Figura 16. A NBR 5629:2006 não apresenta a indicação de distância ou espaçamento mínimo entre tirantes.

Figura 16 – Espaços entre ancoragens (S_v)



Fonte: Pinelo, (1980, apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016)

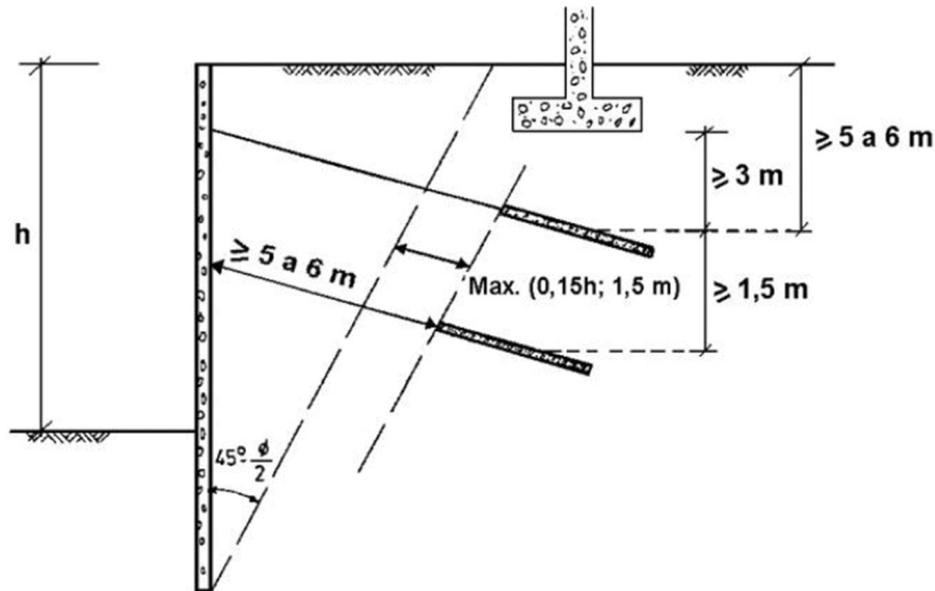
d) Cobrimento mínimo ou profundidade de embutimento do tirante (h')

Para evitar que não haja fuga da calda cimento na superfície e garantir uma maior tensão de confinamento sobre a região da ancoragem, recomenda-se um cobrimento mínimo de solo acima da ancoragem. O aumento da profundidade e, conseqüentemente, do nível de confinamento provoca uma maior mobilização da resistência da zona de ancoragem, deixando a estrutura mais estável (CARVALHO, 2009).

A FHWA-IF-99-015 (1999) considera que não ocorre a ruptura parcial do terreno em ancoragens construídas a profundidades superiores a 4,5 m. A NBR 5629:2006, recomenda que o recobrimento de solo mínimo sobre o trecho de ancoragem seja de cerca de 5,0 m sobre

o centro do trecho de ancoragem. More (2003) complementa que no caso de existência de fundações de edifícios o comprimento mínimo abaixo do obstáculo deve ser de 3,0 m.

Figura 17 – Localização e medidas mínimas recomendadas dos tirantes protendidos no dimensionamento de cortinas atirantadas



Fonte: Fernandes (1983 apud MENDES, 2010)

2.2.3 Capacidade de Carga dos Tirantes em Solos

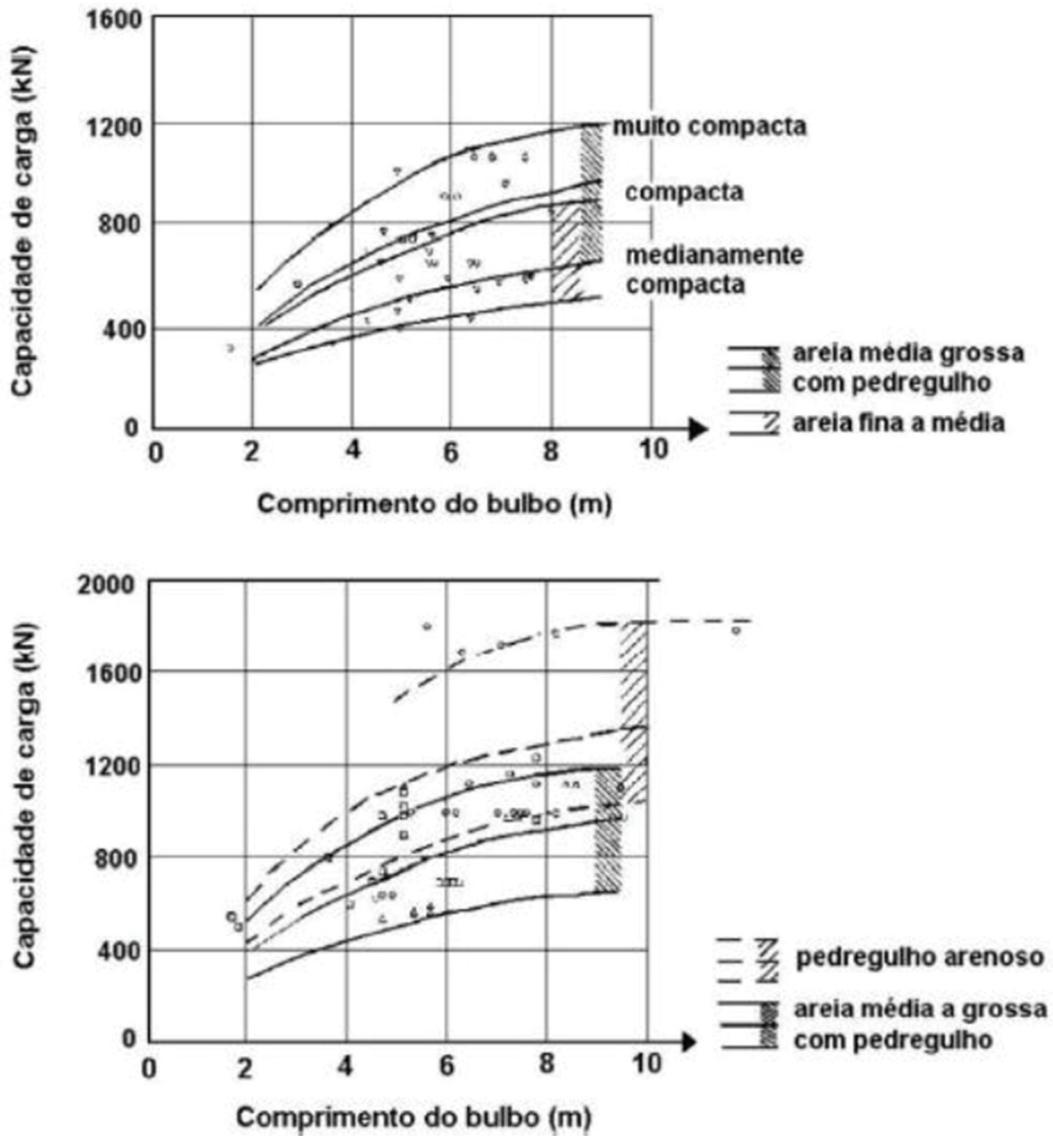
A seguir são apresentados os principais métodos utilizados para a previsão de capacidade de carga limite em ancoragens.

2.2.3.1 Método de Ostermayer (1974)

O método consiste na determinação a partir de ábacos de capacidade de carga limite (T_L) por meio de correlação com comprimento do trecho ancorado ou bulbo (L_b). Ostermayer (1974) com base na análise dos resultados de 300 ensaios realizados na Alemanha, em solos argilosos e arenosos com ancoragens com diâmetro de perfuração entre 10 cm e 20 cm e sempre com cobertura de solo superior a 4 m, propôs esta correlação.

Para o caso de solos granulares, as correlações sugeridas por Ostermayer (1974), não fazem menção ao modo executivo, procedimento de injeção da nata de cimento e as magnitudes da pressão de injeção. A Figura 18 ilustra os ábacos propostos.

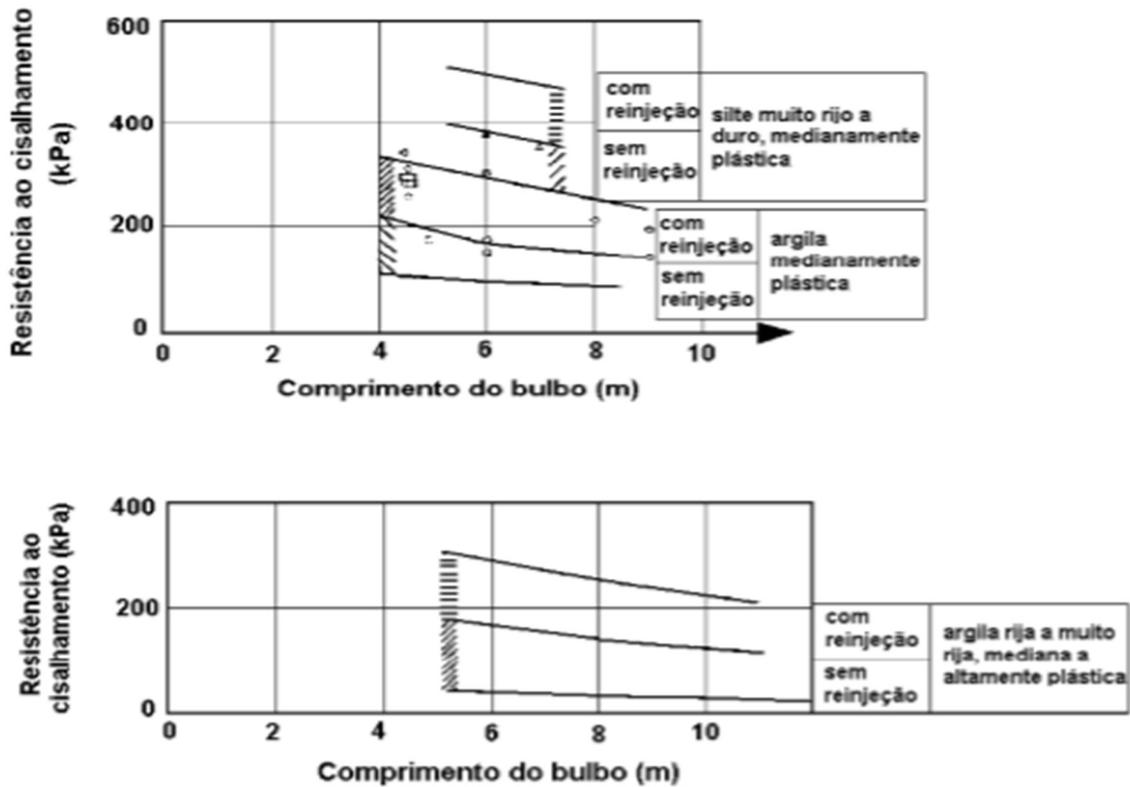
Figura 18 – Capacidade de carga de ancoragens executadas em solos granulares



Fonte: Ostermayer, (1974 apud MORE, 2003).

Para os solos coesivos (siltes e argilas medianamente plásticas, argilas altamente plásticas), a variação da resistência ao cisalhamento do bulbo de ancoragem, por unidade de comprimento, para situações com e sem reinjeção, é apresentada na Figura 19.

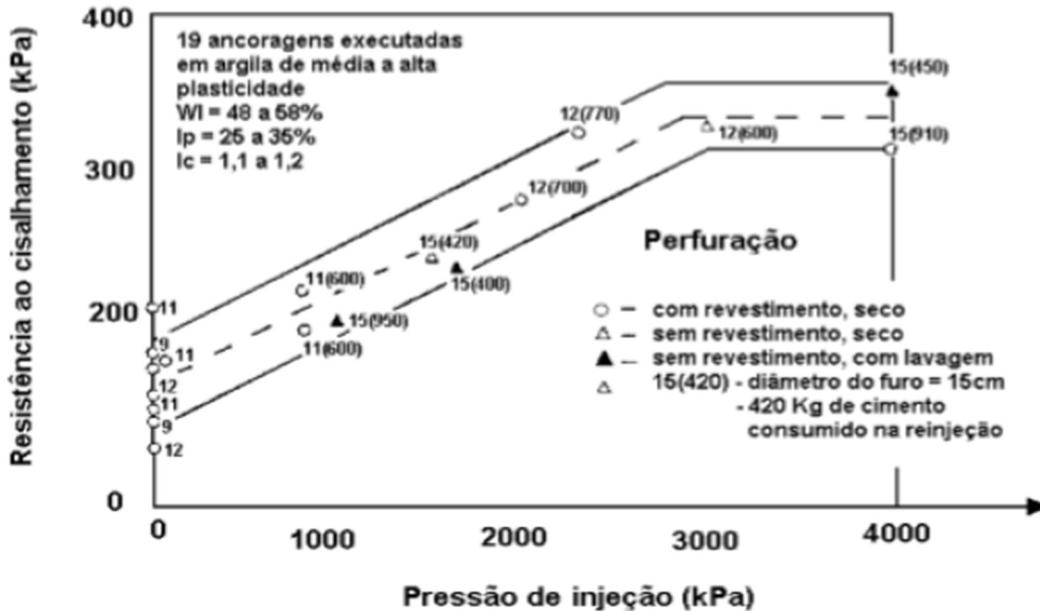
Figura 19 – Resistência ao cisalhamento por unidade de comprimento de ancoragens executadas em solos argilosos



Fonte: Ostermayer, (1974 apud MORE, 2003).

Ostermayer (1974) apresenta a influência da pressão de reinjeção na resistência ao cisalhamento de ancoragens inseridas em argila de média a alta plasticidade, com caldas de cimento com fator água / cimento = 0,4, com sistema de perfuração com revestimento com furo seco, sem revestimento com furo seco e com lavagem (FIGURA 20). Pode-se observar nos gráficos das Figuras 18 e 19 que, a resistência ao cisalhamento aumenta em função do aumento da pressão de injeção e que a resistência ao cisalhamento diminui em função do aumento do comprimento do bulbo de ancoragem, sendo que ambos os casos são para solos coesivos. Já para solos granulares a resistência ao cisalhamento aumenta em função do aumento do comprimento do bulbo de ancoragem.

Figura 20 – Influência da pressão de injeção na resistência ao cisalhamento em solos com coesão e atrito



Fonte: Ostermayer, (1974, apud MORE, 2003).

2.2.3.2 Método de Bustamante e Doix (1985)

Bustamante e Doix (1985), a partir de 120 provas de carga executadas na França em cerca de 34 locais diferentes pelos *Laboratoires de Ponts et Chaussées*, sugerem uma metodologia de cálculo para o dimensionamento de ancoragens considerando a influência das técnicas e pressão de injeção e volume de calda de cimento injetada. A tensão na ancoragem é função da tensão cisalhante ao longo da área lateral do bulbo de ancoragem (PORTO, 2015). A capacidade de carga limite da ancoragem (T_L) pode ser determinada pelas seguintes Equações 3 e 4:

$$T_L = \pi \cdot D_e \cdot L_b \cdot q_s \quad (3)$$

$$D_e = \beta \cdot D_p \quad (4)$$

Onde:

T_L é a capacidade de carga do trecho ancorado (kN);

D_e é o diâmetro médio do trecho ancorado (m);

L_b é o comprimento do trecho ancorado ou bulbo (m);

q_s resistência ao cisalhamento na interface bulbo-solo (kN/m²);

D_p é o diâmetro perfurado do trecho ancorado;

β é o coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção (TABELA 2).

Bustamante e Diox (1985), para a determinação do diâmetro médio do trecho ancorado (D_e), propuseram a Tabela 2, para o coeficiente de majoração do bulbo β , para diversos tipos de solo, considerando as duas técnicas de injeção (com e sem reinjeção). Deve-se considerar que o volume de injeção de nata de cimento deva ser de no mínimo 1,5 o volume escavado do bulbo.

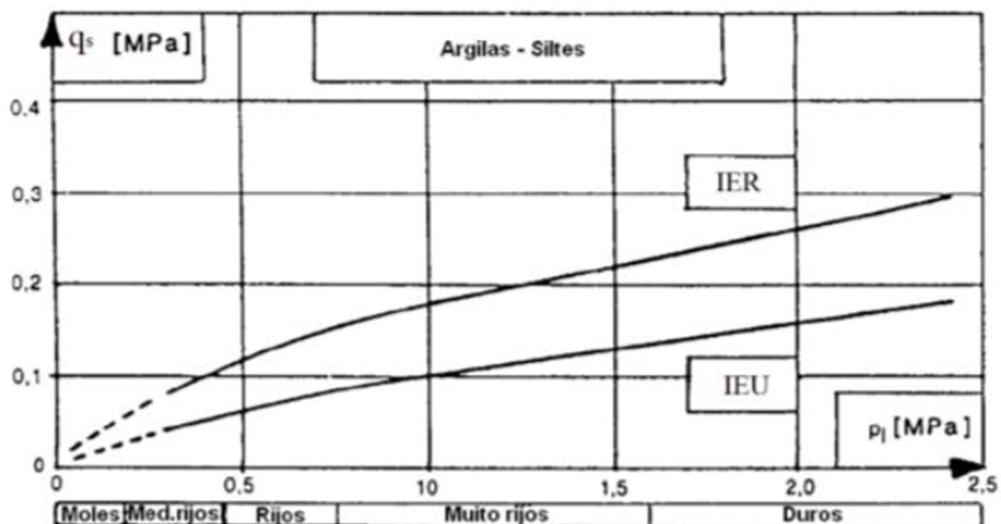
Tabela 2 – Coeficiente de majoração (β) do diâmetro do bulbo devido à injeção

Tipo de solo	Coeficiente β	
	Com reinjeção	Sem reinjeção
Cascalho	1,8	1,3 - 1,4
Cascalho arenoso	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4
Areia com cascalho	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3
Areia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Areia média	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Areia fina	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Areia siltosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Silte	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2
Argila	1,8 - 2,0	1,2

Fonte: Adaptado de Bustamante e Doix, (1985)

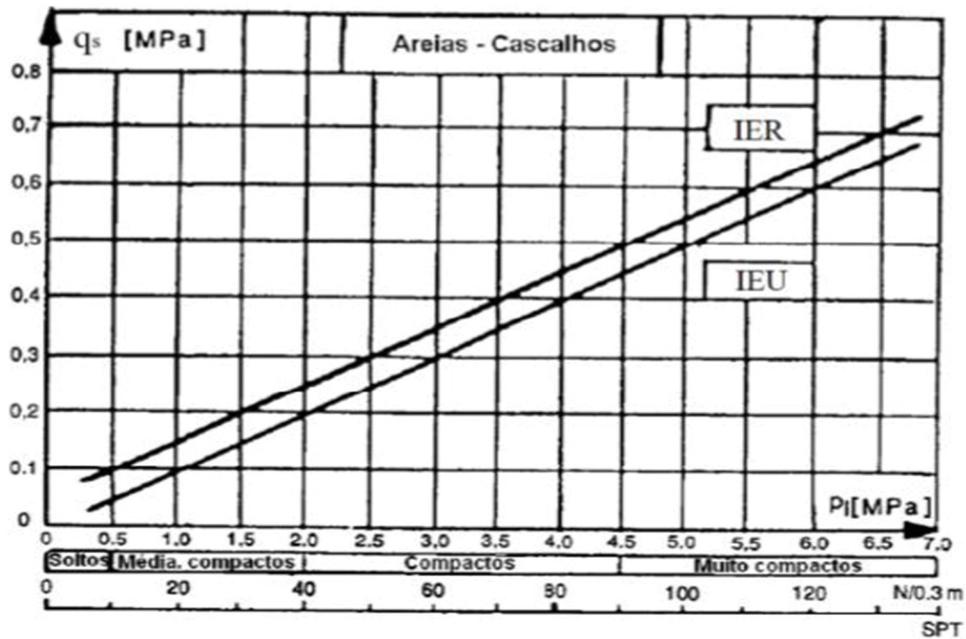
Também foram propostos ábacos para a determinação da resistência ao cisalhamento (q_s) para solos argilosos, solos granulares e rochas fragmentadas, considerando-se injeção em estado único (IEU) e injeção em estado repetitivo (IER), conforme Figuras 21 a 23.

Figura 21 – Relação entre a pressão lateral e a pressão de injeção - solos argilosos e siltosos



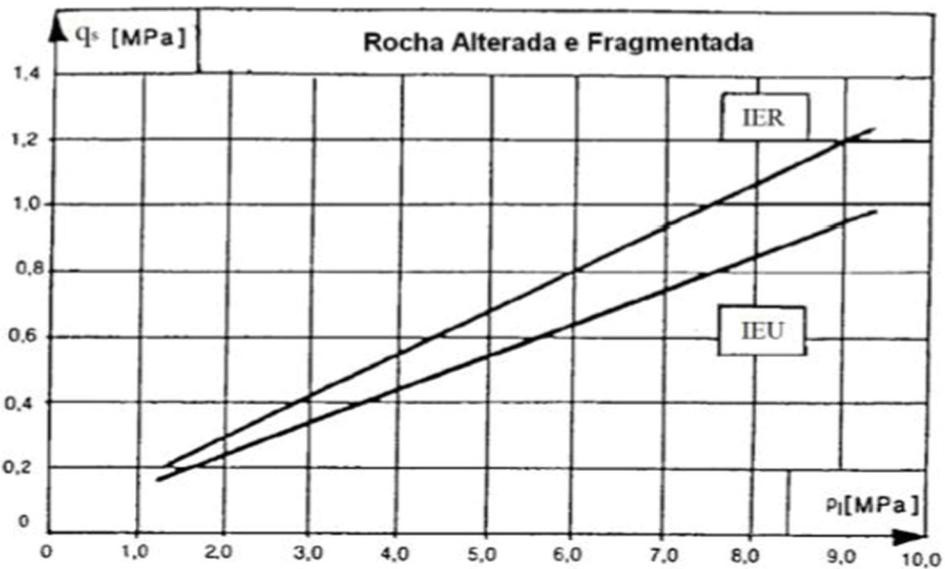
Fonte: Bustamant e Doix, (1985, apud PORTO, 2015)

Figura 22 – Relação entre a pressão lateral e a pressão de injeção - solos granulares



Fonte: Bustamant e Doix, (1985, apud PORTO, 2015)

Figura 23 – Relação entre a pressão lateral e a pressão de injeção - rochas fragmentadas



Fonte: Bustamant e Doix, (1985, apud PORTO, 2015)

Pode-se observar nos gráficos acima que quando se trabalha com injeções repetitivas de calda de cimento, há um ganho de resistência na tensão de cisalhamento máxima, principalmente quando as pressões de injeção são mais elevadas.

2.2.3.3 Método de Costa Nunes (1987)

Costa Nunes (1987) apresenta uma proposta analítica semelhante à formulação de Bustamante e Doix (1985), com a diferença principal na definição da resistência ao cisalhamento (q_s) na interface bulbo-solo. Esse autor utiliza a superfície de ruptura proposta por Mohr-Coulomb para definição de q_s , conforme as Equações 5, 6 e 7:

$$T_L = \pi \cdot D_p \cdot n_p \cdot L_b \cdot n_l \cdot q_s \quad (5)$$

$$q_s = \tau = c + (\sigma'_v + \sigma'_r) \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (6)$$

$$q_s = \tau = c + (\gamma \cdot h \cdot n_h + \sigma'_r) \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (7)$$

Onde:

T_L = capacidade de carga do bulbo (kN);

D_p = diâmetro perfurado (m);

n_d = fator de aumento do diâmetro pela pressão de injeção;

L_b = comprimento do trecho ancorado do tirante (bulbo) (m);

n_l = fator de redução do comprimento do bulbo devido à pressão sobre o mesmo não ser uniforme. Para comprimentos até 8 metros, $n_l = 1$;

$q_s = \tau$ = aderência na ruptura ou resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo (kN/m^2);

c = aderência entre a calda e o solo; face à irregularidade do bulbo, pode-se usar c igual à coesão real do solo;

γ = peso específico do solo;

h = profundidade do centro do bulbo;

n_h = fator de redução da profundidade. Para valores maiores que 9 m, $n_h = 1$;

ϕ = ângulo de atrito do solo;

σ'_v = tensão vertical efetiva no ponto médio do bulbo;

σ'_r = pressão residual efetiva de injeção no ponto médio do bulbo, que segundo Costa Nunes (1987) pode ser estimada como 50% da pressão de injeção aplicada.

Costa Nunes (1987) define como fator de protensão do terreno (n_p) a relação estipulada pela Equação 8:

$$n_p = \frac{\gamma \cdot h \cdot n_h + \sigma'_r}{\gamma \cdot h \cdot n_h} \quad (8)$$

O fator de protensão do terreno (n_p) representa o acréscimo de tensão confinante natural ocasionada pela pressão de injeção que pode variar entre 5 e 10 (Porto, 2015). Segundo Costa Nunes (1987) na maioria dos casos pode-se considerar $n_h = n_l = n_p = 1$.

2.2.3.4 Método de Souza (2001)

Souza (2001) apresenta um método de cálculo simplificado para estimar a capacidade de carga de ruptura de ancoragens reinjetáveis e protendidas com diâmetro de furo variando de 10,2 cm a 14 cm e com uma faixa de variação do resultado na ordem de 25%. A capacidade limite da ancoragem é dada pelas Equações 9, 10 e 11:

a) Argila silto arenosa ($5 \leq N_{SPT} \leq 60$):

$$T_L = (60 + N_{spt}) \cdot L_b \quad (9)$$

b) Areia argilosa ($5 \leq N_{SPT} \leq 35$):

$$T_L = 6,4 \cdot N_{spt} \cdot L_b \quad (10)$$

c) Silte areno argiloso ($5 \leq NSPT \leq 40$):

$$T_L = 4,5 \cdot N_{spt} \cdot L_b \quad (11)$$

Onde:

T_L = capacidade de carga do bulbo (kN);

N_{SPT} = número de golpes no ensaio SPT;

L_b = comprimento do trecho ancorado do tirante (bulbo) (m).

Nesse método de Souza (2001) observou-se pressão de injeção entre 2 MPa e 3 MPa, com os maiores valores associados aos solos mais resistentes. Neste método foi considerado que o diâmetro equivalente varia de 16 cm a 30 cm obtido com a injeção de calda cimento com a relação água/cimento = 0,5 (a/c), em quantidade entre 20 litros e 40 litros por válvula manchete espaçadas a cada 50 cm, por fase de injeção.

2.2.3.5 Método de Joppert Jr, Mallamann e Iorio (2004)

Joppert Jr et al. (2004) propõem um método de cálculo simplificado para estimar a capacidade de carga limite (T_L) para tirantes auto-perfurantes tipo tubular correlacionando com o N_{SPT} . A capacidade de carga limite da ancoragem é dada pela Equação 12:

$$T_L = 9,2 \cdot N_{\text{spt}} \cdot D_p \cdot L_b \cdot k \quad (12)$$

Onde:

T_L = capacidade de carga do bulbo (kN);

L_b = comprimento do trecho ancorado do tirante (bulbo) (m);

D_p = diâmetro perfurado (m)

N_{SPT} = número de golpes no ensaio SPT;

k = coeficiente que depende do tipo de solo (kN/m^2) – Tabela 3:

Tabela 3 – Coeficiente k em função do tipo de solo

Solo	k (t/m^2)
Argila	1,00
Argila siltosa	1,00
Argila pouco arenosa	1,00
Silte arenoso	1,00
Areia pouco argilosa	0,40 a 0,42
Areia pouco siltosa	0,40 a 0,5
Areia muito argilosa	0,60 a 0,68
Areia muito siltosa	0,60 a 0,63
Areia	0,30
Argilas/Siltos	1,00

Fonte: Joppert Jr et al., (2004)

Este método foi desenvolvido exclusivamente para tirantes auto injetáveis, assim, a utilização indiscriminada pode gerar erros expressivos.

2.2.3.6 Norma Brasileira NBR 5629:2006

A Norma NBR-5629/06 recomenda o uso das equações 3 e 4 a seguir para estimativas preliminares da capacidade de carga limite, não levando em consideração os efeitos da pressão de injeção, e prescreve que deve ser atribuída de forma experimental a determinação do comprimento e seção transversal da ancoragem.

a) Solos granulares:

$$T_L = \sigma'_z \cdot U \cdot L_b \cdot k_f \quad (13)$$

Em que:

T_L é a capacidade de carga do trecho ancorado (kN);

σ'_z é a tensão vertical efetiva no ponto médio da ancoragem (kPa);

U é o perímetro médio da seção transversal do trecho ancorado (m);

L_b é o comprimento do trecho ancorado ou bulbo (m).

k_f é o coeficiente de ancoragem (Tabela 4);

Tabela 4 – Coeficiente de ancoragem k_f

Solo	Compacidade		
	Fofa	Compactada	Muito compacta
Silte	0,1	0,4	1,0
Areia fina	0,2	0,6	1,5
Areia média	0,5	1,2	2,0
Areia grossa e Pedregulho	1,00	2,0	3,0

Fonte: Adaptado de NBR 5629:2006

b) Solos argilosos:

$$T_L = \alpha' \cdot U \cdot L_b \cdot S_u \quad (14)$$

Em que:

α' - coeficiente médio redutor da resistência ao cisalhamento;

S_u - resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso;

Sendo: $\alpha' = 0,75$, para $S_u \leq 40$ kPa; $\alpha' = 0,35$, para $S_u \geq 100$ kPa, entre os dois valores deve-se interpolar.

Segundo Souza (2001), a metodologia proposta pela NBR 5629:2006 para cálculo da capacidade de carga, embora seja útil para estimativa preliminar, possui algumas considerações e desvantagens tais como:

a) a expressão explicita a influência da tensão vertical efetiva atuante inicialmente. Considerando que antes da colocação do tirante é feito um furo no terreno, a tensão confinante no entorno do mesmo é nula, independente da profundidade. Com o preenchimento do furo com nata de cimento (grout) tensões radiais surgirão como efeito de uma compressão do terreno provocada pela pressão de injeção e/ou expansão do grout. Contudo, é pouco provável que toda a camada sobrejacente seja mobilizada. Kumar e Jagamatha (1996) afirmam que, durante o carregamento a influência do bulbo no solo se limita a cerca de 2 diâmetros, o que é insuficiente para mobilizar o peso do maciço sobre o bulbo. Portanto, a tensão vertical efetiva não é um bom parâmetro para uma estimativa simples e realista da capacidade geotécnica de ancoragens. Tomando como exemplo o caso do solo siltoso, o coeficiente de ancoragem varia de 0,1 a 1,0, resultando em uma variação da capacidade de carga da ancoragem na ordem 1000%, dependendo se o silte é fofo ou

muito compacto. Para os casos usuais de obras ancoradas, a variação da tensão vertical efetiva não ultrapassa 200% (obra com 3 linhas de ancoragens), portanto, um efeito menor; b) considerando-se duas ancoragens executadas em uma mesma cota, no entanto, a primeira feita em um terreno com silte fofo e a outra com silte muito compacto, presume-se que a ação da injeção da calda de cimento (grout) causa, em relação ao estado natural do solo, uma melhoria muito mais significativa no silte fofo do que no silte muito compacto. No entanto, a NBR 5629:2006 não considera o grau de injetabilidade do solo; c) a NBR 5629 não leva em conta a ação da pressão de injeção na capacidade de carga geotécnica das ancoragens, o que garante um erro significativo nas previsões inicial de carga.(SOUZA, 2001, p.75 e 76).

2.2.3.7 Método de Gomes e Porto (2015)

Gomes e Porto (2015) propõem um método de cálculo semi-empírico, com base em um banco de dados de ensaios realizados em obras localizadas nos Estados de São Paulo e Minas Gerais, para estimar a capacidade de carga limite (T_L) de ancoragens em solos, correlacionando com o N_{SPT} . O método determina que a capacidade de carga limite da ancoragem pode ser estimada pelas Equações 15 a 17.

$$T_L = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s \quad (15)$$

$$D_s = \beta \cdot D_p \quad (16)$$

$$q_s = 10 k \left(\frac{N_{spt}}{3} + 1 \right) \quad (17)$$

T_L é a capacidade de carga do trecho ancorado (kN);

D_s é o diâmetro médio do bulbo (m);

L_b é o comprimento do trecho ancorado ou bulbo (m);

q_s resistência ao cisalhamento na interface bulbo-solo (kN/m²).

D_p é o diâmetro perfurado do furo (m);

k é o coeficiente de ancoragem que depende do tipo de solo (kN/m²) – Tabela 5.

N_{SPT} é o número de golpes do ensaio sondagem à percussão (SPT);

Tabela 5 – Parâmetros de dimensionamento

Solo predominante	β	Valores de K (kN/m ²)	
		Valores com 80% de confiança	Valor mais provável
Argila siltosa	2,1	1,2 a 1,29	1,25
Argila arenosa	2,1	0,9 a 1,01	0,95
Silte argiloso	1,97	2,37 a 2,77	2,57
Silte*	2,11	2,04 a 2,28	2,16
Silte arenoso	2,25	1,7 a 1,78	1,74
Areia argilosa	2,2	2,57 a 2,77	2,67
Areia siltosa	2,2	2,10 a 2,37	2,24

*Resultados inferidos

Fonte: Porto, (2015)

2.2.4 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE CORTINAS ATIRANTADAS PELA VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL

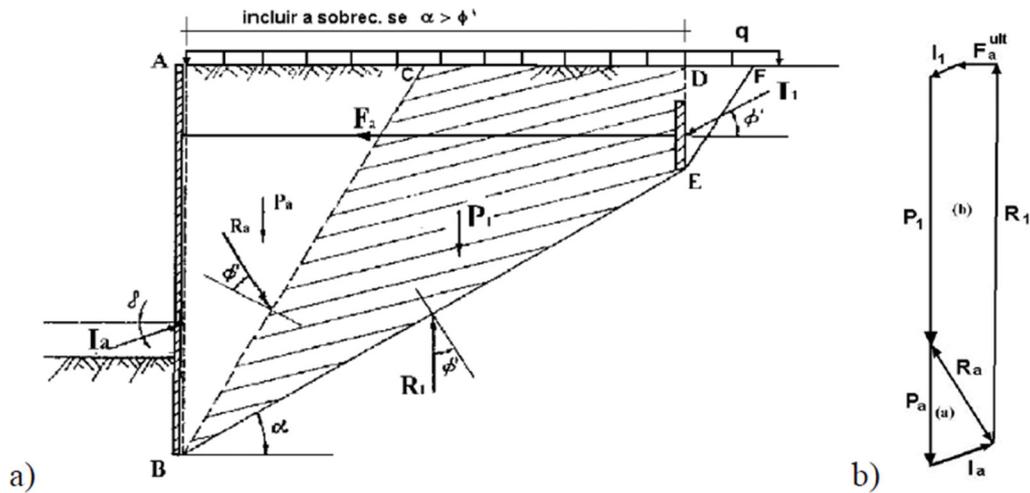
2.2.4.1 Método de Kranz (1953)

O método proposto de Kranz (1953) para cortinas de estacas-prancha em solos granulares, suportadas por uma linha de ancoragem do tipo placa (Figura 24), no qual o fator de segurança é definido como a razão entre a força máxima compatível com o equilíbrio global dos blocos; ABC (cunha ativa) e BCDE (bloco de ancoragem) e a força de trabalho requerida (ou prevista) nas ancoragens (Equação 18). O valor da força de ancoragem última ($F_a^{ult.}$) é determinada de maneira gráfica mediante o polígono de forças. A NBR 5629:2006 recomenda que esses valores sejam mínimos de 1,5 para ancoragens provisórias e 1,75 para ancoragens definitivas.

O componente devido ao carregamento distribuído na superfície deve ser considerado unicamente no caso que o ângulo do plano deslizante BE com a horizontal for superior ao ângulo de atrito do solo ($\theta \geq \sigma'$), pois caso contrário a sobrecarga seria favorável.

Neste caso o bloco de ancoragem é considerado a massa de solo que deve se estabilizar para assegurar a estabilidade ou equilíbrio do sistema.

Figura 24 – Diagrama e polígono de forças para a análise de estabilidade do método de Kranz (1953)



Fonte: Kranz, (1953, apud MORE, 2003)

Onde:

P_a : Peso próprio da cunha mais a componente devida ao carregamento distribuído na superfície, por metro linear;

P_1 : Peso próprio do bloco de ancoragem mais a componente devida ao carregamento distribuído na superfície, por metro linear;

I_a : Empuxo ativo atuante na parede de contenção;

I_1 : Empuxo ativo atuante na parede equivalente;

R : Reação aplicada sobre o plano potencial de ruptura BC;

R_1 : Reação aplicada sobre o plano potencial de ruptura BE;

ϕ' : Ângulo de atrito do solo;

δ : Ângulo de atrito entre a parede e o solo.

$$F_s = \frac{F_a^{ult}}{F_a^{trab}} \quad (18)$$

Onde:

F_a^{ult} : Força de ancoragem última (carga máxima do tirante);

F_a^{trab} : Carga de trabalho requerida no tirante.

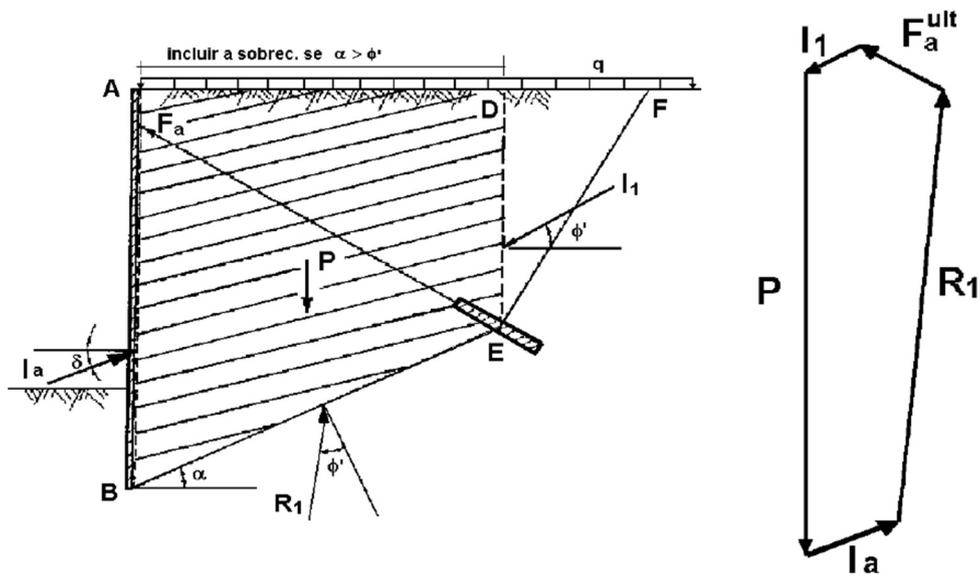
Segundo Ranke & Ostermayer (1968), o processo de cálculo do método de Kranz (1953) possui várias objeções teóricas básicas, tais como:

- 1 - A consideração de uma superfície de deslizamento curva (espiral logarítmica) conduz a condições mais desfavoráveis que uma superfície de ruptura plana;
- 2 - Não podem ocorrer, simultaneamente, uma cunha de deslizamento ativa e uma superfície de deslizamento profunda;
- 3 - Devido à protensão dos tirantes entre a ancoragem e a cortina no momento da ruptura aparece uma pressão superior à ativa;
- 4 - Para ancoragens muito próximas, que podem ser consideradas tecnicamente como paredes contínuas, a superfície curva parte do pé da cortina.

2.2.4.2 Generalização do método de Kranz

Jelinek & Ostermayer (1966, 1967) e Ranke & Ostermayer (1968) estenderam o método de Kranz (1953) para o caso de cortinas com múltiplas linhas de ancoragens protendidas. O processo de cálculo do fator de segurança é análogo, sendo o ponto E (figura 25) deslocado para o ponto médio do bulbo de ancoragem (figura 25) para formar a superfície plana de ruptura. Esta generalização do método é também conhecida no Brasil como Método Alemão (GEORIO, 2000).

Figura 25 – Diagrama e polígono de forças para o método de Kranz generalizado



Fonte: Ranke & Ostermayer, (1968, apud MORE, 2003)

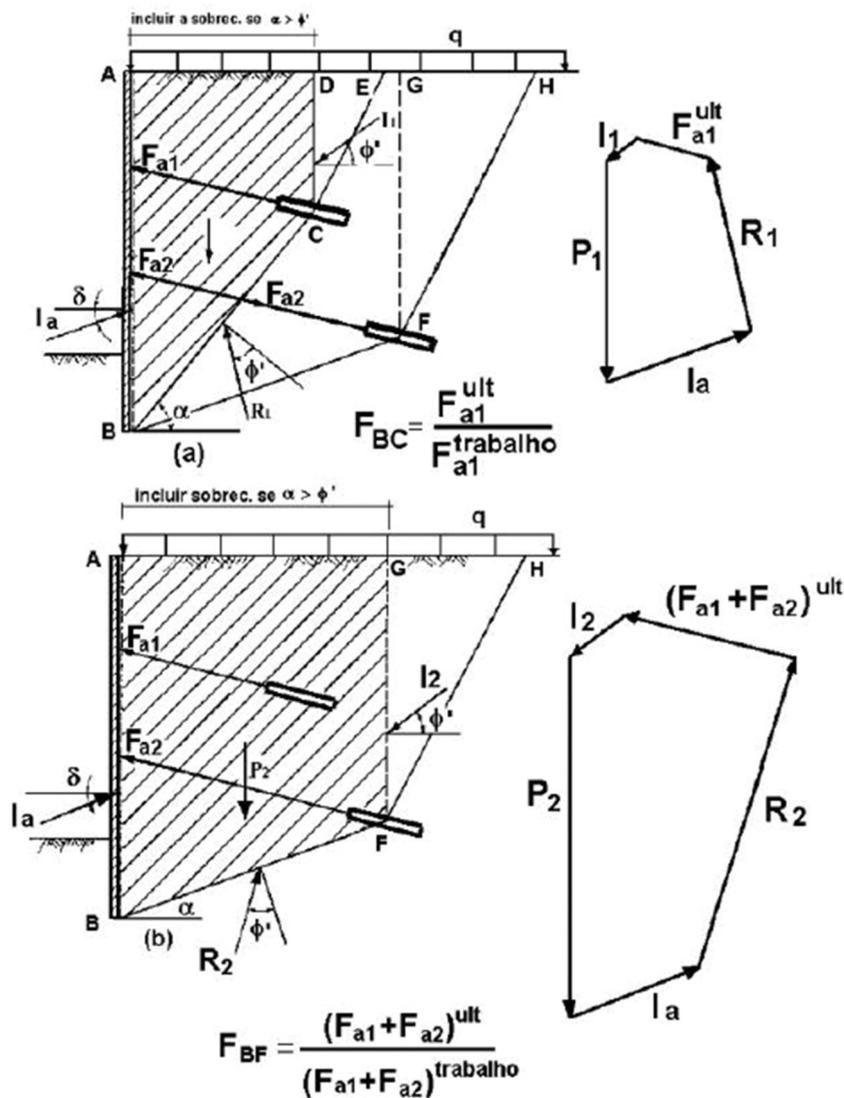
Pelo fato da superfície potencial de ruptura passar pelo ponto médio do bulbo e não pela sua extremidade pode se justificar como uma medida de segurança para atender a eventuais diferenças entre o comprimento de projeto da ancoragem e o comprimento real,

sendo por isso que outros autores não consideram todo o bulbo de ancoragem como parte do bloco de ancoragem. Littlejohn (1970) propõe, considerando as incertezas associadas ao comprimento real de ancoragem, que se considere todo o bulbo de ancoragem como não pertencente ao bloco cujo equilíbrio é analisado.

No caso de cortinas com dupla ancoragem existem três distribuições possíveis;

- 1) O tirante do nível superior possui o comprimento menor que o do nível inferior, de modo que seu bulbo fica dentro da cunha do tirante inferior;

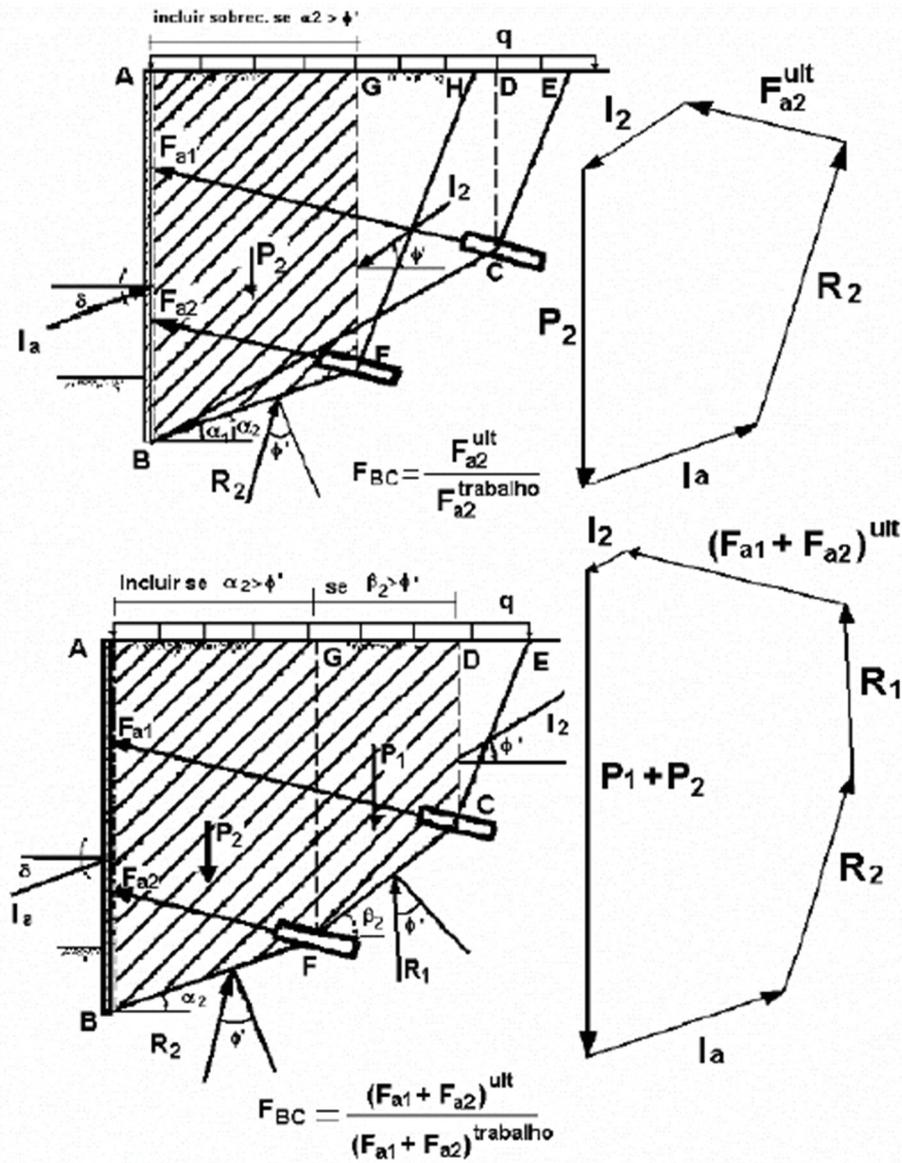
Figura 26 – Análise de estabilidade global para cortina bi-ancorada – método generalizado de Kranz – caso 1



Fonte: Ranke & Ostermayer, (1968, apud MORE, 2003)

- 2) O tirante do nível superior tem um comprimento maior que do tirante do nível inferior e o trecho ancorado do tirante superior se situa dentro da cunha de deslizamento da ancoragem inferior;

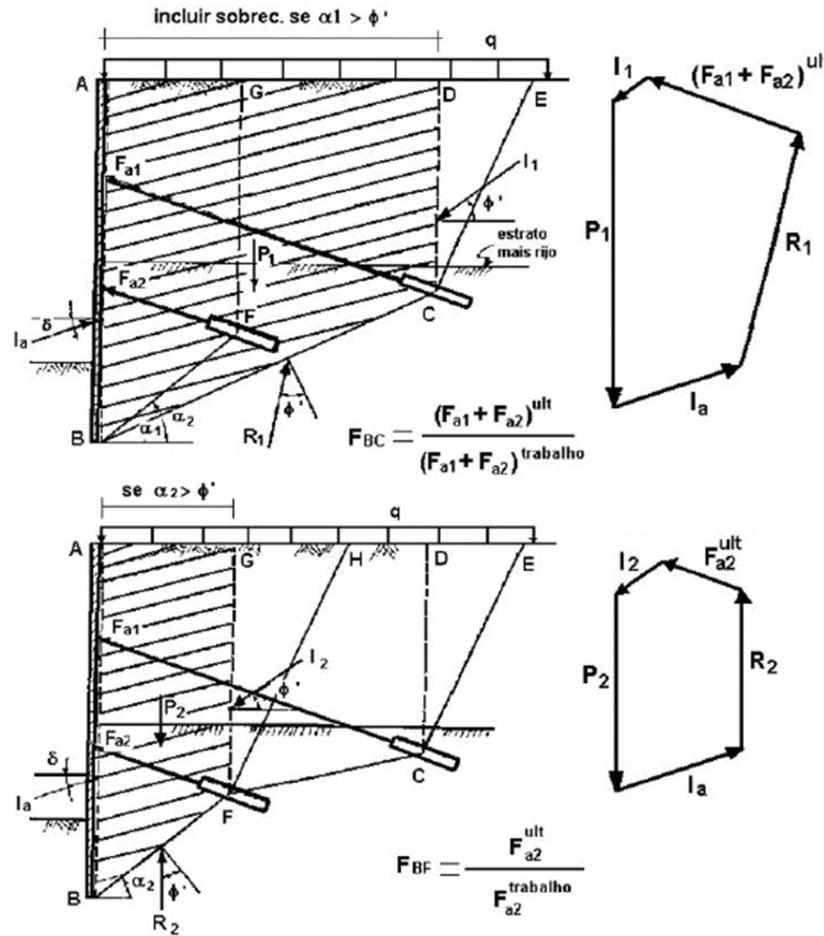
Figura 27 – Análise de estabilidade global para cortina bi-ancorada método generalizado de Kranz – caso 2



Fonte: Ranke & Ostermayer, (1968, apud MORE, 2003)

- 3) O tirante do nível superior tem um comprimento maior que do tirante do nível inferior e o trecho ancorado do tirante superior se situa fora da cunha de deslizamento da ancoragem inferior;

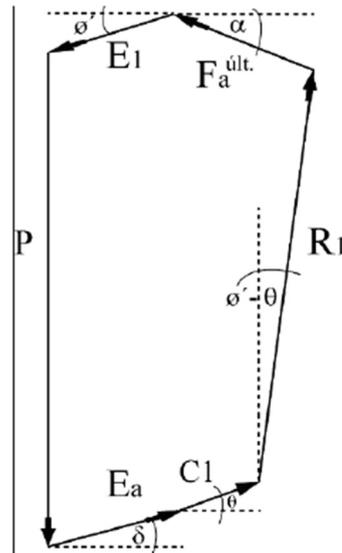
Figura 28 – Análise de estabilidade global para cortina bi-ancorada método generalizado de Kranz – caso 3



Fonte: Ranke & Ostermayer, (1968, apud MORE, 2003)

Para o caso de solos com coesão diferente de zero (com parâmetros c' e ϕ'), Pacheco & Danziger (2001) incluíram na análise do polígono de forças as componentes tangenciais geradas pela coesão do material de módulo igual à coesão multiplicada pelo comprimento da superfície de ruptura, nas direções dos planos de ruptura onde essas forças atuam (Figura 29).

Figura 29 – Polígono de forças do método de Kranz (1953), com coesão

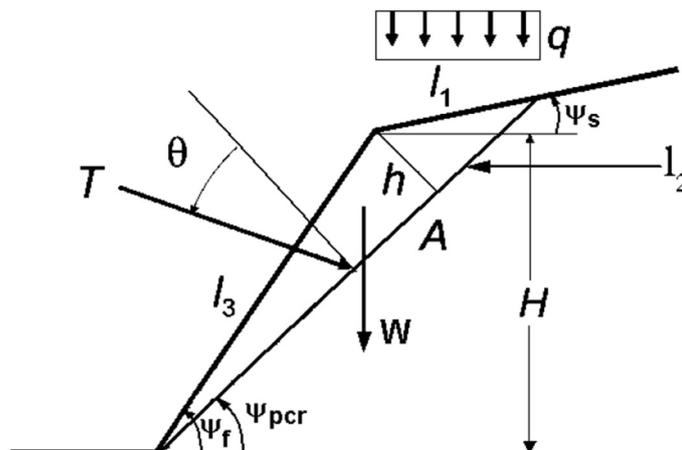


Fonte: Pacheco & Danziger, (2001)

2.2.4.3 Método de Costa Nunes e Velloso

Para situações simples envolvendo maciço de solo homogêneo com terrapleno horizontal, ou com inclinação Ψ_s inferior a 30° , Costa Nunes e Velloso (1963) sugeriram um método baseado em considerações de equilíbrio das forças horizontais e verticais que atuam na cunha mostrada na figura 30.

Figura 30 – Análise de estabilidade pelo método de Costa Nunes e Velloso



Fonte: GeoRio, (2000)

O fator de segurança FS foi determinado pela seguinte expressão (HOEK E BRAY, 1981) considerando um talude com ausência de água.

$$FS = \frac{c \cdot A + (W \cdot \cos \psi_{pcr} + T \cdot \cos \theta) \cdot \tan \varphi}{W \cdot \sin \psi_{pcr} - T \sin \theta} \quad (19)$$

$$\psi_{pcr} = \frac{\psi_f + \Phi}{2} \quad (20)$$

Onde:

c: coesão do solo

A: área da superfície potencial de ruptura por metro linear;

W: peso da cunha mais a componente devida ao carregamento distribuído na superfície do talude ($q_1 \cos \psi_s$), por metro linear;

ψ_{pcr} : inclinação da superfície potencial de ruptura definida pela equação 19;

T: força na ancoragem por metro linear;

Φ : ângulo de inclinação da ancoragem em relação à normal à superfície potencial de ruptura;

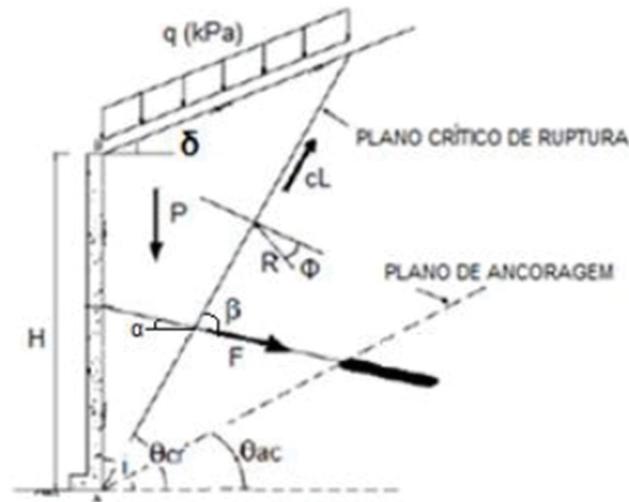
φ : ângulo de resistência ao cisalhamento do solo.

2.2.4.4 Método Brasileiro

Método Brasileiro, baseado no Método de Culmann (1966), foi desenvolvido por Nunes e Velloso (1963) e utilizado no projeto da primeira cortina atirantada construída no Brasil, em 1957. Porém, diferentemente do Método de Culmann, Nunes e Velloso (1963) consideram que todo o atrito está mobilizado, e o fator de segurança está associado apenas à força de coesão.

Trata-se de um método de verificação para ruptura chamada externa, pois não considera a participação das ancoragens no mecanismo de ruptura. Parte-se da hipótese que a ruptura ocorre ao longo de um plano que passa pelo pé do talude, formando um ângulo θ com a horizontal (conforme Figura 31). Esse método leva em consideração a contribuição da projeção da força introduzida pelo tirante. No método brasileiro arbitra-se o fator de segurança, e em função deste valor chega-se ao valor da força a ser exercida pelo tirante para garantir que tal valor seja alcançado.

Figura 31 – Plano de ruptura considerado pelo Método Brasileiro



Fonte: adaptado de Rodrigues (2011, apud TURCARELLI 2013).

O ângulo do plano de deslizamento mais provável (plano crítico de ruptura identificado na Figura 31) pode ser determinado pela equação 21:

$$\theta_{cr} = \frac{i + \Phi}{2} \quad (21)$$

Onde:

θ_{cr} = ângulo formado pela horizontal com plano crítico de deslizamento (plano de menor coeficiente de segurança ao deslizamento);

i = ângulo de inclinação do talude com a horizontal;

Φ = ângulo de atrito interno do material constituinte solo.

Daí então, pode-se obter o fator de segurança mínimo para o plano de ruptura considerado:

$$FS_{min} = \frac{c \cdot L \cdot \cos \phi}{P \cdot \text{sen} (\theta_{cr} - \phi)} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi}{\gamma \cdot h \cdot \text{sen} (\theta_{cr} - \phi) \cdot \cos \theta_{cr}} \quad (22)$$

Onde:

c = coesão do material constituinte do solo;

L = comprimento da linha de maior declive do plano crítico de deslizamento;

P = peso da cunha mais provável de deslizamento com dimensão transversal unitária.

Em seguida deve-se encontrar um coeficiente FS_p (fator de segurança obtido com as forças de protensão), o qual é calculado a partir do valor do ângulo do plano de ancoragem de tal forma que resulte $FS > 1,5$:

$$FS_p = \frac{\frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot h} \cdot \text{sen } i \cdot \text{cos } \phi}{\text{sen } (i - \theta_{ac}) \cdot \text{sen } (\theta_{ac} - \phi)} \quad (23)$$

Onde:

γ = peso específico do solo;

θ_{ac} = ângulo formado pela horizontal com plano de ancoragem (estimado).

Pode-se então, extrair uma razão entre FS_p e FS_{min} , dada por:

$$\lambda = \frac{FS_p}{FS_{min}} \quad (24)$$

Tem-se então, a força de ancoragem necessária estabilizar o talude (F):

$$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} = \frac{P'_p \cdot \text{sen}(\theta_{cr} - \phi)}{\text{cos}(\beta - \phi)} \quad (25)$$

Onde:

P'_p = Peso da cunha obtida pelo novo plano de ruptura (plano de ancoragem);

β = ângulo formado pelos tirantes com plano crítico de deslizamento;

α = ângulo formado pelos tirantes com a horizontal (inclinação dos tirantes).

É preciso atentar às restrições que o método exige. Seu uso é indicado apenas para faces verticais ou praticamente verticais (para taludes com alguma inclinação, os resultados já se distanciam um pouco da realidade; quanto mais i se afasta de 90° mais contra a segurança estará) e apenas taludes de solo homogêneo podem ser considerados para as análises.

De acordo com Fiamoncini (2009), o fator de segurança obtido através do método de atirantamento brasileiro é eficiente, ainda que, mais conservador que o obtido através do método de Bishop Simplificado, o qual é muito comumente adotado para análise de estabilidade de taludes em geral.

2.3 MOVIMENTOS ASSOCIADOS A ESCAVAÇÕES

2.3.1 Escavações e deslocamentos

A previsão de recalques ocasionados nas adjacências de uma escavação profunda é um aspecto importante em projetos no caso de obras localizadas em grandes centros urbanos. A execução dessas escavações provoca, necessariamente, a movimentação de solo junto e elas ou a estruturas de contenção, que ocorrem em razão da perda de material, variação no estado inicial de tensões ou rebaixamento do lençol freático, com eventual adensamento de solos saturados. O cuidado deve ser maior, principalmente se nas proximidades da escavação ocorrem construções antigas, ou obras tombadas pelo patrimônio histórico, pois, esses efeitos dependem das fundações existentes e da sensibilidade aos recalques das estruturas próximas. Para regulamentar a execução de escavações a céu aberto devem ser seguidas as orientações da ABNT NBR 9061/1981 (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID ,2005).

Como os efeitos originados pela escavação afetam os estados de tensões da massa de solo, até mesmo as fundações profundas são afetadas (FINNO et al.,1991; POULO E CHEN, 1997).

A tabela 6 resume os principais métodos existentes na previsão dos recalques nas regiões adjacentes à escavação. Na tabela é possível acompanhar uma sequência do desenvolvimento do assunto em como ele vem sendo abordado na prática profissional.

Nos tempos atuais, os métodos numéricos, como o caso do método dos elementos finitos, consistem em ferramentas uteis aos projetistas, mas em apenas algumas situações o profissional dispõe dos parâmetros geotécnicos necessários para gerar um modelo adequado para o comportamento da cortina e o solo. Recomenda-se por esse motivo que a estimativa dos recalques nos vizinhos seja feita por meio de métodos empíricos, principalmente nas etapas de anteprojeto. Os métodos empíricos tiveram origem no acompanhamento dos deslocamentos horizontais das cortinas e recalques medidos na proximidade de uma grande diversidade de obras.

A referência clássica de medições de deslocamentos junto a escavações é a de Peck (1969), uma vez que ela reúne uma extensa experiência adquirida em atividades executivas que muito orienta as tomadas de decisão que objetivam o bom desempenho dos serviços.

Tabela 6 – Comparação entre os diversos Métodos de Análises de previsão de recalque (S=Sim, N=Não)

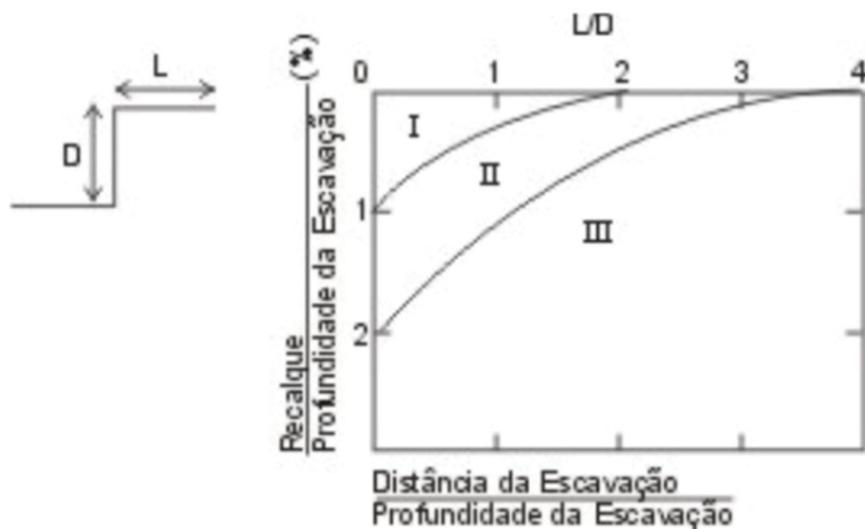
Autor	Proposta de método de cálculo	Indicação de valores-limite de recalque	Indicação da extensão da região afetada
Caspe (1966)	S Procedimento baseado na divisão da cunha deslizante em fatias horizontais. A avaliação das deformações horizontais é relacionada às deformações verticais.	N -	S Movimentos restritos à massa de solo que contribui para o movimento de levantamento de fundo
Peck (1969a)	N Indica envoltória de bacia de recalque para diferentes tipos de solo.	S Areias compactas: recalque desprezível. S Areias fofas ou pedregulho: recalques da ordem de 0,5% da profundidade da cava, H. S Argilas moles: recalques da ordem de 2% de H.	S Até 2H, em areias e argilas médias a duras, e até 4H, para argilas moles.
O'Rourke (1981)	N -	S Razão movimento horizontal/movimento vertical de 0,6 a 1,6.	N -
Mana e Clough (1981)	S Baseado nos deslocamentos horizontais previstos.	S Banco de dados em argilas indicou recalques superficiais máximos de 0,5 a 1,0 dos movimentos laterais máximos, e a análise numérica, 0,4 a 0,8.	S Até 3,5H.
Bowles (1988)	S Curva parabólica com valor máximo na face da parede.	N -	S Função da profundidade final da escavação e da largura da escavação.
Clough e O'Rourke (1990)	S Proposta de perfil triangular de recalques em escavações em areias ou argilas rijas, e perfil trapezoidal em argilas moles a médias.	N Mas sugere perfil de recalque. O recalque a diferentes distâncias da parede pode ser estimado apenas se o valor do recalque máximo for conhecido.	S Regiões de influência de 2H para areias e 3H para argilas rijas a duras.
Ou, Hsieh e Chiou (1993)	S Indica o gráfico trilinear para perfil de recalque do tipo em balanço.	S Limite máximo de recalque na superfície (δ_{vm}) é igual à máxima deformação lateral (δ_{hm}), embora a maioria dos casos de obra analisados indique valores variando entre $0,5\delta_{hm}$ e $0,7\delta_{hm}$.	S Intervalo de influência aparente aproximadamente igual à distância definida pela zona ativa. Recalques fora desse intervalo, além de pequenos, variam muito pouco com o avanço da escavação.
Hsieh e Ou (1998)	S Para o perfil do tipo <i>spandrel</i> (em balanço), mantiveram a mesma proposta estabelecida por Ou, Hsieh e Chiou (1993) e sugeriram proposta para a previsão completa do perfil de recalques do tipo côncavo. O procedimento é iniciado pela previsão da máxima deformação horizontal.	S δ_{vm} compreendido entre 0,5 e 0,75 de δ_{hm} , na maior parte dos casos, com limite superior de $\delta_{vm}=\delta_{hm}$, em que δ_{hm} é a máxima deformação horizontal.	S 4He, sendo He a altura da escavação

Fonte: Gerscovich, Danziger e Saramago (2016).

Peck (1969) resume suas recomendações com alguns comentários e com a apresentação da Figura 32 ele sugere uma estimativa dos recalques, bem como sua distribuição com a distância da escavação.

- i. Recalques adjacentes a escavações em horizontes de areia densa apresentam pequena magnitude, sem maiores consequências;
- ii. Recalques em areias fofas ou pedregulhos podem ser da ordem de 0,5% da profundidade da cava. Por outro lado, quando não há um controle da água subterrânea, recalques elevados, de natureza errática e com consequências danosas podem ocorrer devido ao fluxo, com carreamento de areia para o interior da cava.
- iii. Com uma maior disponibilidade de informação acerca de recalques imediatos nas proximidades de escavações em argilas plásticas em comparação aos demais tipos de solos é uma indicação de que os recalques associados as argilas plásticas são substancialmente maiores. Além disso, recalques adicionais podem ocorrer por adensamento.

Figura 32 – Recalques adjacentes a uma cava em função da distância a face da escavação



Fonte: Adaptado Peck (1969, apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

Nessa figura, na qual os recalques e as distâncias são indicados de forma adimensional, o autor caracterizou três zonas distintas:

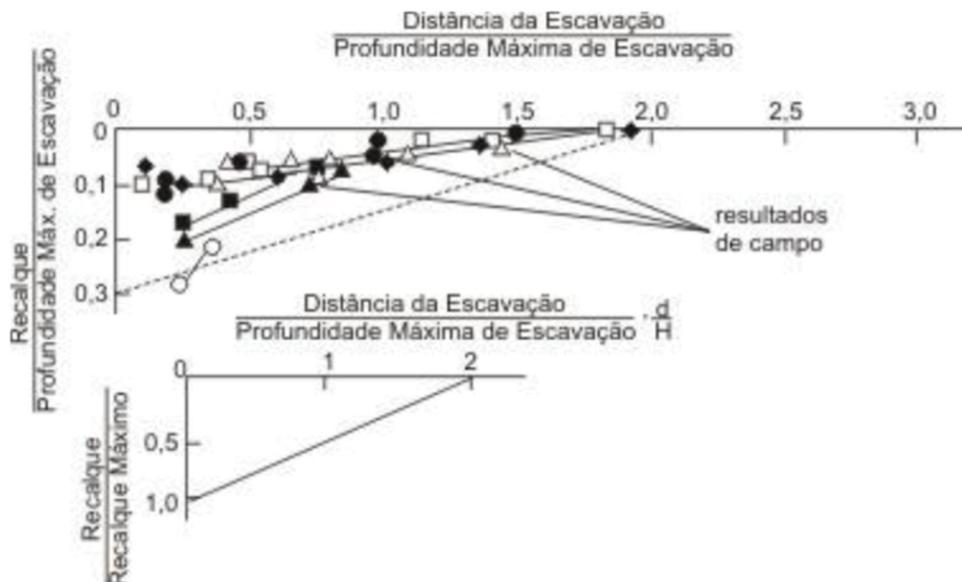
Zona I – Casos de escavações em areias e argilas médias a duras, com media qualidade de execução;

Zona II – Casos de escavações em argilas moles a muito moles, mas com profundidade limitada abaixo do nível do fundo da escavação, ou com profundidade significativa abaixo do fundo da escavação, porém com $N_b < N_{cb}$, sendo $N_b = H/S_u$ e N_{cb} o valor crítico para o levantamento do fundo;

Zona III – Casos de escavações em argilas muito moles até uma profundidade significativa abaixo do nível da escavação, com $N_b > N_{cb}$.

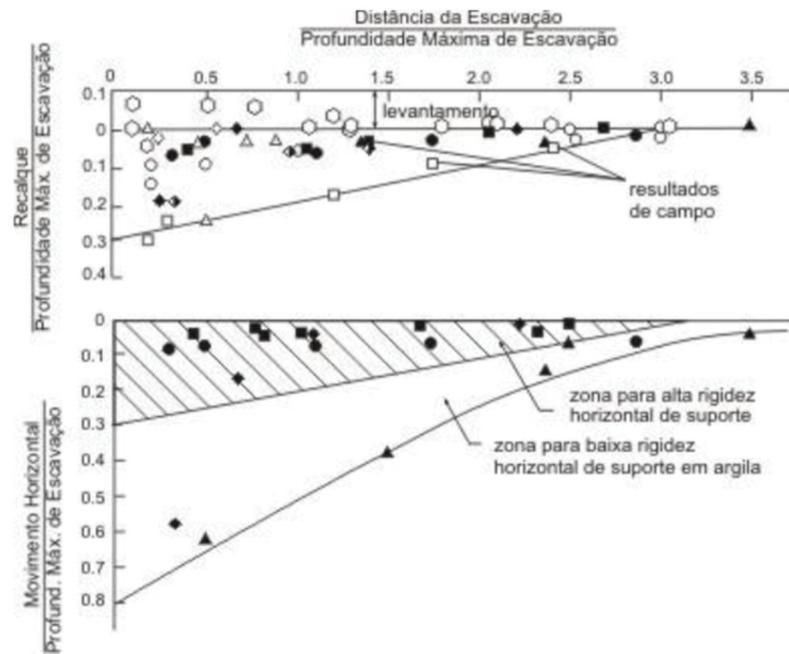
Clough e O'Rourke (1990) realizaram um estudo de casos em que foram monitorados os valores de deslocamentos verticais e horizontais para diferentes materiais, sendo utilizada como forma preliminar de estimativa de valores máximos e padrões de deslocamento. Os deslocamentos superficiais e a distância da parede são expressos por sua relação com a máxima profundidade de escavação (H) e a distribuição dos recalques, tomando como referência o recalque máximo atrás da parede. As figuras 33 a 35 mostram os resultados dos estudos.

Figura 33 – Levantamento dos valores de deslocamento verticais e horizontais observados em escavações de diferentes materiais. (A) – Escavações em areias



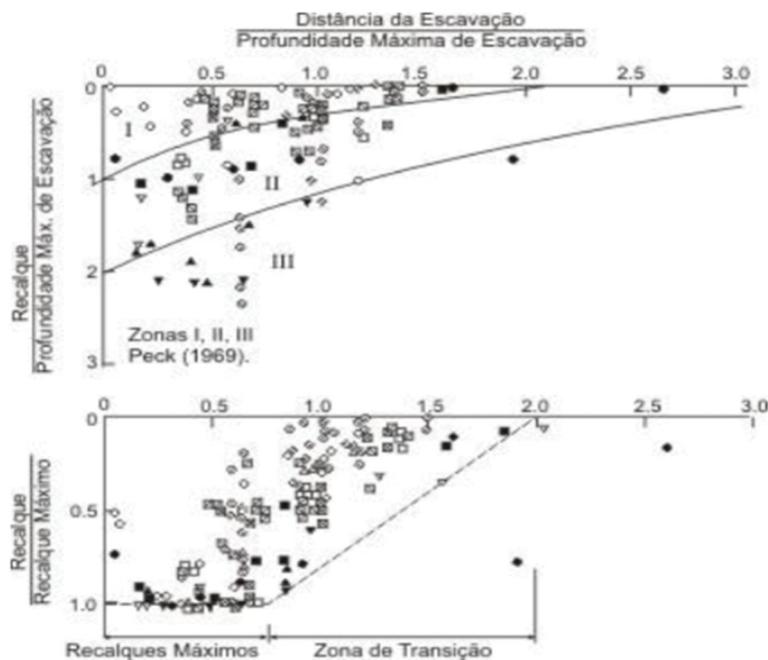
Fonte: Adaptado Clough e O'Rourke (1990, apud MILITITSKY, CONSOLI E SCHNAID, 2005).

Figura 34 – Levantamento dos valores de deslocamento verticais e horizontais observados em escavações de diferentes materiais. (B) – Escavações em argila rija a muito dura



Fonte: Adaptado Clough e O'Rourke (1990, apud MILITITSKY, CONSOLI E SCHNAID, 2005).

Figura 35 – Levantamento dos valores de deslocamento verticais e horizontais observados em escavações de diferentes materiais. (C) – Escavações em argila mole a média



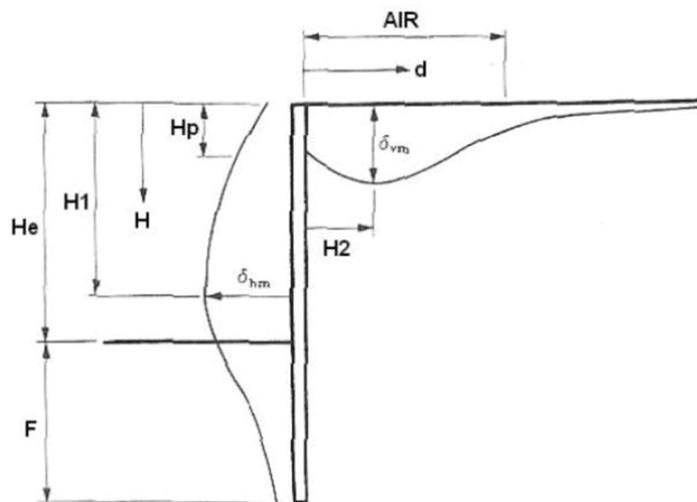
Fonte: Adaptado Clough e O'Rourke (1990, apud MILITITSKY, CONSOLI E SCHNAID, 2005).

Ou, Hsieh e Chiou (1993) realizaram um estudo detalhado de casos de obra e analisaram, separadamente, os casos sob estado plano de deformação e condições usuais de construção, ou seja, foram desconsiderados os recalques por adensamento, que ocorrem pelo de rebaixamento do nível d'água ou fuga do solo e água que podem ocorrer por eventuais falhas da parede da contenção. Os citados autores apenas contemplam os deslocamentos horizontais da parede e recalques superficiais devidos à remoção do solo escavado sob condição de deformação plana, sem ocorrência de escoamento plástico do solo.

As variáveis analisadas estão ilustradas na Figura 36. Segundo Ou, Hsieh e Chiou (1993) com exceção da primeira etapa de escavação, o maior deslocamento horizontal costuma ocorrer próximo ao nível da escavação, e a magnitude da deflexão (δ_{hm}) varia entre $0,002H_e$ e $0,005H_e$. Segundo Ou, Hsieh e Chiou (1993) foi observado que o máximo recalque na superfície (δ_{vm}) é igual ao máximo valor da deformação lateral do paramento (δ_{hm}), embora a maioria dos casos analisados indique valores variando entre $0,5 \delta_{hm}$ e $0,7\delta_{hm}$.

Os valores observados pelos citados autores são maiores que o proposto por Clough e O'Rourke (1990), que apresenta valor máximo de $0,003H_e$, com base em casos de escavações em argilas rijas, solos residuais, e areias. Entretanto, são menores que o limite proposto por Peck (1969), que para o caso de escavações em areia apresenta valor máximo de $0,01H_e$, onde o sistema de contenção utilizado era composto de estacas prancha.

Figura 36 – Definição das Variáveis de Ou, Hsieh e Chiou (1993)

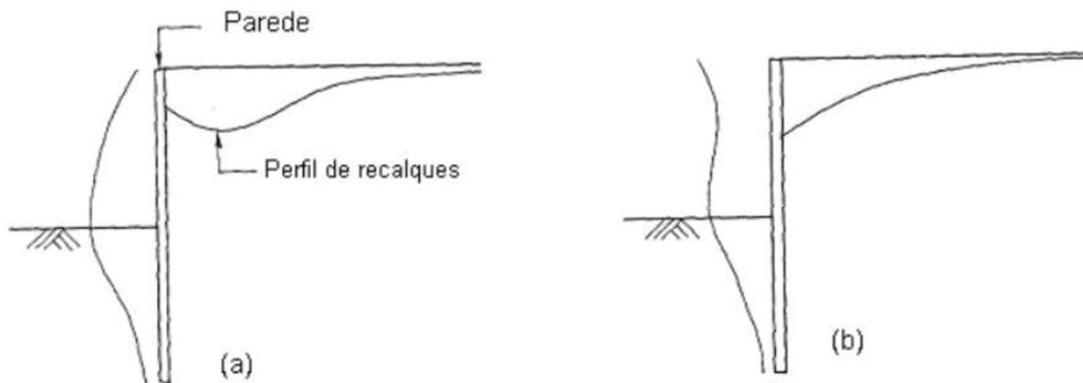


Fonte: Adaptado Ou, Hsieh e Chiou (1993, apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

De acordo com Ou, Hsieh e Chiou (1993), os diferentes tipos de perfis de recalque depende da magnitude e da forma da deformada da parede. O primeiro perfil típico (Figura 37a) contempla o caso onde o recalque máximo ocorre a certa distância da parede, enquanto o

segundo perfil (Figura 37b) o recalque máximo ocorre muito próximo à parede, os dois perfis estão ilustrados na Figura 37.

Figura 37 – Perfis típicos de recalque de Ou, Hsieh e Chiou (1993)

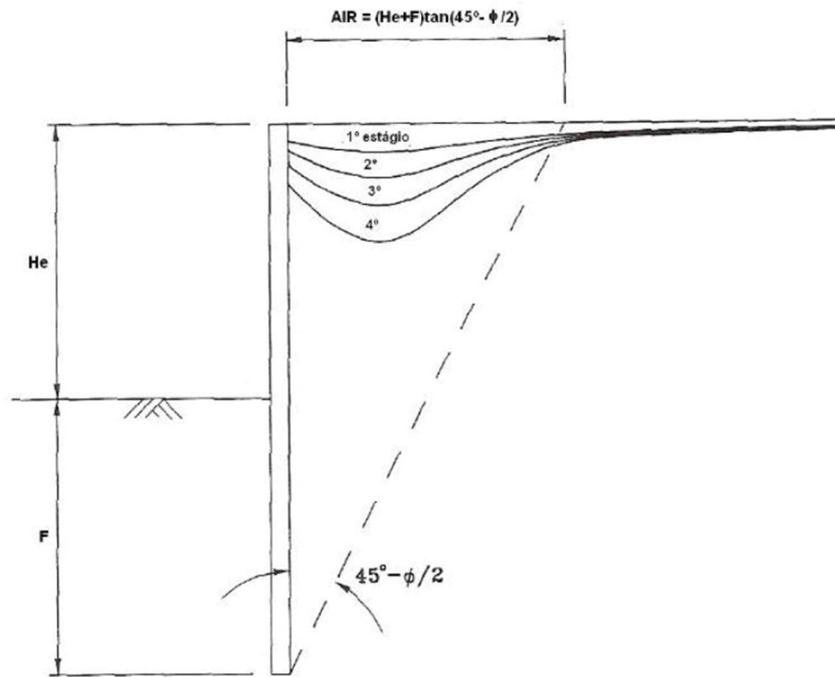


Fonte: Adaptado Ou, Hsieh e Chiou (1993, apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

O perfil tipo (a) de recalque ocorre nas situações em que a parede de contenção apresenta um pequeno deslocamento nas etapas iniciais da escavação, comparado ao deslocamento que ocorre nos estágios mais profundos da escavação. Para este tipo de perfil, o recalque máximo ocorre a uma distância aproximada de cerca da metade da profundidade final da escavação, medida H_2 ilustrada na Figura 36. O perfil tipo (b) de recalque ocorre nos casos em que grandes deslocamentos horizontais da parede acontecem nos primeiros estágios da escavação, nessa situação o efeito do “balanço” pode conduzir a valores maiores de recalque nas proximidades da parede.

Ou, Hsieh e Chiou (1993) observaram em campo que os deslocamentos verticais do solo atrás da parede podem se estender a uma distância considerável. Os recalques a uma distância limitada da parede não são uniformes e crescem com a profundidade da escavação. Construções circunvizinhas que se encontram no interior desta região podem sofrer danos. A esta região assim delimitada é definida como *AIR – Apparent Influence Range* (intervalo de influência aparente). Fora desta região os deslocamentos verticais são pequenos e não causam danos às construções adjacentes. De acordo com os estudos o intervalo de influência aparente (AIR) é aproximadamente igual à distância definida pela zona ativa, ilustrada na Figura 38.

Figura 38 – Relação entre o intervalo de influência aparente e o comprimento da parede

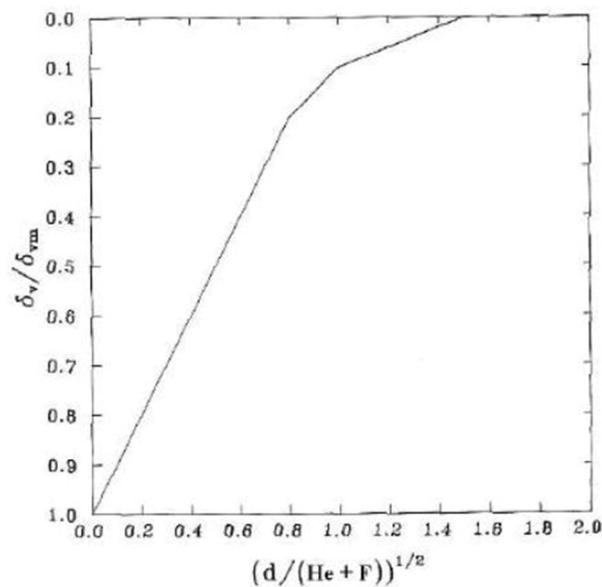


Fonte: Adaptado Ou, Hsieh e Chiou (1993, apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

Para a previsão do segundo perfil de recalque, o tipo (b) da Figura 37, Ou Hsieh e Chiou (1993) propuseram um gráfico trilinear ilustrado na Figura 39.

Essa proposta também pode ser empregada por meio das equações 26, 27 e 28:

Figura 39 – Relação proposta entre os recalques e a distância da parede para o segundo perfil típico de recalque



Fonte: Adaptado Ou, Hsieh e Chiou (1993, apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

$$\left[\frac{d}{He + F} \right]^{0,5} \leq 0,8 \Rightarrow \delta_v = \left[1 - \left(\frac{d}{He + F} \right)^{0,5} \right] \delta_{vm} \quad (26)$$

$$0,8 < \left[\frac{d}{He + F} \right]^{0,5} \leq 1,0 \Rightarrow \delta_v = \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{d}{He + F} \right)^{0,5} + 0,6 \right] \delta_{vm} \quad (27)$$

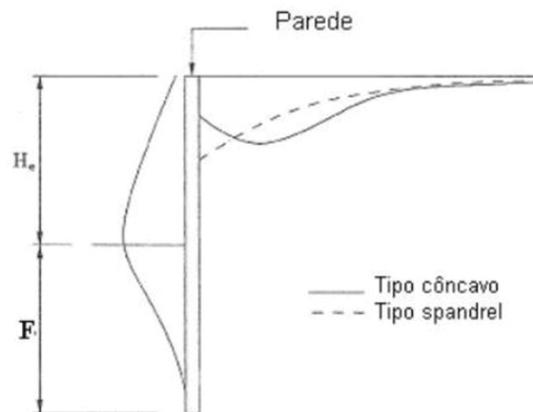
$$1,0 < \left[\frac{d}{He + F} \right]^{0,5} \leq 1,5 \Rightarrow \delta_v = \left[-\frac{1}{5} \left(\frac{d}{He + F} \right)^{0,5} + 0,3 \right] \delta_{vm} \quad (28)$$

Ou, Hsieh e Chiou (1993) concluíram em seu trabalho, que para o primeiro perfil típico de recalque (Figura 37a), os deslocamentos verticais a diferentes distâncias da parede só podem ser obtidos com base num banco de dados mais extenso.

Hsieh e Ou (1998) complementaram o estudo de Ou, Hsieh e Chiou (1993) sobre os dois perfis típicos de recalques provocados por escavações, designados como côncavo e *spandrel*, similar ao perfil tipo (a) e (b) dos estudos de Ou, Hsieh e Chiou (1993), ilustrados em conjunto na Figura 40.

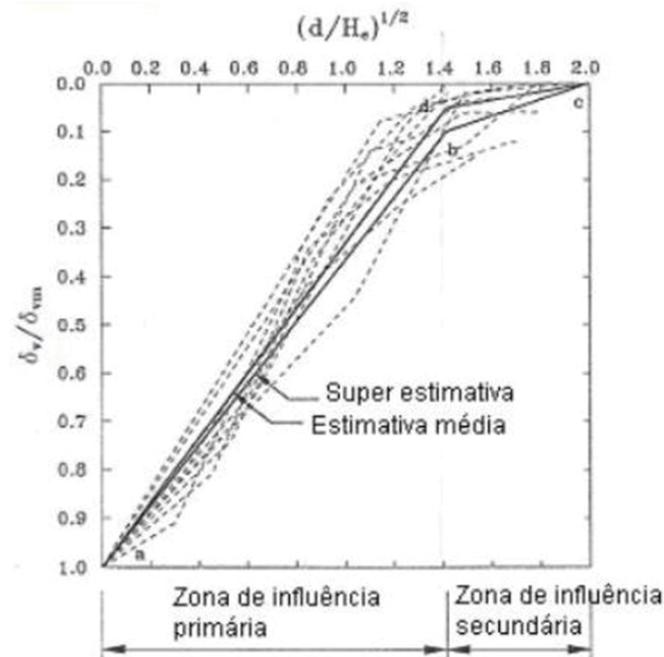
Os autores mantiveram, para o perfil tipo *spandrel*, basicamente a mesma proposta estabelecida por Ou, Hsieh e Chiou (1993), o gráfico trilinear para previsão de recalque ilustrada na Figura 38. Porém, os autores preferiram fixar a profundidade da escavação (H_e), ao invés do comprimento total da parede ($H_e + F$). O gráfico trilinear de Hsieh e Chiou está ilustrado na figura 41, vale destacar que as figuras diferem apenas na forma como foi definido o eixo das abcissas.

Figura 40 – Tipos de perfis de recalque



Fonte: Adaptado Hsieh e Ou (1998, apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

Figura 41 – Método proposto para a previsão do perfil de recalques do tipo *spandrel*



Fonte: Adaptado Hsieh e Ou (1998, apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

Podemos observar na Figura 41, que os perfis tipo *spandrel* dos vários casos de obras analisados se situam numa faixa relativamente pequena, embora sejam diferentes para cada um destes casos de obra as condições do subsolo, geometria da escavação e sistema de suporte lateral da parede. Os citados autores utilizando regressão linear determinaram uma curva média (curva a-d-c), com coeficiente de correlação de 0,949, bem como uma curva contemplando maiores recalques (curva a-b-c), equivalente à média mais um desvio padrão, para a qual Hsieh e Ou (1998) determinaram as equações 29 e 30:

$$\delta_v = \left[-0,636 \left(\frac{d}{He} \right)^{0,5} + 1 \right] \delta_{vm} \text{ para } \frac{d}{He} \leq 2 \quad (29)$$

$$\delta_v = \left[-0,171 \left(\frac{d}{He} \right)^{0,5} + 0,342 \right] \delta_{vm} \text{ para } 2 < \frac{d}{He} \leq 4 \quad (30)$$

Podemos verificar na figura 41 que a linha a-b apresenta uma inclinação alta, que no caso de recalques δ_{vm} de valores significativos, pode induzir distorções angulares grandes nas construções circunvizinhas à parede da escavação. Esta é a zona de influência primária, que se estende a uma distância até $2H_e$ do paramento, mesmo valor da faixa de influência dos recalques de Clough e O'Rourke (1990). Porém a linha b-c tem uma inclinação mais suave e

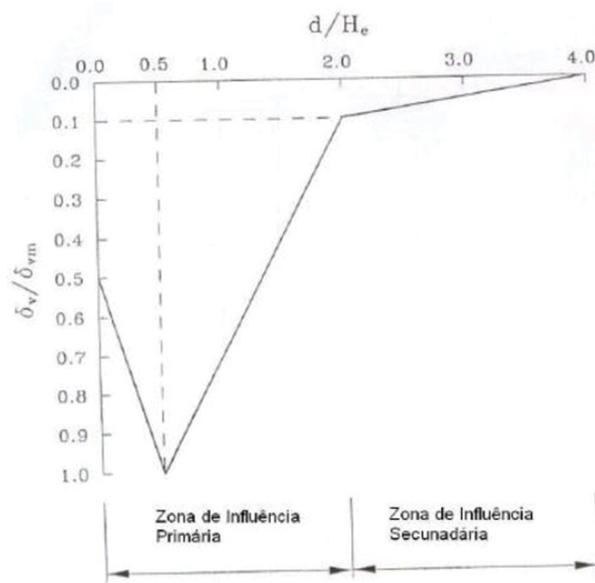
as construções localizadas nesta região são menos afetadas, sendo assim considerada a zona de influência secundária, que se estende a uma distância de até $4H_e$ do paramento.

Hsieh e Ou (1998) comentam que para caso do perfil do tipo côncavo de recalque é necessário conhecer a região de influência, o recalque na face da parede e a localização do maior recalque de forma a definir completamente o perfil de recalque. Para a localização do maior deslocamento vertical, os citados autores reportam que Ou, Hsieh e Chiou (1993) e Nicholson (1987) verificaram que a distância, medidos a partir da face da parede, onde ocorre o maior recalque é igual à metade da profundidade onde ocorre o maior deslocamento horizontal da parede. Na maioria dos casos analisados de perfil tipo côncavo, o maior deslocamento lateral ocorreu junto ao nível da escavação, resultando num valor de $H_e/2$ para a localização do maior recalque. Quanto ao valor de máximo recalque na face da escavação o trabalho de Clough e O'Rourke (1990) apresentam valores de $0,5 \delta_{vm}$ a $0,75 \delta_{vm}$, enquanto os casos de obra estudados por Hsieh e Ou (1998) revelam valores da ordem de $0,5 \delta_{vm}$. Assim, Hsieh e Ou (1998) sugerem a adoção de $0,5 \delta_{vm}$.

Hsieh e Ou (1998) mencionam o princípio de Saint Venant, segundo o qual se alguma distribuição de forças agindo numa porção da superfície de um corpo for substituída por uma outra distribuição estaticamente equivalente, isto é, de força resultante equivalente, os efeitos correspondentes em pontos suficientemente afastados da região carregada serão essencialmente os mesmos.

Assim para diferentes escavações e procedimentos de instalação de escoramentos, em que temos diferentes distribuições de forças, teremos como resultado a mesma zona ativa. Estas diferentes escavações e procedimentos de escoramento devem resultar em diferentes estados de tensões para o maciço de solo junto à parede e, conseqüentemente, diferentes tipos de perfis de recalque. Porém, diferentes escavações e procedimentos de escoramento devem ter pequena influência no estado de tensões no maciço afastado da parede. Desta forma, os recalques devem ser os mesmos em tais circunstâncias. A zona de influência secundária, segundo Hsieh e Ou (1998), pode ser considerada suficientemente afastada da parede e pouco afetada pela distribuição do carregamento, segundo o princípio de Saint Venant. Hsieh e Ou (1998) consideram que a extensão e o valor dos recalques da zona de influência secundária como iguais em ambos os tipos de perfis de recalque. Assim, o recalque é igual a $0,1 \delta_{vm}$, valor do ponto b ilustrado na Figura 41 a uma distância de $2H_e$ e praticamente desprezível a $4H_e$. Hsieh e Ou (1998) simplificam e consideram linear o comportamento entre os trechos, sugerindo a Figura 42 para a previsão completa do perfil de recalques do tipo côncavo.

Figura 42 – Proposta de Hsieh e Ou (1998) para o perfil do tipo côncavo



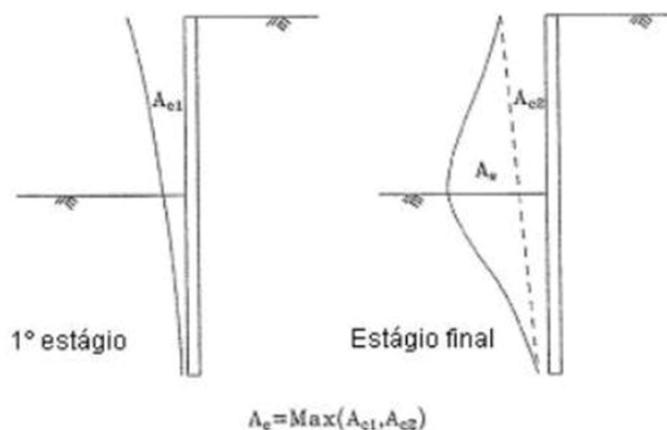
Fonte: Adaptado Hsieh e Ou (1998, apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

Hsieh e Ou (1998) sugerem um método quantitativo que justifique os diferentes tipos de perfis de recalque, côncavo e *spandrel*, induzido por escavações e propõem que a área correspondente à parcela do deslocamento da parede originário da movimentação profunda, A_s , seja diferenciada da área correspondente à parcela do deslocamento do tipo em balanço, A_c , definida como:

$$A_c = \text{Máx}(A_{c1}, A_{c2}) \quad (31)$$

Em que A_{c1} e A_{c2} são as áreas das componentes da estrutura em balanço do primeiro estágio e do estágio final da escavação, respectivamente, ilustradas na Figura 43.

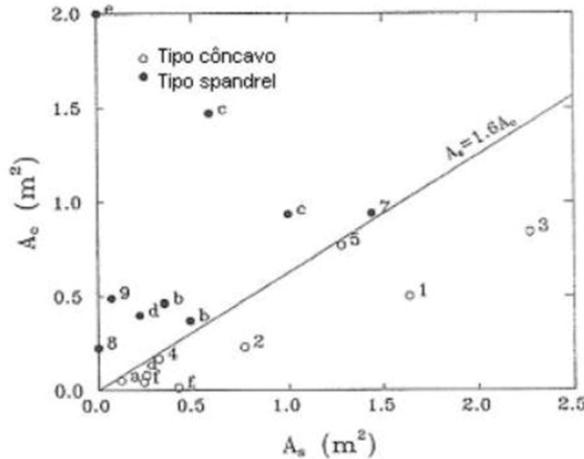
Figura 43 – Áreas das componentes em balanço e profunda



Fonte: Adaptado Hsieh e Ou (1998, apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

A partir dos resultados dos casos de obra estudados por Clough e O'Rourke (1990), Ou Hsieh e Chiou (1993) e Hsieh e Ou (1998) a Figura 44 ilustra claramente que o perfil do tipo côncavo ocorre para a situação que $A_s \geq 1,6 A_c$.

Figura 44 – Relação entre as áreas A_s e A_c

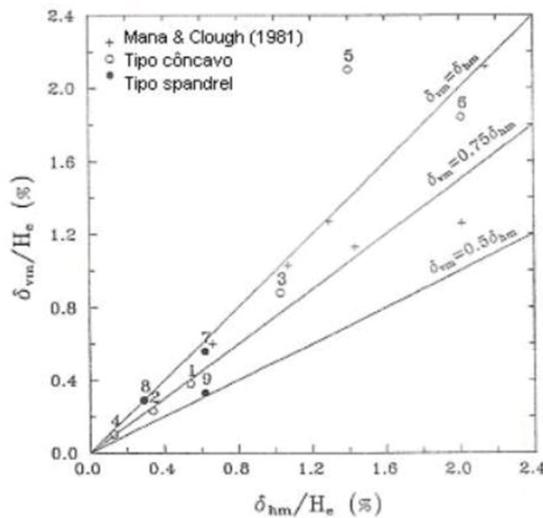


Fonte: Adaptado Hsieh e Ou (1998, apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

Hsieh e Ou (1998) enfatizam que de modo geral o valor do deslocamento vertical máximo da superfície, δ_{vm} , pode ser estimado em função do valor do deslocamento horizontal máximo da parede, δ_{hm} , sugerindo sua obtenção a partir dos dados experimentais da Figura 45, que inclui tanto os casos de obra estudados por estes autores, como também os resultados de Mana e Clough (1981).

Podemos observar na Figura 45 que os valores de δ_{vm} estão compreendidos entre $0,5\delta_{hm}$ a $0,75\delta_{hm}$, na maior parte dos casos, com limite superior de $\delta_{vm} = \delta_{hm}$.

Figura 45 – Relação entre o valor máximo de deslocamento horizontal da parede e o recalque superficial máximo



Fonte: Adaptado Hsieh e Ou (1998, apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

Hsieh e Ou (1998) esclarecem que através de uma análise de tensão x deformação, seja pelo método dos elementos finitos, seja por um método baseado em viga sobre base elástica, podemos obter o valor de δ_{hm} com boa precisão. No entanto, os citados autores consideram que a estimativa de δ_{hm} através do gráfico proposto pelos estudos de Clough e O'Rourke (1990) é menos precisa e deve ser utilizada apenas como uma primeira aproximação.

O método proposto por Hsieh e Ou (1998) teve sua validação através do estudo de inúmeros casos de obras em solos predominantemente de natureza argilosa, mas os citados autores não limitaram a utilização do método apenas em solos argilosos.

Para a previsão dos recalques superficiais causados por escavações o seguinte procedimento foi estabelecido por Hsieh e Ou (1998):

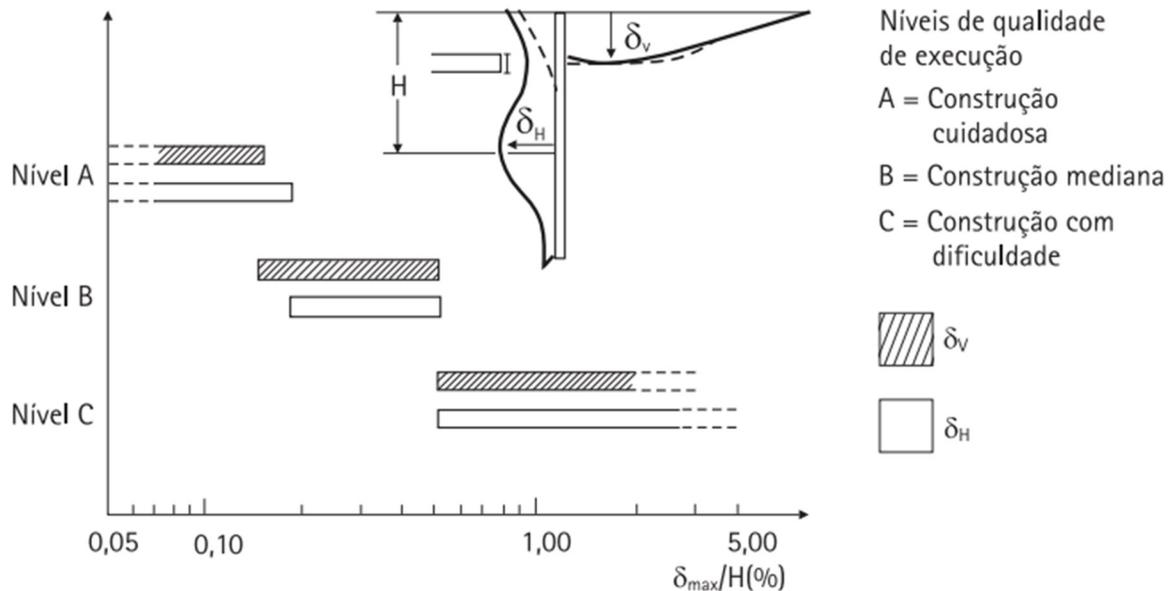
- 1- Previsão da máxima deformação lateral da parede de contenção δ_{hm} , utilizando análises pelo Método dos Elementos Finitos ou por métodos baseados em vigas sobre base elástica;
- 2- Determinar o tipo de perfil de recalque esperado, do tipo côncavo ou *spandrel*, calculando a área da bacia de deflexão horizontal tipo balanço (A_c) e a área da deflexão horizontal profunda da parede (A_s), utilizando as figuras 43 e 44;
- 3- Estimar a partir da figura 45 o valor máximo do recalque superficial (δ_{vm}) com base na relação $\delta_{vm} = f(\delta_{hm})$;
- 4- Calcular o recalque superficial para as várias distâncias à parede, de acordo com as figuras 41 e 42.

Hsieh e Ou (1998) destacam que na situação que não seja realizada uma análise de deformação, uma aproximação grosseira pode ser obtida utilizando-se os gráficos propostos por Clough e O'Rourke (1990), para efeito de uma primeira aproximação de projeto. Hsieh e Ou (1998) através de resultados experimentais e análises pelo Método dos Elementos Finitos demonstram que o tipo de perfil de recalque é definido nos estágios iniciais da escavação, quando as construções vizinhas ainda não se encontram em situação crítica. Desta forma, os recalques que correspondem aos estágios finais da escavação, situação futura mais crítica, podem ser estimados através de interação seguindo os resultados medidos em campo em cada etapa da execução da contenção.

Ranzini e Negro Jr (1998) elaboram um gráfico com base dos dados coletados por Peck (1969); Clough e O'Rourke (1990), esse gráfico ilustrado na Figura 46 propõe uma

forma expedita de prever deslocamentos verticais e horizontais máximos em escavações escoradas com qualidade no período de execução.

Figura 46 – Forma expedita de prever deslocamentos verticais e horizontais máximos em escavações escoradas



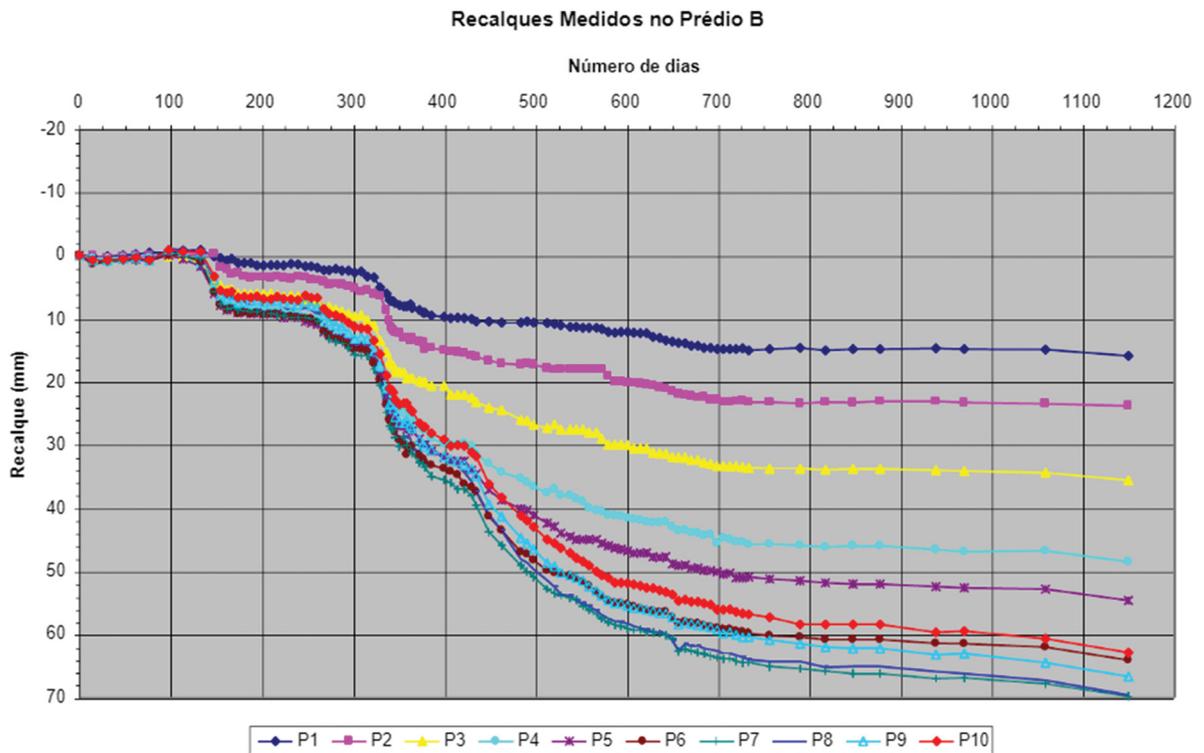
Fonte: Ranzini e Negro Jr (1998, apud MILITITSKY, CONSOLI E SCHNAID, 2005).

A Figura 47 mostra um caso em que foi feito o acompanhamento de recalques das diversas etapas de implantação de uma escavação com uma escavação com 19,5 metros de profundidade, em sua periferia foi executada uma parede diafragma atirantada, junto a contenção se encontram prédios assentes em fundações diretas e profundas na cidade de Porto Alegre (MILITITSKY, 2000; SCHNAID et al., 2003).

Segundo Hong Kong Government (1990); Puller (1996), os recalques resultantes de escavação frente à cortina, sua magnitude e forma de recalque, são influenciados por:

- Variação das tensões devido à escavação;
- Resistência e rigidez do solo;
- Variação das condições do lençol freático;
- Rigidez da parede e do sistema de suporte;
- Forma e dimensão da escavação
- Outros efeitos, tais como preparação do local, execução de fundações profundas etc.;
- Qualidade e execução dos serviços.

Figura 47 – Acompanhamento de recalques de prédios contíguos á escavação de grande porte em Porto Alegre (RS).

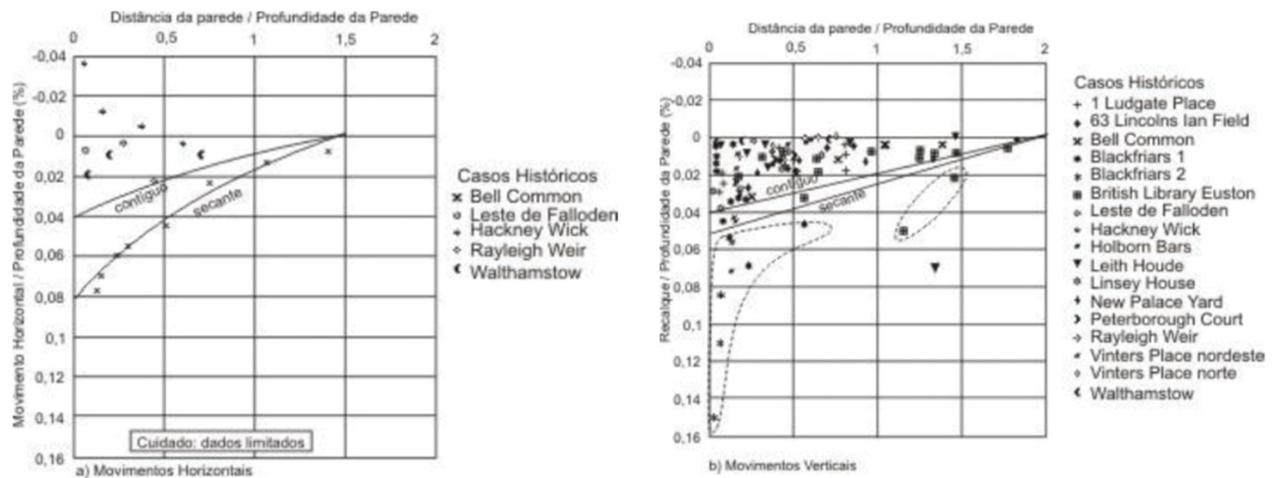


Fonte: Adaptado Schnaid et al (2003, apud MILITITSKY, CONSOLI E SCHNAID, 2005).

Ciria (2003) apresenta resultados de medições de deslocamentos provocados apenas na etapa de construção, sem escavação, de cortinas de estacas justapostas e parede diafragma em argilas de Londres (Figura 48 e 49).

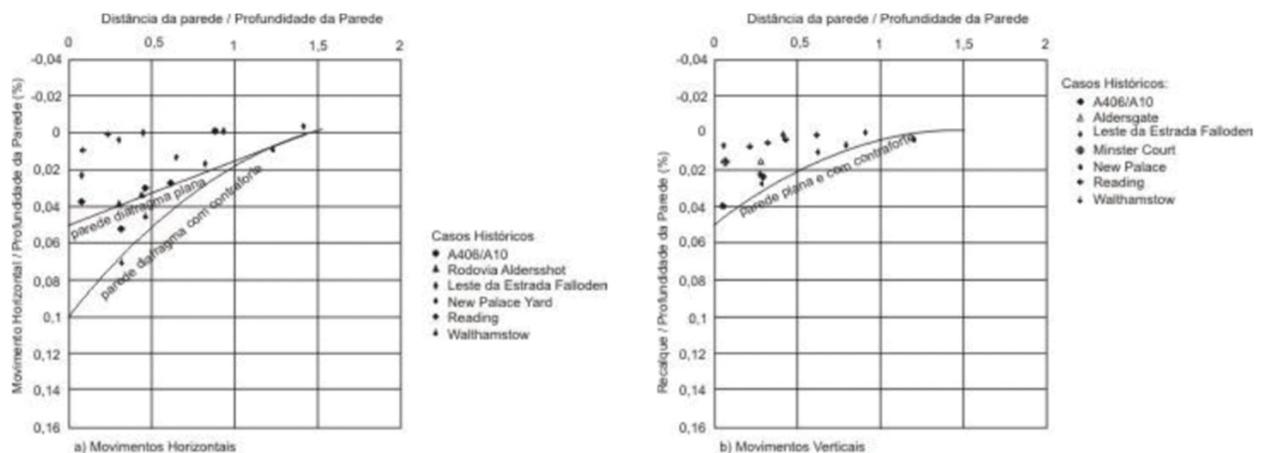
O sistema construtivo das contenções, suas características de rigidez, etapas e cuidados na implantação afetam de forma diferente os deslocamentos provocados na vizinhança (MILITITSKY, CONSOLI E SCHNAID, 2005).

Figura 48 – Movimentos da superfície do terreno devido a instalação de parede de estacas escavadas em argila rija



Fonte: Adaptado Ciria (2003, apud MILITITSKY, CONSOLI E SCHNAID, 2005).

Figura 49 – Movimentos da superfície do terreno devido a instalação de parede diafragma em argila rija



Fonte: Adaptado Ciria (2003, apud MILITITSKY, CONSOLI E SCHNAID, 2005).

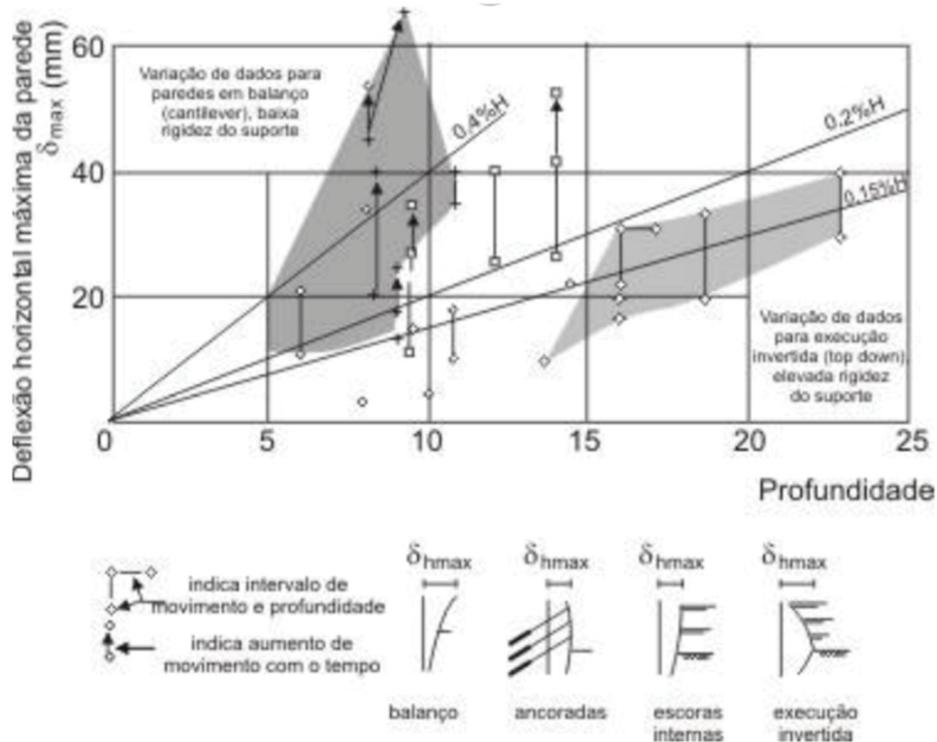
Usando diferentes processos construtivos St John et al. (1992) realizou medições de deslocamentos observados em escavações em argilas de Londres, com o objetivo de avaliar os deslocamentos com a variações na rigidez do suporte como pode ser vista na Figura 50.

Long (2001), com estudo em mais de trezentas obras, lista que os maiores deslocamentos observados são causados principalmente por:

- Deformação da estrutura de contenção;
- Creep das ancoragens;

- Flexibilidade do sistema de contenção;
- Movimentos associados a balanços grandes na parede de suporte no início da sequência construtiva.

Figura 50 – Deflexões laterais máximas observadas por escavações na argilas de Londres



Fonte: Adaptado St John et al. (1992, apud MILITITSKY, CONSOLI E SCHNAID, 2005).

No caso das cortinas ancoradas com tirantes, o tempo decorrente entre a escavação e execução dos tirantes com sua devida protensão, tem efeitos marcantes nos deslocamentos provocados, quanto maior o tempo maiores serão os deslocamentos.

2.3.2 Danos às edificações vizinhas

As alterações ocasionadas pelas escavações e procedimentos para instalação dos pontos de fixação das cortinas, podem causar deslocamentos às estruturas existentes ao lado da obra, podendo ter movimentos como translação, rotações, distorções, e possivelmente resultar em danos. A ocorrência de movimentos rígidos de translação vertical e horizontal, ou recalques uniformes, pode influir pouco na distorção e trincamento da estrutura, porém podem afetar tubulações enterradas ou serviços vinculados à estrutura. Essa movimentação pode alterar o funcionamento das edificações, especialmente se os usuários tiverem uma percepção

negativa do fenômeno ou se ele afetar o funcionamento de instalações industriais, elevadores e equipamentos em geral.

Para se definir um nível de deslocamento como causador de dano, Laefer (2001) apresenta uma proposta de relação entre nível de dano e deformação horizontal como pode ser visto na Tabela 7.

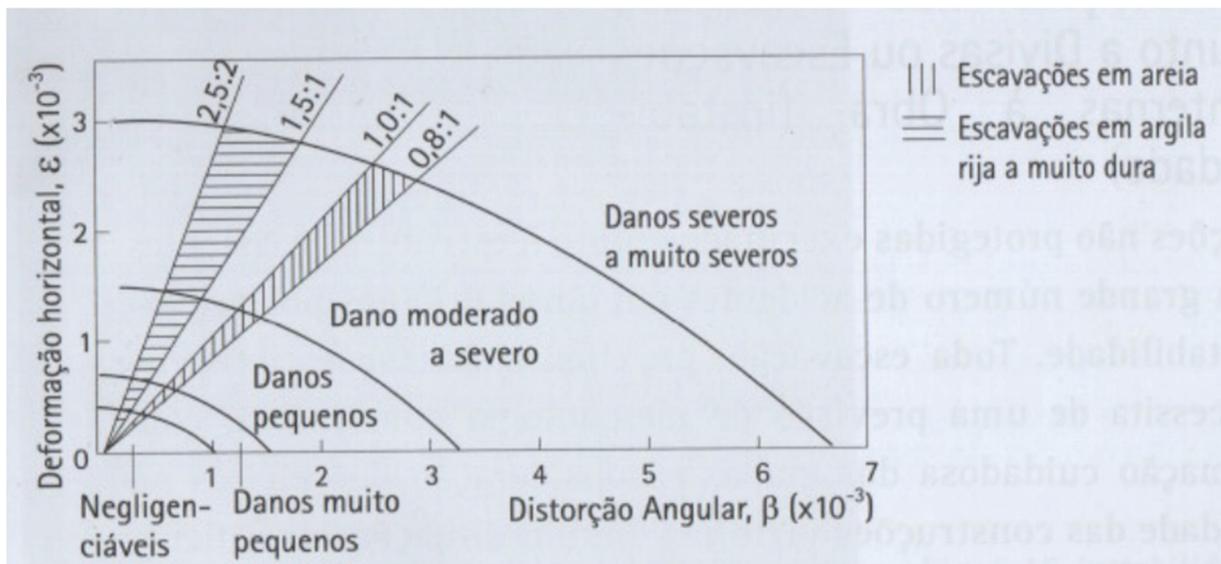
Tabela 7 – Relação entre nível de dano e deformação horizontal

Categoria de dano	Grau de severidade	Limite de deformação em tração (%)
0	Desprezível	0 - 0,050
1	Muito pequeno	0,050 - 0,075
2	Pequeno	0,075 - 0,150
3	Moderado	0,150 - 0,300
4	Alto a muito alto	> 0,300

Fonte: Laefer, 2001

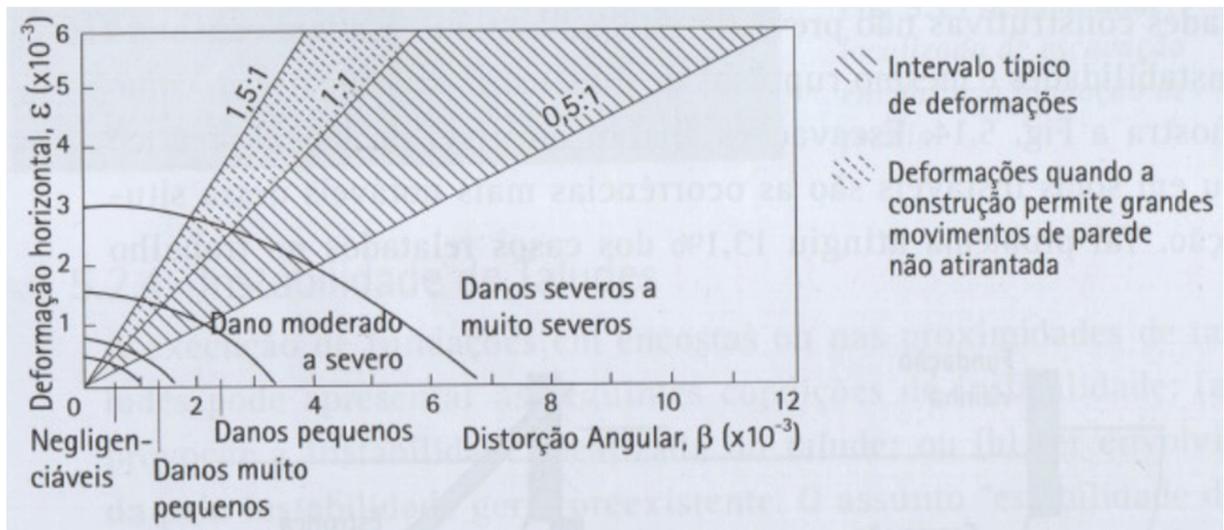
Outra proposta de relação entre dano provocado nas edificações e deslocamentos induzidos por escavação, pode ser vista nas Figura 51 e 52, foi apresentada por Boscardin e Cording, 1989; Cording et al., 2001.

Figura 51 – Relação entre dano provocado nas edificações por deslocamentos induzidos por escavações em areias e argilas rijas a muito duras



Fonte: Boscardin & Cording, 1989.

Figura 52 – Relação entre dano provocado nas edificações por deslocamentos induzidos por escavações para edificações com intervalos típicos de deformações



Fonte: Cording et al, 2001.

2.4 INSTRUMENTAÇÃO E CONTROLE DE DANOS

2.4.1 Controle de Recalques

A realização do controle de recalque é recomendada quando existem dúvidas referente ao comportamento de uma fundação, em que o projeto apresente aspectos especiais ou quando é necessário acompanhar seu desempenho, em razão de escavação próxima.

O controle do recalque consiste na medida de forma regular da evolução dos recalques do prédio com o tempo, ou com estágios de carregamento, e é realizado com instrumentos topográficos de precisão, sempre referenciados a um *benchmark*, ou marco de referência. Deve-se ter uma equipe especializada em instrumentação geotécnica para fazer as leituras, pois não só o valor absoluto dos recalques é importante, assim como sua velocidade de ocorrência e seu valor relativo aos outros pinos. O acompanhamento técnico de obra realizada pela projetista também deve ser incluído nas leituras dos instrumentos.

A velocidade de recalque é explícita na unidade micrometro por dia, μ /dia, representando milésimo de milímetro por dia. Os valores observados na prática dependem de inúmeros fatores, o mais relevante deles o comportamento do solo sob carga. Como proposta Milititsky, Corsoli e Schnaid (2005), indicam os seguintes valores:

- Prédios com mais de 5 anos, velocidade menor que 10 μ /dia;
- Prédios entre 1 e 5 anos, entre 10 e 20 μ /dias;

- Prédios em fundação direta, fase construtiva, até 200 μ /dia;
- Prédios em fundações profundas, fase construtivas, até 80 μ /dia.

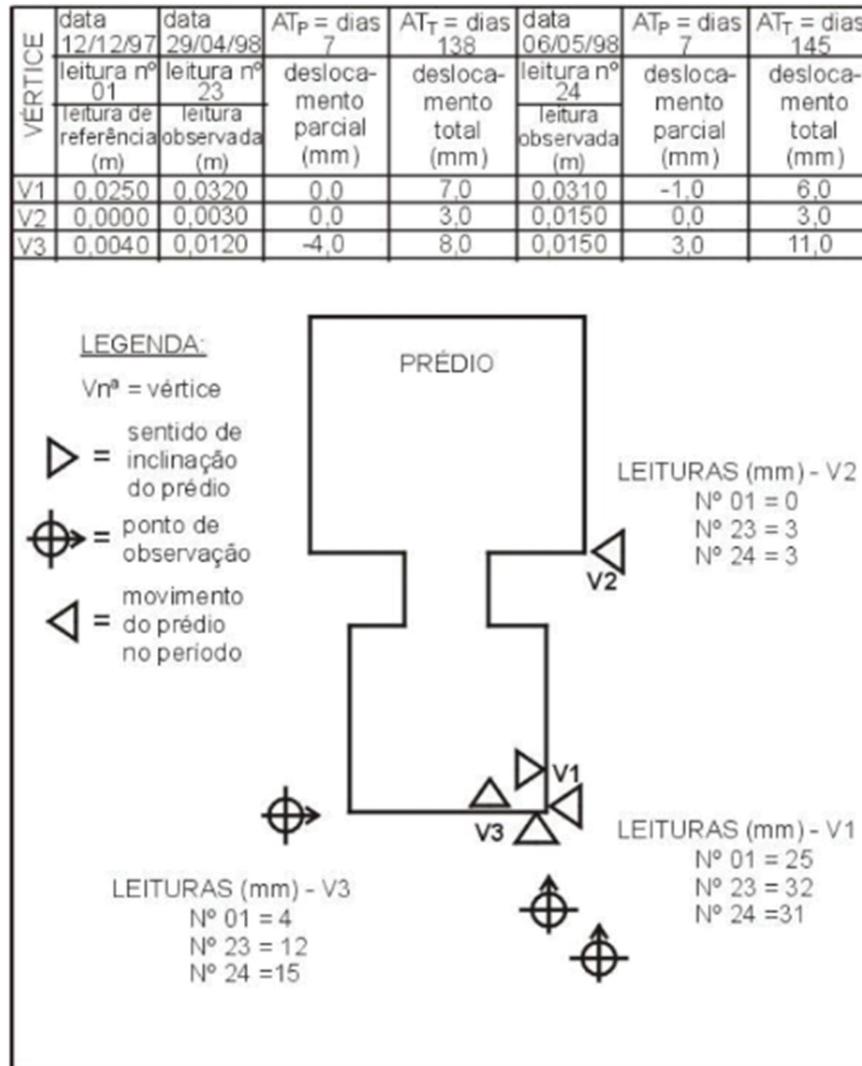
Segundo Milititsky (2000) em situações que se deve fazer o controle realizado para acompanhar efeitos de escavações próximas, os valores são muito variados, em função, entre outros, do solo sendo escavado, do tipo e geometria da fundação a qual se apoia a estrutura, da magnitude da escavação, da velocidade e qualidade de execução e do tipo de escoramento. Para uma orientação geral Milititsky (2000) indica:

- Até 50 μ /dia: seguro;
- Até 80 a 100 μ /dia: razoável, usual;
- Entre 100 e 200 μ /dia: necessária a adoção de medidas corretivas, cautela e aumento do número de leituras;
- Acima de 200 μ /dia: situação de urgência, reaterro ou adoção de medidas cautelares;
- Acima de 400 μ /dia: emergência e risco de acidente;

2.4.2 Controle de Verticalidade

É comum a realização de controle de verticalidade em prédios quando se executam escavações nas proximidades dessas edificações, como forma de acompanhar os efeitos produzidos. Devem-se fazer leituras periódicas da verticalidade da edificação com o uso de aparelho topográfico de precisão, acompanhando sempre os mesmos pontos, resultando em planilhas e gráficos como exemplificado na Figura 53.

Figura 53 – Planilhas e gráficos com leitura periódica de verticalidade realizada com aparelho topográfico de precisão.



Fonte: Milititsky, Corsoli e Schnaid (2005)

Milititsky, Corsoli e Schnaid (2005) têm como recomendação na execução de controle de verticalidade:

- O trabalho deve ser realizado com muito cuidado e de forma criteriosa, para não produzir resultados incoerentes;
- Sempre mais de uma direção e todas as paredes opostas devem ser objeto das medições, para evitar conclusões equivocadas;
- A leitura inicial deve ser realizada antes do início das atividades cujo efeito se quer avaliar;
- A partir de valores iniciais de desaprumo, não necessariamente provocados pela escavação, mas resultantes de problemas construtivos da própria obra

observada, as leituras posteriores são comparadas e analisadas frente aos efeitos da escavação.

- Devem ser considerados os efeitos da temperatura nos elementos da construção, sendo preferível que as leituras sejam sempre realizadas pelo mesmo operador, na mesma hora, caso contrário pode haver uma superposição de efeitos de difícil avaliação.
- Os resultados das medições devem ser submetidos imediatamente aos profissionais envolvidos para que eventuais efeitos nocivos ou agravamento de risco sejam imediatamente identificados.

2.4.3 Controle de Trincas

Outra forma usual de acompanhamento de manifestações patológicas é o controle sistemático de abertura e extensão de trincas, com o objetivo de caracterizar a gravidade do problema e avaliação se a movimentação está ativa ou estabilizada. As medidas podem ser realizadas com paquímetro e fissurômetro.

É importante acompanhar a progressão das trincas e suas dimensões, em elementos portantes a indicação de risco deve ter tratamento emergencial. Como proposta de descrição de severidade apresenta-se como exemplo a Tabela 8 e 9, típicas da prática inglesa.

Tabela 8 – Classificação inglesa de danos em edifícios

Abertura de Fissura (mm)	Grau de Dano			Efeito na Estrutura e Uso da Edificação
	Residencial	Comercial e público	Industrial	
< 0,1	Insignificante	Insignificante	Insignificante	Nenhum
0,1 a 0,3	Muito leve	Muito leve	Muito leve	Nenhum
0,3 a 1	Leve	Leve	Muito leve	Estético apenas
1 a 2	Leve a moderado	Leve a moderado	Muito leve	Estético. Acelera efeitos da ação climática externa
2 a 5	Moderado	Moderado	Leve	O uso da edificação será afetado; valores no limite superior podem por em risco a estabilidade.
5 a 15	Moderado a severo	Moderado a severo	Moderado	
15 a 25	Severo a muito severo	Severo a muito severo	Severo a muito severo	
> 25	Muito severo a perigoso	Severo a perigoso	Severo a perigoso	Cresce o risco da estrutura tornar-se perigosa.

Tabela 9 – Classificação de danos em paredes

Classe de Danos	Descrição de Danos	Largura aproximada das trincas (mm)	Limite de deformação por tração (%)
Desprezível	Trincas capilares	< 0,1	0 - 0,05
Muito pequenos	Trincas estreitas de fácil reparo. Trincas na alvenaria externa, visível sob inspeção detalhada.	< 1	0,05 - 0,075
Pequenos	Trincas facilmente preenchida. Várias fraturas pequenas no interior da edificação. Trincas externas visíveis e sujeitas à infiltração. Portas e janelas emperrando um pouco nas esquadrias	< 5	0,075 - 0,15
Moderados	O fechamento das trincas requer significativo preenchimento. Talvez seja necessária a substituição de pequenas áreas de alvenaria externa. Portas e janelas emperradas. Redes de utilidade podem estar interrompidas.	5 a 15 ou várias trincas com mais de 3 mm	0,15 - 0,3
Muito Severos	Reparos significativos envolvendo reconstrução parcial ou total. Paredes requerem escoramento. Janelas quebradas. Perigo de instabilidade.	Usualmente > 25, mas depende do número de trincas	-

Fonte: National Coal Board (1975)

3 ANÁLISE PARAMÉTRICA DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES VIZINHAS A GRANDES ESCAVAÇÕES

Por muitos anos, o dimensionamento de estruturas de contenção foi feito com base na avaliação da estabilidade interna, escorregamento e tombamento, e externa, estabilidade global e capacidade de carga, para os casos de muro de gravidade.

Com o avanço das ferramentas computacionais, os métodos numéricos passaram a ser uma ótima alternativa para o projeto de estruturas de contenção, já que incorporam a possibilidade de simulação da sequência das etapas construtivas, fornecem informações com relação à previsão de deformações, minimizam as restrições associadas aos métodos analíticos, como exemplo, as trajetórias de tensão são mais representativas das condições de campo.

Neste sentido, este capítulo tem por objetivo descrever como foi elaborado o modelo numérico empregado nesse estudo e como avaliar o comportamento de uma fundação ao lado de uma contenção em cortina atirantada frente a alguns condicionantes que alteram seu estado de tensão-deformação por meio de modelagens numéricas elaboradas no programa.

3.1 VALIDAÇÃO DO MODELO

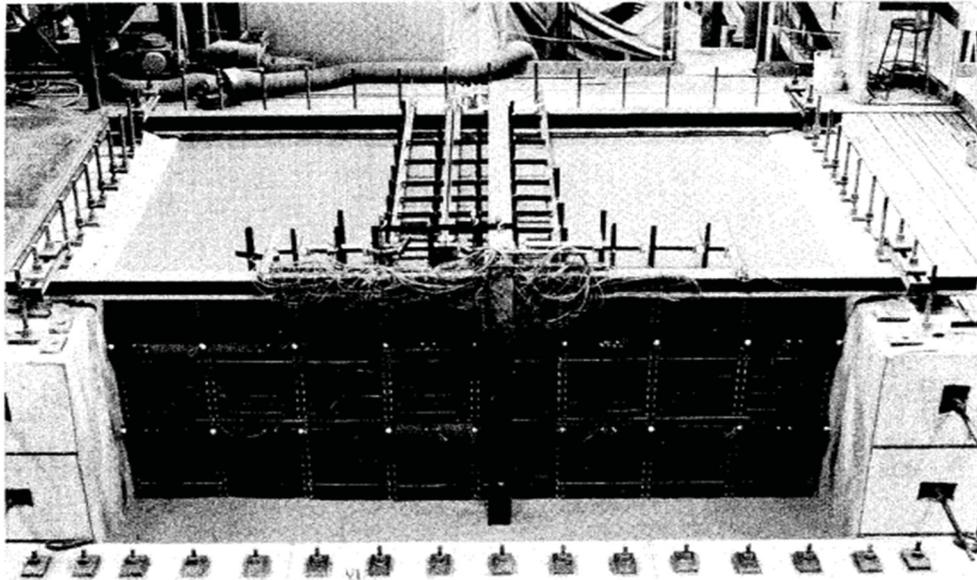
Antes de modelar no software de elementos finitos os casos propostos de cortina atirantada, foi modelado um caso desenvolvido em um teste de laboratório pela *Federal Highway Administration* (FHWA), localizado nos EUA, o qual foi monitorado por diversas instrumentações. Este modelo apresenta-se como um bom caso para ser calculado pelo software, onde pretende-se definir uma rotina de cálculo para uma análise preliminar de cortinas atirantadas.

3.1.1 Descrição do modelo teste FHWA

Quatro modelos físicos de parede ancorados em grande escala foram construídos neste estudo. As paredes consistiam em vigas e pranchões de aço, apoiados por um ou dois níveis de tirantes, construídos em areia. Cada parede do modelo tinha uma altura de projeto de 1,9 m, com 0,38 m de ficha. A geometria da parede e características estruturais foram dimensionadas para fornecer uma resposta de carga e deformação consistente com paredes em escala real suportadas por um ou dois níveis de tirantes. Movimentos na superfície do terreno, pressões laterais e cargas axiais foram observadas e os resultados do estudo da parede modelo

são descritos em Relatório Técnico FHWA-RD-98-067 (1998). Uma fotografia de uma parede em escala de modelo completa é fornecida na Figura 54.

Figura 54 – Fotografia da parede modelo concluída, sustentada por dois níveis de âncoras



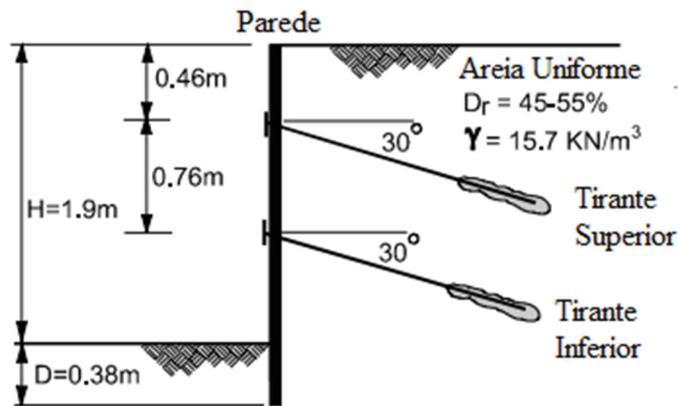
Fonte: FHWA-RD-98-067, (1998).

Os quatro modelos apresentados no Relatório Técnico FHWA-RD-98-067 (1998) são:

- Teste nº 1: Parede rígida suportada por uma única linha de tirante.
- Teste nº 2: Parede flexível suportada por uma única linha de tirante.
- Teste nº 3: Parede rígida suportada por duas linhas de tirante.
- Teste nº 4: Parede flexível suportada por duas linhas de tirante.

Para esta dissertação apenas o modelo do teste nº 04 será avaliado. O modelo é composto de uma parede em vigas e pranchões de aço, com duas linhas de tirantes. Suas características são descritas através das figuras a seguir:

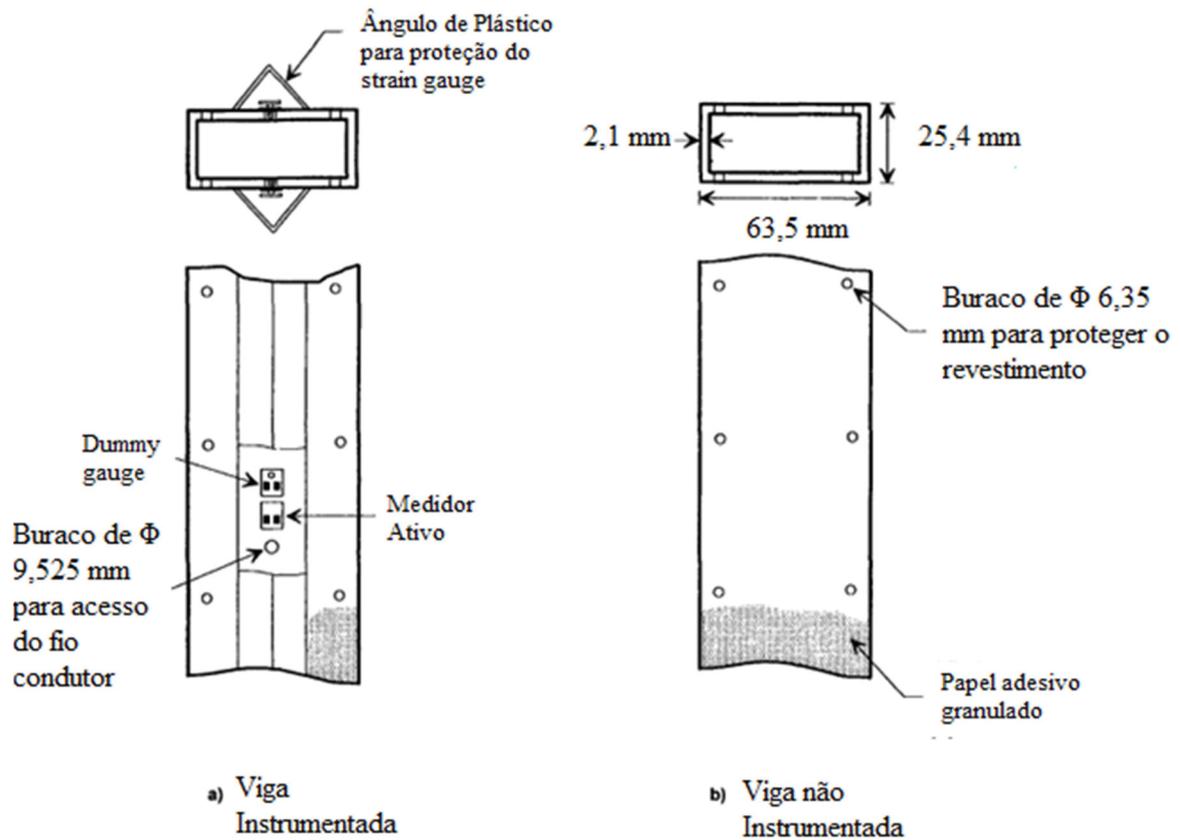
Figura 55 – Geometria da Parede utilizada no Teste 04 FHWA



Fonte: Adaptada FHWA-RD-98-067, (1998).

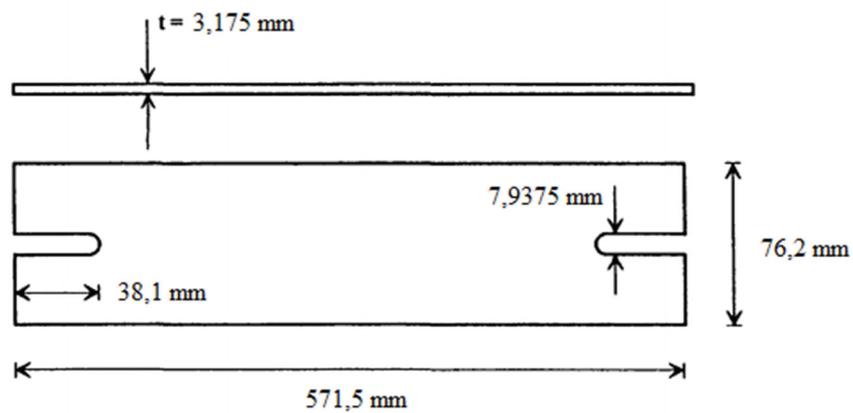
As vigas utilizadas no modelo consistiam em tubos de aço estrutural com seção transversal retangular vazada (Figura 56). Nove vigas foram usadas em cada teste e foram espaçadas a cada 60,91 cm. Os flanges das vigas foram cobertos com um papel adesivo granulado para fornecer características de rugosidade da superfície consistentes com as vigas em escala real. Placas de aço, de 3,175 mm de espessura, foram usadas para simular as placas de madeira de lei de 76,2 mm de espessura geralmente usadas na construção *in-situ* (Figura 57). Barras de aço de pequeno diâmetro foram usadas para modelar os tirantes no solo. As barras de aço eram rigidamente conectadas a uma estrutura de reação dentro da câmara de teste e a uma barreira na parede (Figura 58). Fixar as barras na parede posterior da câmara eliminou componentes de deformação da parede associado a movimentos de massa atrás dos tirantes, ou redistribuição de carga na zona de ancoragem.

Figura 56 – Vigas usadas no modelo



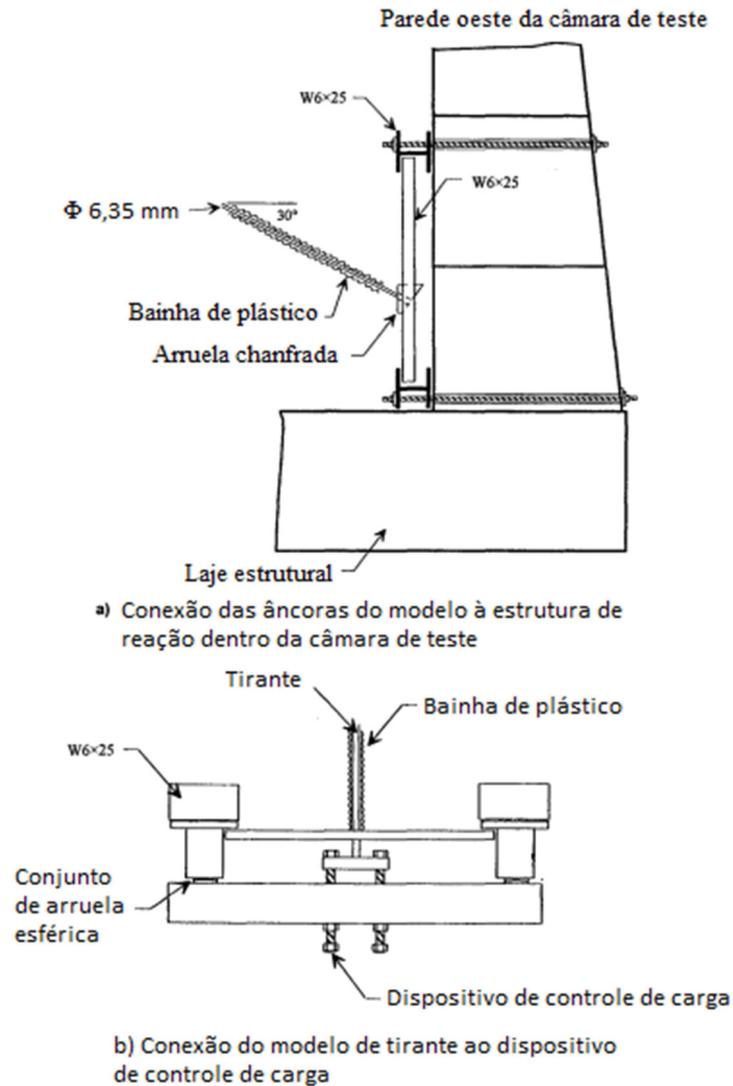
Fonte: Adaptada FHWA-RD-98-067, (1998).

Figura 57 – Placa de aço usada em testes de modelo para simular o revestimento



Fonte: Adaptada FHWA-RD-98-067, (1998).

Figura 58 – Conexão dos tirantes utilizadas no modelo



Fonte: Adaptada FHWA-RD-98-067, (1998).

3.1.2 Instrumentação

Duas das vigas de cada parede foram equipadas com *strain gages* distribuídos ao longo de todo o comprimento da viga, com espaçamento de 15,0 cm, e na região da ficha o espaçamento utilizado foi de 7,6 cm. Nos tirantes foram instalados *strain gages* posicionados próximos a cabeça de cada ancoragem. Extensômetros também foram colados nas barras.

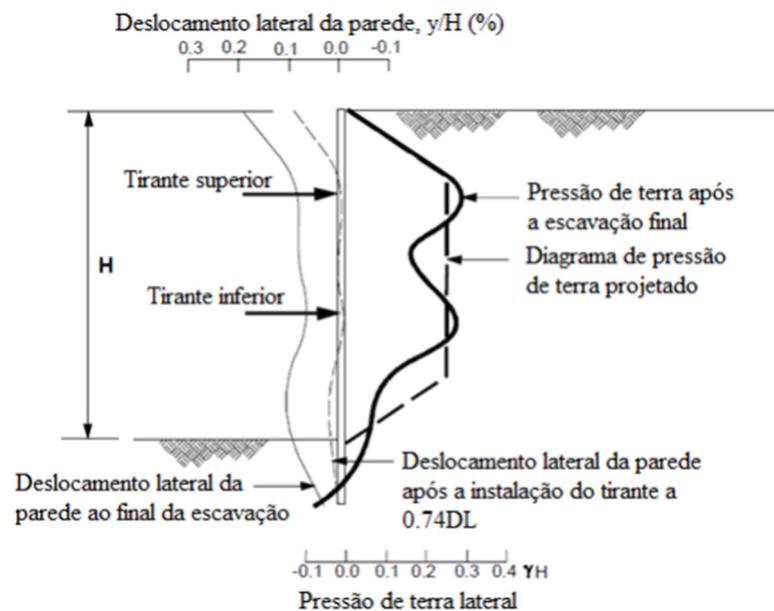
As deformações na superfície do terreno foram medidas através de *dial gages*, e os movimentos laterais e verticais no maciço de areia foram medidos através de sensores do tipo DC-DC LVDT posicionados dentro de uma proteção de PVC.

3.1.3 Etapas desenvolvidas no modelo em análise

O teste seguiu os seguintes estágios de construção: Escavação até o primeiro nível de tirantes a 0,46m de profundidade; carregamento do tirante em 120% da carga de projeto que posteriormente decresceram até 75%; escavação até o segundo nível de tirante a 1,22 m de profundidade; carregamento do tirante em 120% da carga de projeto que posteriormente decresceram até 75%; escavação até o nível de 1,9 m de profundidade.

A cada etapa da execução, foram gerados gráficos das deformações laterais na parede, assim como a pressão horizontal agindo na parte posterior da parede. Essas informações podem ser vistas na figura 59, que apresenta os resultados para a última etapa:

Figura 59 – Deslocamento horizontal da parede e pressão lateral de terra



Fonte: Adaptada FHWA-RD-98-067, (1998).

3.1.4 Descrição do processo de modelagem no programa de MEF

Os itens a seguir apresentam as propriedades e os parâmetros dos elementos estruturais e dos solos necessários para realizar a análise no software.

3.1.4.1 Dados do Solo

Os parâmetros e as propriedades exigidos no modelo elástico linear com critério de ruptura de Mohr Coulomb foram obtidos através do Relatório FHWA-RD-98-067 (1998). O solo utilizado dentro da câmara de teste era uma areia uniforme, seco e fino a médio. A areia foi depositada em uma condição média-densa ($D_r = 45$ a 55%). Areia seca foi usada para

simplificar o manuseio do material e fornecer uma resposta drenada do solo. O uso de uma areia média-densa reduziu as preocupações com os efeitos de escala associados com resistência ao cisalhamento não linear e comportamento de variação de volume. O Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, parâmetros não especificados no Relatório FHWA-RD-98-067 (1998), foram obtidos da literatura de Das (2007), para areia seca, fina a média e uniforme (SP).

Tabela 10 – Parâmetros do Solo

Propriedades do Solo					
Tipo	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	φ °	E (MPa)	v (adm.)
Areia	15,7	0	44	55	0,33

Fonte: O Autor, (2021)

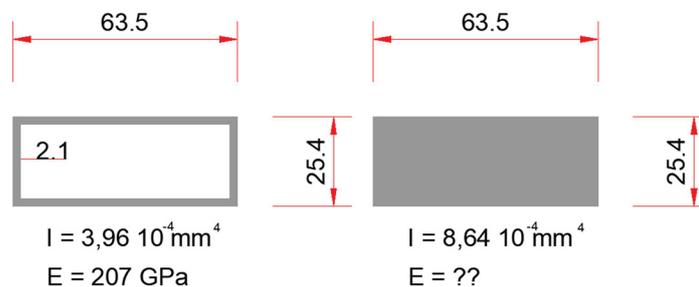
3.1.4.2 Dados Perfil Metálico e Prancha Metálica

As propriedades da viga metálica (Tabela 11) foram obtidas na tabela de perfis da Arcelormittal. No entanto, devido à limitação do programa em representar a seção em tubo retangular do perfil metálico, foi realizado um ajuste sobre o módulo de elasticidade para manter a rigidez (K – Equação 32) do perfil à mesma.

$$K = E \cdot I \quad (32)$$

As propriedades das pranchas pré-moldadas (Tabela 11) foram determinadas a partir do Relatório FHWA-RD-98-067 (1998).

Figura 60 – Ajuste do módulo de Young do perfil metálico



Fonte: O Autor, (2021).

$$(E I)_{Plaxis} = (E I)_{Real} \quad (33)$$

$$E = 8,64 \cdot 10^{-4} = 3,96 \cdot 10^{-4} \cdot 207 \quad (34)$$

$$E = 94,602 \text{ GPa} \quad (35)$$

Tabela 11 – Dados de entrada do perfil metálico e prancha

Identificação	Elemento	Espessura	Peso específico	Comportamento	Modulo de Elasticidade	Coeficiente de Poisson	Módulo Cisalhante
		d (m)	γ (kN/m ³)		E (GPa)		G (GPa)
Perfil Metálico	Placa	0,0254	78,5	Linear Elástico	94,6	0,3	21
Prancha Metálica	Placa	0,00318	78,5	Linear Elástico	207	0,3	21

Fonte: O Autor, (2021)

3.1.4.3 Dados das ancoragens

As propriedades dos tirantes (Tabela 12) foram obtidas a partir das especificações da norma NBR 7681:2013 (calda de cimento para injeção). Já em relação à geometria, os comprimentos ancorados dos tirantes foram determinados a partir do Relatório FHWA-RD-98-067 (1998).

Tabela 12 – Dados de entrada das ancoragens

Identificação	Elemento	Espessura	Peso específico	Comportamento	Modulo de Elasticidade	Comprimento (m)	Carga (kN)
		d (m)	γ (kN/m ³)		E (GPa)		
T1	Node to node	0,00635	24	Linear Elástico	207	1,92	7,7
T2	Node to node	0,00635	24	Linear Elástico	207	1,12	7,7
Bulbo	Embedded pile	0,1	24	Linear Elástico	24	5	-

Fonte: O Autor, (2021)

3.1.4.4 Limites do modelo e condições de contorno

Fundamentalmente, existem apenas dois tipos de condições de contorno que podem ser impostas a um modelo para análise tensão-deformação: forças ou deslocamentos. Qualquer que seja o modelo, é necessário que se especifiquem em algumas de suas partes

deslocamentos nulos, de forma que em qualquer direção possam ser mobilizadas forças de reação, permitindo que o modelo se mantenha em equilíbrio estático (OLIVEIRA, 2015)

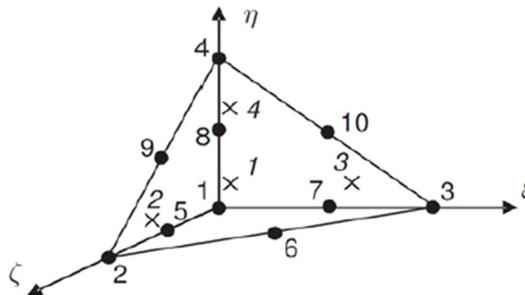
No modelo utilizado foram adotadas as condições de contorno padrões do software, a saber: nas 4 faces verticais os deslocamentos normais foram fixados e iguais a zero e os deslocamentos tangenciais livres, gerando tensões cisalhantes nulas, face horizontal de fundo teve os deslocamentos fixados e iguais a zero nas 3 direções, face horizontal de topo teve os deslocamentos livres nas 3 direções, tensões normais e cisalhantes nulas.

Quanto à posição dos limites dos planos verticais e plano horizontal de fundo, o ideal seria que os mesmos se situassem bastante afastados da área de interesse, de forma que as condições de contorno não a influenciassem. Para a definição das distâncias da fronteira do modelo numérico foram efetuados vários testes até chegar em uma distância em que o modelo numérico apresentasse os mesmos resultados.

3.1.4.5 Característica dos elementos finitos

Os volumes de solo são modelados no Software por meio de elementos finitos tetraédricos de 10 nós, conforme ilustrado na Figura 61.

Figura 61 – Elemento tetraédrico de 10 nós



Fonte: Plaxis, (2015)

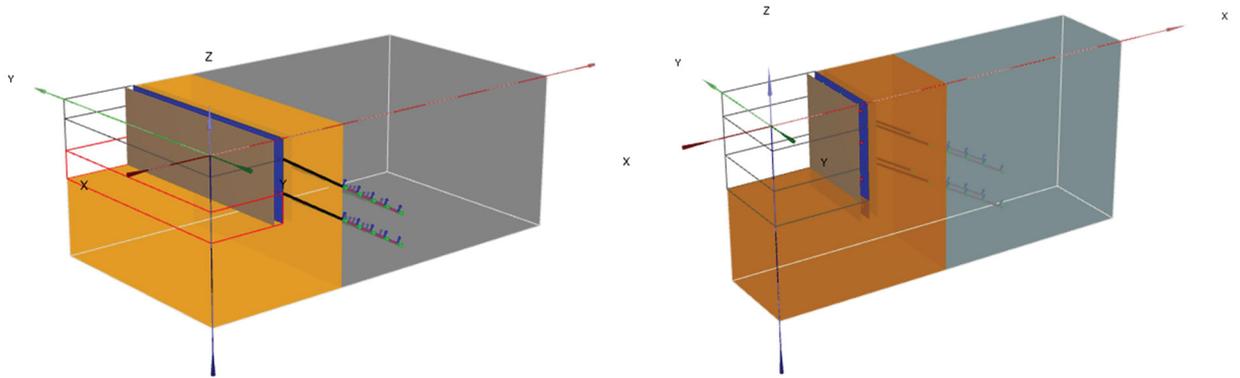
O programa possui um algoritmo interno para a geração da malha de elementos finitos, sendo possível ao usuário interferir em apenas algumas características, como o grau de refinamento da malha nos elementos geométricos que compõem o domínio de análise e algumas características de angulação dos elementos.

3.1.4.6 Resultados

Para a validação foram desenvolvidos dois modelos. No primeiro foram representadas todas as nove linhas de perfis metálicos como o protótipo utilizado no teste. No segundo

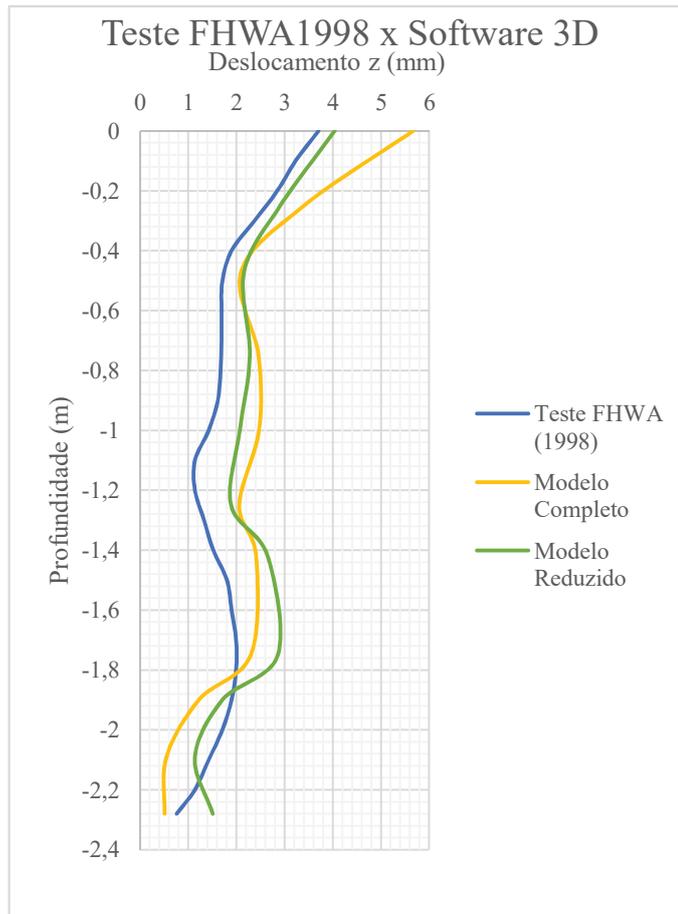
modelo foram representadas apenas duas linhas de tirante na horizontal, com o objetivo de verificar a sensibilidade dos resultados. Os resultados foram plotados no gráfico da figura 63.

Figura 62 – Modelos utilizados na análise a) Modelo Completo; b) Modelo Reduzido



Fonte: O Autor, (2021).

Figura 63 – Modelos utilizados na análise



Fonte: O Autor, (2021).

Percebe-se uma semelhança de forma entre as curvas de deslocamentos horizontais do paramento, porém com valores diferentes.

Na primeira análise, o modelo inserido no software possui as características geométricas e estruturais originais tomados do teste apresentado no relatório da FHWA usado como exemplo, com diferença de se utilizar bulbos de ancoragens nos tirantes ao invés de fixar em apoios indeslocáveis. Como resultados é possível perceber a regularidade das distribuições dos deslocamentos horizontais, porém encontra-se com valores maiores. Os valores maiores ocorreram pelo acréscimo de deslocamentos sofridos pelo bulbo de ancoragem, ou pela correção utilizada para a modelagem do paramento.

Na segunda análise realizada, com objetivo de reduzir o tempo de processamento, modificou-se o modelo representando apenas duas linhas de tirantes, através desses ajustes é possível perceber que as curvas de deformação horizontal ficam muito próximas, especialmente na região entre tirantes. No entanto na região da ficha da estrutura elas apresentam valores e comportamento divergente.

3.2 ESTRUTURA E ESTRATÉGIAS ADOTADAS E PARÂMETROS

Após a calibração do modelo numérico, procedeu-se às análises das deformações e esforços solicitantes nas fundações, os estudos foram realizados por meio de modelagens numéricas efetuadas com o auxílio do software, programa de elementos finitos para análises tridimensionais tensão-deformação. Estas análises foram desenvolvidas adotando-se uma escavação com seção hipotética padrão em corte vertical no terreno com altura variando em: 6,0 m, 8,0 m e 12,0 m, alturas escolhidas por serem usuais para a solução em cortinas atirantadas. O topo do terreno escavado é horizontal, sendo constituído de apenas um solo homogêneo e isotrópico, com parâmetros de resistência obtidos por meio de correlações com N_{SPT} do solo referente ao ensaio SPT (*Standart Penetration Test*). Os parâmetros de resistência serão aplicados ao modelo constitutivo elasto-plástico, delimitado pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Para as análises foi escolhido usar um solo residual gnáissico jovem hipotético, que são bastante comuns, na região do Paraná, Santa Catarina e São Paulo, caracterizado por silte arenoso, com um N_{SPT} médio igual a 11 e seus parâmetros de resistência serão determinados por meio de correlações. O ângulo de atrito, “ ϕ ”, foi determinado pela equação 36 de Kishida (1967), cuja citação foi retirada no *Pile Foundation Analisis and Design*, por H. G. Poulos e E. H. Davis, e o valor do intercepto coesivo, “ c ”, foi determinado a partir da Tabela nº 13 de

parâmetros médios do solo de Joppert Jr. (2007) e o módulo de elasticidade, “E”, pela equação 37 apresentada por Tromfimenkov (1974, apud Das, 2007), para solos arenosos.

Para estimativa do parâmetro q_c , será usado como base na correlação Cone x SPT de Aoki e Velloso (1975), na qual a resistência à penetração do cone pode ser estimada com Base na equação 38.

$$\Phi = \sqrt{20N_{spt} + 15} \quad (36)$$

$$E = 3 q_c \quad (37)$$

$$q_c = K'' N_{spt} \quad (38)$$

Onde:

ϕ : é o ângulo de atrito do solo (kPa);

N_{SPT} : é o número de Golpes Referente ao Ensaio SPT;

E: é o módulo de elasticidade (MPa);

q_c : é a resistência à penetração do cone do ensaio CPT ou CPTU(kgf/cm² x 10³);

K'' : é uma constante para diversos tipos de solo.

O coeficiente de Poisson (ν) dos solos foi estimado com base na literatura em Das (2007). O ângulo de dilatação solicitado pelo modelo elasto-plástico foi considerado zero para todos os materiais, esse procedimento é sugerido por Franco (2010), admite-se que não ocorre qualquer tipo de deformação volumétrica plástica, apenas distorções plásticas.

Com base nas equações apresentadas anteriormente foi possível estimar os parâmetros do solo envolvido na dissertação. Na tabela 13 estão apresentados os dados dos parâmetros adotados para todos os taludes envolvidos.

Tabela 13 – Parâmetros utilizados no talude

Parâmetro	Símbolo	Valor	Unidade
Ângulo de Atrito	ϕ	30	° (graus)
Coesão	c	25	kPa
Modulo de Elasticidade	E	15	MPa
Coefficiente de Poisson	ν	0,33	adm.
Peso específico	γ	19	kN/m ³
Ângulo de Dilatância	ψ	0	°

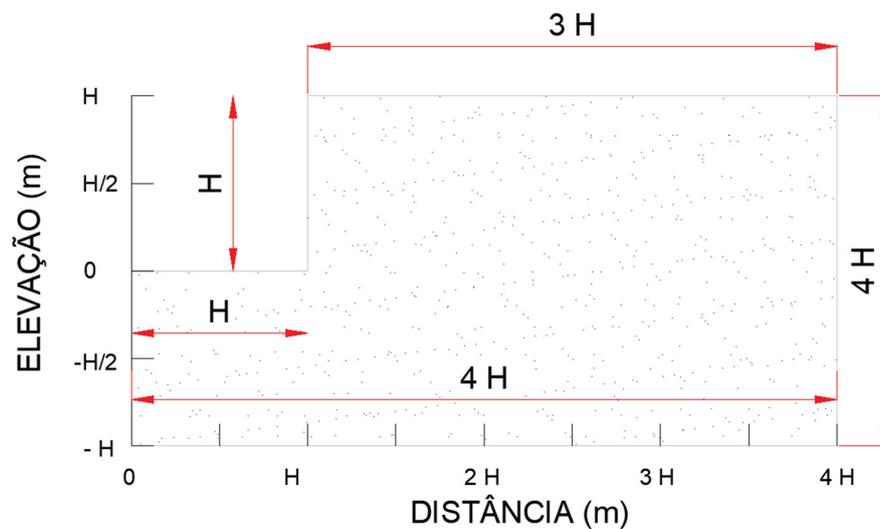
Fonte: O Autor, (2021)

O material de interface considerou um ângulo de atrito solo estrutura (δ) da ordem de $2/3 \phi$ recomendado por Terzaghi (1943).

Para cada escavação foi dimensionada uma estrutura de contenção com espaçamento horizontal e vertical dos tirantes de 2,0 metros, com o objetivo de simular etapas de escavações de mesma altura nos modelos adotados.

Para determinar a influência da altura de escavação sobre as fundações vizinhas, foram pré-estabelecidos três modelos de cortes verticais, com altura variando entre 6, 8 e 12 metros. Os modelos possuem a extensão em profundidade igual a 2 vezes a altura vertical, e a extensão horizontal igual a 4 vezes a altura com o objetivo de evitar interferências com as condições de contorno (Figura 64). Essa configuração foi adotada a partir de testes em que as fronteiras do modelo numérico não interferiam mais nos resultados.

Figura 64 – Representação das medidas do talude de escavação



Fonte: O Autor, (2021)

A cortina adotada é de concreto armado, vertical, e o processo executivo adotado foi o de execução do paramento e posteriormente escavação a execução do tirante. Nas análises de verificação da influência da rigidez do paramento foi realizada a partir da modelagem de elemento de placa, com rigidez variando entre as seguintes espessuras, 30, 40, 50 e 60 cm, espessuras selecionadas por serem as usuais em obras de contenção.

3.3 DIMENSIONAMENTO PRELIMINAR DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

Para o dimensionamento da estrutura de contenção observou-se alguns critérios determinados pela NBR 5629:2006 e Ostermayer (1974), tais como:

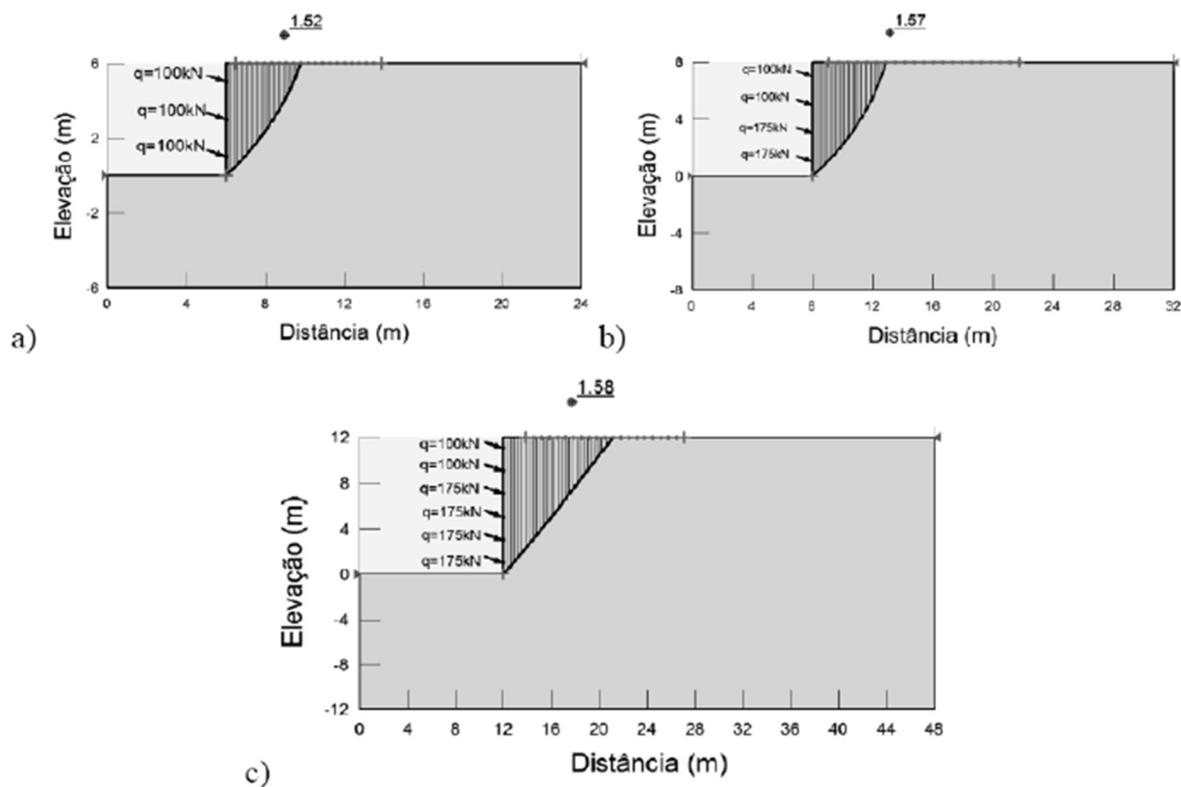
1. O início do bulbo não deve distar menos de 3,0 m da superfície do terreno;
2. O comprimento livre não deve ser inferior a 5,0 m, de modo que as tensões transmitidas ao solo através do bulbo de ancoragem não ocasionem significativos aumentos da pressão de contato sobre a cortina;
3. O recobrimento de terra mínimo sobre o trecho de ancoragem deve ter cerca de 5,0 m sobre o centro do trecho de ancoragem.

Adotou-se inclinação de 20° dos tirantes em relação a horizontal, inclinação usualmente empregada, na qual a componente horizontal dos esforços transmitidos pelo tirante ao maciço seja mais efetiva que a vertical, e adotou-se o comprimento do bulbo de ancoragem de 8,0 metros para todas as situações. Portanto, a partir destas considerações foi possível determinar preliminarmente o comprimento do trecho livre a localização do bulbo dos tirantes.

Para se determinar as forças de protensão a serem aplicadas pelos tirantes para estabilizar o maciço, com o nível de segurança desejado, utilizou-se como estratégia modelar a escavação por meio de análises de equilíbrio limite, e aplicar forças pontuais na face do talude, para estabelecer as forças necessárias para estabilizar o maciço com um $F_s > 1,5$. As cargas foram determinadas por metro de extensão da contenção, como cada tirante dista 2 metros de espaçamento horizontal, cada valor deve ser multiplicado por 2. Os resultados se encontram na figura 64, a força pontual inicial foi arbitrada em 100 kN, força suficiente para se atingir o fator de segurança mínimo de 1,5, para a escavação de altura 6 metros. Para as escavações de 8 e 12 metros foi possível manter as duas primeiras linhas de tirantes com o valor pontual na face de 100 kN, mas foi necessário aumentar as demais linhas de tirante para o valor de 175 kN.

Optou-se por esta estratégia com o objetivo de identificar inicialmente as cargas de trabalho dos tirantes, para em uma próxima etapa verificar se o solo possui a capacidade de cargas limites que atendam os valores de protensão. Os tirantes não foram modelados nesta situação, uma vez que, ainda não foram definidas suas cargas de trabalho, resistência ao cisalhamento e comprimento definitivos.

Figura 65 – Modelagem para quantificação das forças necessárias para estabilização do maciço com altura de: a) 6,0 m; b) 8,0 m; c) 12,0 m



Fonte: O Autor, (2021)

A verificação da capacidade de carga limite de ancoragens foi realizada de acordo com a NBR 5629:2006, indicada pela equação 39. Foi adotado um diâmetro de bulbo igual a 0,10 m e o coeficiente de ancoragem, k_f , adotado foi de 0,5.

$$T_L = 0,151 \cdot \sigma'_z \cdot L_b \quad (39)$$

Se o valor da capacidade de carga limite de ancoragem (T_L) do solo for maior ou igual a 1,5 vezes que a carga de trabalho dos tirantes (Q_T), os comprimentos dimensionados tanto para o trecho livre quanto para o bulbo de ancoragem atendem a segurança desejada, caso

contrário, ajustes nas dimensões dos tirantes devem ser realizados. Caso a capacidade de carga não atenda a verificação, os primeiros ajustem serão concentrados em aumentar o comprimento livre do tirante, com o objetivo de posicionar o bulbo em locais com maior tensão vertical efetiva. No caso do talude com 12 m de escavação além de aumentar o comprimento livre do tirante foi necessário aumentar o comprimento do bulbo de ancoragem, que inicialmente era de 8 m e passou para 10 m.

Com os comprimentos finais do trecho livre e dos bulbos de ancoragem, e com o valor dos espaçamentos verticais e horizontais definidos em 2,0 metros, foi possível determinar o número de linhas de tirantes em cada talude tipo. No talude tipo com 6,0 m de altura serão inseridas 3 linhas de tirantes, já no talude tipo de 8,0 m serão inseridos 4 linhas de tirantes e no talude tipo de 12,0 m serão 6 linhas de tirantes.

Para se encontrar a resistência ao cisalhamento dos tirantes necessárias, foi calculado igualando a equação de Bustamante e Doix (1985) e a equação da NBR 5626:2006, obtendo-se:

$$T_L = \pi \cdot D_e \cdot L_b \cdot q_s = \sigma'_z \cdot \pi \cdot D_e \cdot L_b \cdot k_f \quad (40)$$

$$q_s = \sigma'_z \cdot k_f \quad (41)$$

Nas Tabelas 14, 15 e 16, estão apresentados os dados dos tirantes dimensionados para as escavações tipo com alturas de 6, 8 e 12 m, respectivamente. Os tirantes foram enumerados do topo do talude para a base em ordem crescente.

Tabela 14 – Concepção talude com escavação de 6 metros

Medida	Símbolo	Tirante			Unidade
		1	2	3	
Trecho Livre	L_l	8,0	8,0	8,0	m
Bulbo de Ancoragem	L_b	8,0	8,0	8,0	m
Espaçamento Horizontal	S_h	2,0	2,0	2,0	m
Diâmetro do Bulbo	D	0,1	0,1	0,1	m
Resistencia ao cisalhamento	q_s	48,0	68,0	80,0	kPa
Carga de Trabalho	Q_T	200,0	200,0	200,0	kN

Fonte: O Autor, (2021)

Tabela 15 – Concepção talude com escavação de 8 metros

Medida	Símbolo	Tirante				Unidade
		1	2	3	4	
Trecho Livre	L_l	10,0	10,0	8,0	8,0	m
Bulbo de Ancoragem	L_b	8,0	8,0	8,0	8,0	m
Espaçamento Horizontal	S_h	2,0	2,0	2,0	2,0	m
Diâmetro do Bulbo	D	0,1	0,1	0,1	0,1	m
Resistencia ao cisalhamento	q_s	55,0	74,0	87,0	105,0	kPa
Carga de Trabalho	Q_T	200,0	200,0	350,0	350,0	kN

Fonte: O Autor, (2021)

Tabela 16 – Concepção talude com escavação de 12 metros

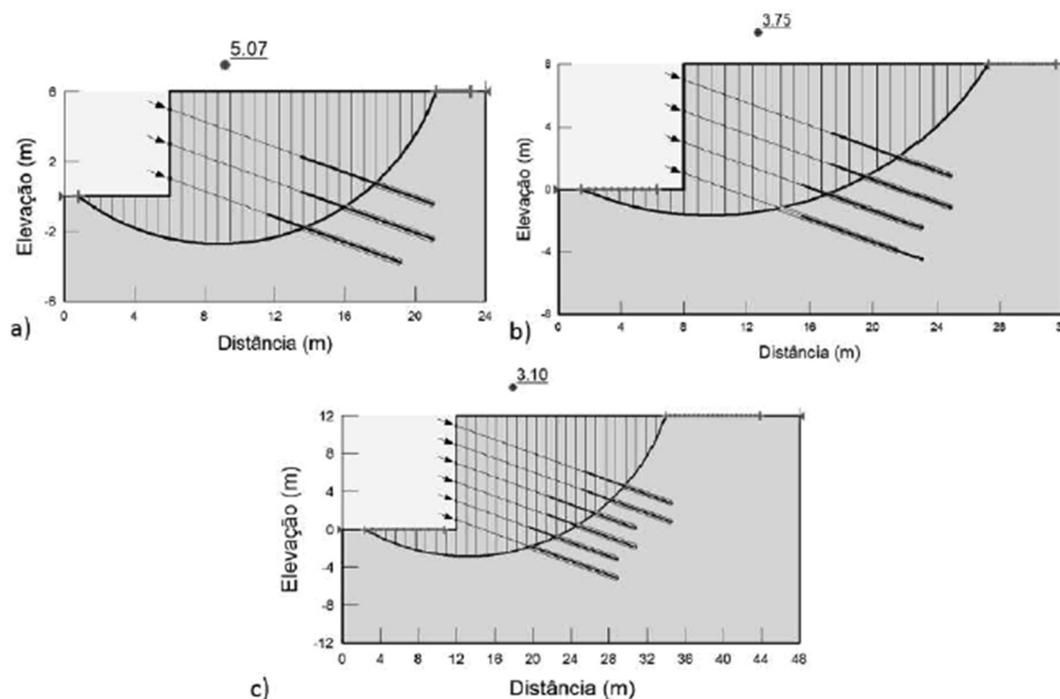
Medida	Símbolo	Tirante						Unidade
		1	2	3	4	5	6	
Trecho Livre	L_l	14,0	14,0	10,0	10,0	8,0	8,0	m
Bulbo de Ancoragem	L_b	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	m
Espaçamento Horizontal	S_h	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	m
Diâmetro do Bulbo	D	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	m
Resistencia ao cisalhamento	q_s	71,0	90,0	96,0	115,0	128,0	147,0	kPa
Carga de Trabalho	Q_T	200,0	200,0	350,0	350,0	350,0	350,0	kN

Fonte: O Autor, (2021)

Como última etapa do dimensionamento das contenções foram feitas análises de estabilidade externas e internas que foram realizadas por meio do método de Morgenstern & Price. Estes autores contemplam tanto o equilíbrio de momentos quanto o de forças horizontais.

Como resultado das análises de estabilidade global, observou-se que os fatores de segurança ficaram elevados em relação ao indicado pela norma brasileira, conforme se observa na figura 66.

Figura 66 – Fator de segurança global para os taludes de: a) 6,0 ; b) 8,0 m ; c) 12,0 m

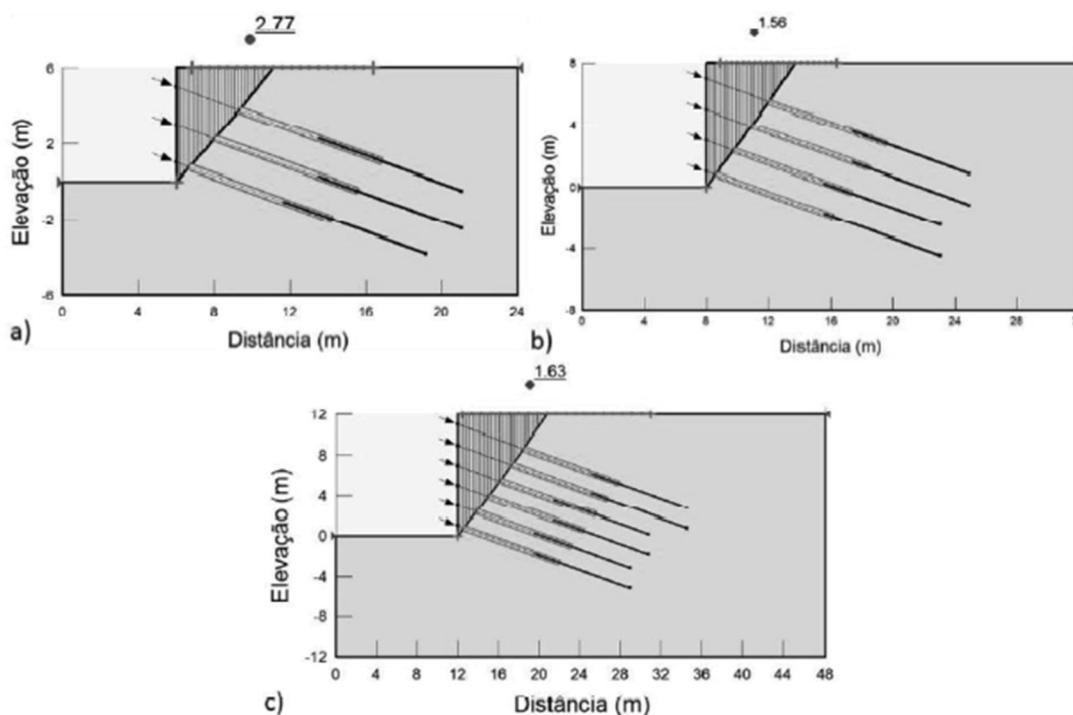


Fonte: O Autor, (2021)

O resultado da análise de estabilidade interna, ilustrada na figura 67, observou-se que os fatores de segurança governam a solução final por serem menores que os fatores de segurança obtidos na estabilidade global.

Para a situação de escavação de 6 m, o fator de segurança ficou muito maior do que o mínimo exigido pela norma, tal situação pode ser justificada pela necessidade de recobrimento mínimo de solo de 5 m, conforme critério descrito anteriormente.

Figura 67 – Fator de segurança interno para os taludes de: a) 6,0 m ; b) 8,0 m ; c) 12,0 m



Fonte: O Autor, (2021)

3.4 MODELAGEM DA FUNDAÇÃO E ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

3.4.1 Modelagem do Paramento de Contenção

A modelagem numérica da estrutura de contenção foi realizada com base no elemento “Plate” presente no software. Segundo Brinkgreve et al. (2002), “plates” são elementos estruturais com significativa rigidez a flexão e rigidez axial, e podem ser usados para simular paredes, placas, cascas, entre outros elementos.

A cortina foi modelada com as propriedades equivalentes a uma seção bruta de concreto. Para o módulo de elasticidade do concreto, foram adotadas as prescrições do item 8.2.8 – “Módulo de elasticidade” da norma ABNT NBR 6118:2014. De acordo com esta norma, na avaliação do comportamento estrutural de um elemento, pode ser adotado um módulo de elasticidade único à tração e à compressão igual ao módulo de deformação secante Ecs. Segundo a norma ABNT NBR 6118:2014, na falta de ensaio específico para a determinação do módulo de elasticidade inicial, pode-se estimar seu valor segundo a expressão que segue.

$$E_{ci} = \alpha_e \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (42)$$

$$E_{cs} = 0,86 \cdot E_{ci} \quad (43)$$

Onde:

E_{ci} é o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto (MPa);

$\alpha_E = 1,0$ para agregados a base de granito e gnaisse;

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto;

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias.

Os parâmetros serão em concreto estrutural e seguindo as diretrizes da NBR 6118/2014 com o f_{ck} igual a 25,0 MPa, valor este muito usual nas obras, equivalendo a um Módulo de Elasticidade de 23,8 GPa.

A influência da rigidez dos parâmetros sobre a estrutura foi contemplada pela variação da espessura do elemento que simula a parede de contenção. A variação da rigidez foi realizada a partir da modelagem de elementos de placas com rigidez representativa do paramento com as seguintes espessuras: 0,30 m; 0,40 m; 0,50 m e 0,60 m, valores esses selecionados por serem usuais nas obras de contenção.

3.4.2 Modelagem do Bulbo de Ancoragem

O bulbo do tirante é representado pelo elemento “embedded pile”, esse modelo de estaca embutida consiste de elementos de viga com interface não linear de pele e ponta é desenvolvido no software para descrever a interação estaca-solo de maneira eficiente. Os dados necessários são: diâmetro do bulbo, peso específico e o módulo de elasticidade.

O bulbo por se tratar de uma estrutura em concreto armado, considerou-se o concreto de f_{ck} igual a 25,0 MPa, resistência usual em elementos de concreto armado, equivalendo a um Módulo de Elasticidade de 24 GPa como demonstrando no item 3.4.1.

3.4.3 Modelagem do Trecho livre dos tirantes

O trecho livre é representado na modelagem por um elemento de barra, que não mobiliza qualquer tensão cisalhante sendo encarregando apenas a transmitir os esforços da cortina à ancoragem. Os dados de entrada necessários à sua modelagem no programa são: área da seção transversal (A), módulo de elasticidade do material (E) e força axial aplicada (F).

Tabela 17 – Dados de entrada tirante

Identificação	Elemento	Diâmetro	Peso específico	Comportamento	Modulo de Elasticidade	Coeficiente de Poisson
		d (m)	γ (kN/m ³)		E (GPa)	
Tirante	Barra	0,1	78,5	Linear Elástico	207	0,3

Fonte: O Autor (2021)

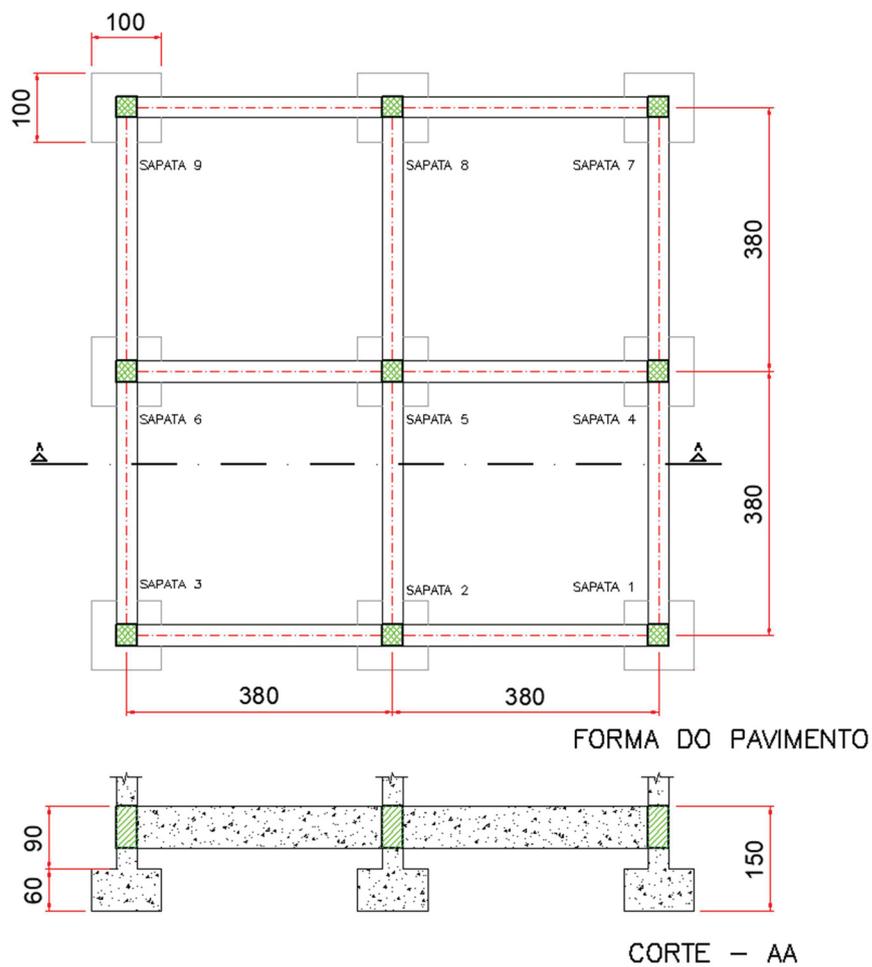
3.4.4 Modelagem da Fundação Superficial

A fundação superficial foi uma sapata quadrada hipotética de lados medindo 1,0 metro com 60 cm de espessura, inicialmente enterrada na cota -1,5 m e a uma distância de 100 cm da cortina de contenção ao lado da linha de tirante, esta fundação será afastada a cada um metro da cortina, com o objetivo de se avaliarem os deslocamentos sobre a fundação com o efeito das escavações, além de uma análise paramétrica do parâmetro geomecânico do módulo de elasticidade. Para uma situação mais realista os colarinhos das sapatas foram ligados umas às outras através de vigas de coroamento em concreto armado, formando uma grelha, conforme se observa na figura 68. O espaçamento entre sapata componentes da grelha foi adotado em 3,80 m, valor esse adotado para não ocorrer de a sapata ficar acima de uma linha de tirante.

Para representação da sapata no software será utilizado um elemento “solido”, pelo objetivo principal ser verificar seus deslocamentos. Por se tratar de um elemento em concreto armado, será utilizado valores referente a um f_{ck} 25MPa, temos como módulo de Elasticidade 24 GPa.

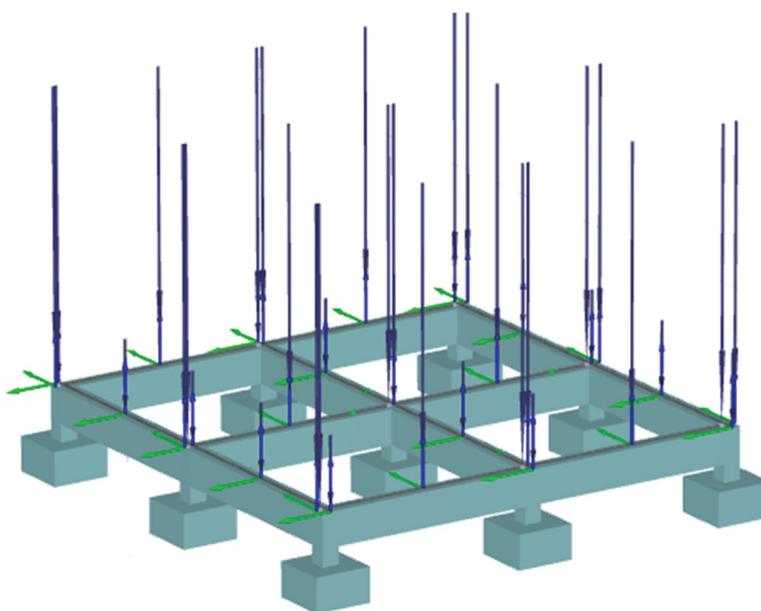
Para edifícios residenciais ou comerciais os pilares podem chegar a cargas muito elevadas, para a situação da dissertação foi utilizado um valor fixo de carga sobre a sapata referente a um pilar com 100 tf, valor esse recorrente em estruturas de concreto armado, e nas vigas uma carga linear de alvenaria de 400 kg/m (parede de uma vez com 2,80 de altura). Na Figura 69 está apresentado o modelo das sapatas e da grelha utilizados nesta análise no programa de MEF.

Figura 68 – Planta de formas da estrutura de travamento dos colarinhos das sapatas (dimensões em centímetros)



Fonte: O Autor, (2021)

Figura 69 – Modelo 3D desenvolvido no Software

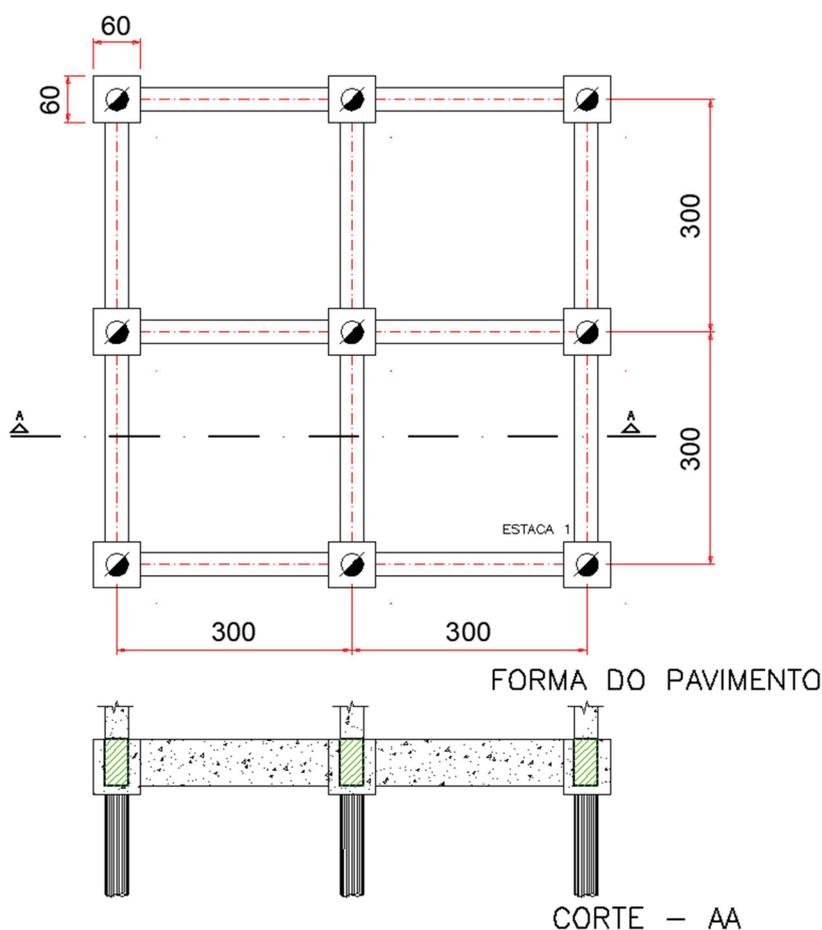


Fonte: O Autor, (2021)

3.4.5 Modelagem da Fundação Profunda

A fundação profunda se trata de um bloco quadrado hipotético com uma estaca com comprimento selecionado de 10 m, com localização semelhante a fundação superficial, com diferença em sua distância inicial ao tirante, e a suas análises, que além de deslocamentos serão verificados momento fletor, cisalhamento e esforço normal. As cabeças das estacas foram ligadas umas às outras através de blocos e vigas de coroamento em concreto armado, formando uma grelha, conforme se observa na Figura 70. Cada estaca está espaçada com um vão de 3,00 m, valor esse adotado para não haver sobreposição entre estaca e tirante.

Figura 70 – Planta de formas da estrutura de travamento dos colarinhos das sapatas (dimensões em centímetros)



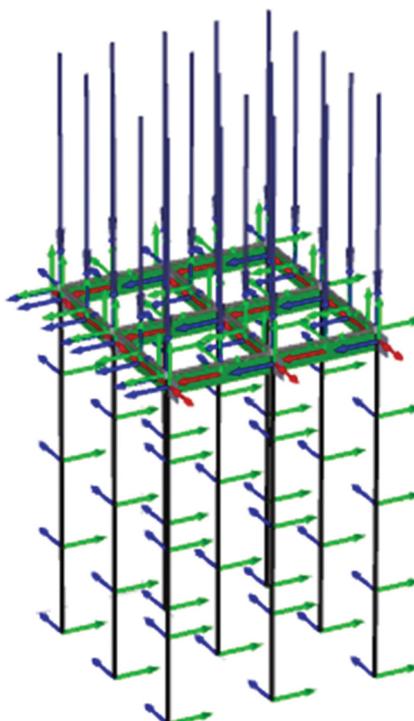
Fonte: O Autor, (2021)

Para as estacas, foram utilizados os elementos “embedded pile”, assim como descrito no bulbo de ancoragem, seu diâmetro escolhido será de 30 cm, valor usual para estacas de obras residencial e comercial. Os blocos de coroamento e as vigas baldrame foram modelados

como elemento “plate”, com o objetivo de simular uma situação de bloco não rígido e possibilitando que as vigas apresentem certa flexibilidade.

Essa fundação terá uma carga fixa distribuída sobre o bloco equivalente a um pilar descarregando 100 tf, e uma carga linear de 400 kg/m sobre as vigas, valor esse compatível com a ordem de grandeza das cargas que costumam ser encontradas em estruturas residenciais e comerciais. Na Figura 71 está apresentado o modelo do estaqueamento e da grelha utilizados nesta análise no software.

Figura 71 – Modelo Software da fundação profunda



Fonte: O Autor, (2021)

3.5 DESCRIÇÃO DA ANÁLISE PARAMÉTRICA

Para idealização do estudo paramétrico foram realizados cinco casos, a saber:

1. O caso 1 trata-se da verificação da influência da distância da fundação ao paramento e foi verificado nos taludes tipo com altura das escavações de 6, 8 e 12 metros. Para a fundação superficial e a fundação profunda, foram variadas a distância da cortina a cada um metro. Portanto, neste caso será analisado tanto a influência da distância da fundação ao paramento quanto da altura das escavações;

2. O caso 2 trata-se da verificação da influência da rigidez do paramento (com espessuras de 0,30 m; 0,40 m; 0,50 m e 0,60 m, nas fundações mais próximas da cortina e apenas na altura de escavação de 6 metros;
3. O caso 3 trata-se da verificação da influência da variação do Módulo de Elasticidade do solo. Os valores do módulo de elasticidade escolhidos foram 5, 15, 25 e 35 MPa. Esse caso também só será verificado para a escavação de 6 metros.
4. O caso 4 será a verificação da influência da variação do parâmetro da coesão do solo. O valor da coesão irá variar entre os valores 0, 15, 25 e 35 kN/m². Esse caso também só será verificado para a escavação de 6 metros.
5. O caso 5 será a verificação da influência da variação do ângulo de atrito do solo. O valor do ângulo de atrito irá variar entre os valores 20, 25, 30 e 35°. Esse caso também só será verificado para a escavação de 6 metros.

A tabela 18 indica quais foram os parâmetros fixos e quais os parâmetros variados em cada caso proposto.

Tabela 18 – Parâmetros fixos e variáveis de cada caso proposto

Caso	Distância da Contenção (m)	Espessura da Cortina (cm)	Solo		
			Módulo de Elasticidade (MPa)	Coesão (kN/m ²)	Ângulo de Atrito (°)
1	Variável	30	15	25	30
2	1	Variável	15	25	30
3	1	30	Variável	25	30
4	1	30	15	Variável	30
5	1	30	15	25	Variável

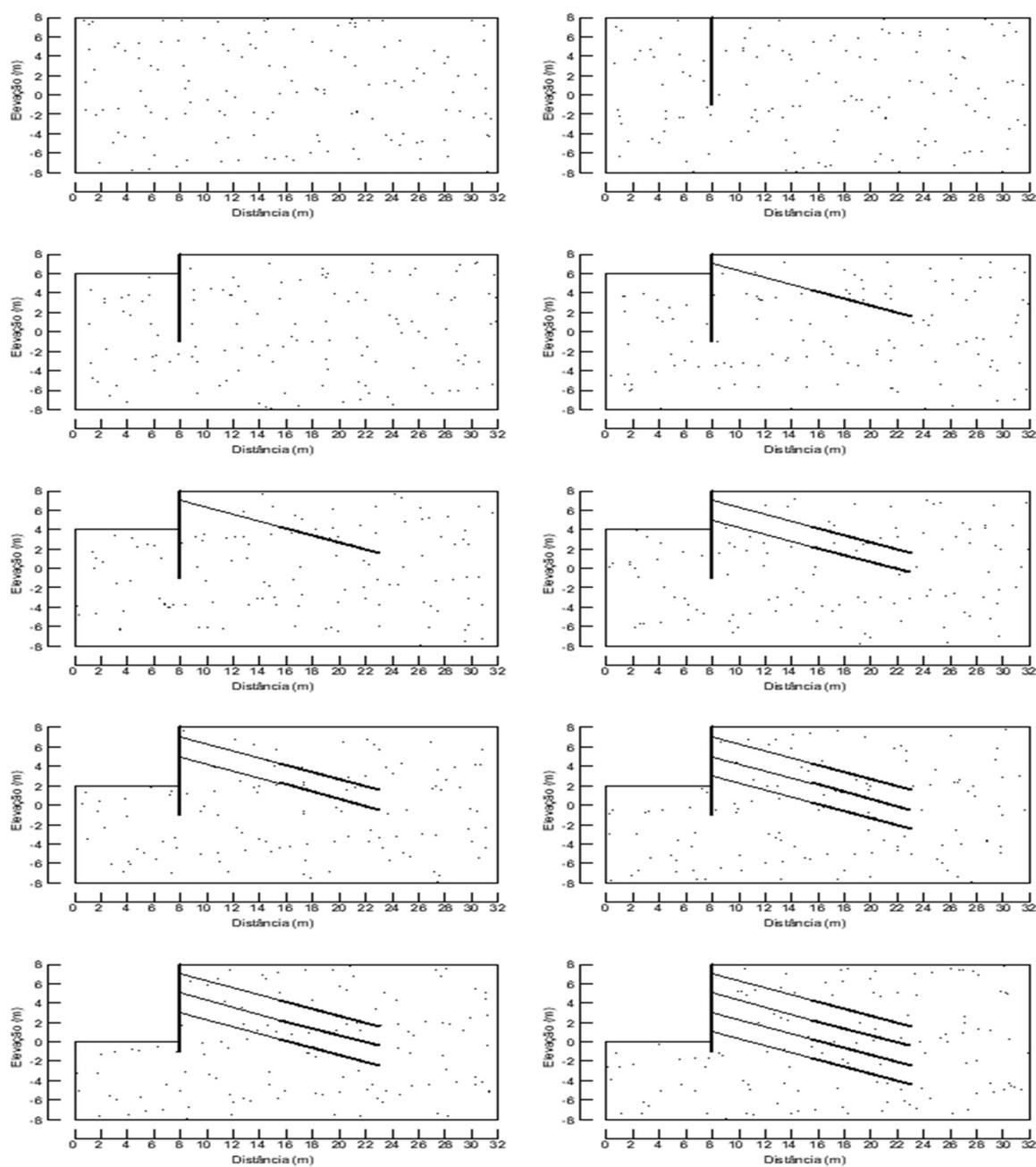
Fonte: O Autor (2021)

Para restringir o movimento das laterais foram adotadas condições de contorno que limita os movimentos segundo o eixo das abscissas, e para a base do modelo numérico foi aplicada a condição de contorno que limita a movimentação do maciço, segundo o eixo das abscissas e das ordenadas.

Na modelagem de todos os casos, para a simulação do processo construtivo foram adotadas 7, 9 e 13 etapas respectivamente para as profundidades de escavações de 6, 8 e 12 metros, considerando o processo executivo onde se executa a estrutura de contenção e posteriormente executa-se os tirantes. As escavações foram modeladas de maneira que a primeira etapa de escavação seja equivalente ao valor do espaçamento vertical entre os

tirantes, ou seja, a cada escavação são removidos 2,0 metros de solo, e em seguida na próxima etapa é inserido a linha de tirante. Na etapa posterior é realizada a segunda escavação, e na seguinte a inserção do tirante. O processo se repete até o final da construção como apresentado na figura 72.

Figura 72 – Etapas construtivas

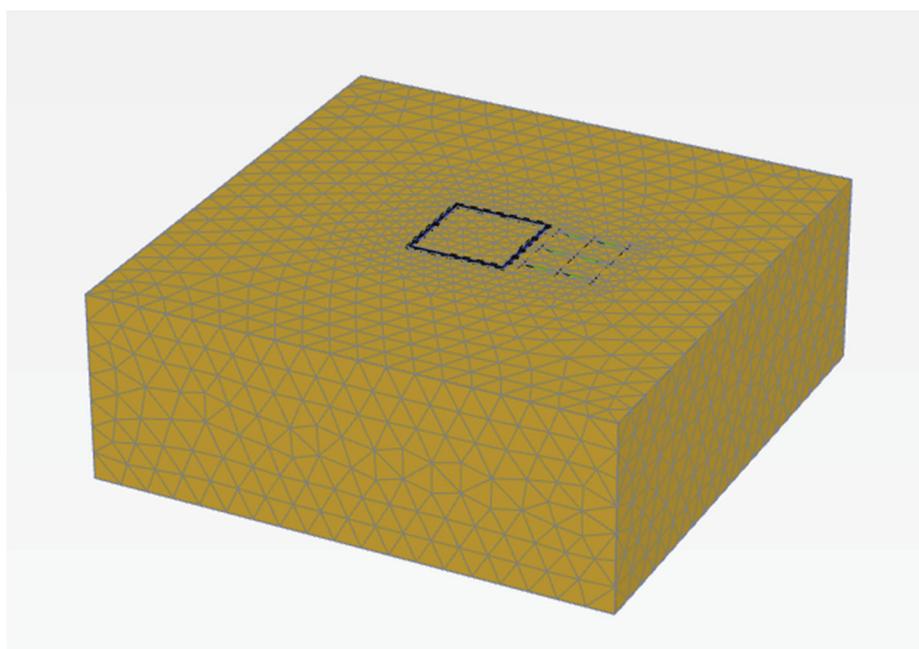
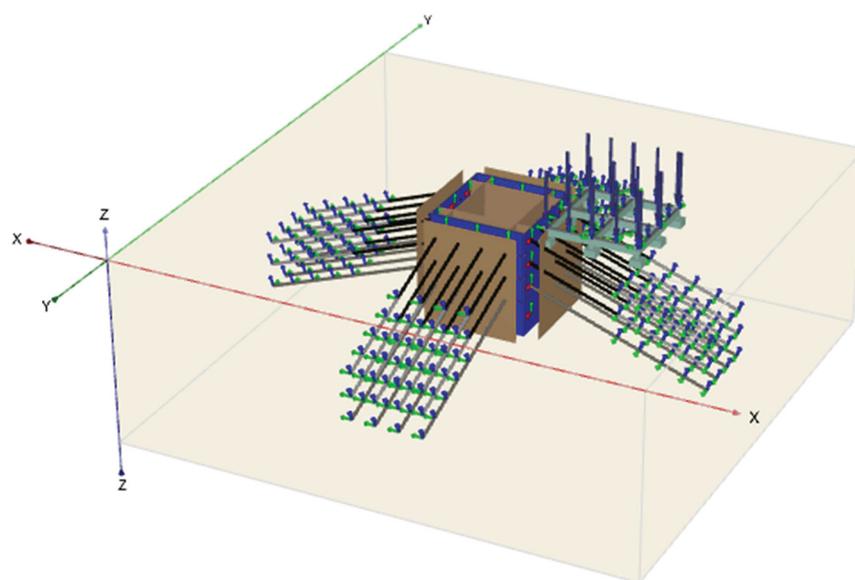


Fonte: O Autor, (2021)

3.6 CARACTERÍSTICAS DA MALHA RESULTANTE DOS ELEMENTOS FINITOS

A figura 73 apresenta o modelo numérico elaborado e a malha desenvolvida pelo software para a situação de corte de 6 metros de altura e teve como resultado mais de 11.000 nós. Para a altura de 8 metros foi obtido uma malha composta com mais de 20.000 e para a altura de 12 metros 25.000 nós.

Figura 73 – (a) Modelo numérico, (b) Malha desenvolvida pelo Software para situação de escavação de 6 metros



Fonte: O Autor, (2021)

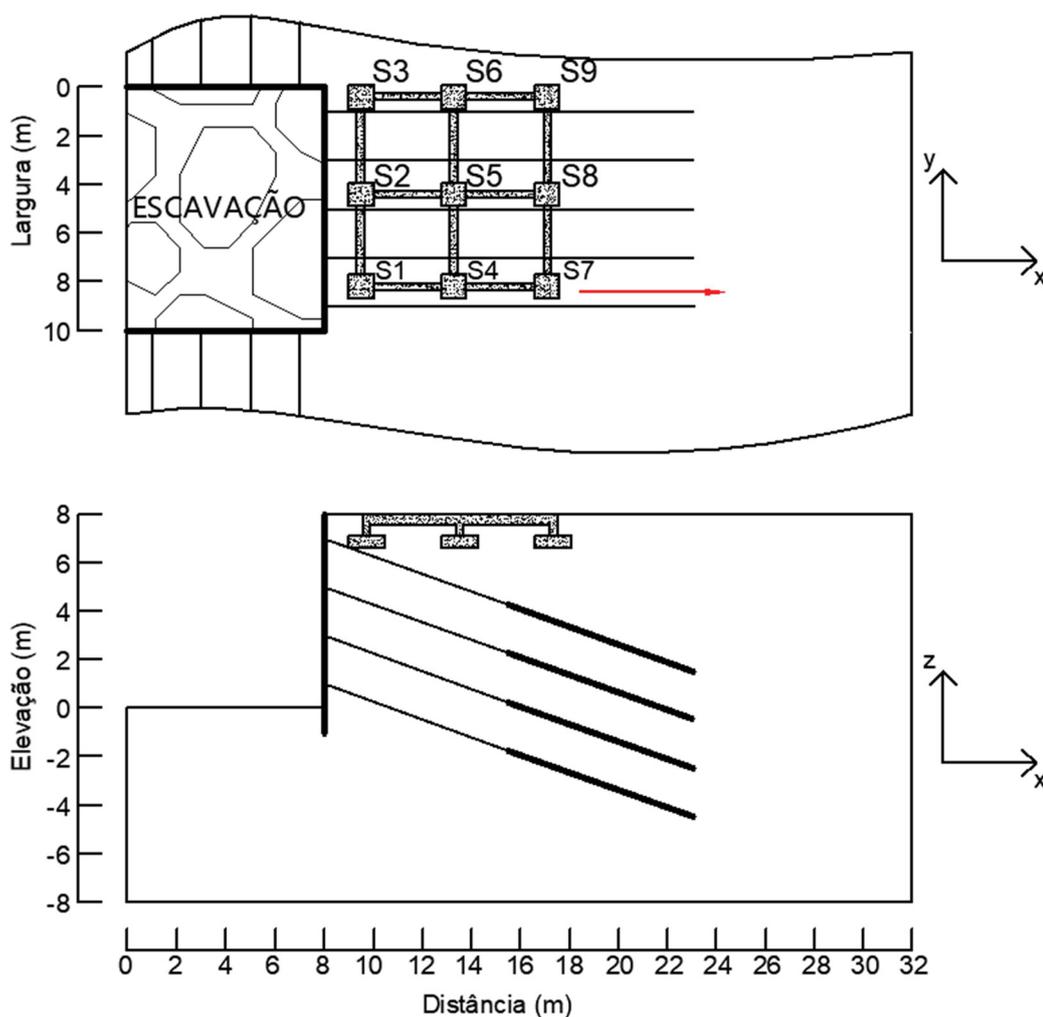
4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

4.1 FUNDAÇÃO SUPERFICIAL

4.1.1 Caso 1 – Distância do Paramento

O comportamento dos recalques que a sapata sofre foi analisado em função da alteração da distância da fundação ao paramento nos taludes tipo estudados com alturas de escavação de 6 m, 8 m e 12 m, conforme Figura 74.

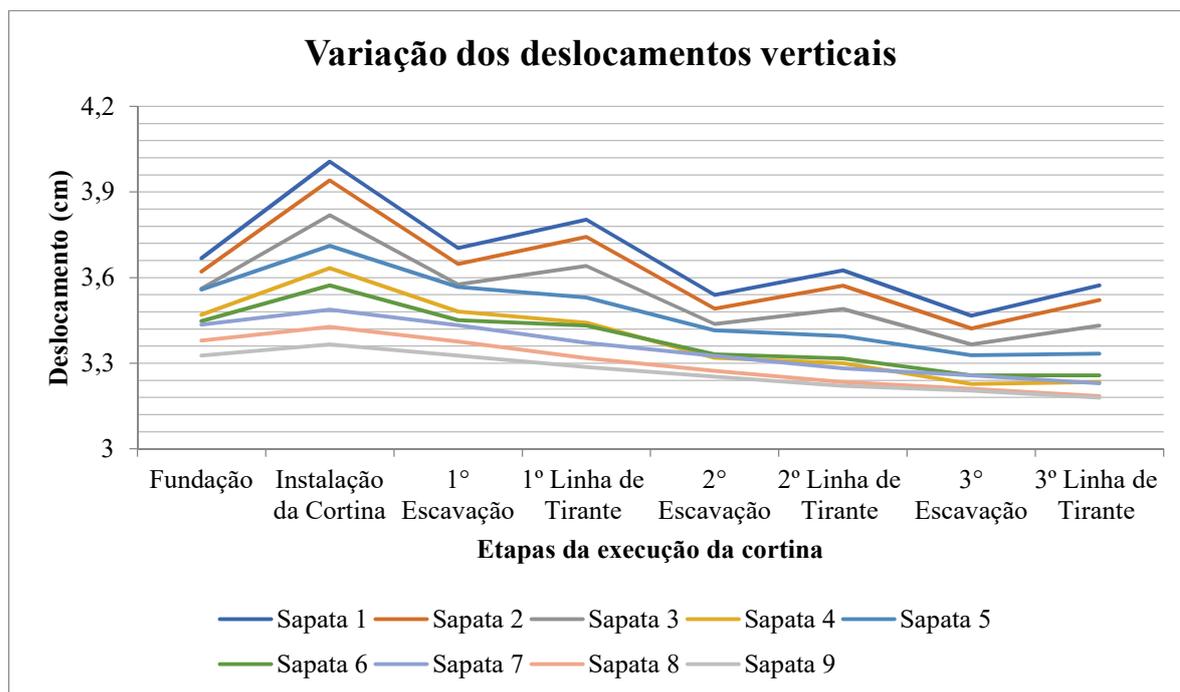
Figura 74 – Esquema do Afastamento da sapata, para escavação de 8 m de profundidade



Fonte: O Autor, (2020)

Para análise dos deslocamentos verticais optou-se por elaborar gráficos que mostram como varia os recalques no eixo z (vertical) de todas as sapatas, como exemplos têm a figura 75 que podemos observar as sapatas, situação de escavação com 6 metros de profundidade em que a estrutura se encontra a 1 metro de distância do paramento.

Figura 75 – Variação dos deslocamentos verticais das sapatas

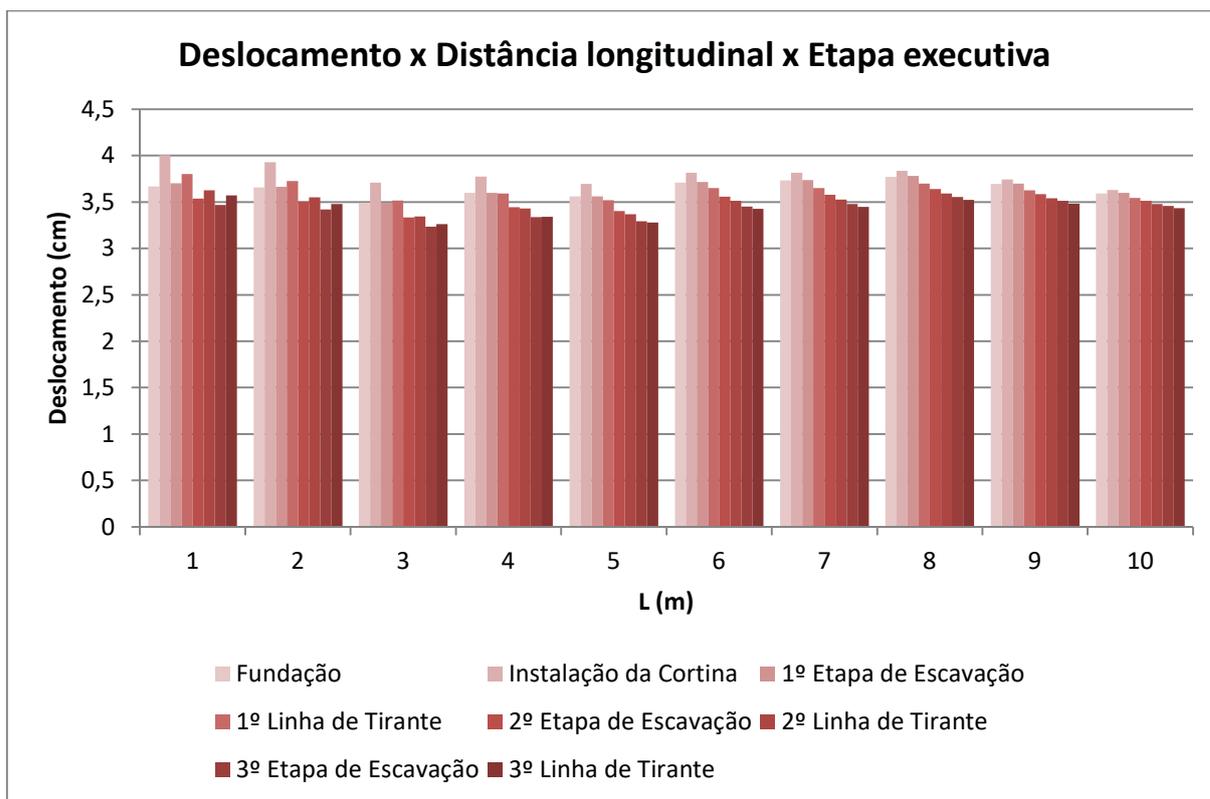


Fonte: O Autor, (2021)

Conforme ocorre o processo construtivo da contenção, a sapata vizinha altera os seus deslocamentos, podendo tanto sofrer recalque, como ser elevadas. As sapatas que mais sofreram alteração foram as fundações que se encontram mais próximas da cortina de contenção. Seus recalques sofreram um acréscimo de 7% a 9%, já as sapatas que se encontram no meio da grelha tiveram um acréscimo em torno de 4%, e as sapatas que se encontram mais distantes da cortina variaram em torno de 1,5%.

Os resultados das análises de tensão-deformação da cortina atirantada pelo método executivo apresentado, com altura de 6,0 m de altura, demonstraram que os deslocamentos verticais são influenciados. A próxima proposta de análise foi avaliar a influência da distância da sapata 1, por essa ser a fundação que apresentou uma maior interferência com o processo executivo da contenção, esta influência se encontra na figura 76 que apresenta o maior valor de deslocamento no eixo vertical da sapata, considerando cada etapa do processo construtivo, e seu afastamento do paramento. Como pode ser observado, quanto mais perto do paramento, mais variação nos deslocamentos a sapata está sofrendo, e situação em que a fundação sofre deslocamento positivos, entre estágios de construção, indicando que a fundação está sendo elevada. Na situação de 6 metros de distância ouve um aumento nos deslocamentos por ser a região de transição entre o trecho livre e o início do bulbo de ancoragem.

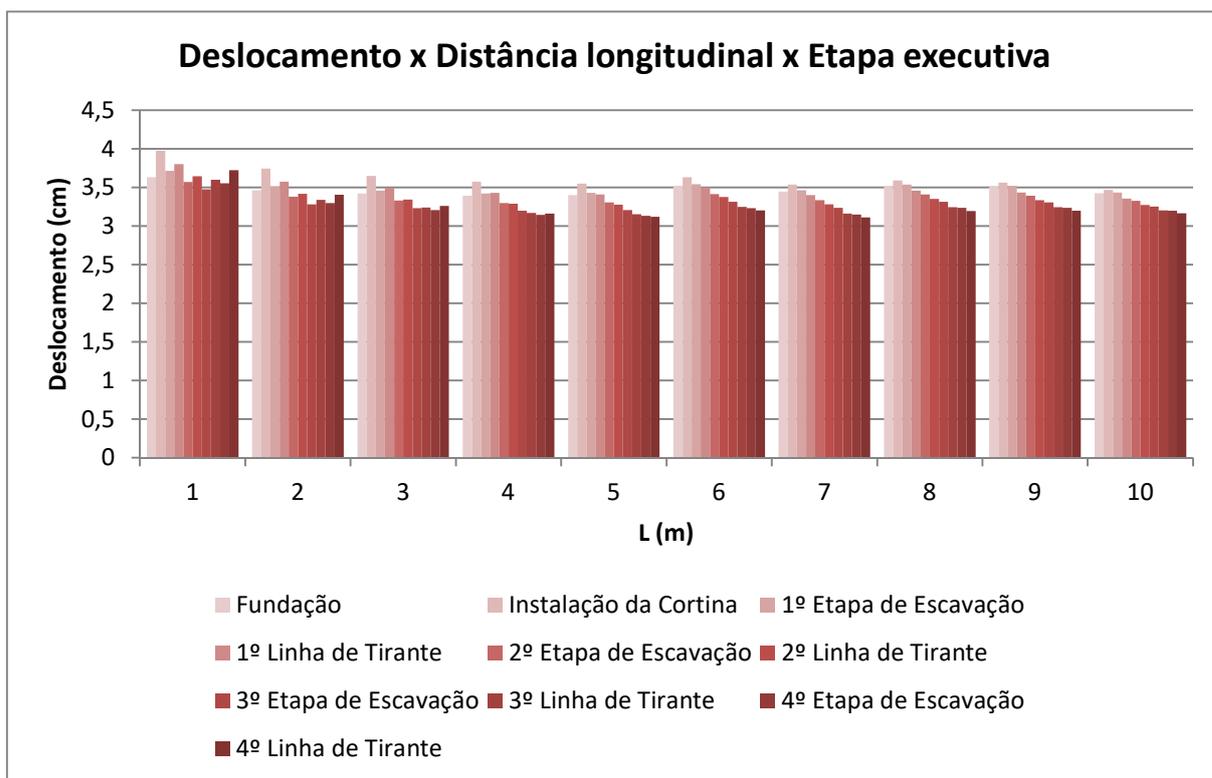
Figura 76 – Gráfico de maior deslocamento na base da sapata, altura de escavação 6 m.



Fonte: O Autor, (2021)

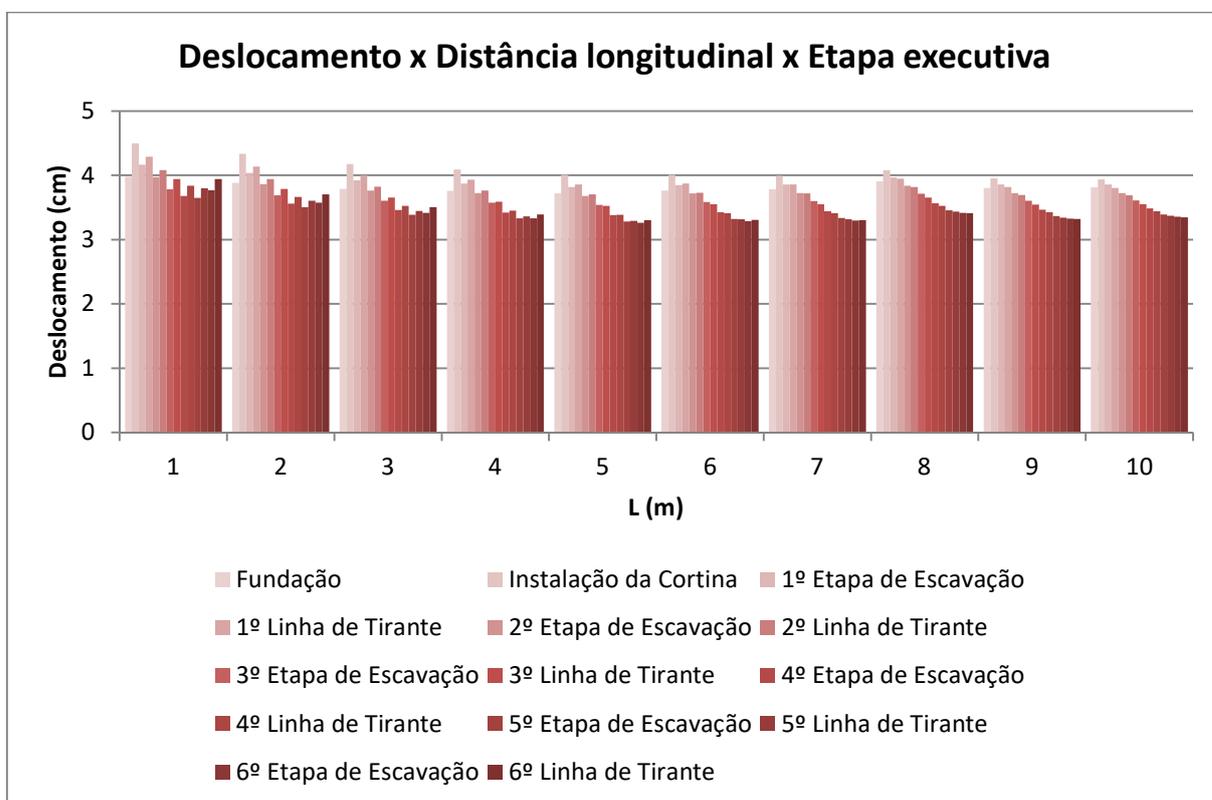
O mesmo gráfico foi proposto para as situações de escavações com 8 e 12 m de profundidade, figura 77 e 78, e pode se verificar que quanto mais profundo a escavação e maior necessidade de linhas de tirantes, maiores são os deslocamentos nas sapatas, e esses deslocamento entre estágios de construção, negativos e positivos, são muito prejudiciais as estruturas, podendo gerar fissuras ou mesmo um colapso. Outra observação extraída dos gráficos é que com um maior afastamento da edificação do local de escavação menores são as influências nos recalques.

Figura 77 – Gráfico de maior deslocamento na base da sapata, altura de escavação 8 m



Fonte: O Autor, (2021)

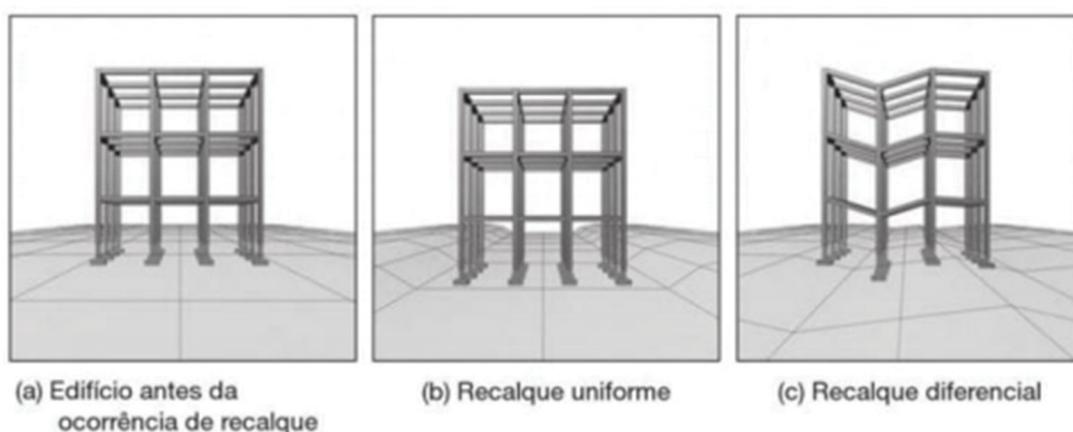
Figura 78 – Gráfico de maior deslocamento na base da sapata, altura de escavação 12 m



Fonte: O Autor, (2021)

O recalque é definido pelo deslocamento vertical descendente de um elemento de fundação e pode ocorrer de duas maneiras, uniforme e diferencial, conforme ilustrado na Figura 79. O recalque diferencial é a diferença entre os recalques absolutos de dois elementos de fundação. O recalque diferencial, figura 79c, pelo fato de impor distorções às estruturas, pode acarretar em fissuras, dependendo da sua magnitude, daí a necessidade de quantificar recalques admissíveis do ponto de vista estrutural. Uma maneira de se avaliar os riscos do recalque diferencial é através do cálculo da distorção angular, equação 44, a figura 80 ilustra suas variáveis. A Figura 81 apresenta o resultado da maior distorção angular que ocorre conforme há a execução da cortina de contenção. Pode-se observar que ao afastar nossa edificação da escavação temos uma ocorrência menor da distorção angular, voltando a aumentar na região do bulbo de ancoragem. Outra observação é que a profundidade da escavação não parece se correlacionar com a distorção angular na região livre do tirante, isso ocorre porque aumentando a profundidade da escavação a edificação vizinha tem seus recalques das fundações aumentados como um todo, assim seus recalques diferenciais se mantém parecidos, mas observa-se que na região do bulbo de ancoragem, conforme maiores profundidades e necessidade de mais linhas de tirantes as distorções angulares tendem a aumentar.

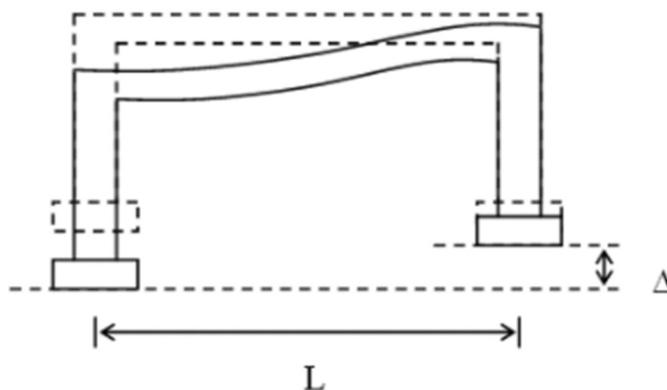
Figura 79 – Recalques na estrutura



Fonte: Allen e Iano, (2009)

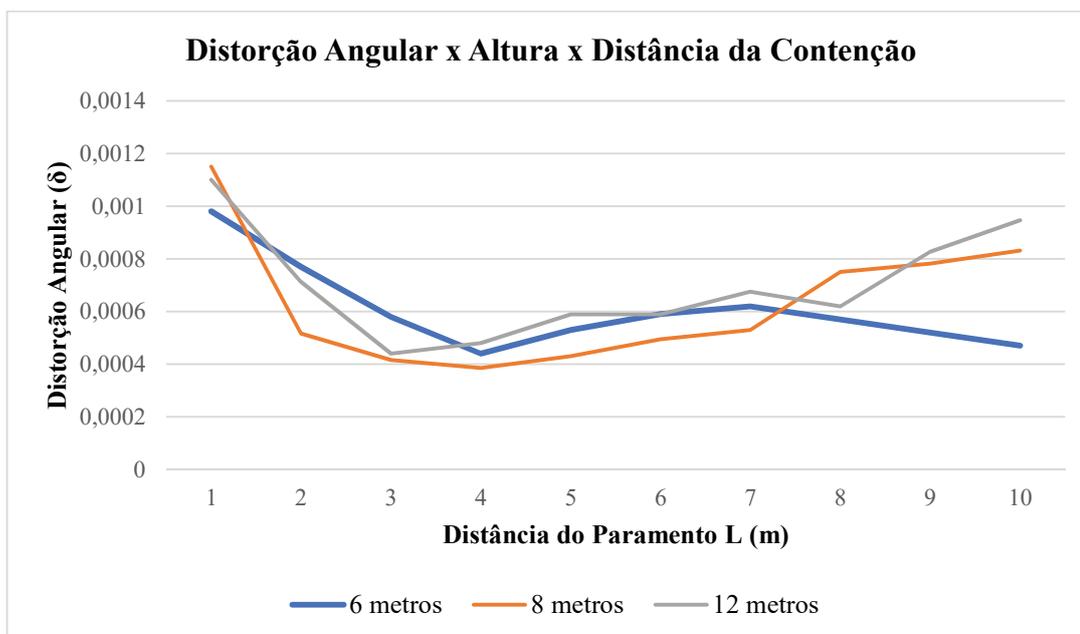
$$\delta = \frac{\Delta \rho_v}{L_{\text{vão livre}}} \quad (44)$$

Figura 80 – Distorção angular



Fonte: O Autor, (2021)

Figura 81 – Variação da distorção angular com o afastamento da contenção



Fonte: O Autor, (2021)

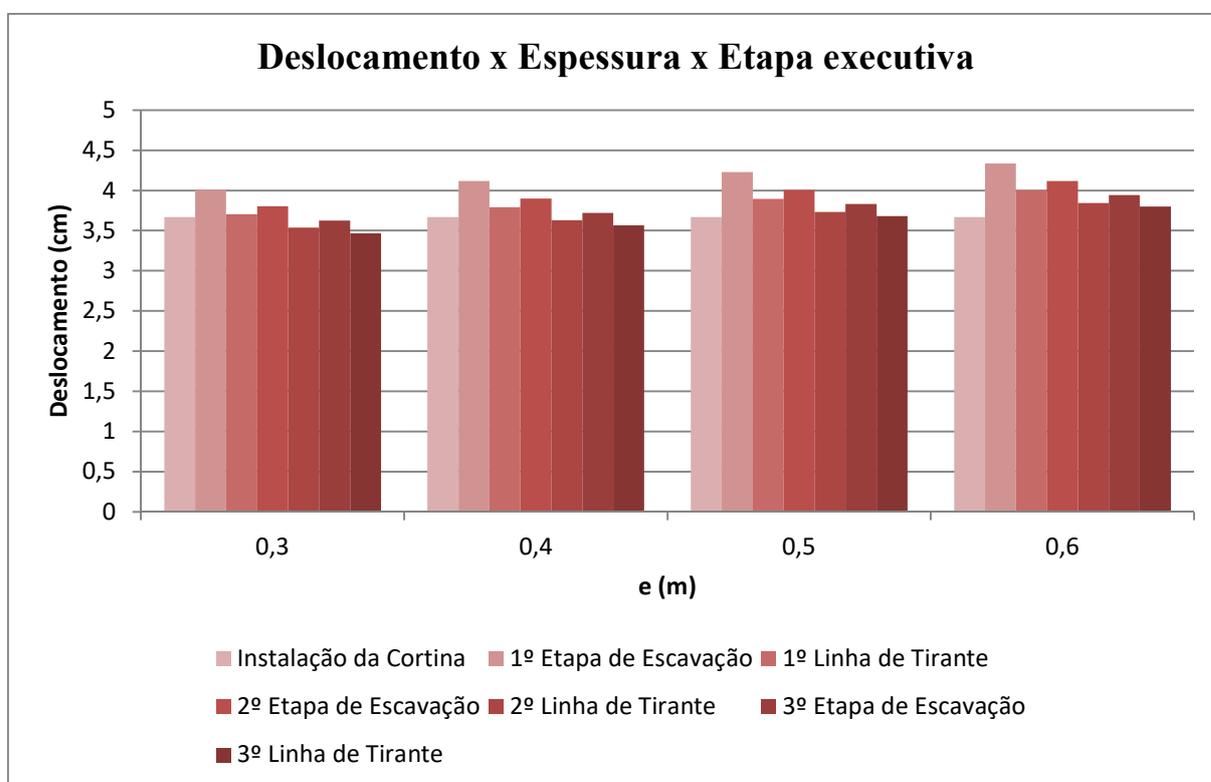
4.1.2 Caso 2 – Aumento da rigidez do Paramento

O comportamento da fundação foi analisado em função da alteração da espessura do paramento estudado com altura de escavação de 6 m.

Nesse caso 2, optaram-se assim como na análise do afastamento longitudinal gerar o gráfico apresentado na figura 82. Observa-se que quanto mais rígido o paramento há alteração nos deslocamentos das sapatas, para o paramento de 30 cm o recalque teve um aumento de 9% e para uma espessura de 60 cm o aumento foi de 18%. Os paramentos mais rígidos, na

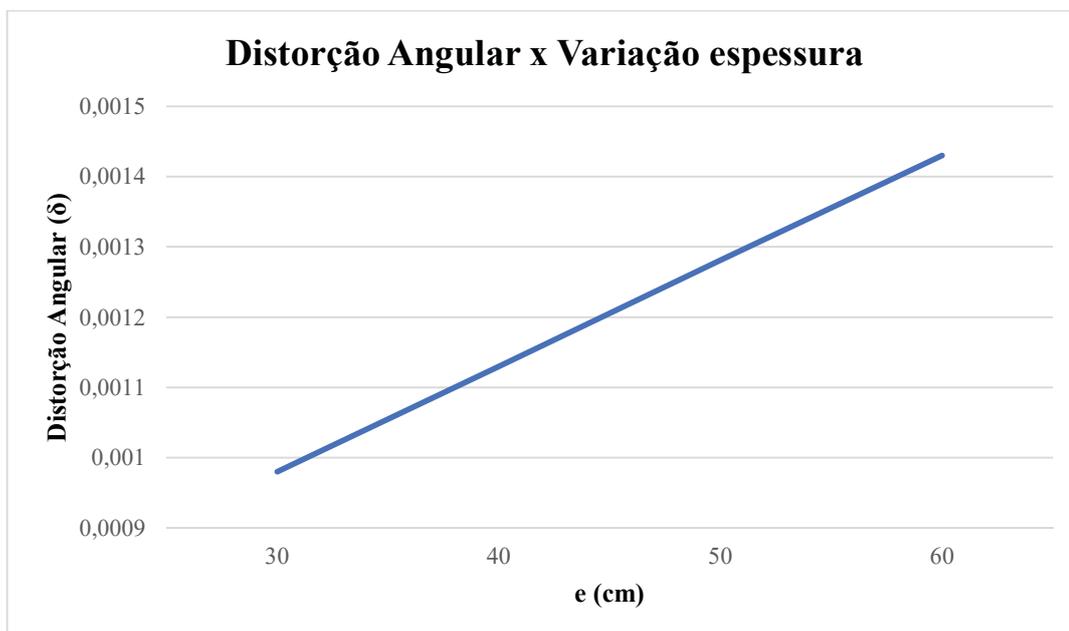
etapa da instalação da cortina, apresentam maiores deslocamentos das fundações, isso se justifica porque um paramento de maior espessura apresenta maior peso próprio, resultando na etapa de execução desse paramento maiores deformações inicial, e por ser um processo iterativo se obtém maiores valores de deslocamentos para os paramentos mais espessos. Para as distorções angulares, os paramentos mais espessos apresentaram um maior valor, isso ocorre pela maior influência desses nos valores dos recalques em cada fundação, obtendo um maior valor de recalque diferencial, conforme comentado anteriormente. As maiores distorções angulares foram na etapa de instalação da cortina.

Figura 82 – Gráfico dos deslocamentos com a variação da rigidez do paramento



Fonte: O Autor, (2021)

Figura 83 – Gráfico da distorção angular com a variação da rigidez do paramento



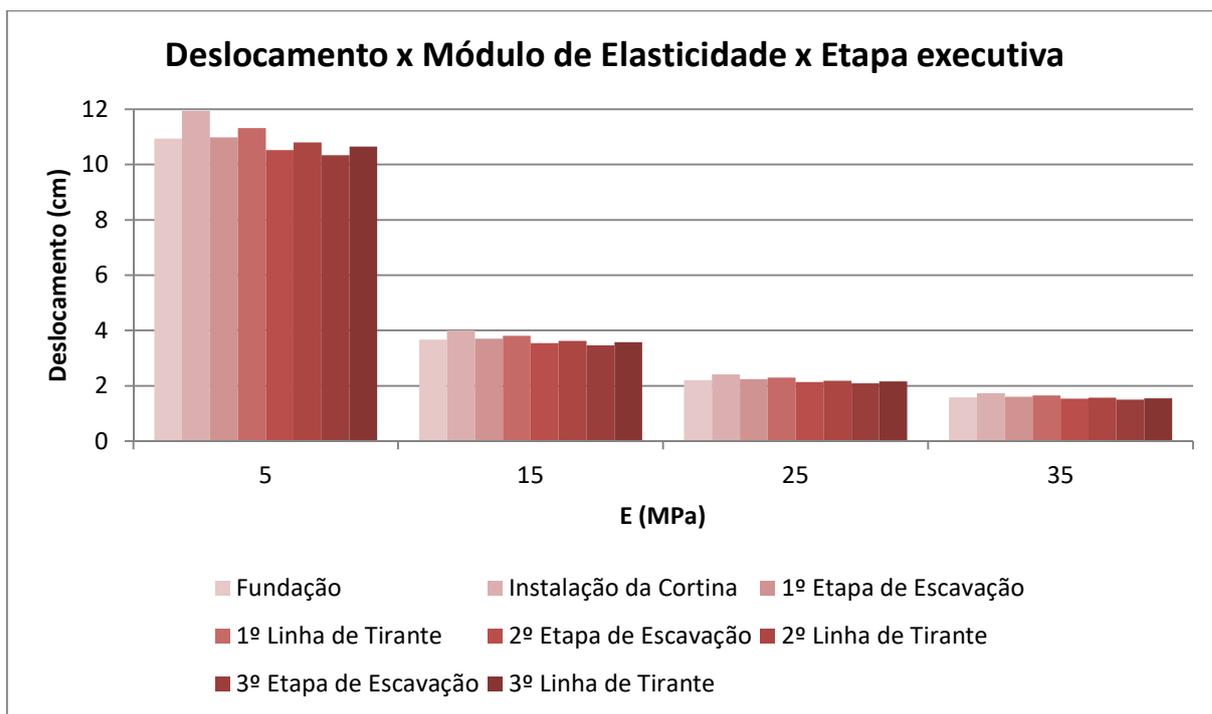
Fonte: O Autor, (2021)

4.1.3 Caso 3 – Parâmetros Geomecânicos, Módulo de Elasticidade

A escolha da alteração do módulo de elasticidade teve como objetivo de análise por ser um parâmetro muito importante em uma análise tensão x deformação. A figura 84 mostra os resultados dos deslocamentos da sapata com a variação do módulo de elasticidade, e como resultado temos que nos solos mais deformáveis, os que apresentam menores módulos de elasticidade, apresentaram os maiores valores de recalques. Porém se observa que o resultado da máxima variação do recalque nas etapas construtivas ficou em torno de 9% em todos os valores de módulo de elasticidade.

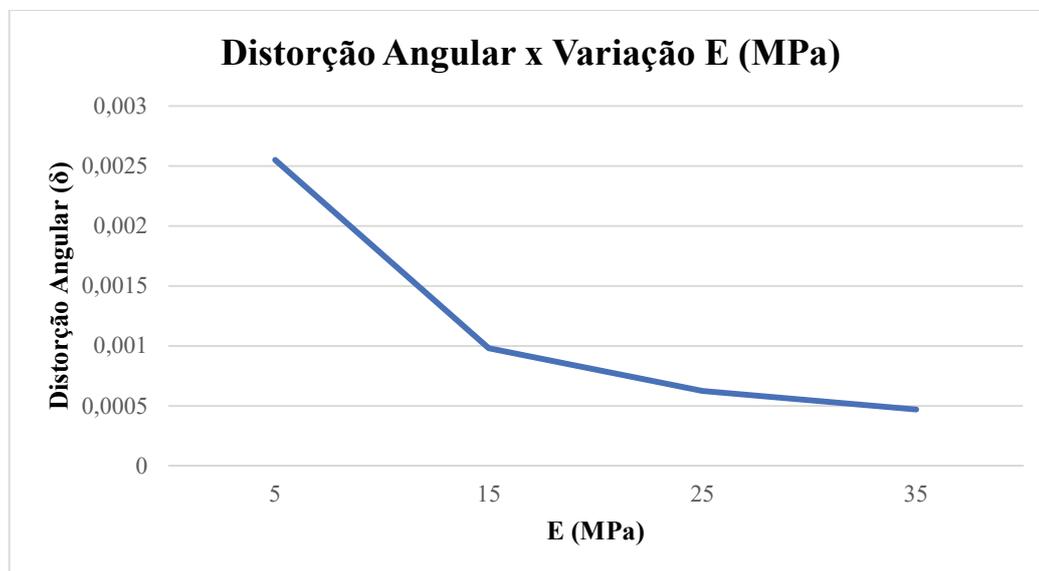
A distorção angular da situação de variação do módulo de elasticidade pode ser vista na figura 85, e como já mencionado a situação do solo mais deformável apresenta um maior recalque diferencial resultando em uma maior distorção angular para a situação estudada.

Figura 84 – Gráfico dos deslocamentos com a variação do Módulo de Elasticidade do solo



Fonte: O Autor, (2021)

Figura 85 – Gráfico da distorção angular com a variação do Módulo de Elasticidade do solo

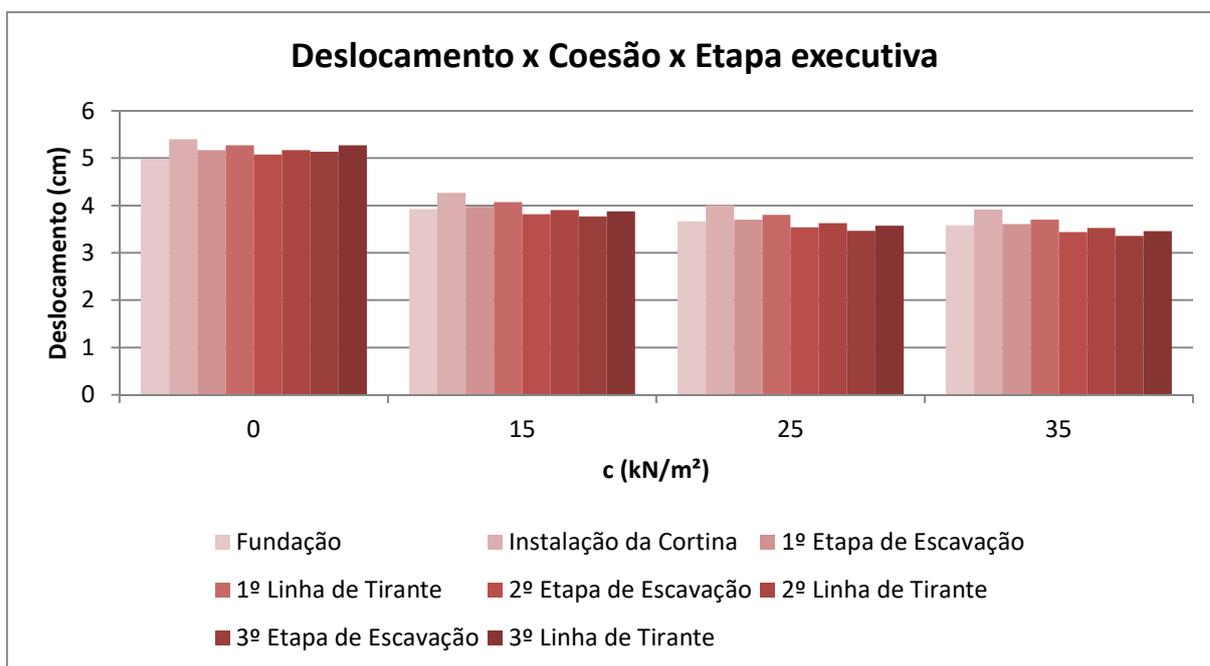


Fonte: O Autor, (2021)

4.1.4 Caso 4 – Parâmetros Geomecânicos, Coesão

A escolha da alteração da coesão teve como objetivo de análise verificar sua influência nos recalques que a sapata sofrera após as etapas da execução da escavação vizinha. Os resultados estão apresentados na Figura 86, e como podemos observar ao alterar os valores da coesão os valores de máximo acréscimo de recalques se mantem bem próximos, 8,2% para coesão zero e 9,4% com coesão de 35kN/m².

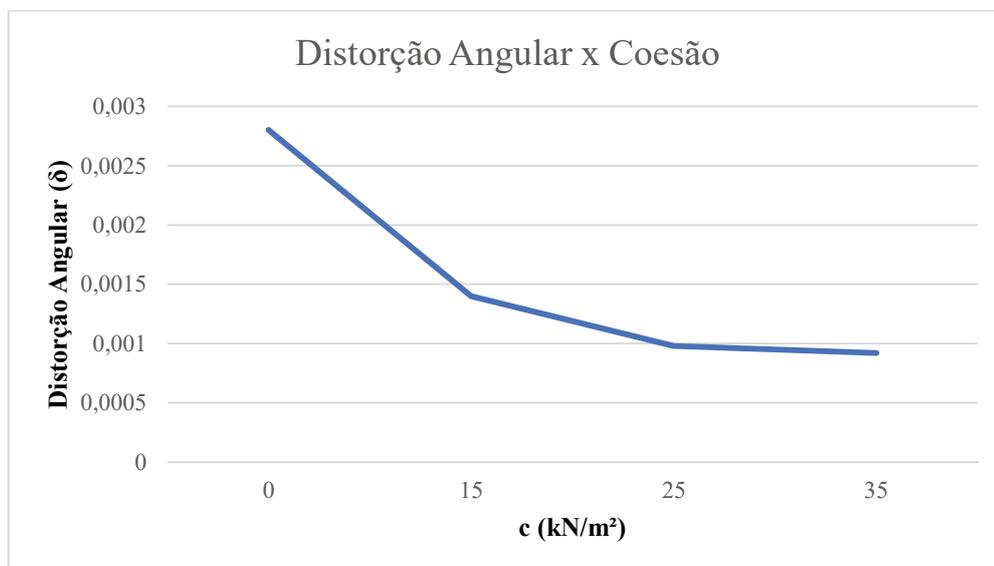
Figura 86 – Gráfico da variação dos deslocamentos com a variação da coesão do solo



Fonte: O Autor, (2021)

Os resultados da distorção angular da situação de variação da coesão estão apresentados na figura 87, e como pode-se observar há uma diminuição da distorção com maiores valores de coesão. Isto pode ser justificado porque conforme observa-se na Figura 86 o recalque na situação inicial de cada valor de coesão é diferente, resultando um valor de recalque diferencial em cada situação, e conforme ocorre as etapas de execução da escavação mesmo apresentando um acréscimo de recalque muito semelhante independentemente do valor da coesão, os maiores valores de distorção angular já se encontravam na situação inicial para um solo com coesão nulo.

Figura 87 – Gráfico da distorção angular com a variação da coesão do solo



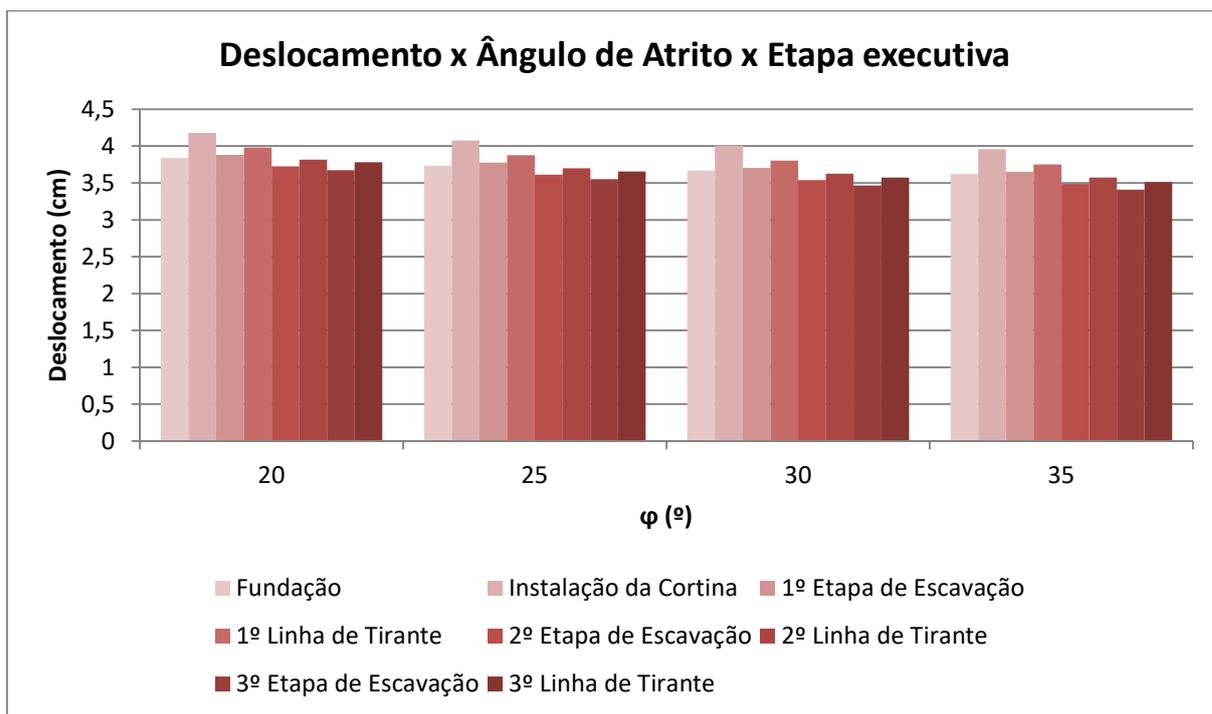
Fonte: O Autor, (2021)

4.1.5 Caso 5 – Parâmetros Geomecânicos, Ângulo de Atrito do Solo

A alteração do ângulo de atrito também teve como objetivo de análise verificar sua influência nos recalques que a sapata sofrera após as etapas da execução da escavação vizinha. Os resultados estão apresentados na Figura 88, e pode-se observar que ao alterar os valores do ângulo de atrito os valores de acréscimo de recalques se mantem bem próximos, variando em torno de 9% em todos os casos.

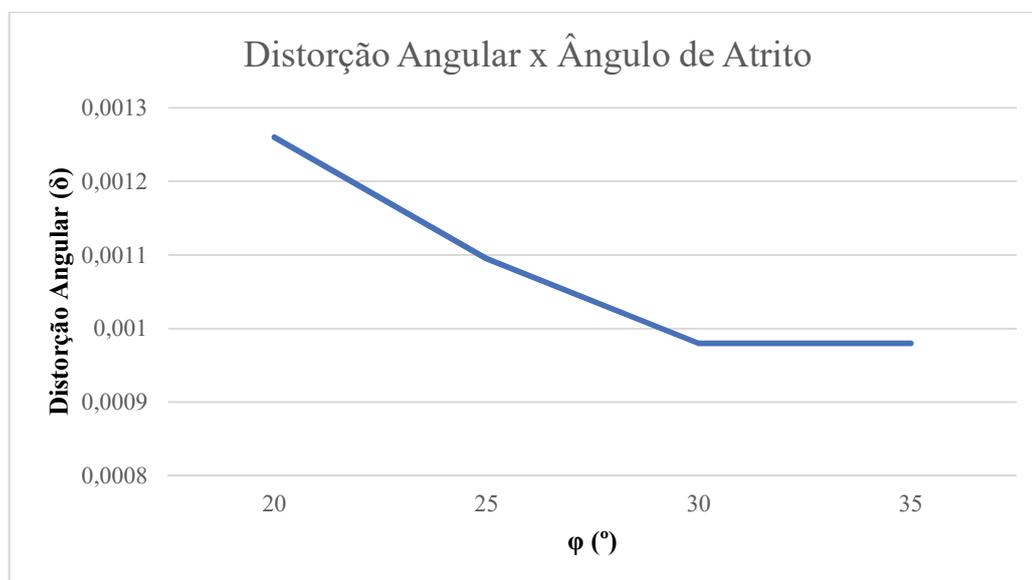
A distorção angular da situação de variação do ângulo de atrito pode ser vista na Figura 89, e como podemos observar temos que a distorção angular apresenta valores bem semelhantes com a alteração do ângulo de atrito.

Figura 88 – Gráfico da variação dos deslocamentos com a variação do ângulo de atrito



Fonte: O Autor, (2021)

Figura 89 – Gráfico da variação da distorção angular com a variação da coesão do solo



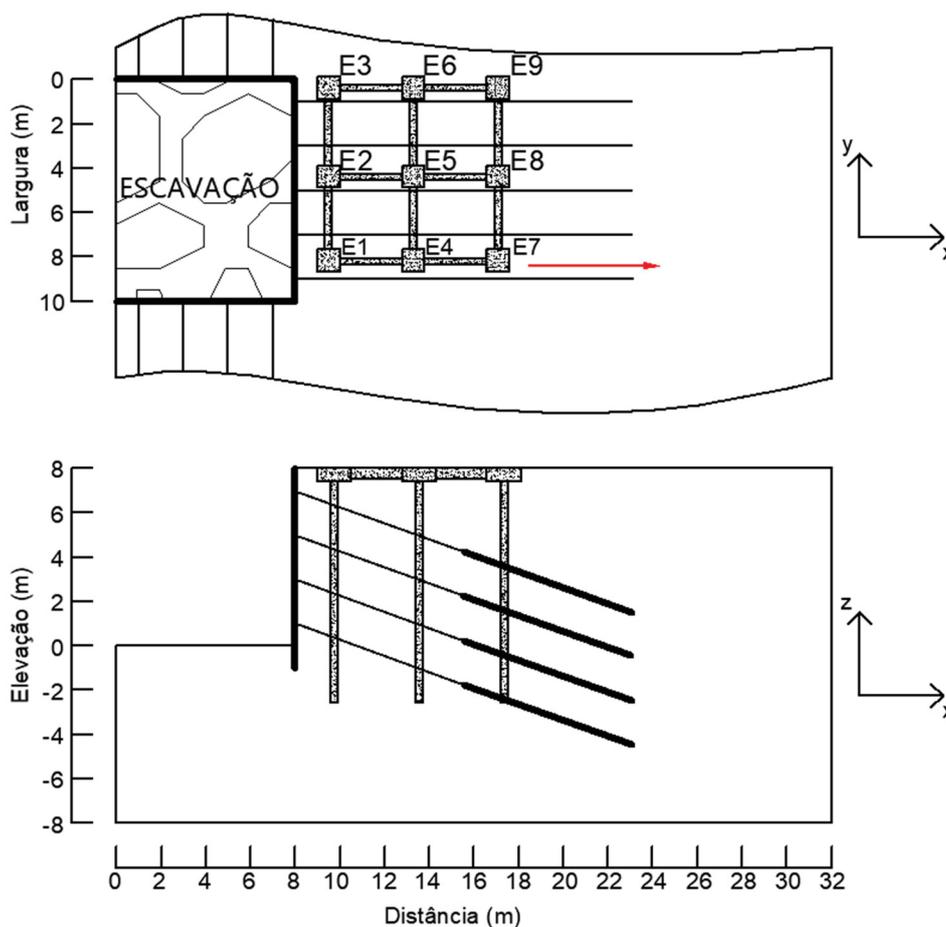
Fonte: O Autor, (2021)

4.2 FUNDAÇÃO PROFUNDA

4.2.1 Caso 1 - Distância do paramento

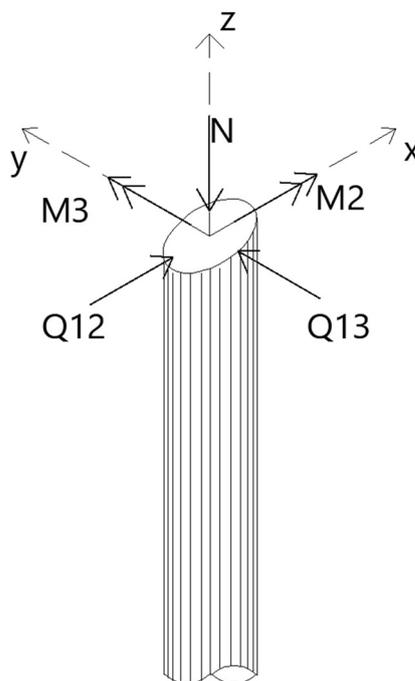
O comportamento da estrutura foi analisado em função da alteração da distância das fundações ao paramento das escavações estudadas com profundidades variando em 6 m, 8 m e 12 m. Foi escolhida a estaca 1 para se verificar as alterações geradas pela contenção, indicada na figura 90, foi selecionada está estaca por ser uma das fundações mais próximas ao paramento e ao tirante. Como resultado de cada análise foi gerado gráficos das deformações e seguintes solicitações: esforço normal, esforço cortante e momento fletor. Como as análises são tridimensionais, os esforços seguiram as coordenadas mostradas na Figura 91.

Figura 90 – Esquema do afastamento ao longo do tirante da fundação e estaca selecionada, para altura de 8 m



Fonte: O Autor, (2021)

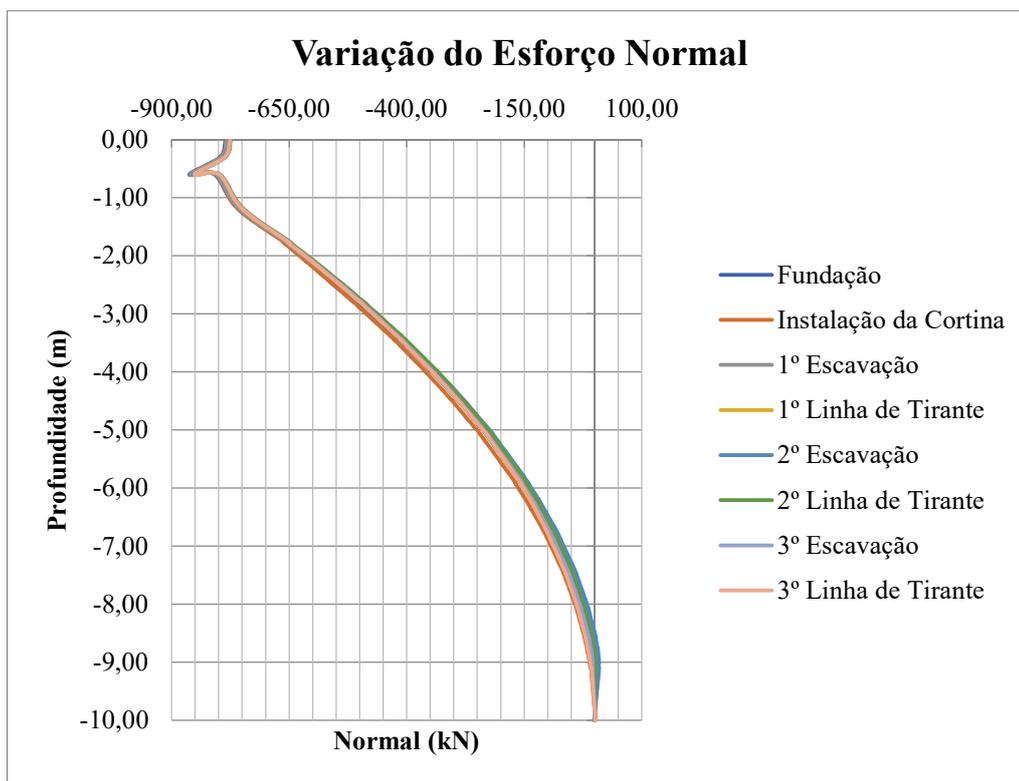
Figura 91 – Esforços na estaca



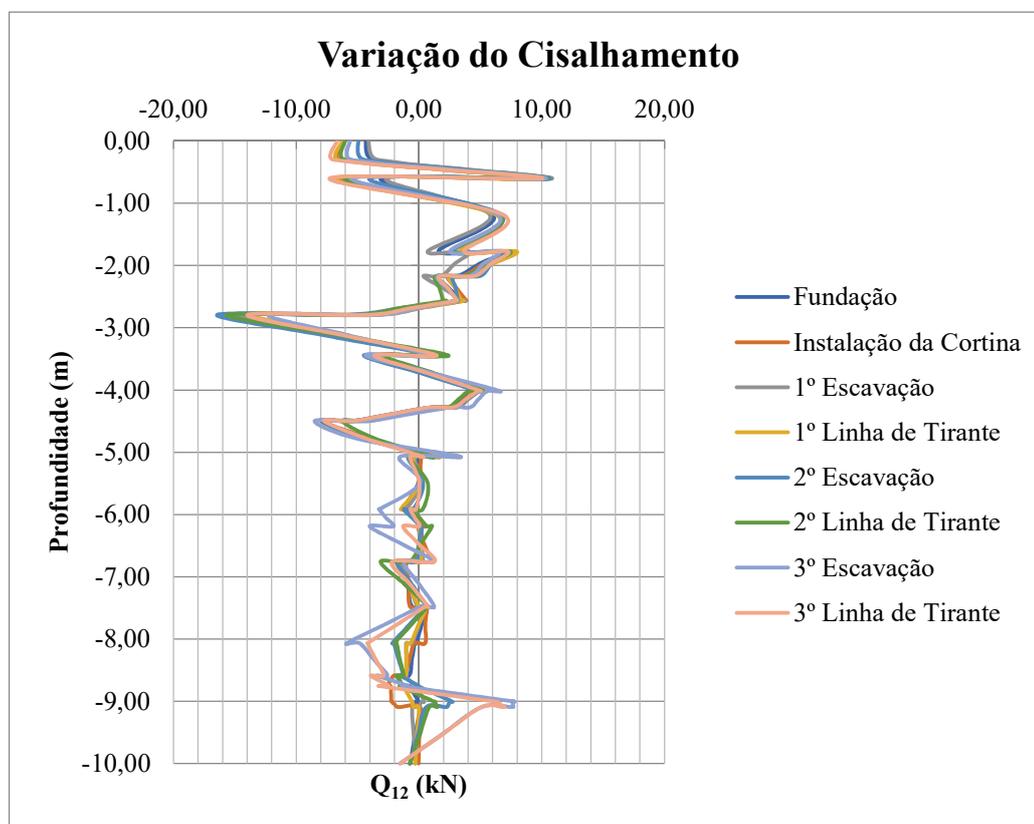
Fonte: O Autor, (2021)

Para uma melhor visualização dos resultados, foram plotados gráficos dos esforços em toda a profundidade da estaca. Como exemplos têm os gráficos de esforço normal, cisalhamento Q_{12} (perpendicular ao paramento) e Q_{13} (paralelo do paramento) e momento fletor M_2 e M_3 , figura 92 a 96 em que está apresentada a variação dos esforços da estaca nº1 a 1 metro da cortina. Para facilitar a apresentação dos resultados, assim como feito nas fundações superficiais, para as fundações profundas foi selecionado o maior valor encontrado para o esforço, considerando todas as etapas de execução da cortina, e plotado em um gráfico. Para a situação de esforço normal como há distinção entre esforços positivos e negativos (tração e compressão da estaca), os sinais foram mantidos, já para as situações de momentos fletores e esforços cortantes, como está avaliando um elemento circular, seu sinal pode ser ignorado e como resultado teremos valores absolutos.

Figura 92 – Variação do esforço normal da Estaca a 1 metro da cortina

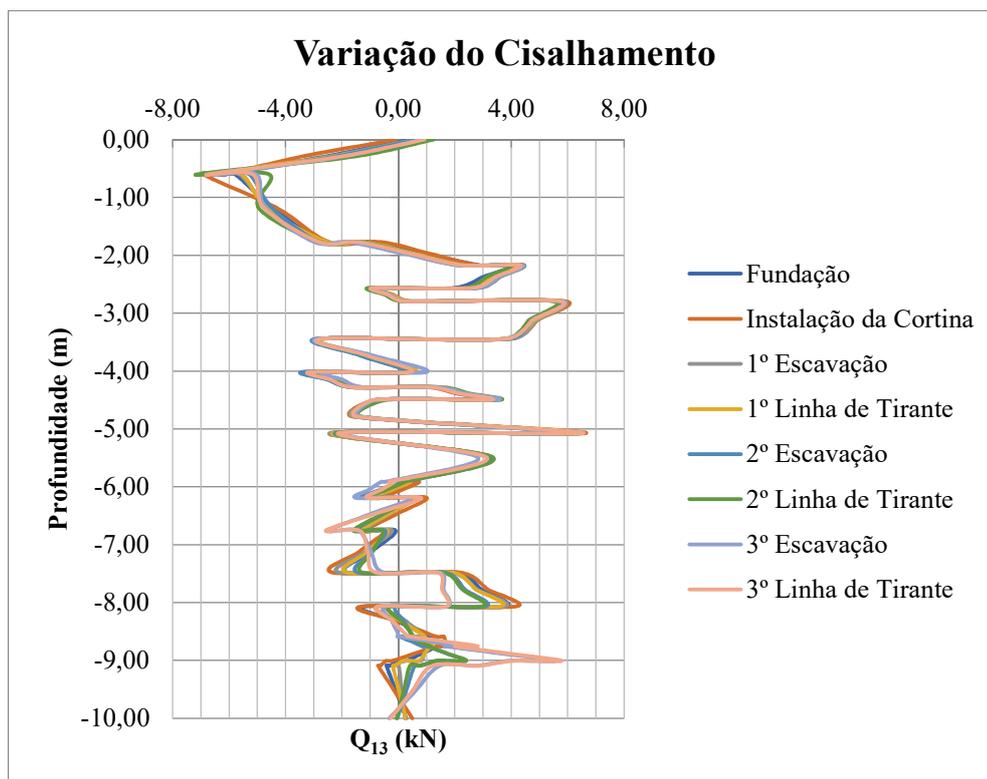


Fonte: O Autor, (2021)

Figura 93 – Variação do esforço Cisalhamento Q_{12} (perpendicular ao paramento) da Estaca a 1 metro da cortina

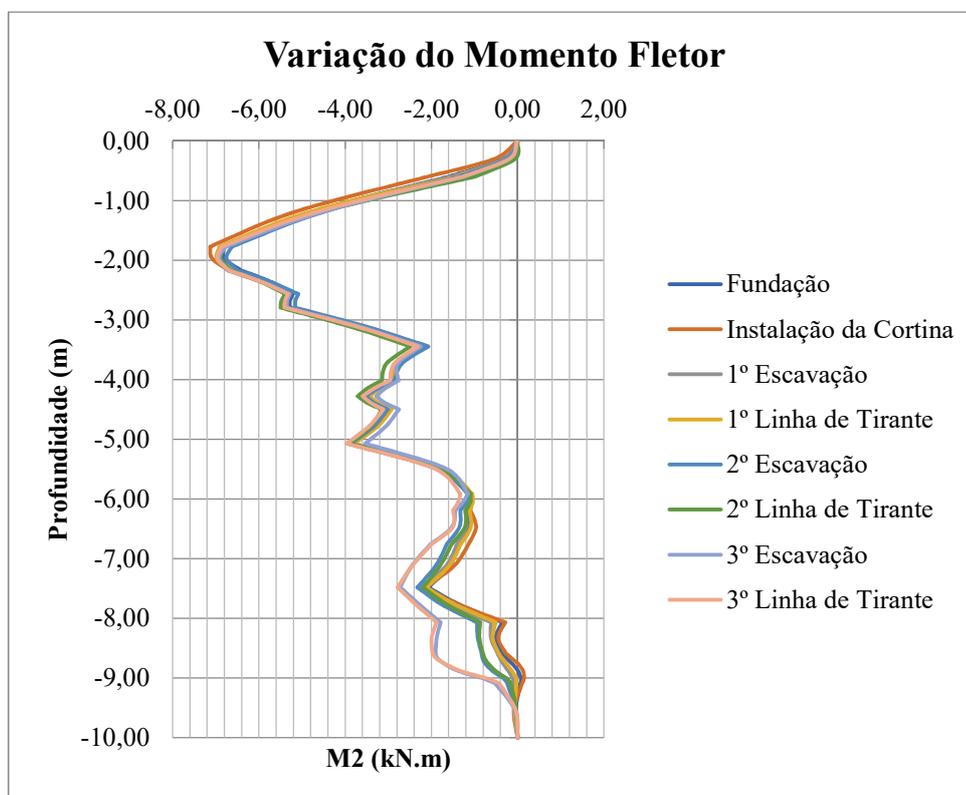
Fonte: O Autor, (2021)

Figura 94 – Variação do esforço de Cisalhamento Q_{13} (paralelo ao paramento) da Estaca a 1 metro da cortina



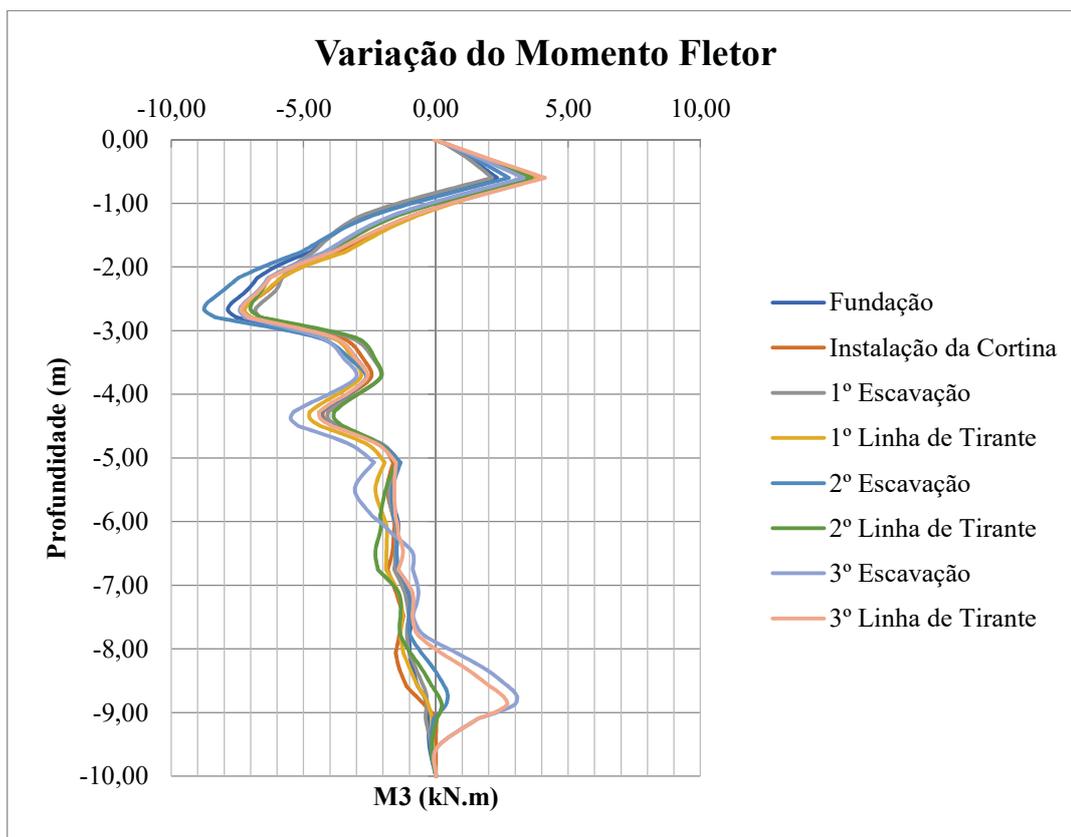
Fonte: O Autor, (2021)

Figura 95 – Variação do esforço de flexão M_2 da Estaca a 1 metro da cortina



Fonte: O Autor, (2021)

Figura 96 – Variação do esforço de Flexão M3 da Estaca a 1 metro da cortina

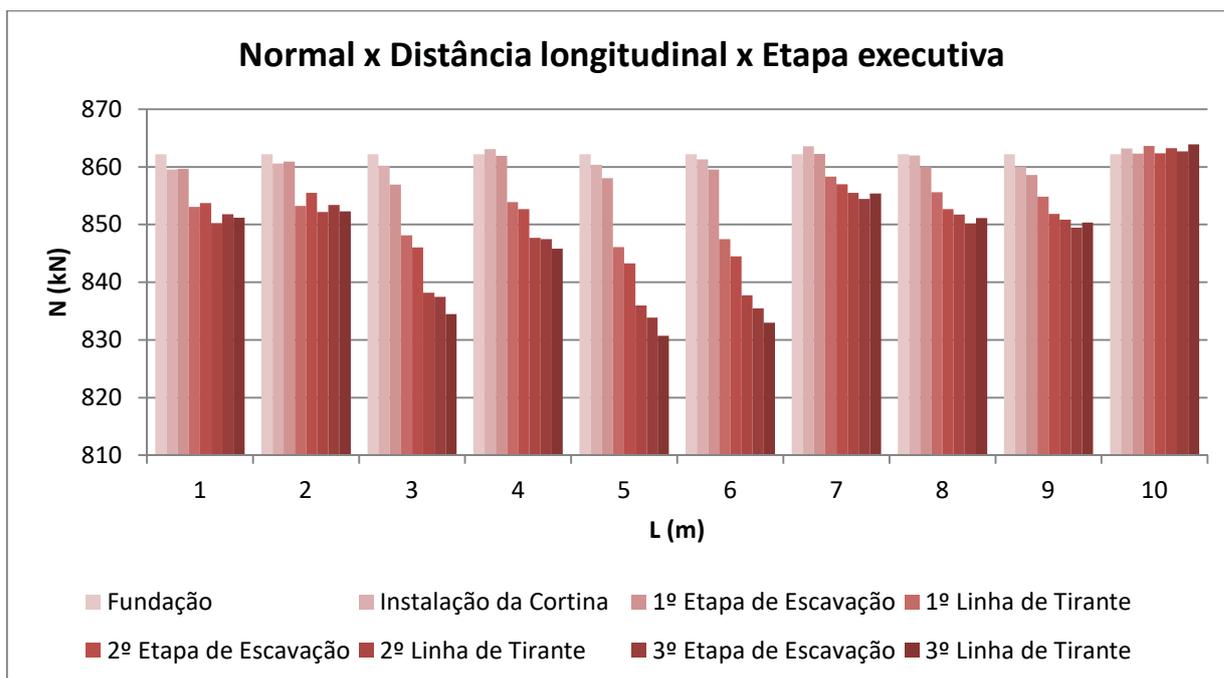


Fonte: O Autor, (2021)

Como podemos observar, conforme o processo executivo da cortina prossegue, ocorre alteração nos esforços das estacas. A figura 97 resume os maiores esforços normais que a estaca está sendo solicitada em função do seu afastamento ao paramento de contenção. Podemos observar que conforme a estaca está afastada da cortina, seus esforços de compressão diminuem, pelo fato dos tirantes estarem gerando um esforço de tração. Outra informação extraída do gráfico é que conforme vamos afastando a estaca da cortina, o esforço tende a diminuir, mas depois volta a subir, isto ocorre pelo fato da estaca estar se aproximando do bulbo de ancoragem do tirante.

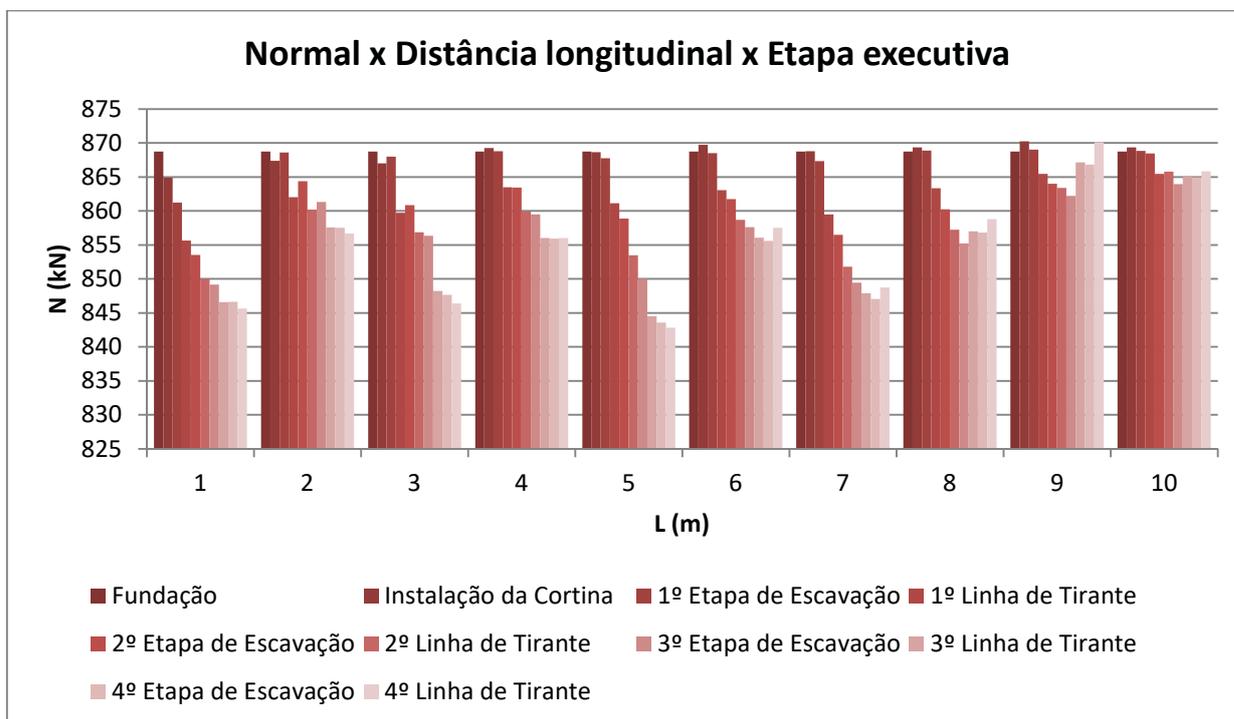
As figuras 98 e 99 indicam a variação dos esforços normais para as cortinas de 8 e 12 m, como pode ser observado, conforme o aumento da profundidade da escavação, temos casos de maiores alívios do esforço de compressão na estaca, isto pode ser muito danoso a estrutura em uma situação que ao invés de compressão à estaca esteja sujeita a esforços de tração, pelo fato de geralmente à estaca não ser dimensionada a essa solicitação.

Figura 97 – Gráfico da variação do esforço Normal com o afastamento da cortina, 6 m de escavação.



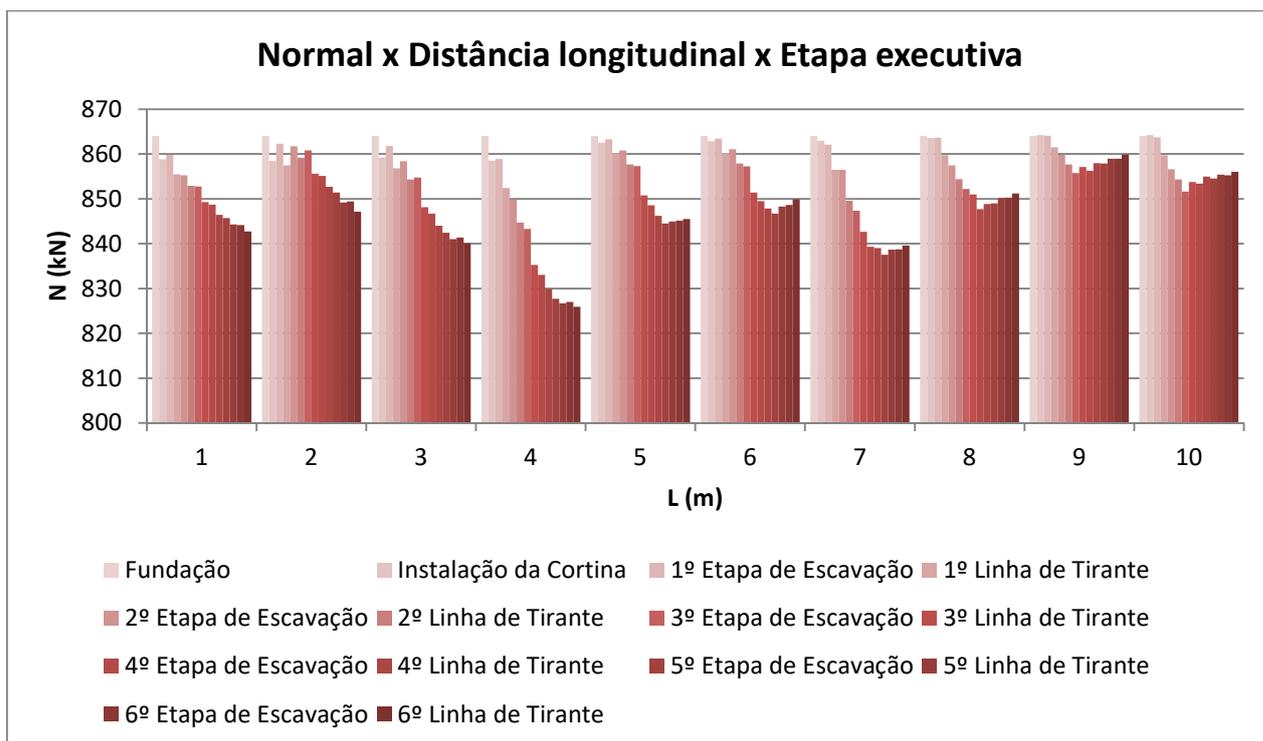
Fonte: O Autor, (2021)

Figura 98 – Gráfico da variação do esforço Normal com o afastamento da cortina, 8 m de escavação.



Fonte: O Autor, (2021)

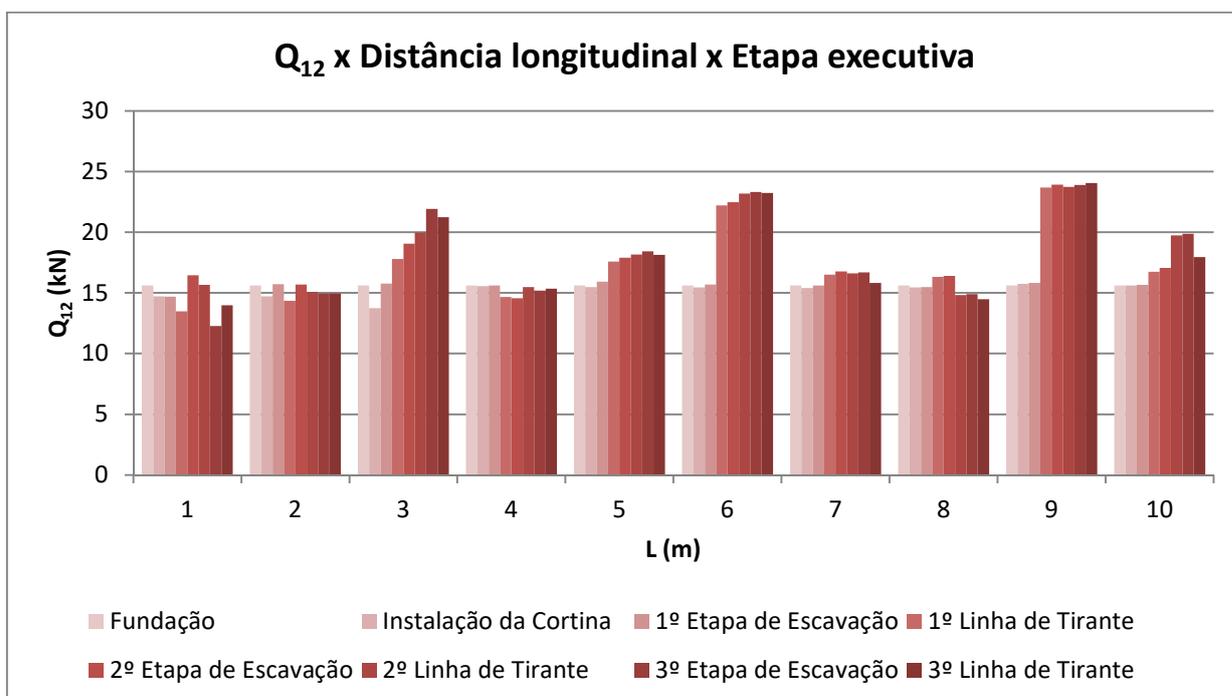
Figura 99 – Gráfico da variação do esforço Normal com o afastamento da cortina, 12 m de escavação



Fonte: O Autor, (2021)

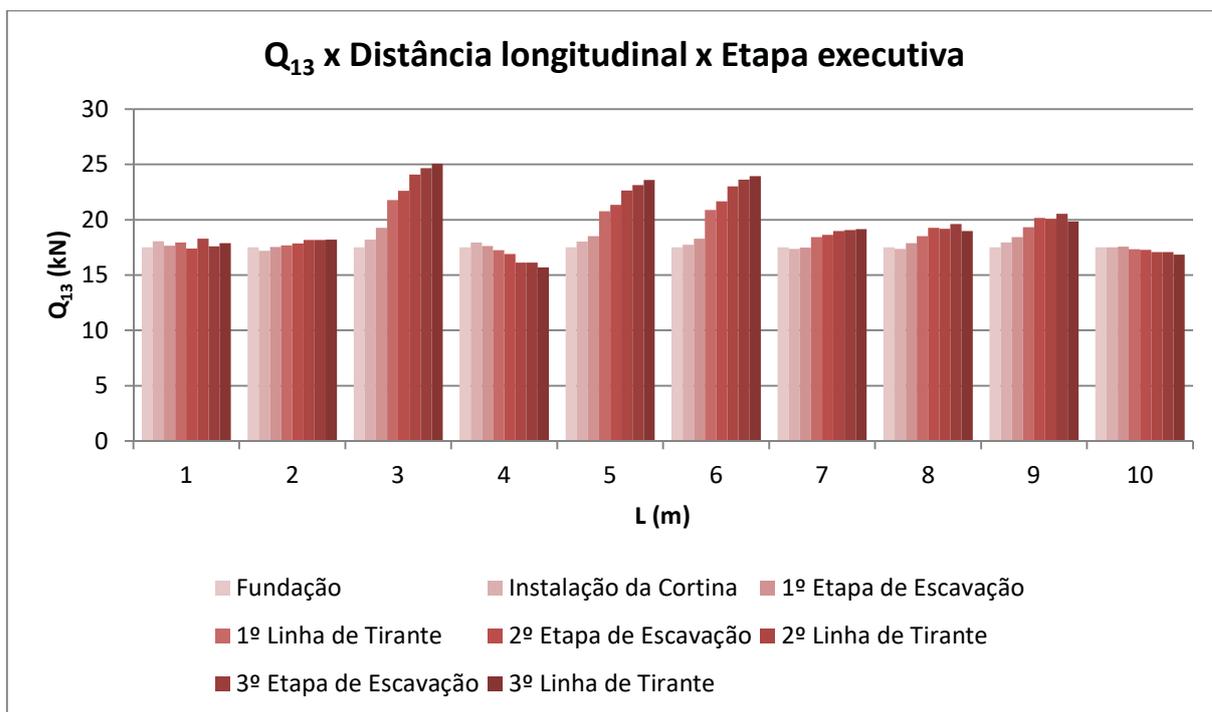
Os próximos resultados extraídos são os esforços cortantes, que foram avaliados, em ambos os sentidos, conforme esquema da figura 91.

Figura 100 – Gráfico da variação do cisalhamento Q_{12} com o afastamento da cortina, 6 m de escavação



Fonte: O Autor, (2021)

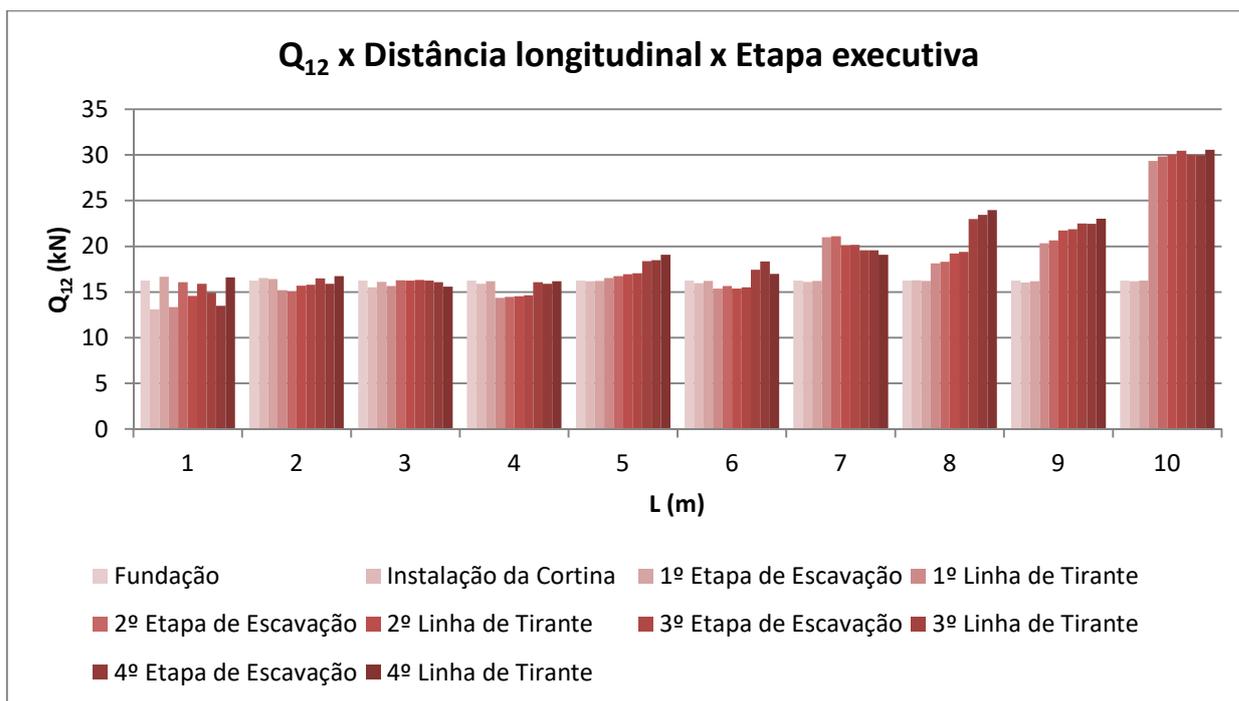
Figura 101 – Gráfico da variação do esforço cisalhamento Q_{13} com o afastamento da cortina, 6 m de escavação



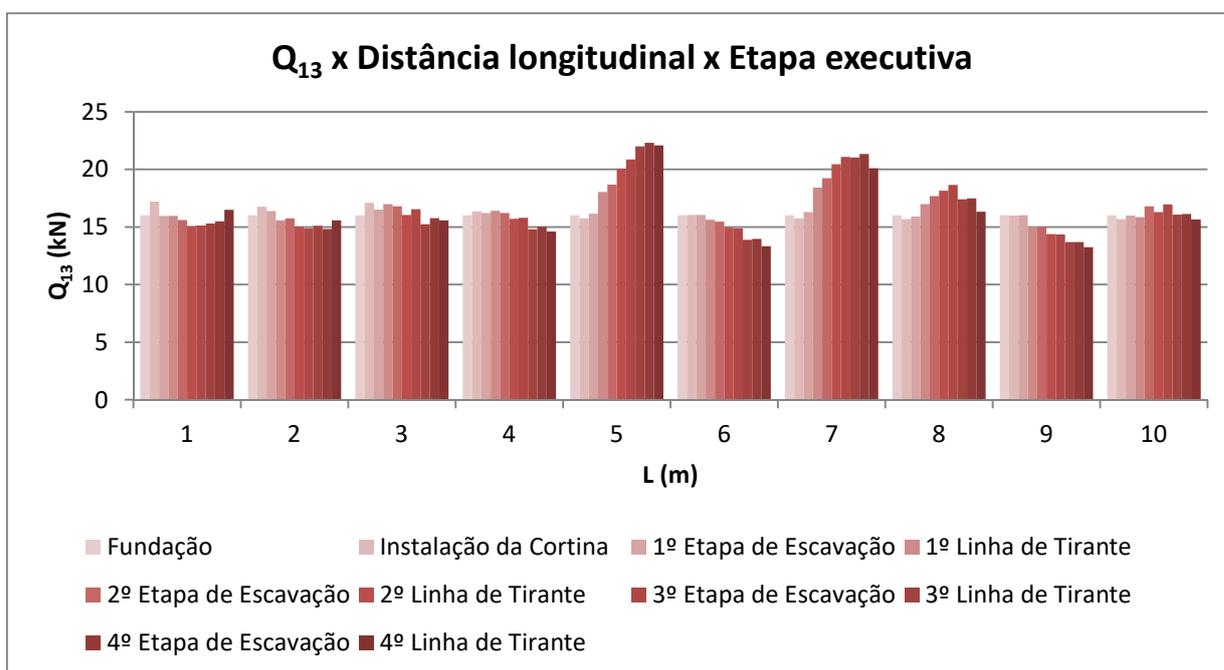
Fonte: O Autor, (2021)

Como pode se observar, os esforços ocorrem em picos quando são executadas as etapas de instalação dos tirantes, sendo o maior pico quando temos a estaca localizada no começo do bulbo de ancoragem.

As figuras 102 à 105 indicam a variação com a profundidade da cortina de 8 e 12 m.

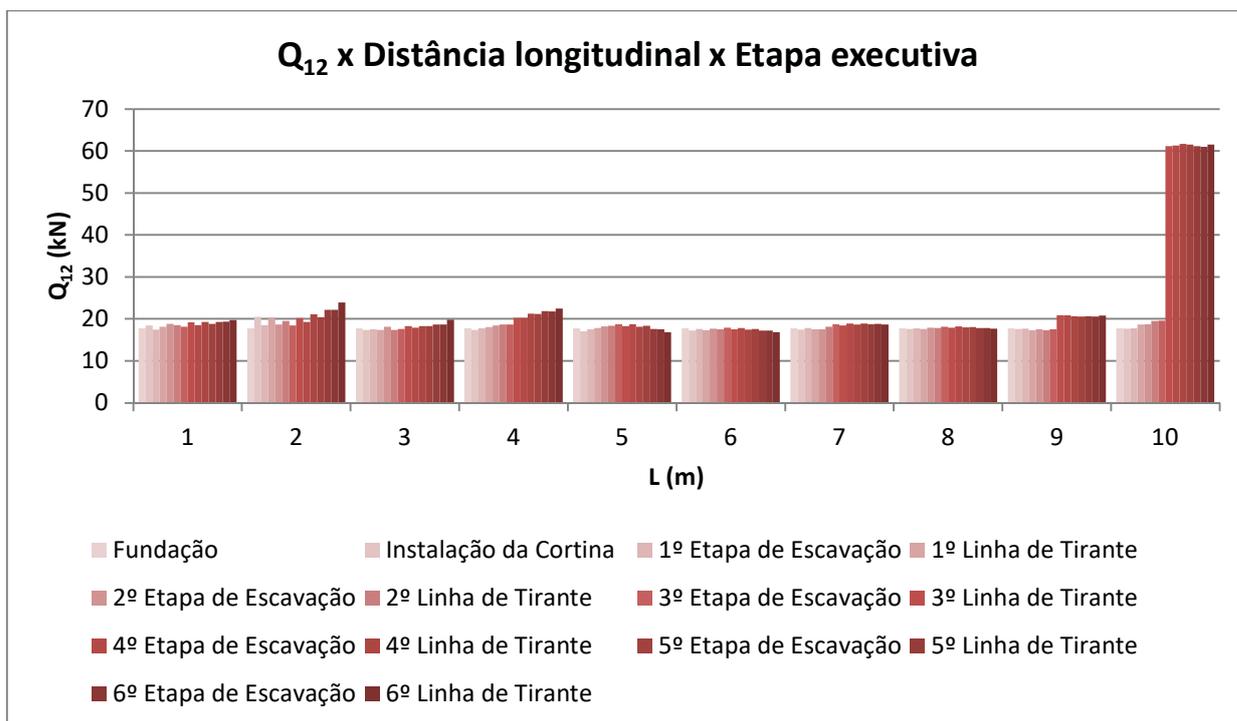
Figura 102 – Gráfico da variação do esforço cisalhamento Q_{12} com o afastamento da cortina, 8 m de escavação

Fonte: O Autor, (2021)

Figura 103 – Gráfico da variação do esforço cisalhamento Q_{13} com o afastamento da cortina, 8 m de escavação

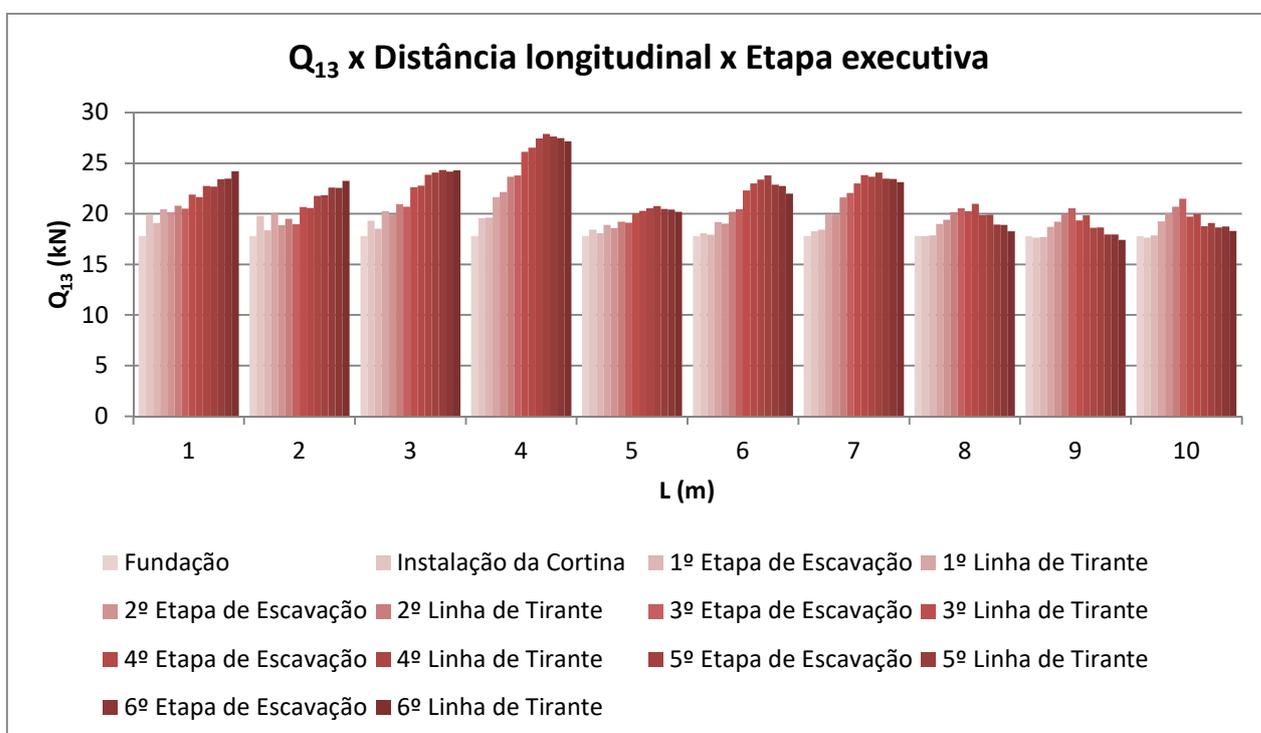
Fonte: O Autor, (2021)

Figura 104 – Gráfico da variação do esforço cisalhamento Q_{12} com o afastamento da cortina, 12 m de escavação.



Fonte: O Autor, (2021)

Figura 105 – Gráfico da variação do esforço cisalhamento Q_{13} com o afastamento da cortina, 12 m de escavação.

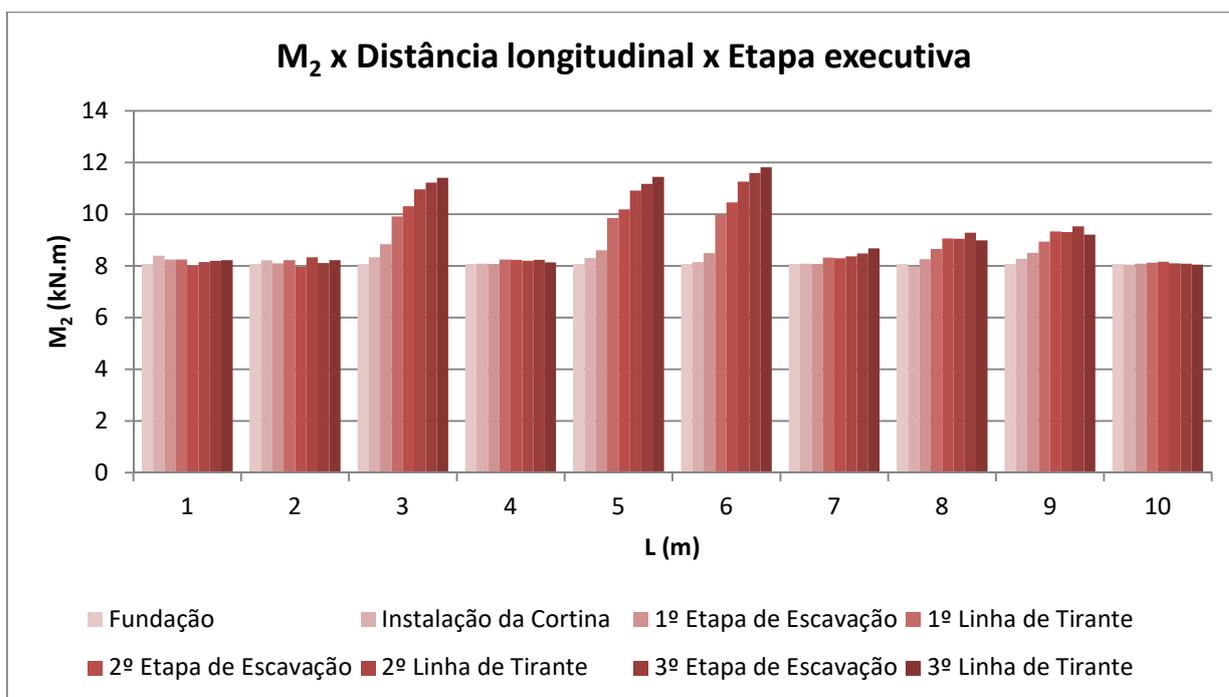


Fonte: O Autor, (2021)

Conforme temos uma escavação mais profunda, com necessidade de maior número de linhas de tirantes, os esforços de cisalhamento nas estacas aumentam muito. As piores situações ocorrem quando a estaca está localizada no trecho do bulbo de ancoragem do tirante. O principal problema nessa situação é os esforços de cisalhamento que ocorrem acima dos 3 metros de profundidade, altura mínima no qual as estacas são geralmente armadas seguindo as prescrições da norma.

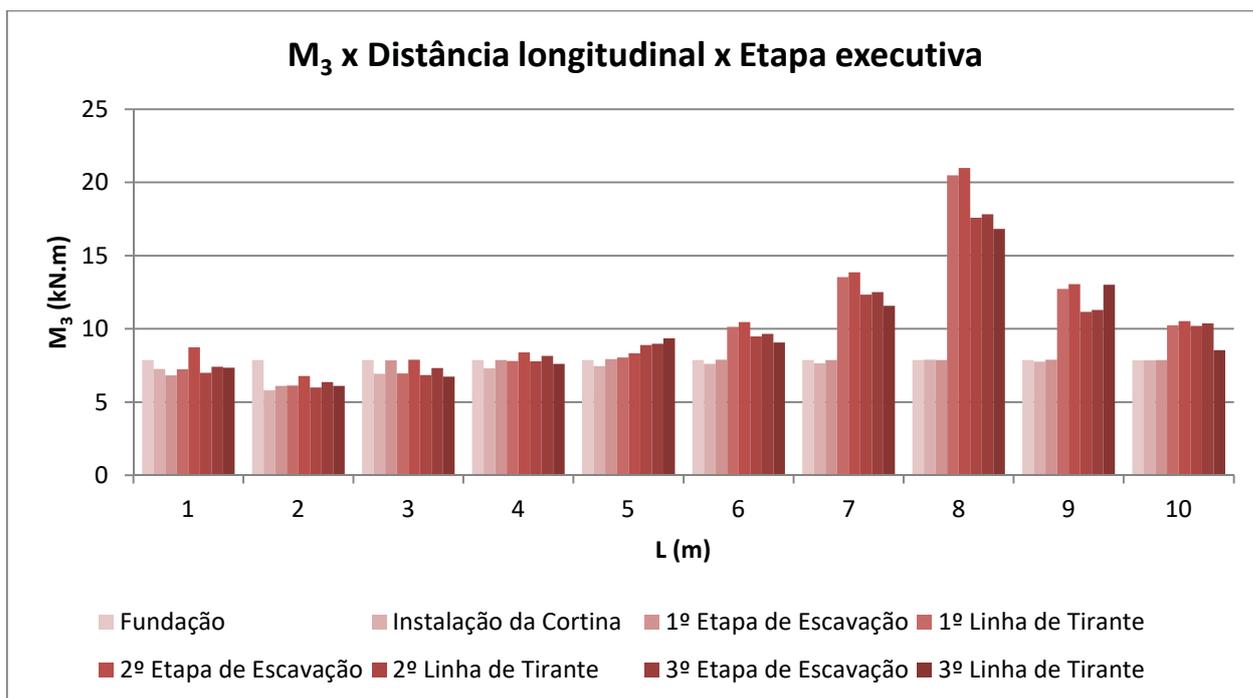
Os resultados para os momentos fletores estão mostrados nas figuras 106 e 107. O momento M_2 indica os momentos no eixo y-z, e os momentos M_3 no eixo x-z. Observa-se que conforme se afasta a estaca os momentos fletores vão decaindo, até se aproximarem do bulbo de ancoragem e seus valores voltarem a crescer.

Figura 106 – Gráfico da variação dos momentos fletores M_2 com o afastamento da cortina, 6 m de escavação.



Fonte: O Autor, (2021)

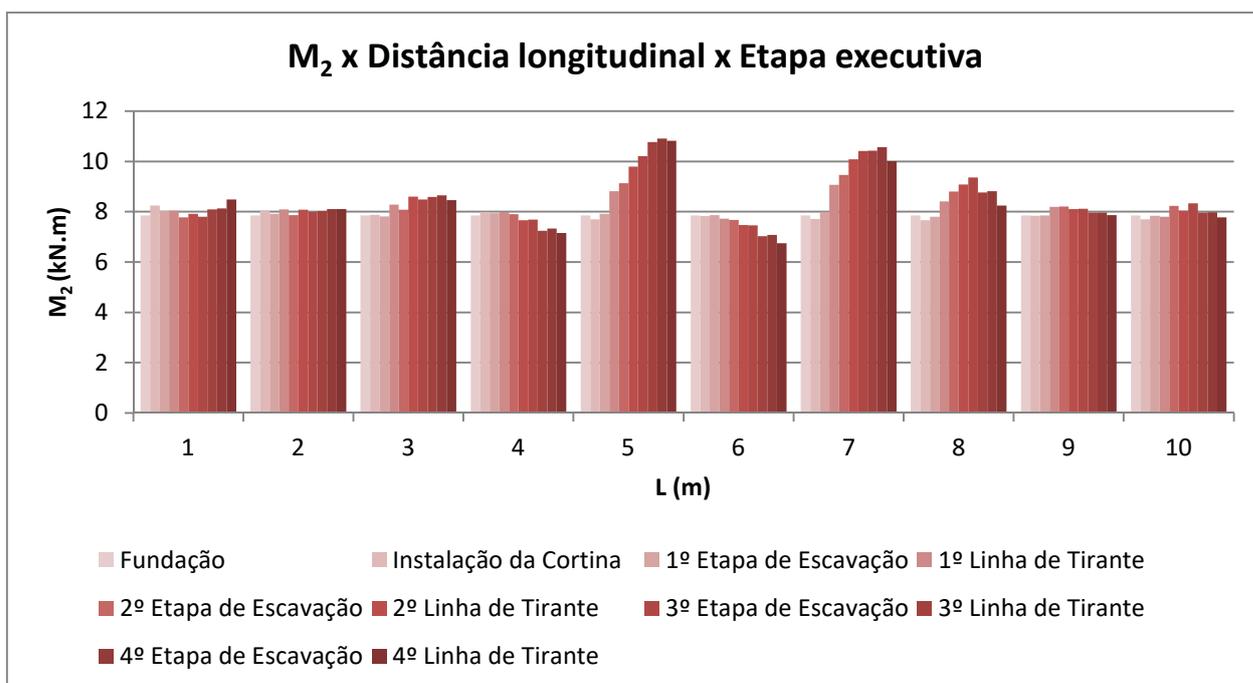
Figura 107 – Gráfico da variação dos momentos fletores M_3 com o afastamento da cortina, 6 m de escavação.



Fonte: O Autor, (2021)

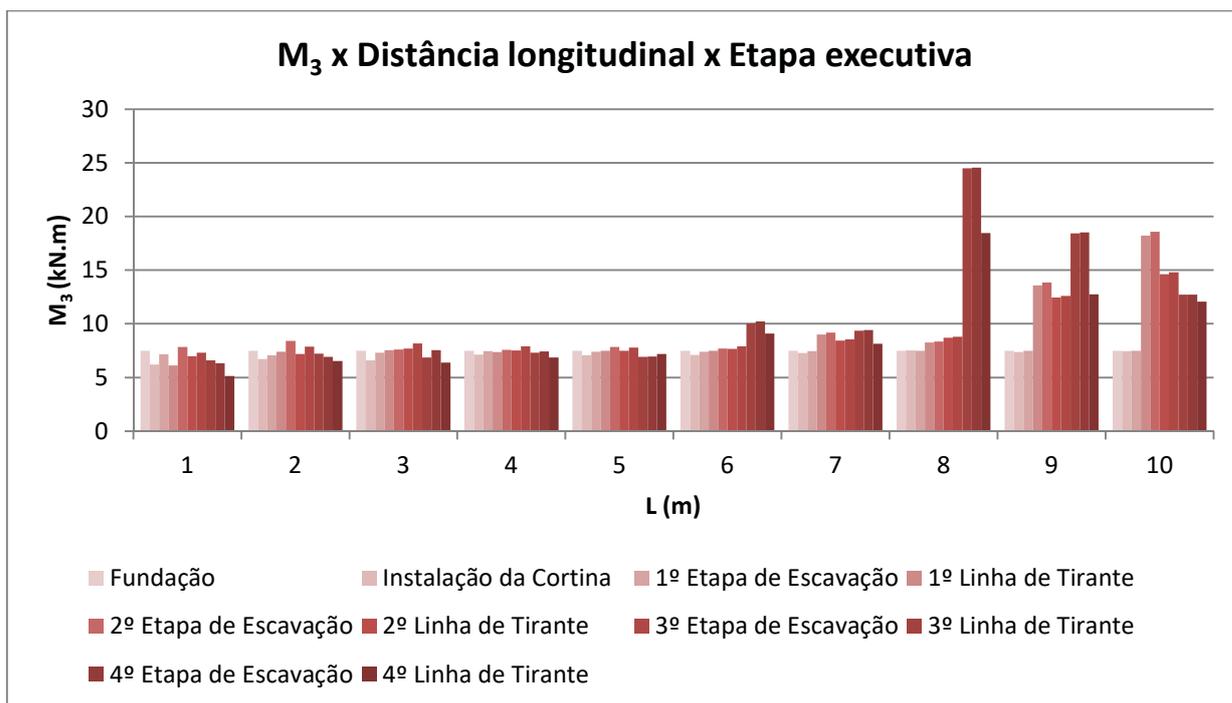
As figuras 108 a 111 indicam os resultados para o aumento da profundidade da escavação para 8 e 12 m. E como resultado esperado temos que para maiores alturas teremos maiores esforços de flexão na estaca.

Figura 108 – Gráfico da variação dos momentos fletores M_2 com o afastamento da cortina, 8 m de escavação



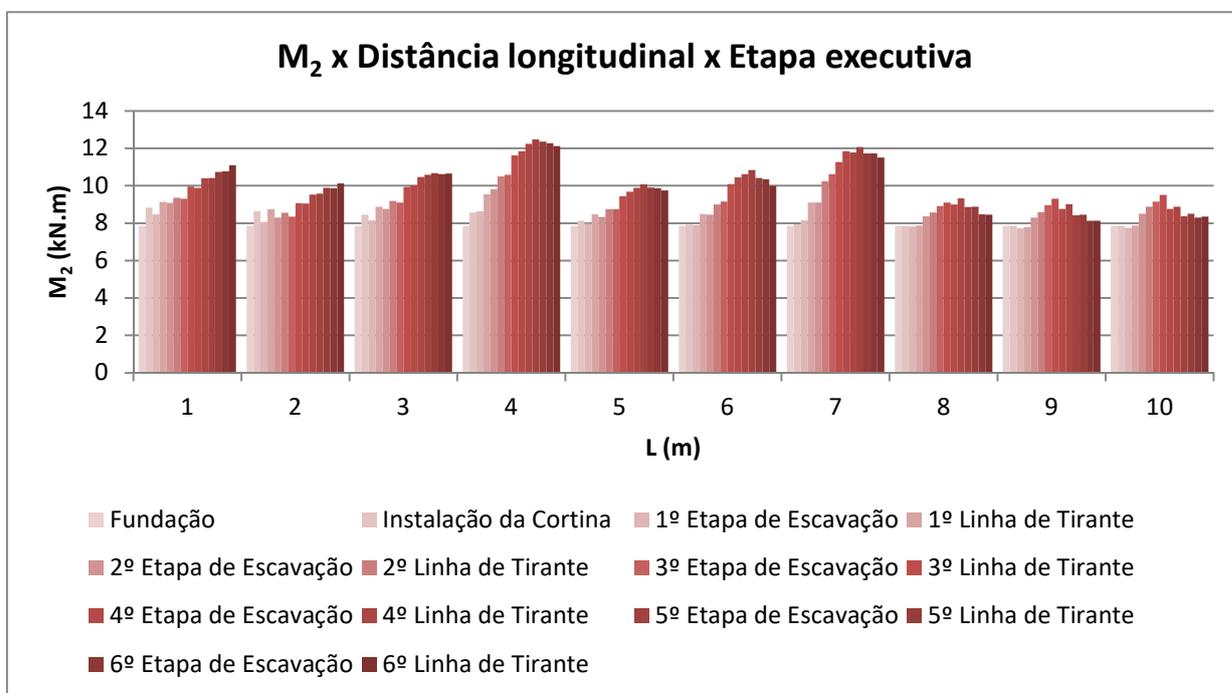
Fonte: O Autor, (2020)

Figura 109 – Gráfico da variação dos momentos fletores M_3 com o afastamento da cortina, 8 m de escavação



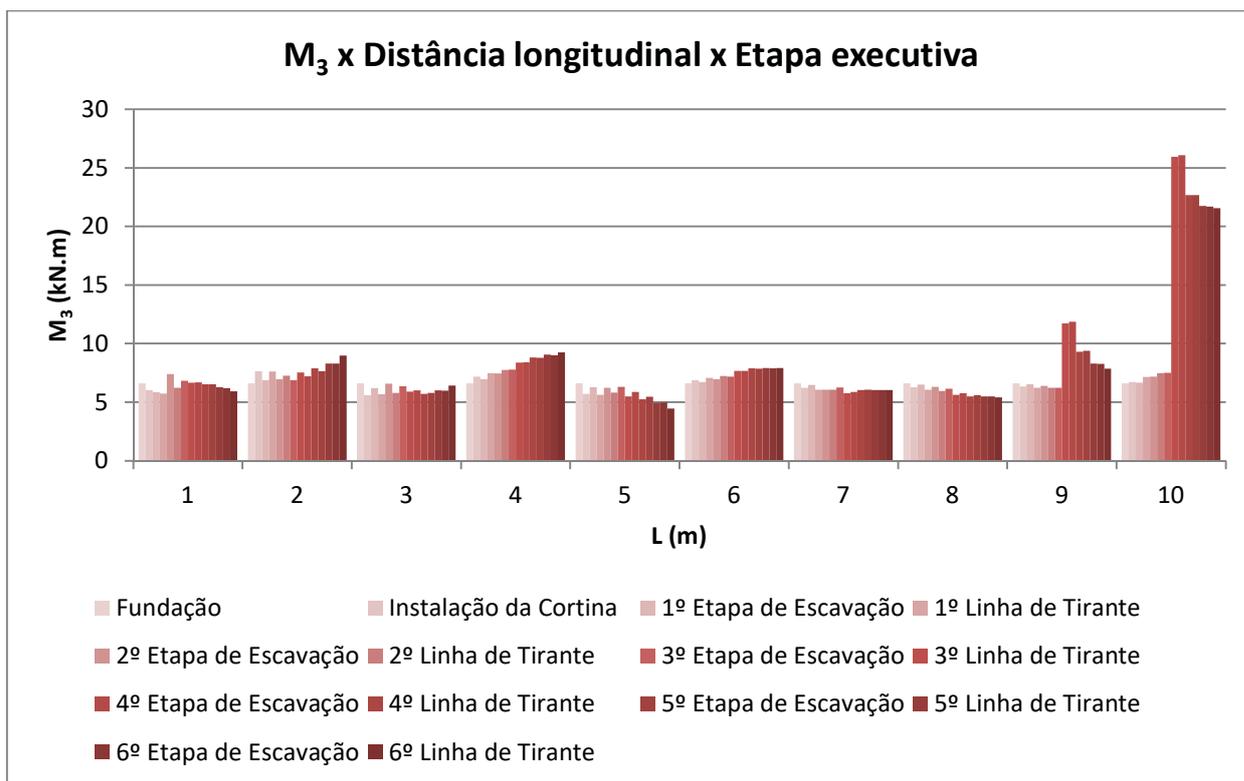
Fonte: O Autor, (2021)

Figura 110 – Gráfico da variação dos momentos fletores M_2 com o afastamento da cortina, 12 m de escavação.



Fonte: O Autor, (2021)

Figura 111 – Gráfico da variação dos momentos fletores M_3 com o afastamento da cortina, 12 m de escavação.

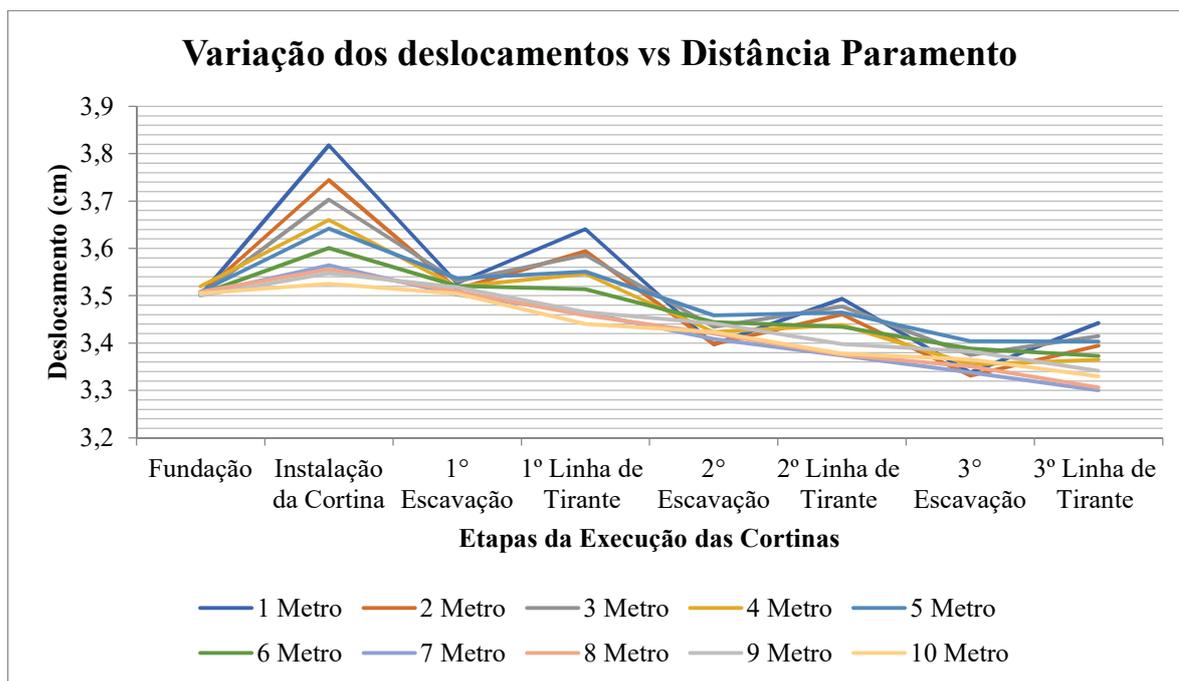


Fonte: O Autor, (2021)

Como se pode observar, conforme mais profundidade tem a escavação, necessitando maiores linhas de tirantes, maiores são as solicitações nas fundações e mais nítida fica a transição dos esforços antes e após se aproximarem do bulbo de ancoragem da estaca.

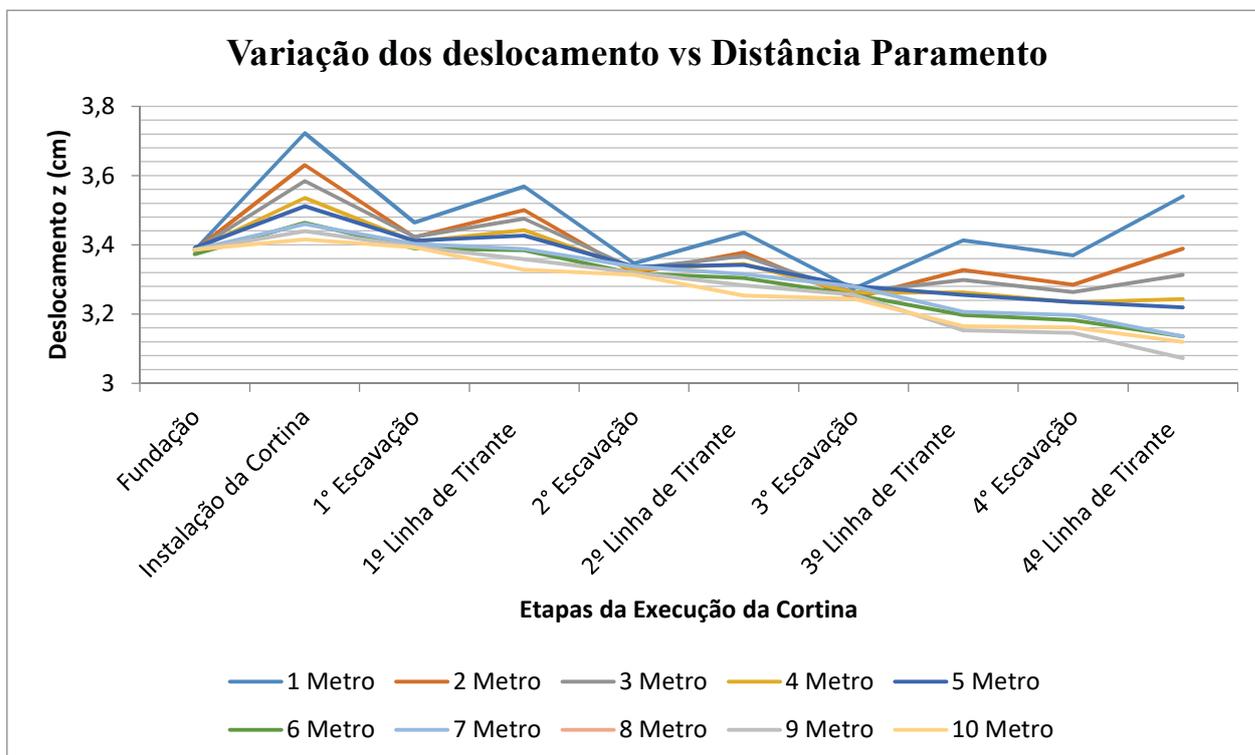
Por fim foram plotados nas Figuras 112, 113 e 114 os valores dos deslocamentos da estaca em função do distanciamento ao paramento de contenção, e como esperado, quanto mais próximo da escavação, maiores os recalques pela influência do processo executivo.

Figura 112 – Gráfico da variação dos deslocamentos com o afastamento da cortina, 6 m de escavação



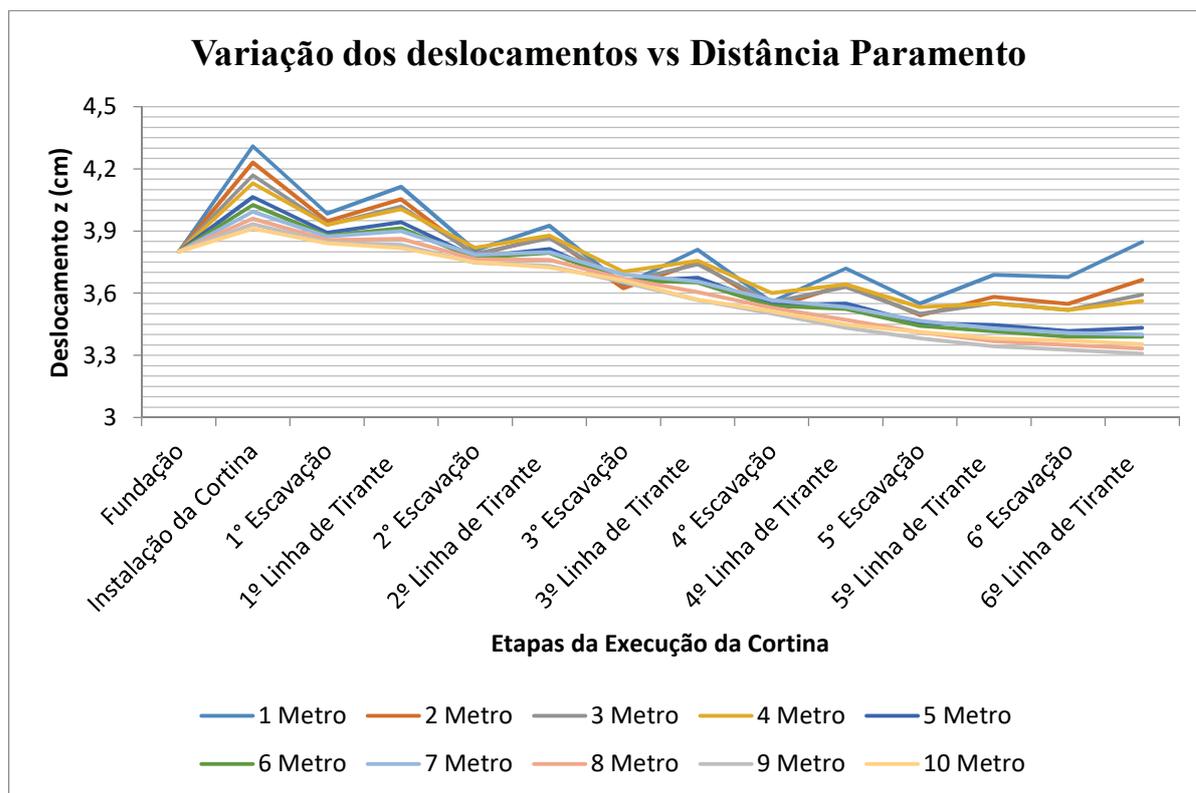
Fonte: O Autor, (2021)

Figura 113 – Gráfico da variação dos deslocamentos com o afastamento da cortina, 8 m de escavação



Fonte: O Autor, (2021)

Figura 114 – Gráfico da variação dos deslocamentos com o afastamento da cortina, 12 m de escavação

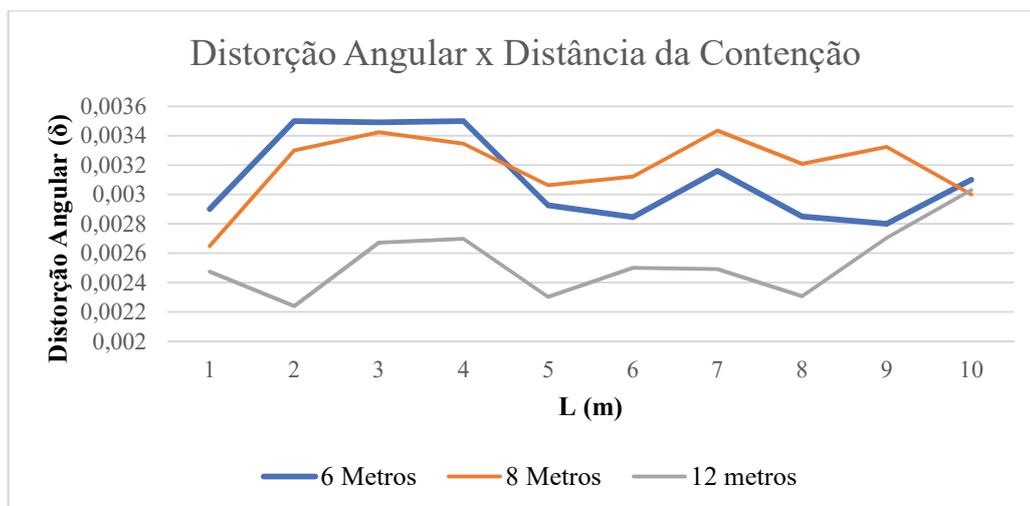


Fonte: O Autor, (2021)

Como se pode concluir, as fundações mais próximas da cortina sofrem maiores deslocamentos conforme se executa as etapas da contenção, isto pode ser justificado pelo fato do maior acréscimo de recalque ser na etapa da instalação da cortina de contenção. Outra informação extraída é que as paredes de menor altura o afastamento teve maior impacto nos recalques finais no que para as paredes mais altas, conforme exposto na parte de revisão bibliográfica.

A Figura 115 apresenta o resultado das distorções angulares para a situação das 3 profundidades de escavação, como pode-se observar as curvas não apresentam um padrão, isso pode ser justificado pelo fato de como temos uma situação de várias estacas e elas estão com diferentes espaçamentos em relação ao paramento e as linhas de tirantes, temos recalques únicos em cada estaca e em cada estágio em que ocorreram.

Figura 115 – Gráfico da variação da distorção angular com o afastamento da cortina



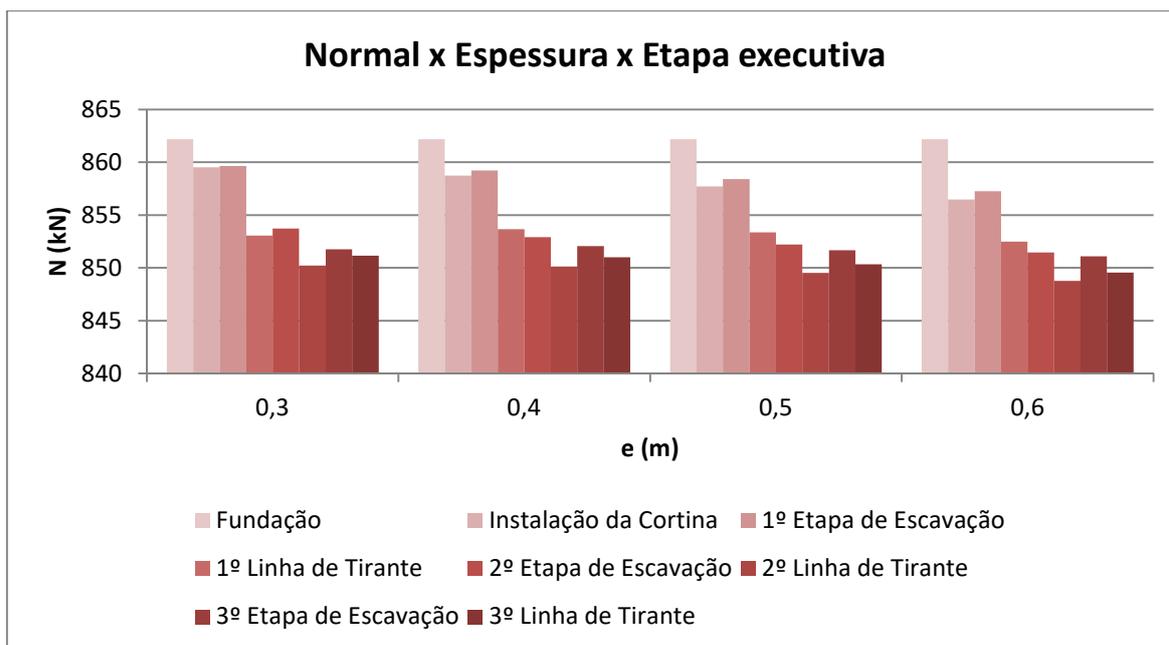
Fonte: O Autor, (2021)

4.2.2 Caso 2 – Aumento da Rigidez do Paramento

O comportamento da estrutura foi analisado em função da alteração da espessura do paramento estudado com altura de escavação de 6 m.

Como podemos observar na figura 116, que apresenta os dados de variação dos esforços normais, os paramentos mais rígidos elevam mais os valores desses esforços na etapa da instalação da cortina.

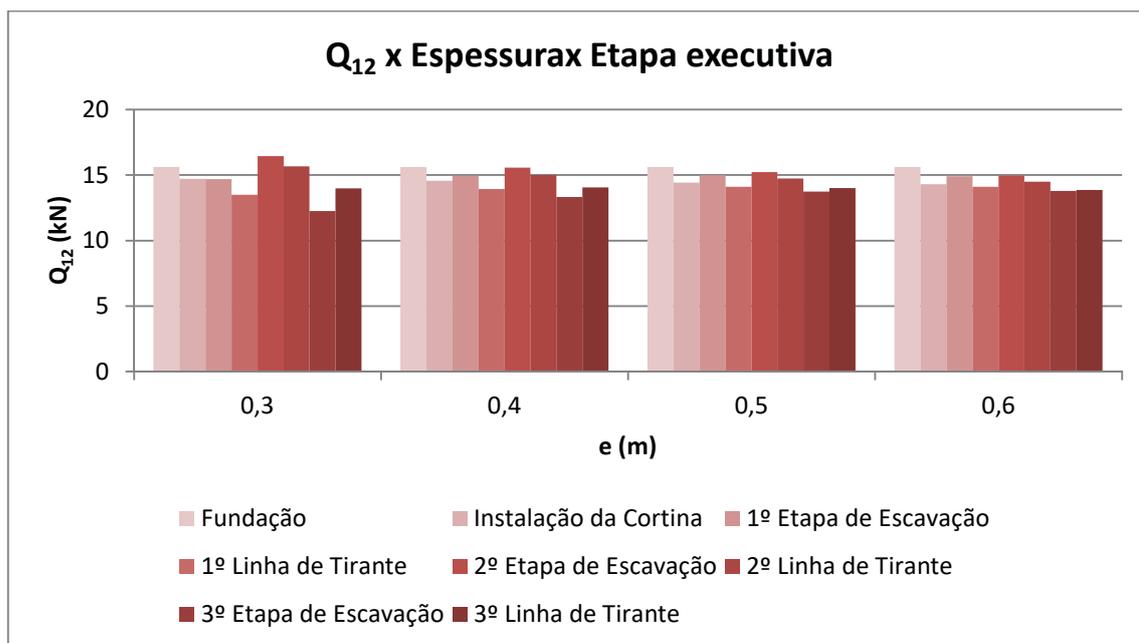
Figura 116 – Variação dos esforços normais com o aumento da rigidez do paramento, para altura de 6 m



Fonte: O Autor, (2021)

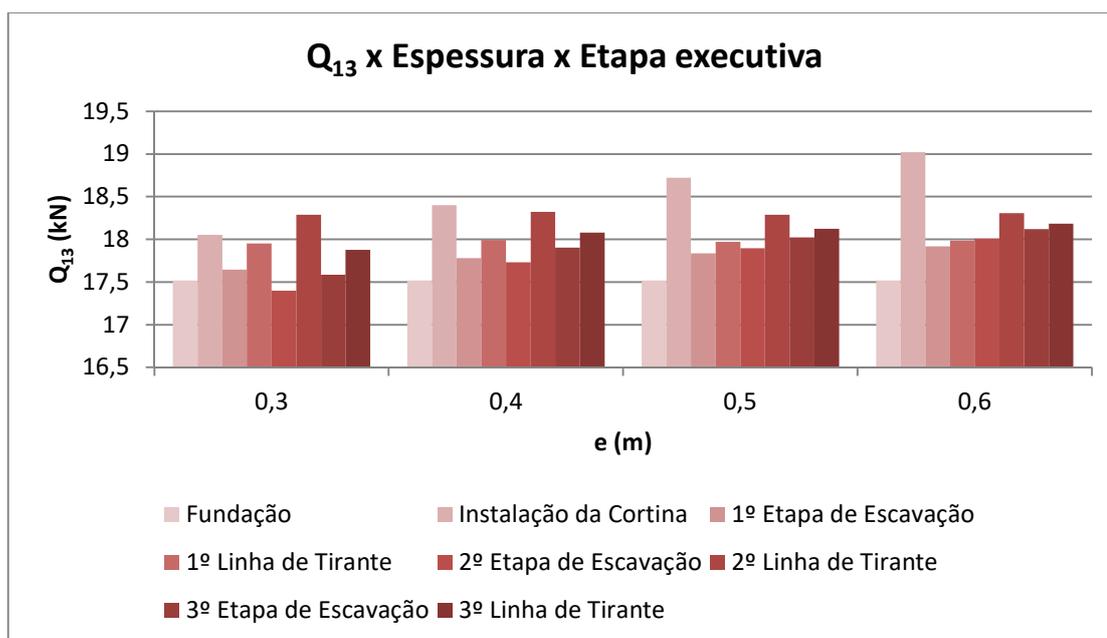
Os esforços cortantes tiveram pouca variação conforme a espessura do paramento é aumentada. Isto ocorreu porque os paramentos mais flexíveis, quando o topo da cortina se deforma o bloco de coroamento por estar próximo também deformará, mas por ter seu movimento restringido à estaca terá que absorver esse esforço.

Figura 117 – Variação dos esforços cortantes Q_{12} com o aumento da rigidez do paramento, para altura de 6 m



Fonte: O Autor, (2021)

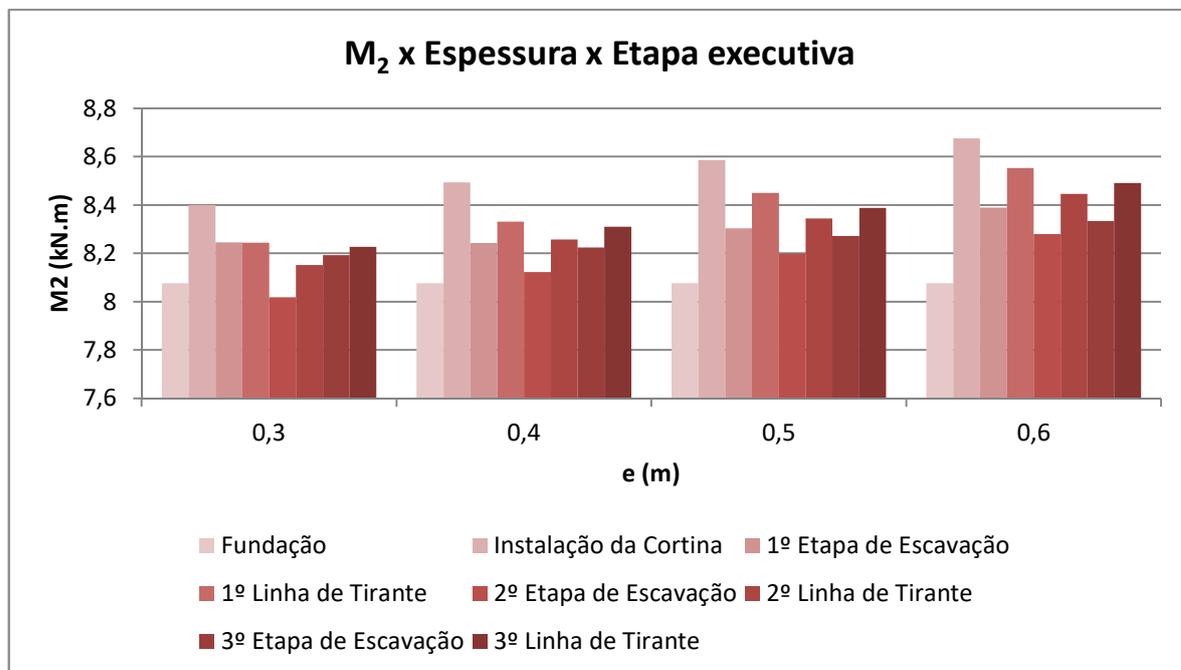
Figura 118 – Variação dos esforços cortantes Q_{13} com o aumento da rigidez do paramento, para altura de 6 m



Fonte: O Autor, (2021)

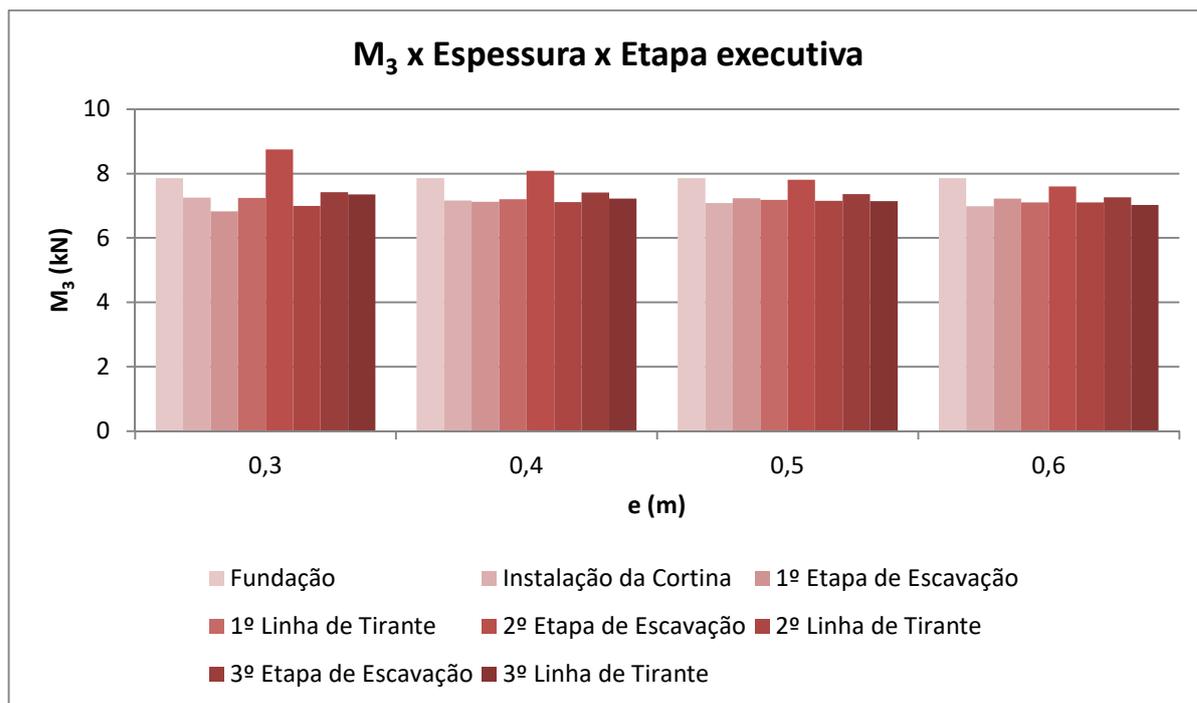
Os momentos fletores M_2 apresentaram certa variação pelo fato de como a cortina de contenção se deforma entre os tirantes, que são apoios pouco deslocáveis, já o oposto ocorre com o momento M_3 , em que os valores se mantiveram praticamente igual, independente da rigidez.

Figura 119 – Variação dos momentos fletores M_2 com o aumento da rigidez do paramento, para altura de 6 m



Fonte: O Autor, (2021)

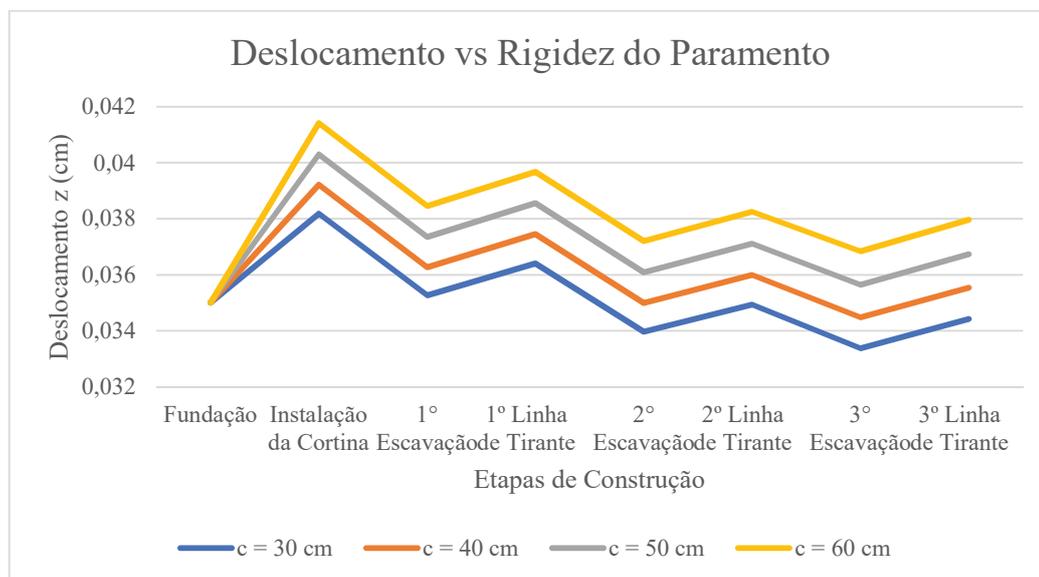
Figura 120 – Variação dos momentos fletores M_3 com o aumento da rigidez do paramento, para altura de 6 m



Fonte: O Autor, (2021)

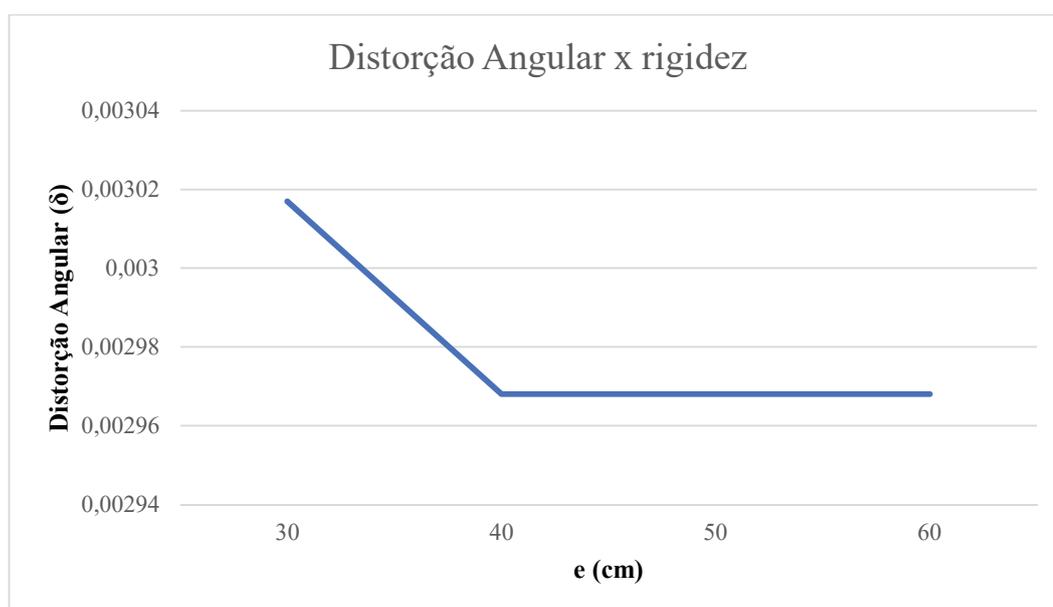
Por fim foram verificados os deslocamentos que a estaca sofreu, e como pode ser observado na Figura 121, a variação dos deslocamentos não é significativa nas etapas de construção, as variações que ocorrem na execução da instalação da cortina aumentam porque as cortinas mais espessas têm maiores volume de concreto e por fim peso maior, e por ser um processo iterativo ao final apresentara maiores deformações. Os resultados das distorções angulares estão apresentados na Figura 122, e pode-se observar a pouca influência que temos nos resultados.

Figura 121 – Variação dos deslocamentos com o aumento da rigidez do paramento, para altura de 6 m



Fonte: O Autor, (2021)

Figura 122 – Variação da distorção angular com o aumento da rigidez do paramento, para altura de 6 m



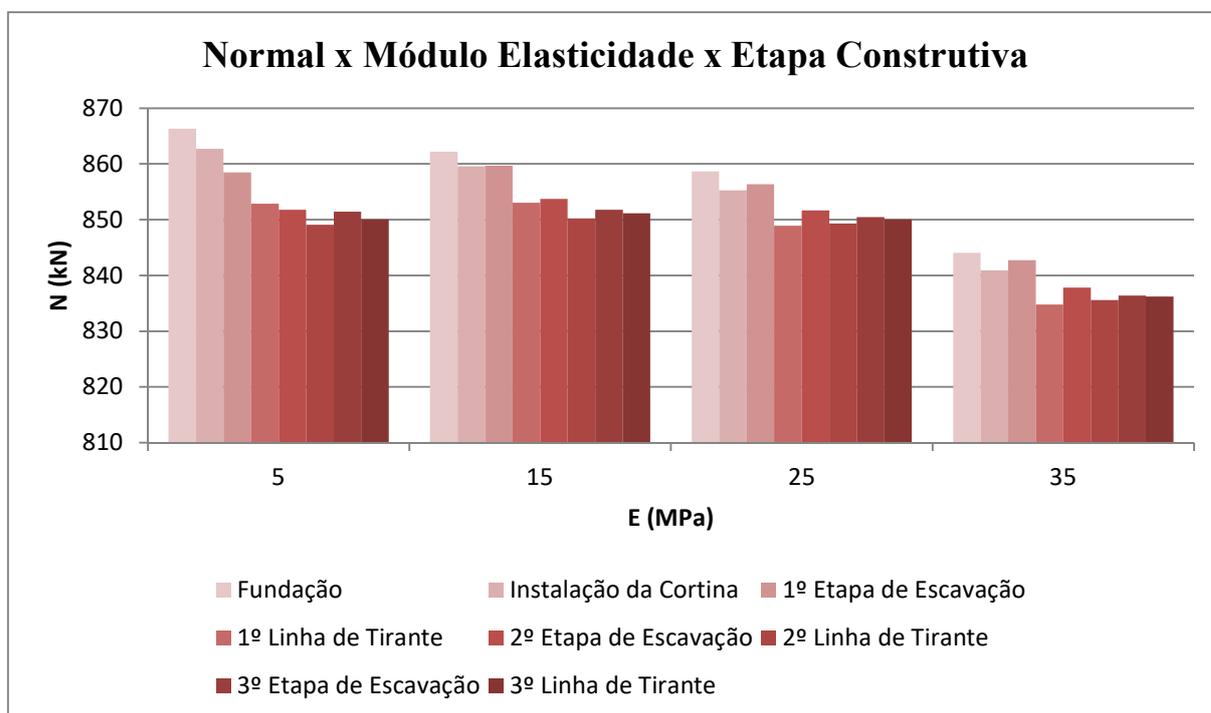
Fonte: O Autor, (2021)

4.2.3 Caso 3 – Parâmetros Geomecânicos, Módulo de Elasticidade

As análises geradas foram a partir da variação do módulo de elasticidade do solo, variando entre os valores de 5, 15, 25 e 35 MPa, em que a fundação está, foi apenas verificado sua variação na escavação de 6 m.

Os resultados da variação dos esforços normais que ocorrem na estaca em função de seu processo construtivo estão na figura 123, e pode-se observar que com solos mais deformáveis, maior o esforço suportado pela estaca.

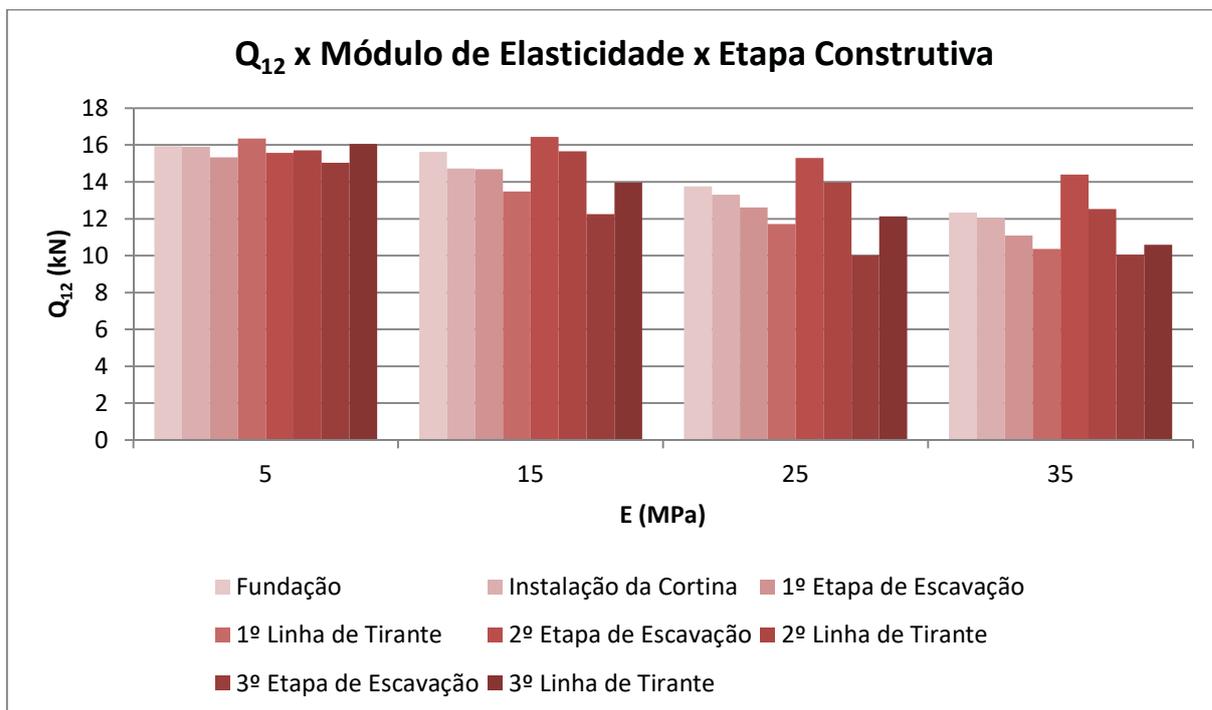
Figura 123 – Variação dos esforços normais com o a variação do Módulo de Elasticidade, para altura de 6 m



Fonte: O Autor, (2021)

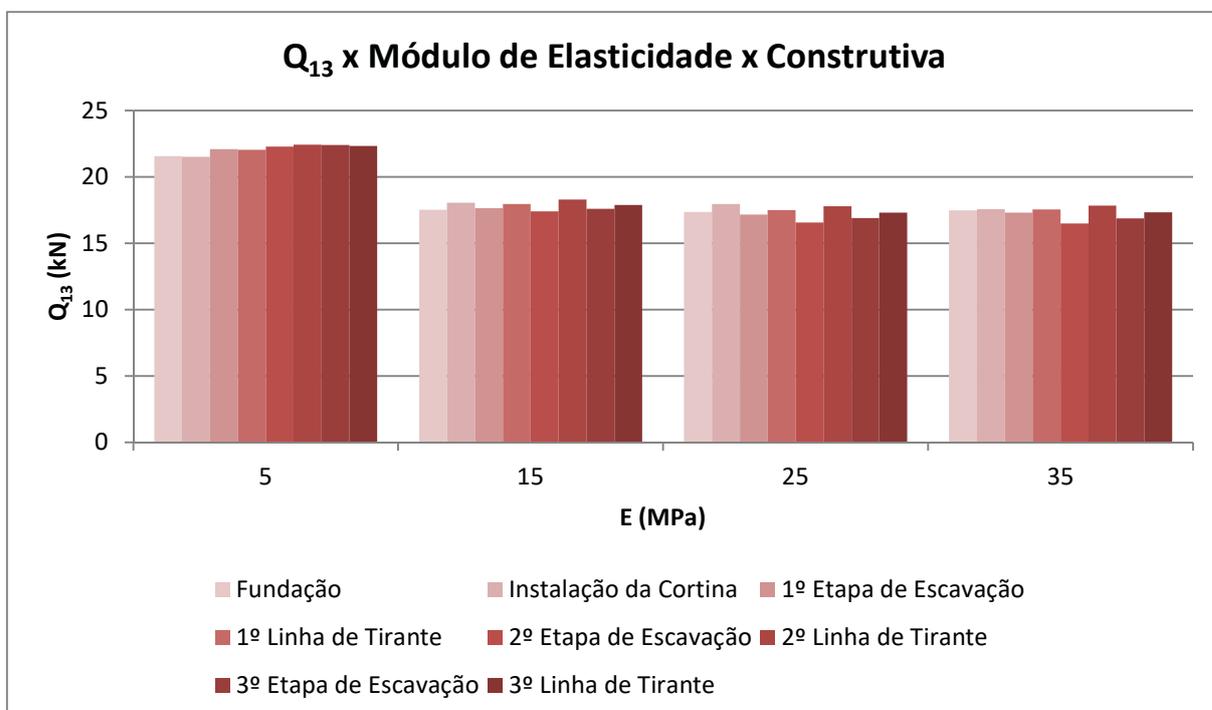
Na figura 124 e 125 temos os resultados dos esforços de cisalhamento, primeiramente no sentido x-z e depois no sentido y-z. Houve algumas variações nos resultados, como pode ser observado, pelo fato de mudarmos os deslocamentos pela influência do módulo de elasticidade, para um solo mais deformável teremos uma maior carga, no caso que temos uma estaca com restrição de deslocamento pelo bloco de coroamento.

Figura 124 – Variação dos esforços cisalhamento Q_{12} com o a variação do Módulo de Elasticidade, para altura de 6 m



Fonte: O Autor, (2021)

Figura 125 – Variação dos esforços cisalhamento Q_{13} com o a variação do Módulo de Elasticidade, para altura de 6 m



Fonte: O Autor, (2021)

Nas figuras 126 e 127 temos os resultados dos esforços de flexão na estaca, no sentido y-z e x-z. As mudanças que teve para a situação de momento M_3 ocorre conforme já explicado nos resultados de cisalhamento, que para um solo mais deformável teremos uma maior carga, quando nossa estrutura tem restrição de deslocamento.

Figura 126 – Variação dos esforços de flexão M_2 com o a variação do Módulo de Elasticidade, para altura de 6m

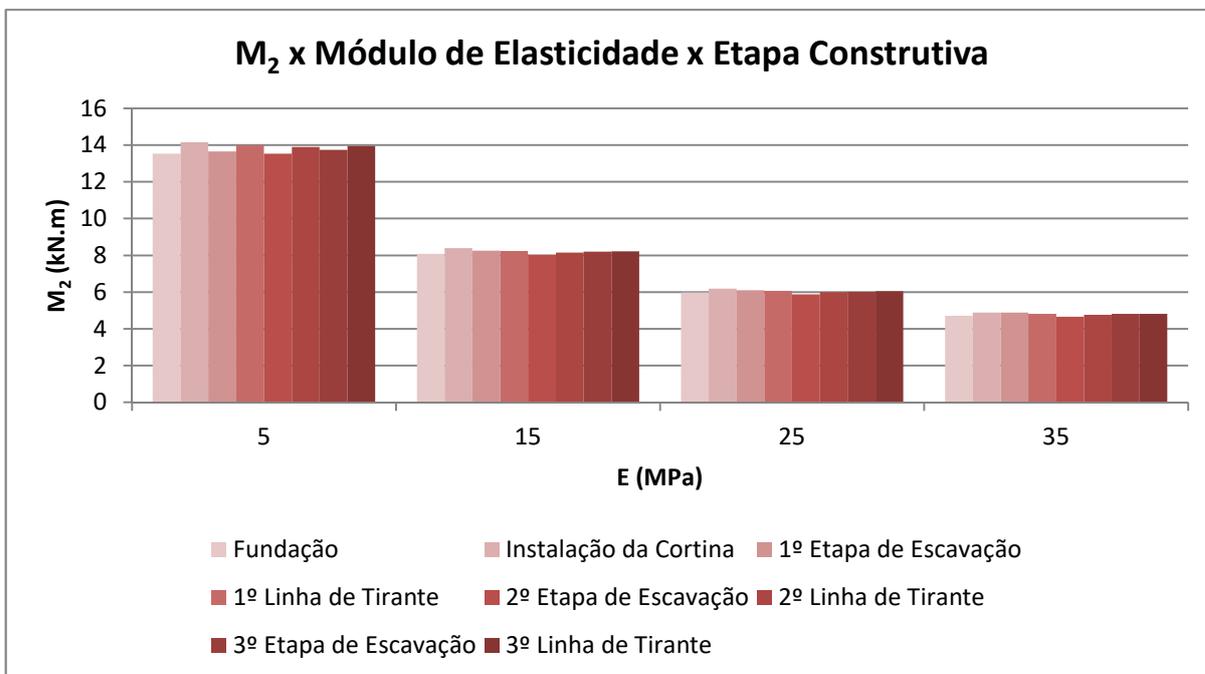
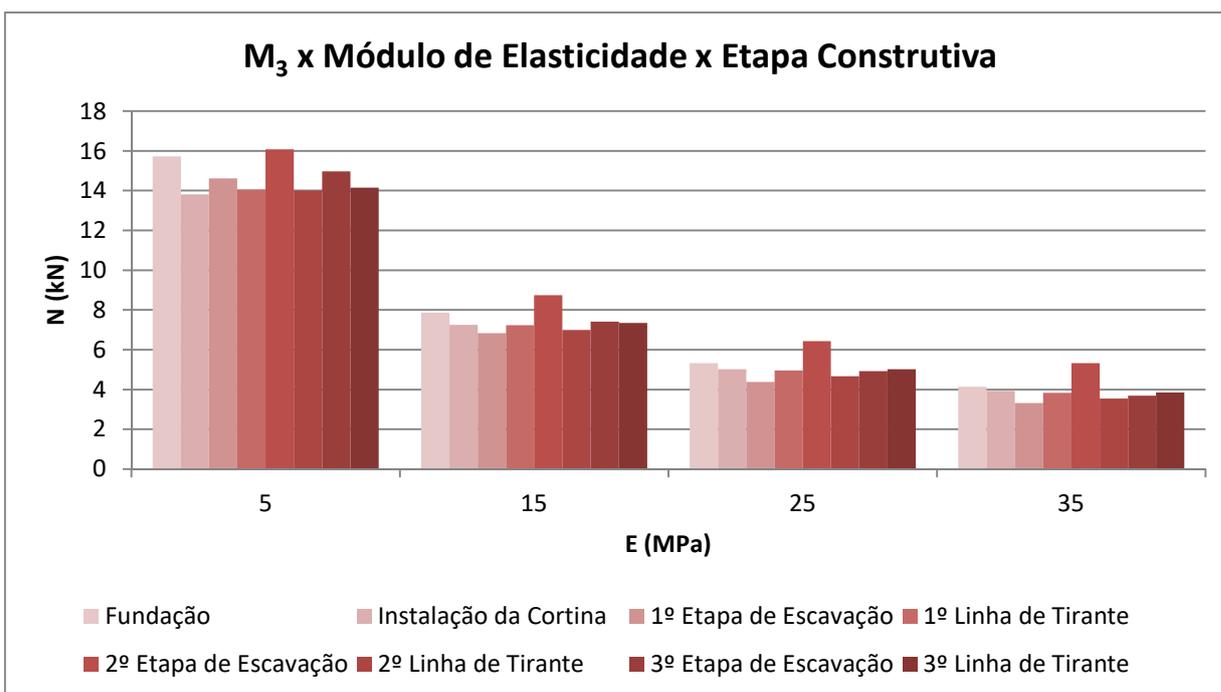
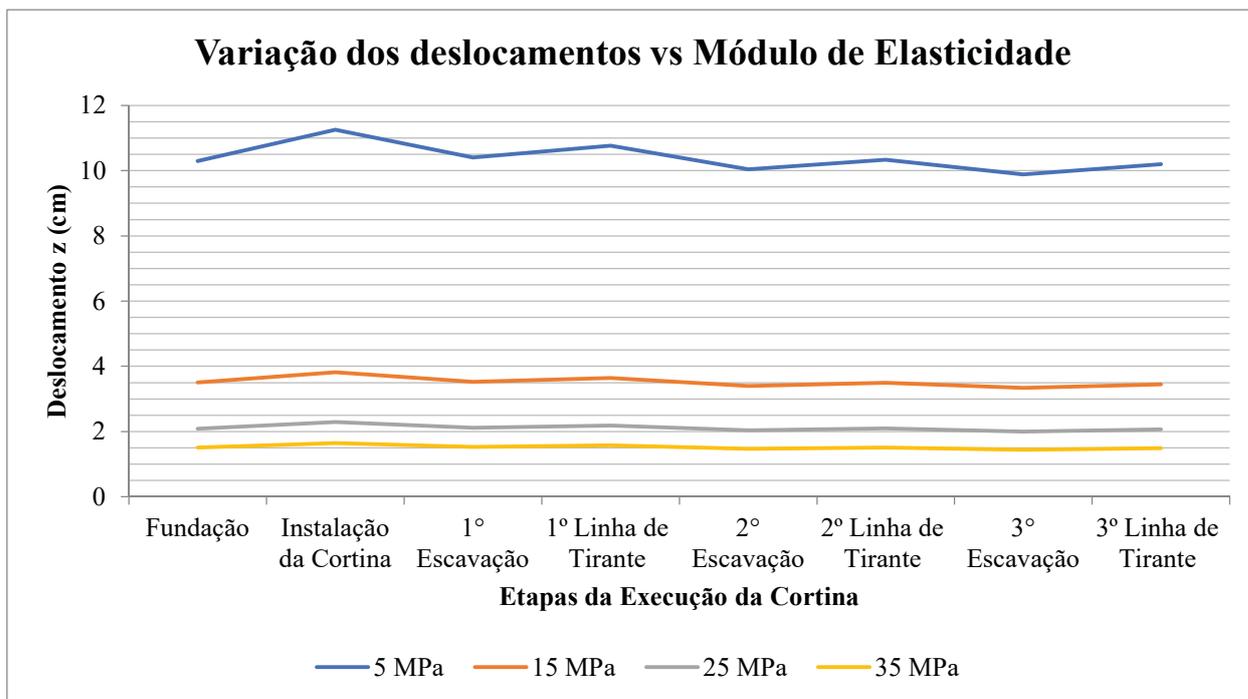


Figura 127 – Variação dos esforços de flexão M_3 com a variação do Módulo de Elasticidade, para altura de 6 m



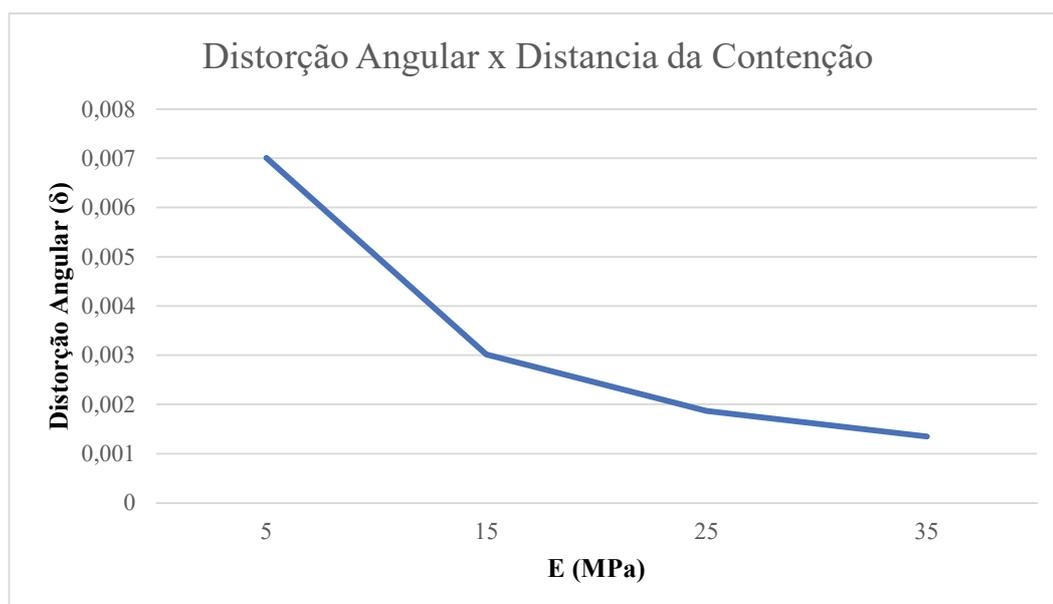
Os resultados para o deslocamento (Figura 128) foram conforme esperado, em que os solos mais deformáveis apresentam os maiores recalques. No caso da distorção angular, figura 129, podemos observar que os solos mais deformáveis tem os maiores valores de distorções, assim como visto nas fundações superficiais.

Figura 128 – Variação dos deslocamento com o a variação do Módulo de Elasticidade, para altura de 6 m



Fonte: O Autor, (2021)

Figura 129 – Variação das Distorções Angulares com o a variação do Módulo de Elasticidade, para altura de 6 m



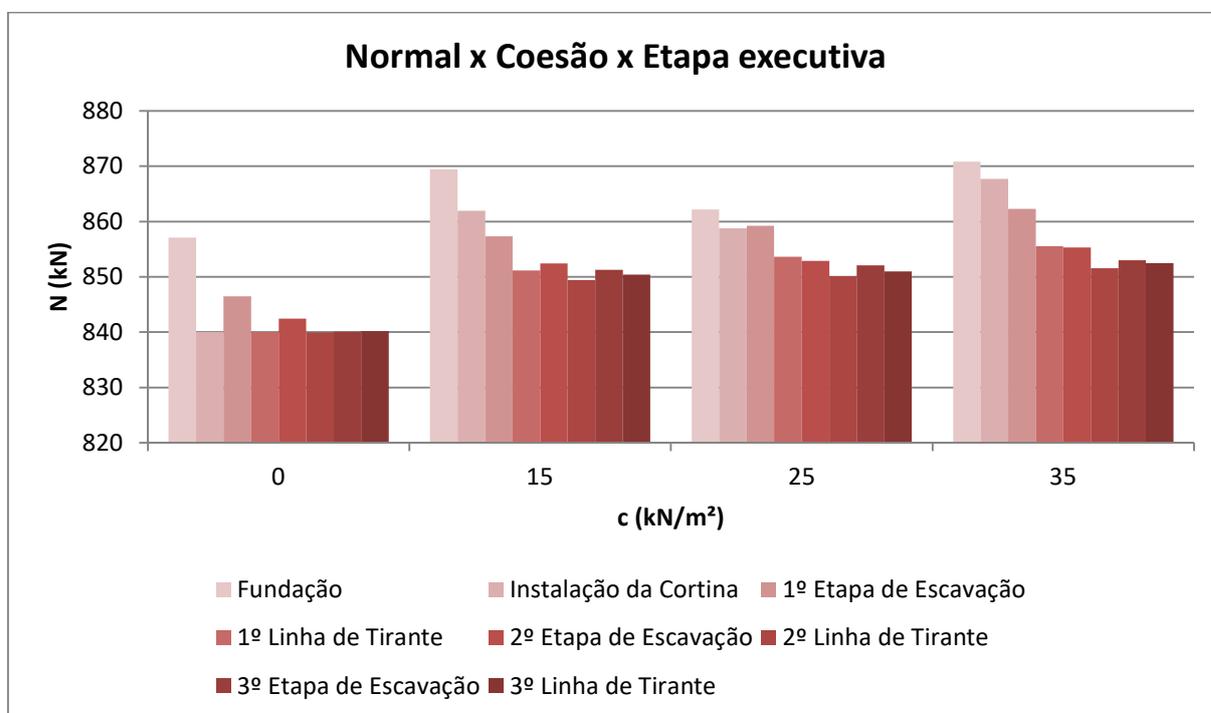
Fonte: O Autor, (2021)

4.2.4 Caso 4 – Parâmetros Geomecânicos, Coesão

As análises geradas foram a partir da variação do parâmetro coesão do solo, variando entre os valores de 0, 15, 25 e 35 kN/m², foi apenas verificado sua variação na escavação de 6 m. Optou-se por variar esse parâmetro para verificar sua influência nas solicitações ocorridas na fundação.

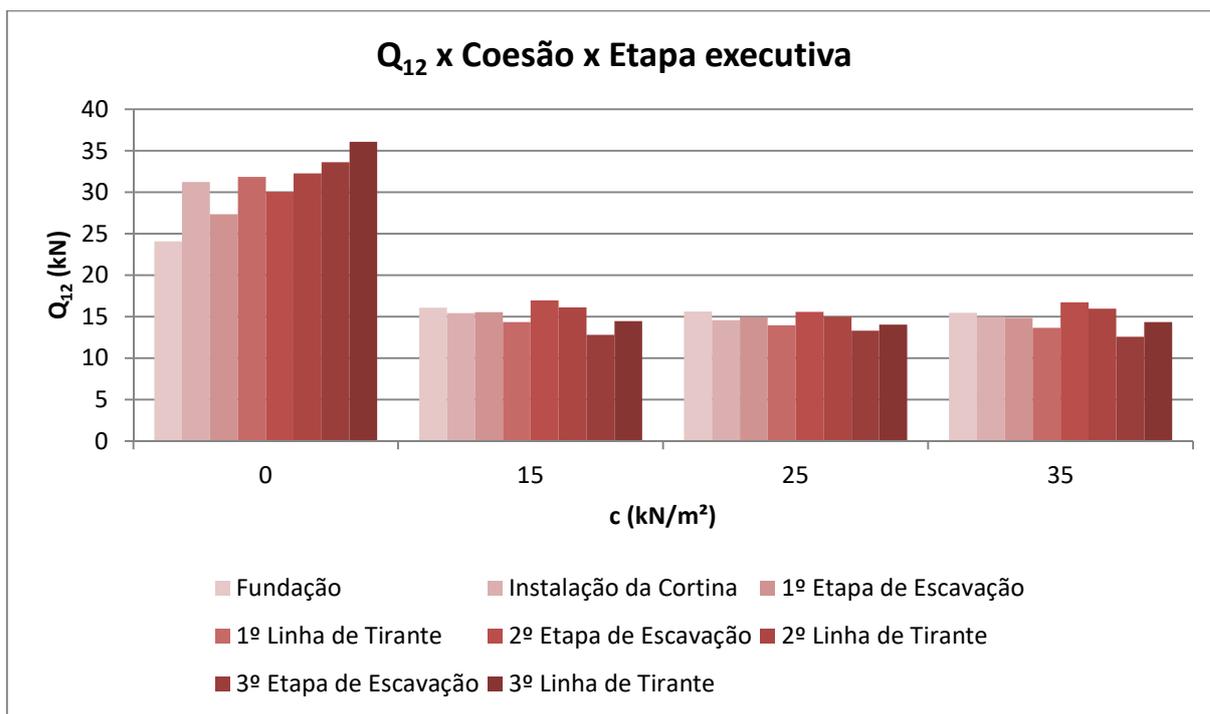
Os resultados da variação dos esforços normais que ocorrem na estaca em função de seu processo construtivo estão na figura 130, e pode-se observar que com solos com maiores valores de coesão apresentam maiores esforços de tração na estaca, aliviando o esforço de compressão.

Figura 130 – Variação dos esforços normais com a variação da coesão do solo, para altura de 6 m

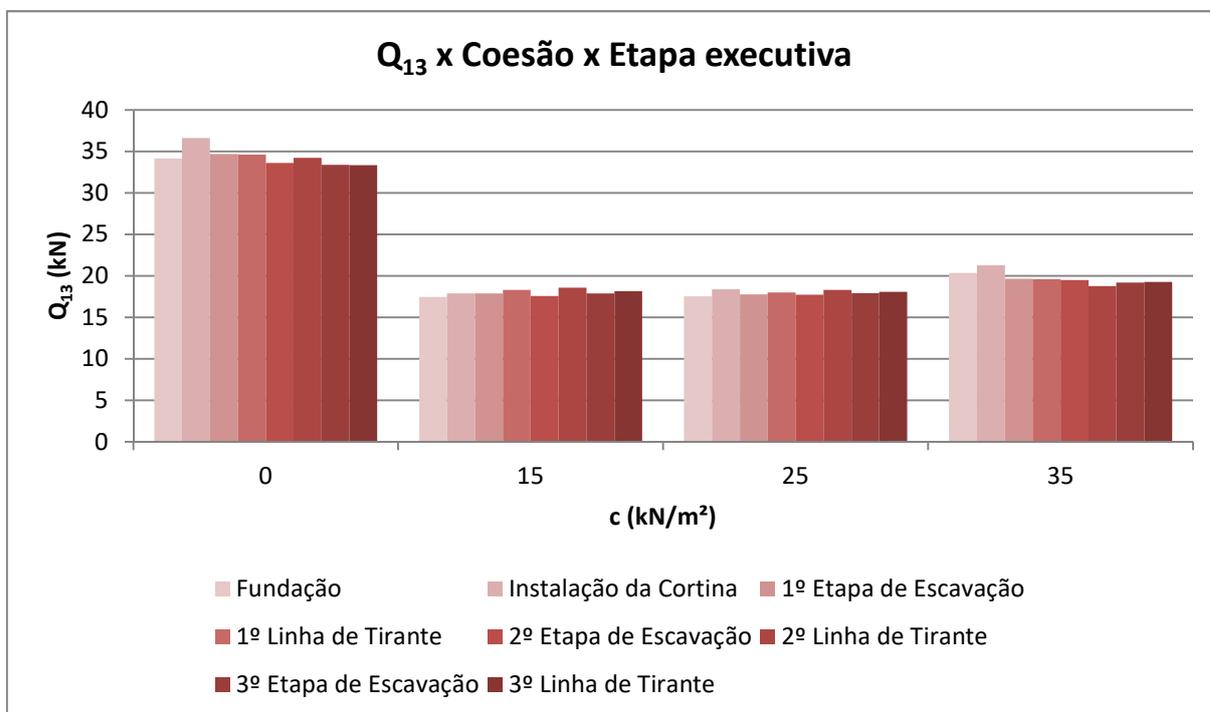


Fonte: O Autor, (2021)

Na figura 131 e 132 temos os resultados dos esforços de cisalhamento. Houve algumas variações nos resultados, como pode ser observado, o solo em que o valor da coesão é zero foi o que mais apresentou variação nas solicitações. Enquanto para os solos que apresentam certo valor de coesão as alterações se mantiveram bem próximas.

Figura 131 – Variação dos esforços cisalhamento Q_{12} com o a variação da coesão, para altura de 6 m

Fonte: O Autor, (2021)

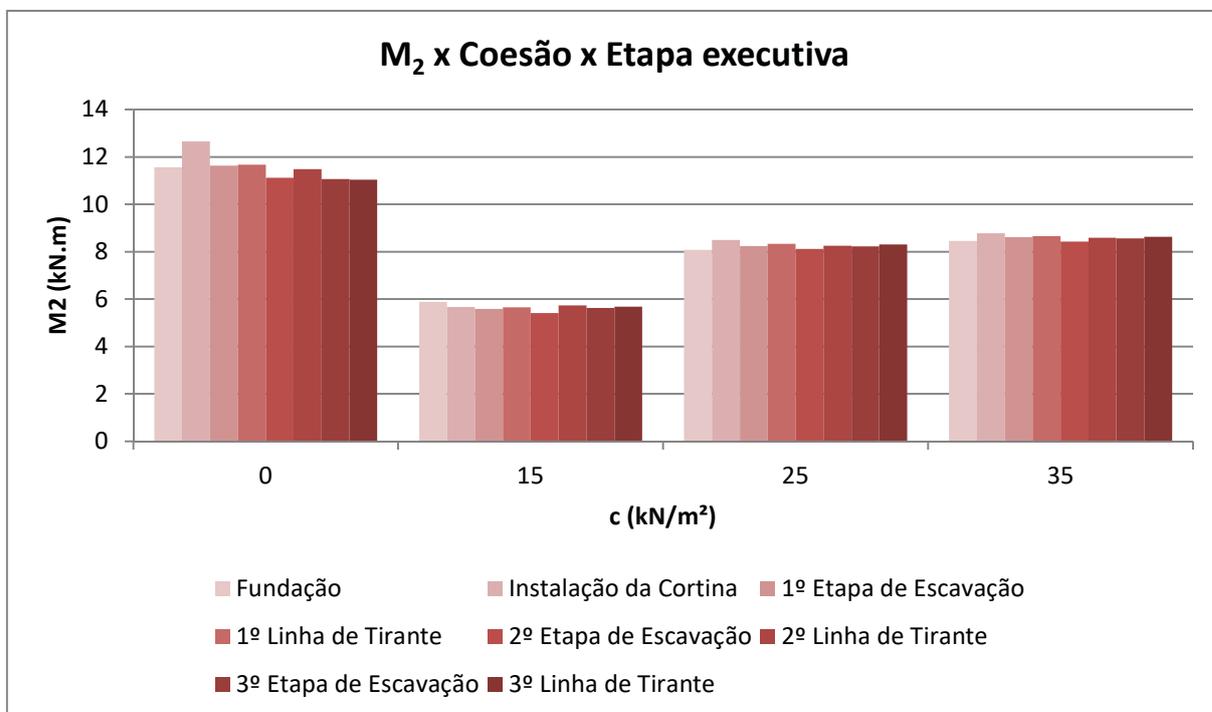
Figura 132 – Variação dos esforços cisalhamento Q_{13} com o a variação da coesão do solo, para altura de 6 m

Fonte: O Autor, (2021)

Nas figuras 133 e 134 temos os resultados dos esforços de flexão na estaca. As mudanças que teve para a situação de esforços de momento se deve ao fato da solicitação da

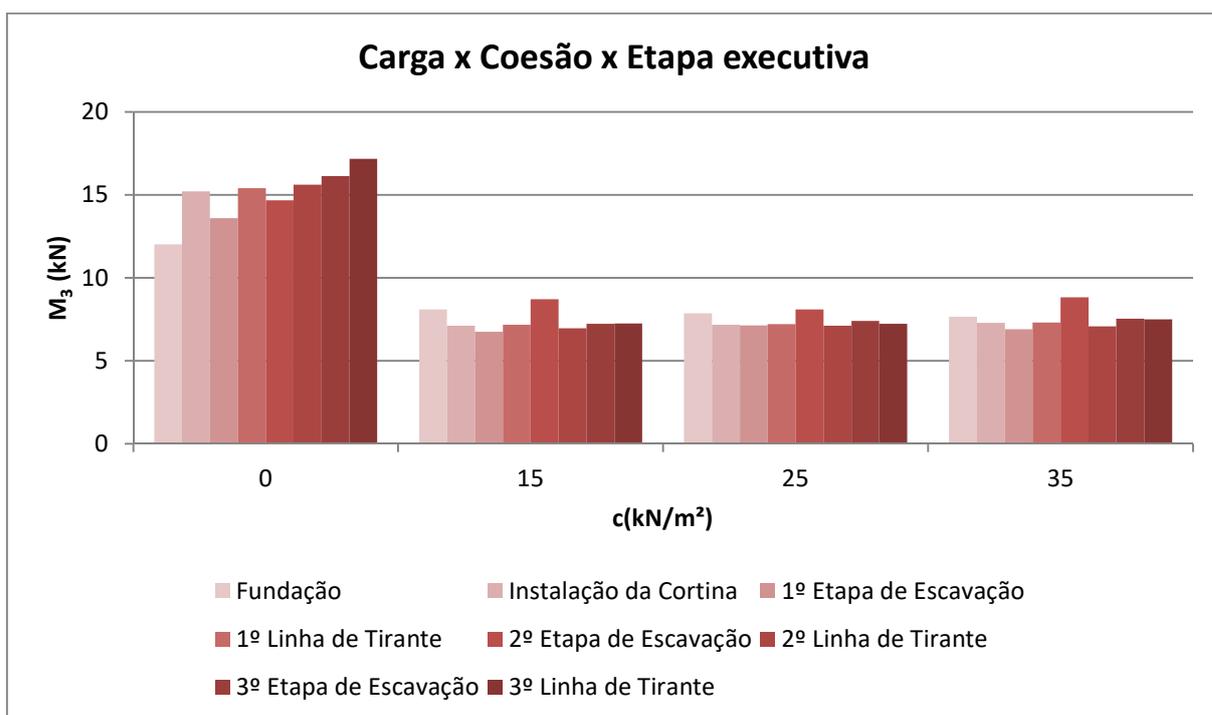
situação inicial, antes de se executar a escavação, pode-se notar que os aumentos de esforço não foram significativos para M_2 mais no momento M_3 em solo com coesão nula houve um aumento significativo.

Figura 133 – Variação dos esforços de flexão M_2 com a variação da coesão do solo, para altura de 6 m



Fonte: O Autor, (2021)

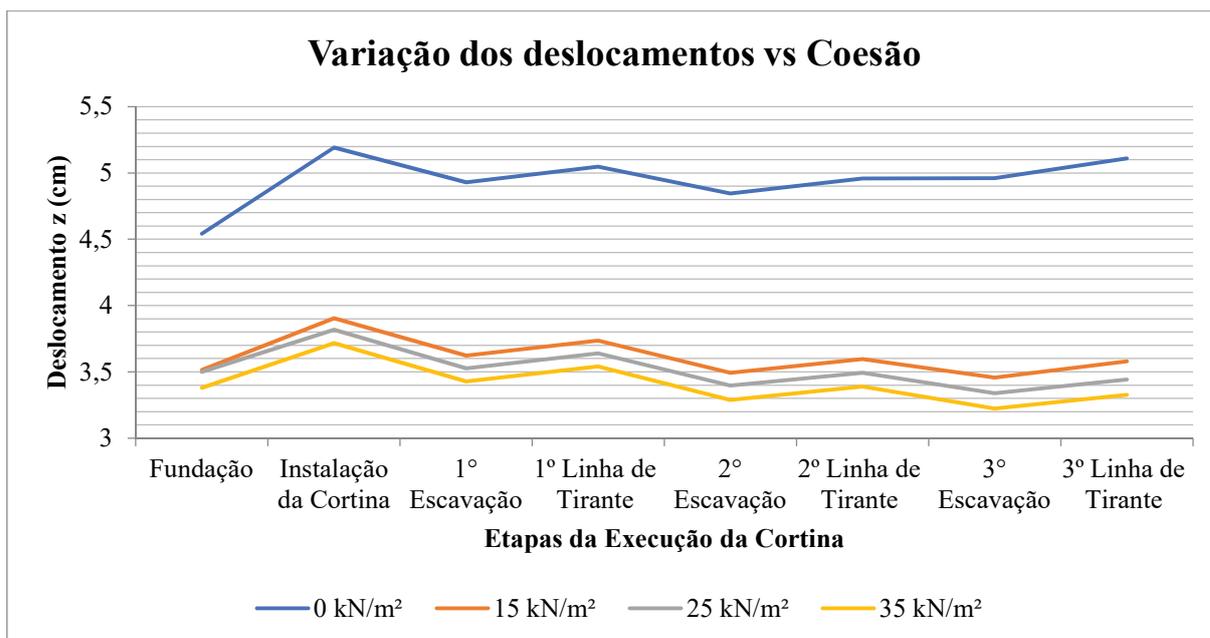
Figura 134 – Variação dos esforços de flexão M_3 com a variação da Coesão do solo, para altura de 6 m



Fonte: O Autor, (2021)

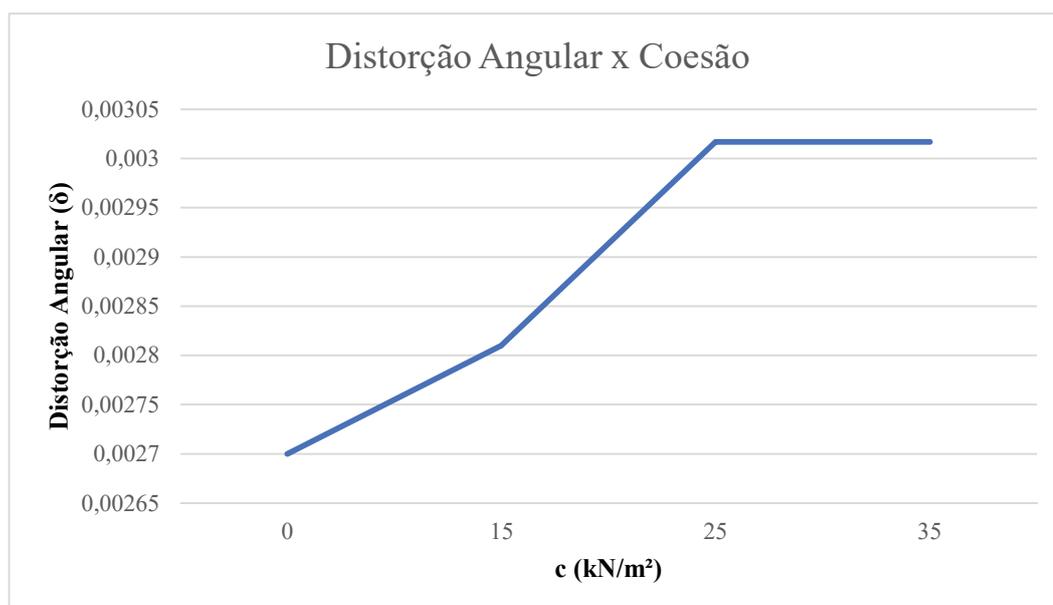
Os resultados para o deslocamento (Figura 135) pode-se observar que os acréscimos de recalques causados pela execução da escavação são bem próximos, o que diferencia é o recalque da situação inicial da grelha. No caso da distorção angular, figura 136, pode-se observar que os valores encontrados são similares, tendo a diferença apenas ocorrido pela situação inicial que se encontrava a fundação.

Figura 135 – Variação dos deslocamento com o a variação do Coesão do solo, para altura de 6 m



Fonte: O Autor, (2021)

Figura 136 – Variação das Distorções Angulares com o a variação da coesão do solo, para altura de 6 m



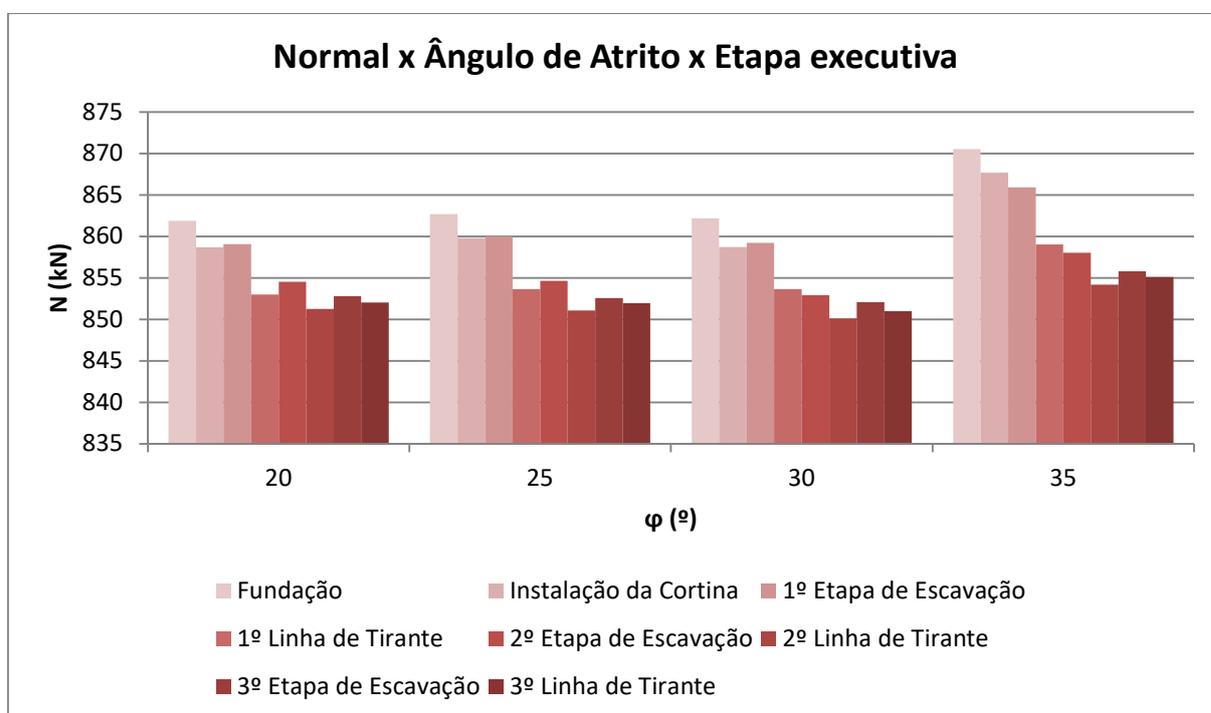
Fonte: O Autor, (2021)

4.2.5 Caso 5 – Parâmetros Geomecânicos, Ângulo de Atrito

As últimas análises geradas foram a partir da variação do ângulo de atrito do solo, variando entre os valores de 20, 25, 30 e 35 kN/m², foi apenas verificado sua variação na escavação de 6 m. Optou-se por variar esse parâmetro para verificar sua influência nas solicitações que podem ocorrer na fundação.

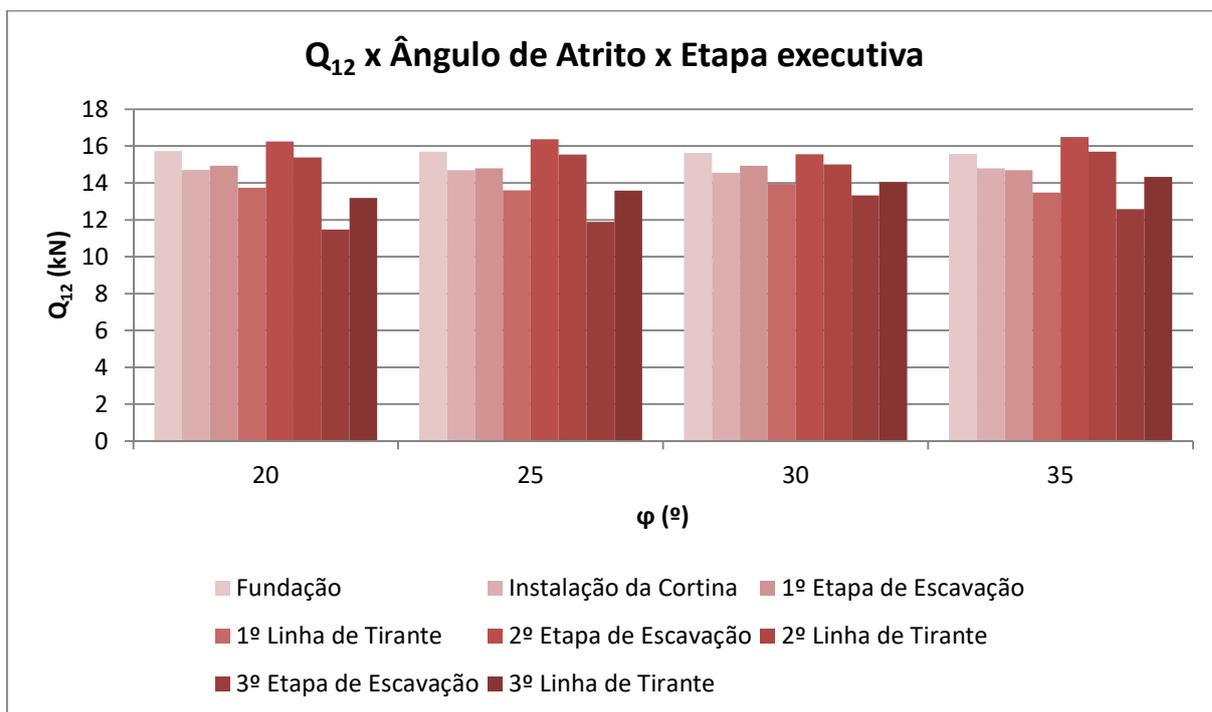
Os resultados da variação dos esforços normais que ocorrem na estaca em função de seu processo construtivo estão na figura 137, e pode-se que os acréscimos de esforço se mantiveram com valores muito próximos.

Figura 137 – Variação dos esforços normais com a variação do ângulo de atrito, para altura de 6 m

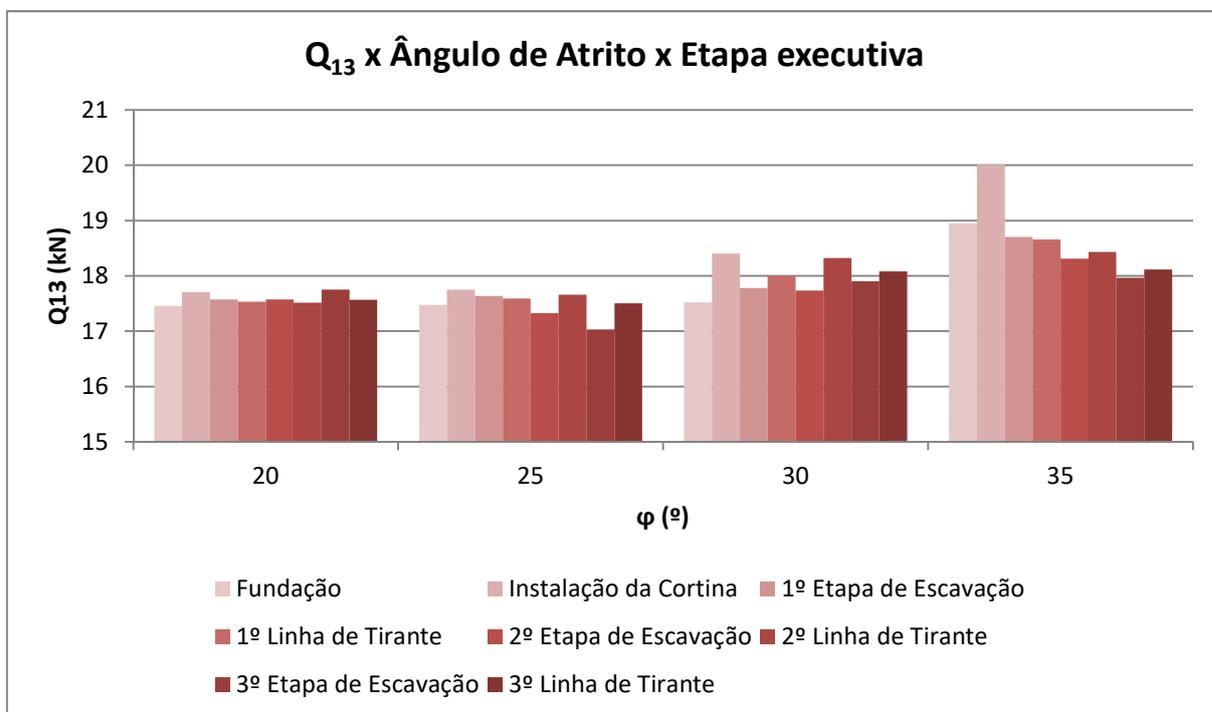


Fonte: O Autor, (2020)

Na figura 138 e 139 temos os resultados dos esforços de cisalhamento. Pode-se observar que mesmo alterando os valores do ângulo de atrito do solo, a variação das solicitações Q_{12} se mantiveram bem próximas. Já os esforços de cisalhamento Q_{13} com valor mais alto de ângulo de atrito teve um acréscimo maior nos esforços.

Figura 138 – Variação dos esforços cisalhamento Q_{12} com o a variação do ângulo de atrito, para altura de 6 m

Fonte: O Autor, (2021)

Figura 139 – Variação dos esforços cisalhamento Q_{13} com o a variação do ângulo de atrito, para altura de 6 m

Fonte: O Autor, (2021)

Nas figuras 140 e 141 temos os resultados dos esforços de flexão na estaca. As mudanças que teve para a situação de esforços de momento se deve ao fato da solicitação da

situação inicial, antes de se executar a escavação, pode-se notar que os aumentos de esforço não foram significativos.

Figura 140 – Variação dos esforços de flexão M_2 com a variação do ângulo de atrito, para altura de 6 m

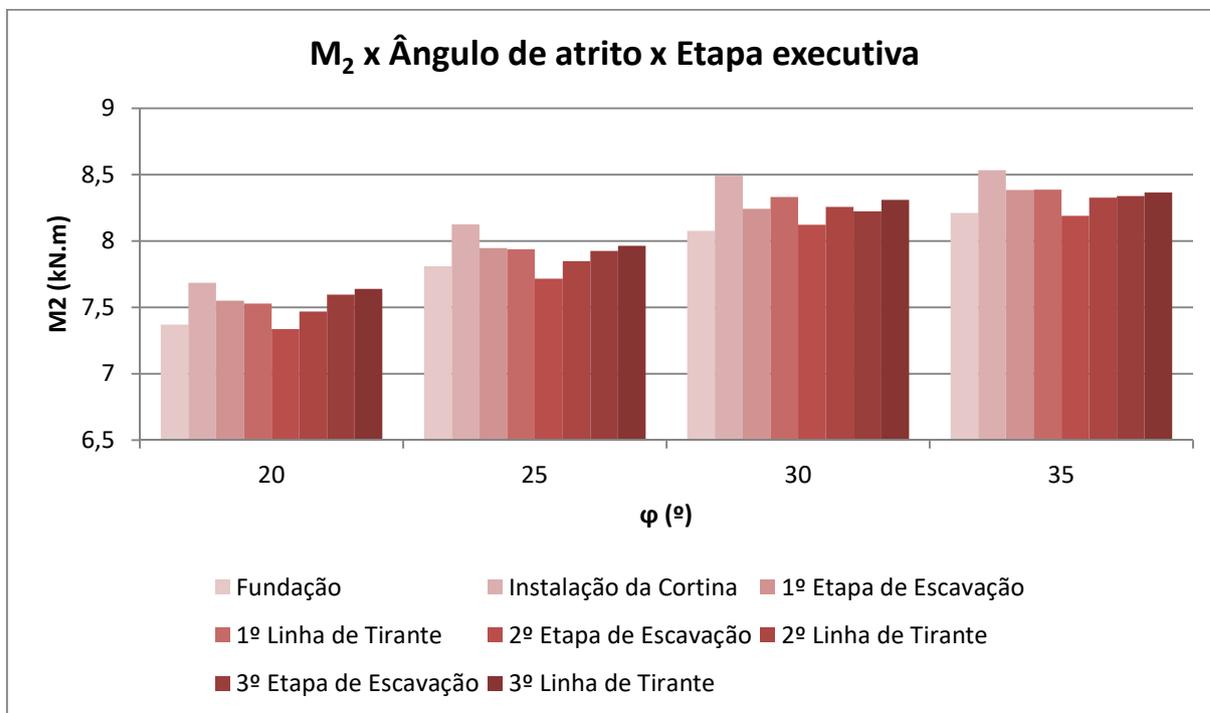
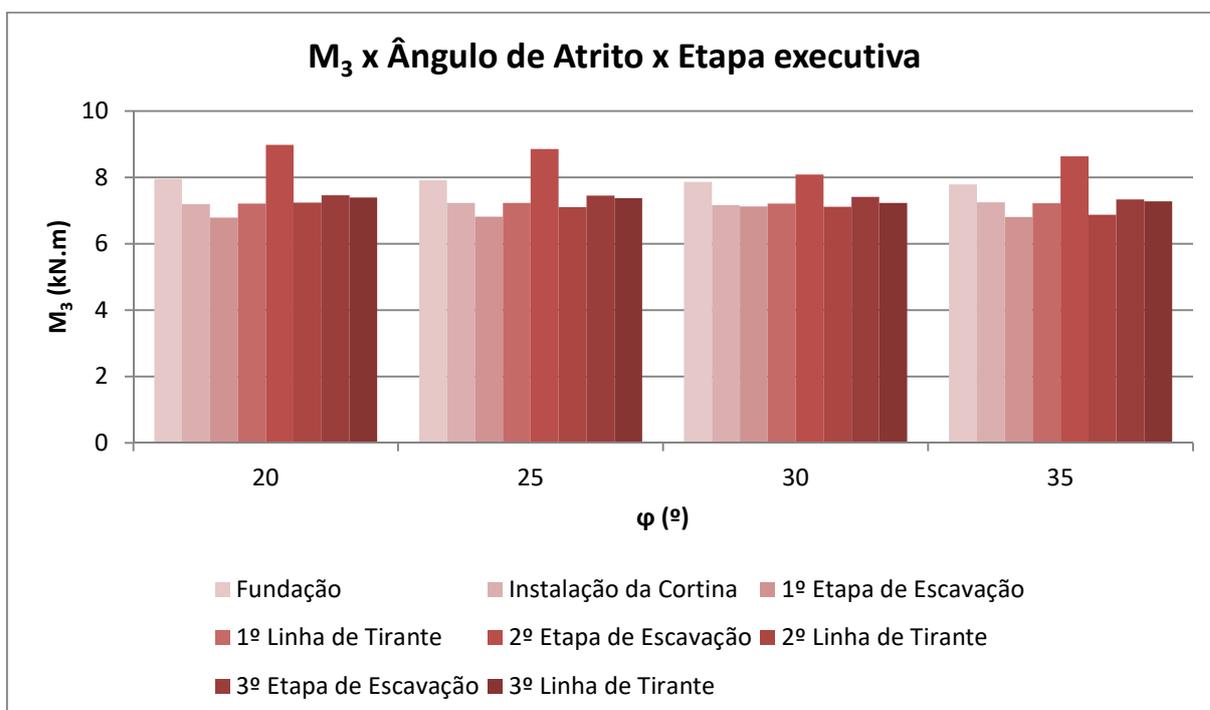
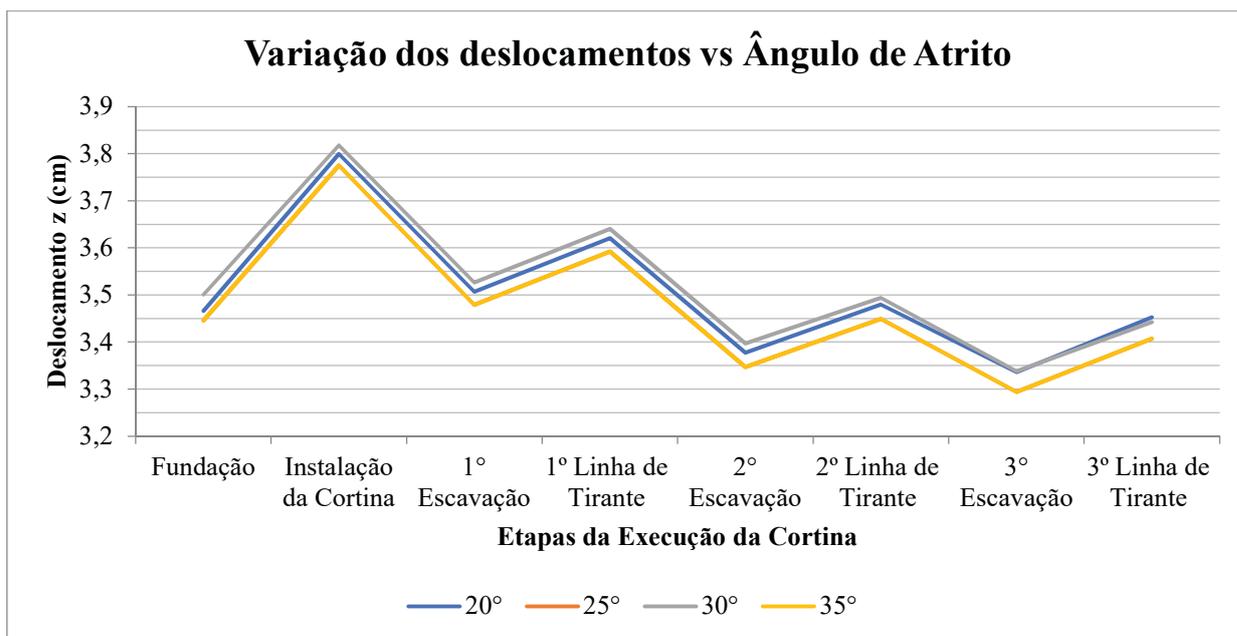


Figura 141 – Variação dos esforços de flexão M_3 com a variação do ângulo de atrito, para altura de 6 m



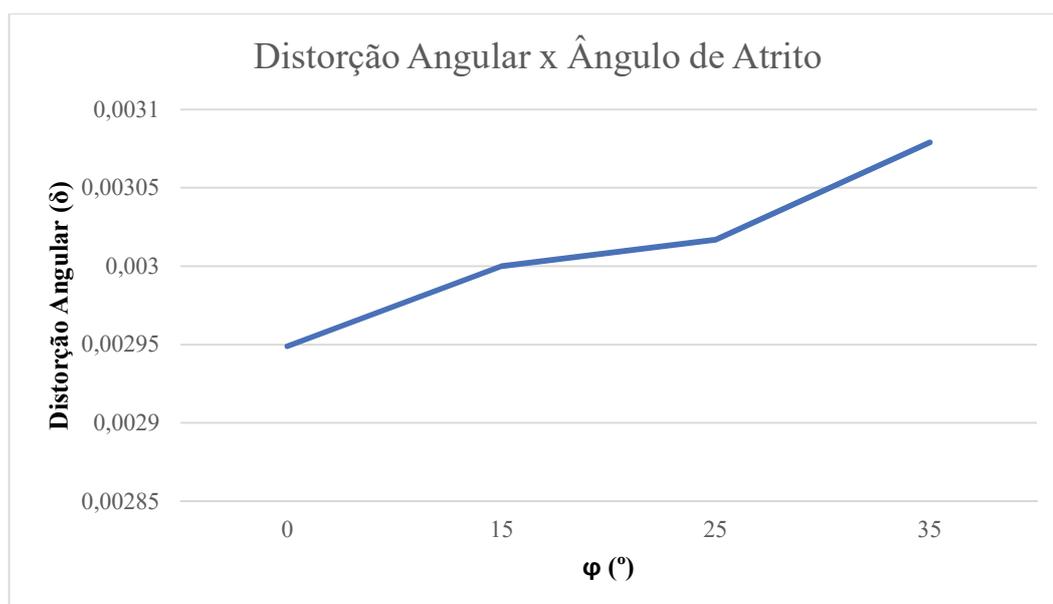
Os resultados para o deslocamento apresentados na Figura 142 pode-se observar que os acréscimos de recalques causados pela execução da escavação são bem próximos, o que diferencia é o recalque da situação inicial da grelha. No caso da distorção angular, figura 143, podemos observar que os valores encontrados são similares, tendo a diferença apenas ocorrido pela situação inicial que se encontrava a fundação.

Figura 142 – Variação dos deslocamento com o a variação do ângulo de atrito, para altura de 6 m



Fonte: O Autor, (2021)

Figura 143 – Variação das Distorções Angulares com o a variação do ângulo de atrito, para altura de 6 m



Fonte: O Autor, (2021)

5 PREVISÃO DOS RECALQUES PELOS MÉTODOS EMPÍRICOS

Neste capítulo, foi analisado os casos de obra propostos no capítulo anterior, com base nos métodos empíricos desenvolvidos por Peck (1969), Clough e O'Rourke (1990) e Hsieh e Ou (1998). As contribuições dos demais autores, incluídas na Tabela 6, não foram aplicadas ao caso em apreço, uma vez que não contemplaram metodologia de previsão ou são aplicáveis apenas a solos argilosos.

5.1 MÉTODOS EMPIRICOS

As previsões de recalque serão apresentadas na ordem cronológica de publicação dos diversos trabalhos relatados no referencial teórico. As análises foram realizadas para cada uma das etapas da escavação. A grande maioria dos métodos se baseia na estimativa dos deslocamentos horizontais do paramento para, posteriormente, se proceder à previsão dos deslocamentos verticais da superfície. Tendo em vista a disponibilidade de informações relativas aos deslocamentos horizontais da parede, retirados pelo software, em cada uma das etapas de execução dos casos em estudo, as aplicações apresentadas a seguir consideram estes deslocamentos como ponto de partida na estimativa dos recalques. As previsões pelos diferentes métodos serão, então, comparadas aos recalques obtidos pelo primeiro modelo elaborado pelo software.

5.1.1 Método de Peck (1969)

O método proposto por Peck (1969) sugere que uma estimativa dos recalques, bem como de sua distribuição com a distância escavação, de grande interesse prático, pode ser feita através da Figura 32. Nesta figura, na qual os recalques e as distâncias são indicados de forma adimensional, em função da profundidade da escavação, o autor caracterizou três zonas distintas. A partir do gráfico de Peck (1969) foram determinados para cada altura de escavação as estimativas da zona de influência dos recalques para o nível de escavação final. Estes valores encontram-se plotados nas figuras 144 a 146 de cada escavação.

Figura 144 – Perfis de Recalque para cortina de 6 metros de profundidade

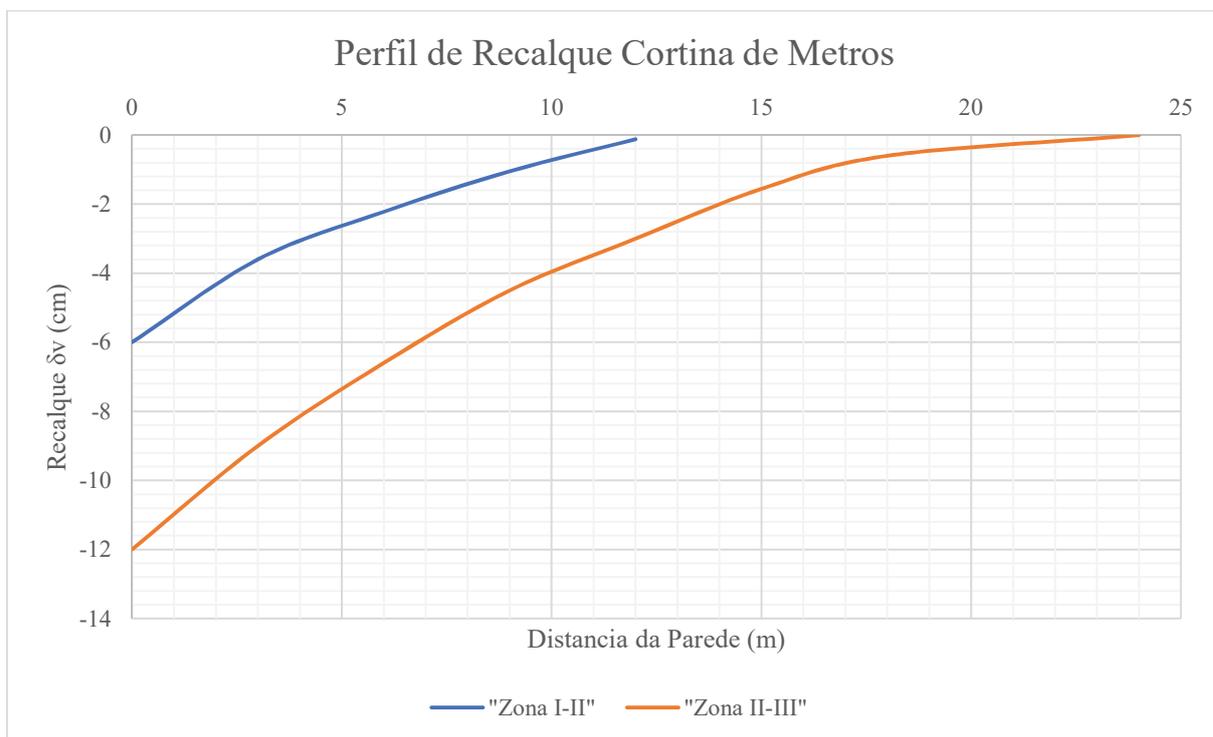


Figura 145 – Perfis de Recalque para cortina de 8 metros de profundidade

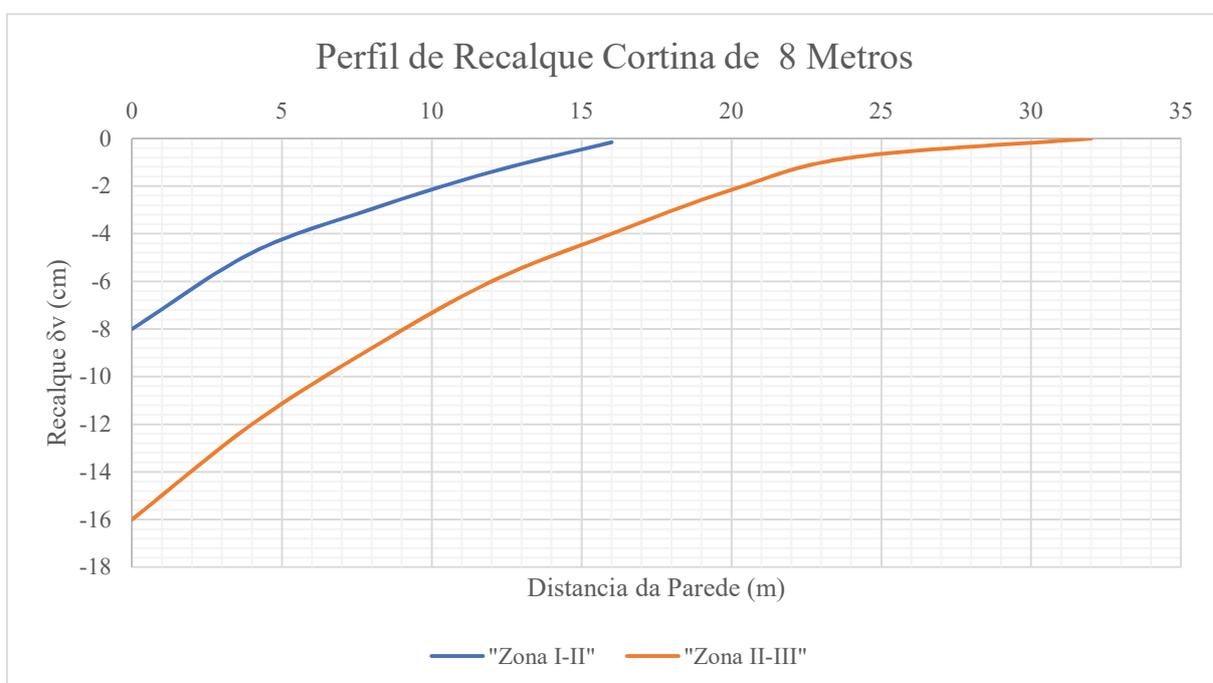
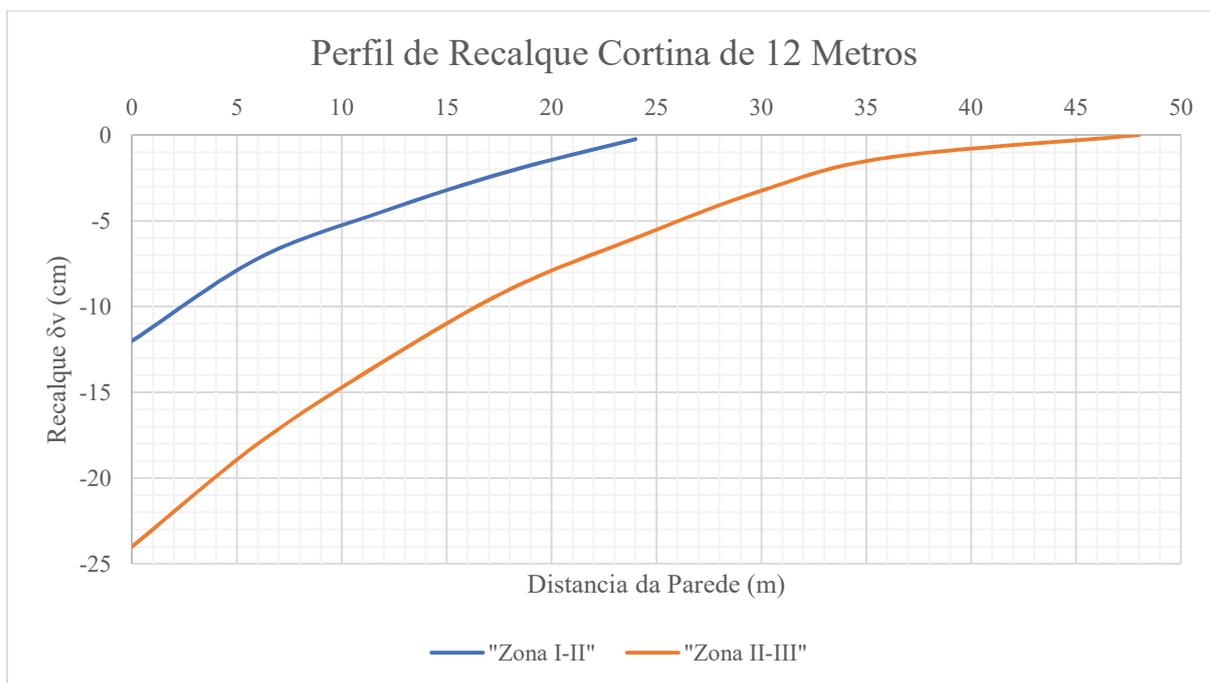


Figura 146 – Perfis de Recalque para cortina de 12 metros de profundidade

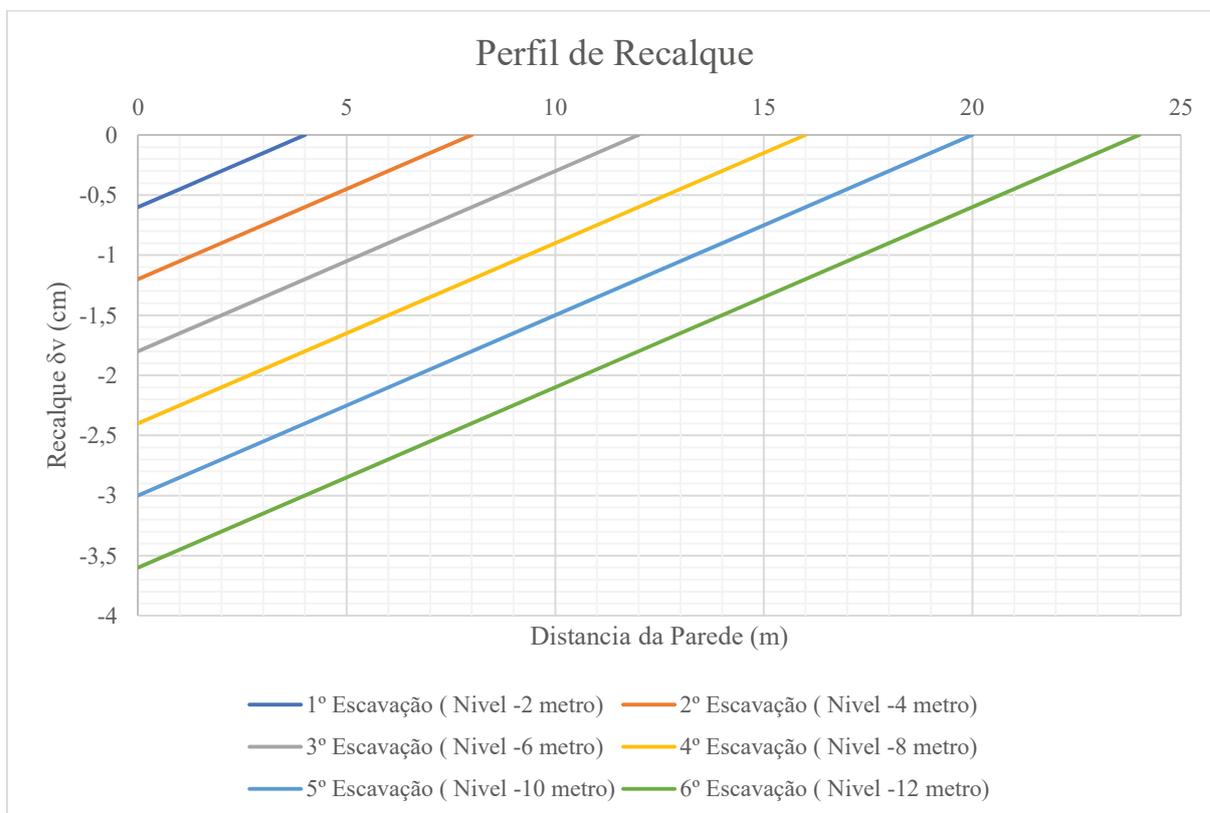


Fonte: O Autor, (2021)

5.1.2 Método de Clough e O'Rourke (1990)

Clough e O'Rourke (1990) utilizam um perfil triangular para a previsão de recalques devido a escavações em areias ou argilas rijas a muito rijas. Neste método, o recalque máximo (δ_{vm}) deve ser obtido dos gráficos ilustrado nas figuras 33, 34 e 35 para o traçado do perfil de recalque. Sendo assim, foi elaborado para cada etapa de escavação as suas respectivas previsões de perfil de recalque. Assim como Peck (1969), Clough e O'Rourke (1990) admitem o recalque máximo ocorrendo junto à face da cortina. Os resultados estão apresentados na figura 147, podemos notar que para a situação da cortina de contenção com 6 metros de altura o maior valor de recalque previsto pelo método é -1,8 cm, e para as alturas de 8 e 12 metros temos, respectivamente, -2,4 e -3,6 cm.

Figura 147 – Perfil de recalques proposto por Clough e O'Rourke (1990)



Fonte: O Autor, (2021)

5.1.3 Método de Hsieh e Ou (1998)

Segundo Hsieh e Ou (1998), para traçar o perfil de recalques é necessário se proceder, inicialmente, a uma previsão da deformação horizontal máxima do paramento de contenção (δ_{hm}), utilizando o Método dos Elementos Finitos ou métodos baseados em vigas sobre base elástica. No caso presente, foram considerados para δ_{hm} os resultados obtidos dos modelos elaborados no software e estão resumidos na tabela 19.

Tabela 19 – Máxima deformação lateral da parede para cada etapa

Etapa	Deslocamento δ_{hm} (mm)		
	Escavação 6 Metros	Escavação 8 Metros	Escavação 12 Metros
1° Escavação (N=-2m)	3,98	3,78	3,57
2° Escavação (N=-4m)	4,85	4,51	4,08
3° Escavação (N=-6m)	6,12	5,45	4,87
4° Escavação (N=-8m)	-	6,63	5,98
5° Escavação (N=-10m)	-	-	7,31
6° Escavação (N=-12m)	-	-	8,67

Fonte: O Autor, (2021)

A próxima etapa do método proposto por Hsieh e Ou (1998) consiste na determinação do tipo de perfil esperado para o recalque. Para isso devem ser comparadas as áreas de deformação horizontal causada pelo 1º estágio de escavação em balanço (A_{c1}) e a área de deformação horizontal “em balanço” do último estágio de escavação (A_{c2}). Como temos em todas as situações o deslocamento final maior que 1,6 vezes o deslocamento da 1ª escavação, neste caso, podemos afirmar, de acordo com Hsieh e Ou (1998), que o perfil de recalques esperado deve ser do tipo côncavo em todas as escavações, já que $A_s \geq 1,6A_c$. Mas na elaboração dos perfis também será plotado o tipo *spandrel*, com o objetivo de comparação.

A próxima etapa do método consiste na estimativa do máximo recalque superficial (δ_{vm}), sendo o valor função da deformação horizontal máxima do paramento (δ_{hm}). Segundo Hsieh e Ou (1998) o valor do recalque máximo está situado entre $0,5\delta_{hm}$, $0,75\delta_{hm}$ e δ_{hm} . Os valores de δ_{vm} para cada estágio de escavação são apresentados nas tabelas 20, 21 e 22 para cada uma das alternativas de recalque máximo.

Tabela 20 – Estimativa do recalque máximo para cada etapa cortina de 6 metros (valores em mm).

Cortina de 6 Metros			
Etapa	$\delta_{vm}=\delta_{hm}$	$\delta_{vm}= 0,5\delta_{hm}$	$\delta_{vm}=0,75\delta_{hm}$
1º Escavação	3,88	1,94	2,91
2º Escavação	4,85	2,43	3,64
3º Escavação	6,12	3,06	4,59

Fonte: O Autor, (2021)

Tabela 21 – Estimativa do recalque máximo para cada etapa cortina de 8 metros (valores em mm).

Cortina de 8 Metros			
Etapa	$\delta_{vm}=\delta_{hm}$	$\delta_{vm}= 0,5\delta_{hm}$	$\delta_{vm}=0,75\delta_{hm}$
1º Escavação	3,78	1,89	2,84
2º Escavação	4,51	2,26	3,38
3º Escavação	5,45	2,73	4,09
4º Escavação	6,63	3,32	4,97

Fonte: O Autor, (2021)

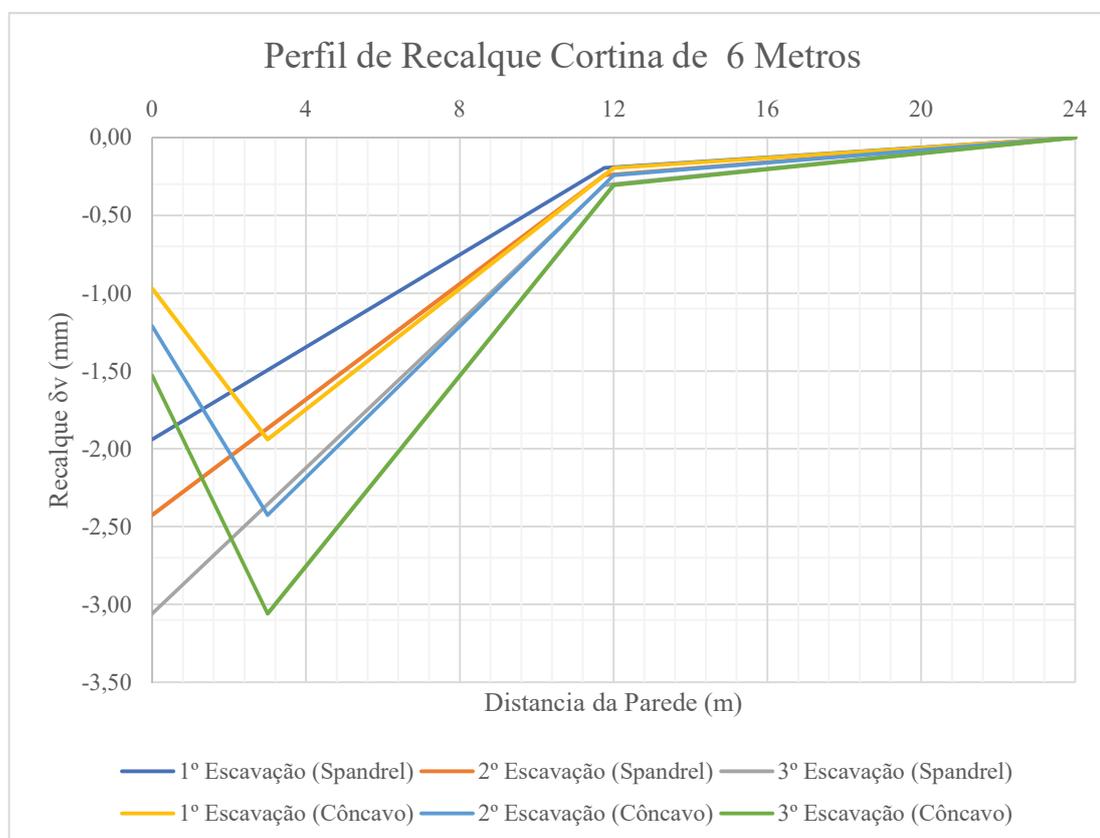
Tabela 22 – Estimativa do recalque máximo para cada etapa cortina de 12 metros (valores em mm).

Cortina de 12 Metros			
Etapa	$\delta_{vm}=\delta_{hm}$	$\delta_{vm}=0,5\delta_{hm}$	$\delta_{vm}=0,75\delta_{hm}$
1º Escavação	3,57	1,79	2,68
2º Escavação	4,08	2,04	3,06
3º Escavação	4,87	2,44	3,65
4º Escavação	5,98	2,99	4,49
5º Escavação	7,31	3,66	5,48
6º Escavação	8,67	4,34	6,50

Fonte: O Autor, (2021)

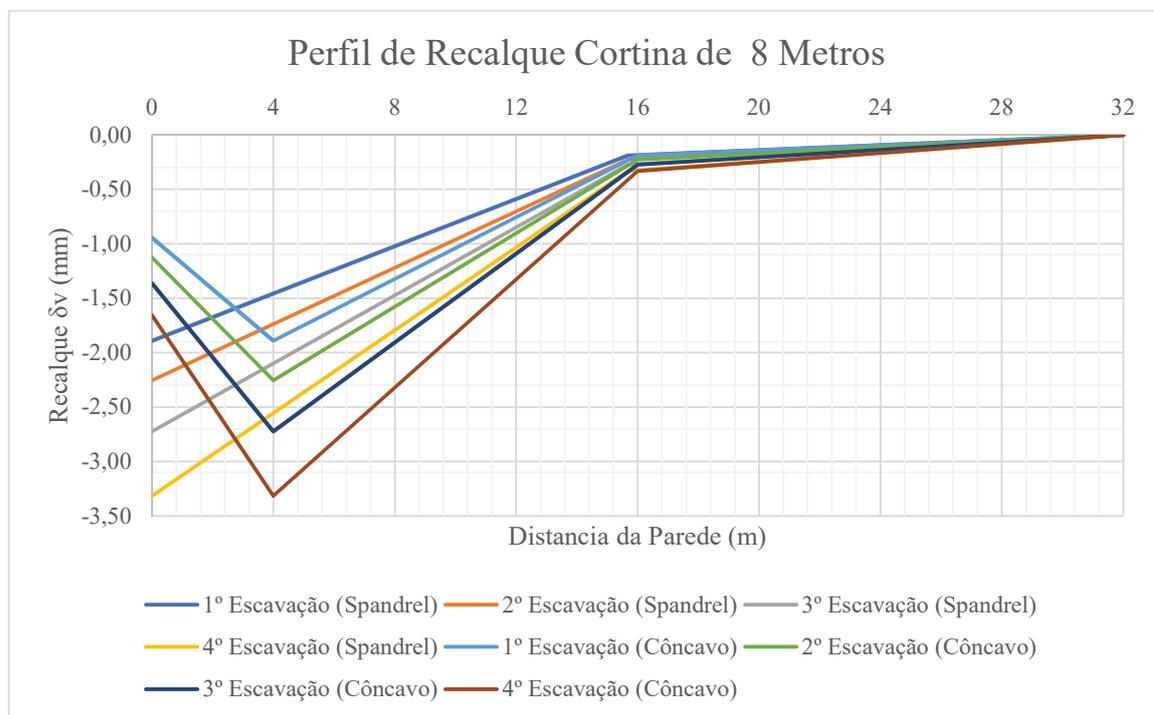
Como etapa final, os valores de recalques para diversas distâncias da parede são calculados de acordo com a Figura 42. Para este cálculo foram utilizadas apenas o menor valor das alternativas de recalque máximo ($\delta_{vm}=0,5\delta_{hm}$), visto que as outras alternativas são múltiplos. As Figuras 148, 149 e 150 mostram os perfis traçado para os valores máximos, para todas as etapas da escavação.

Figura 148 – Perfil de recalques parede de 6 Metros



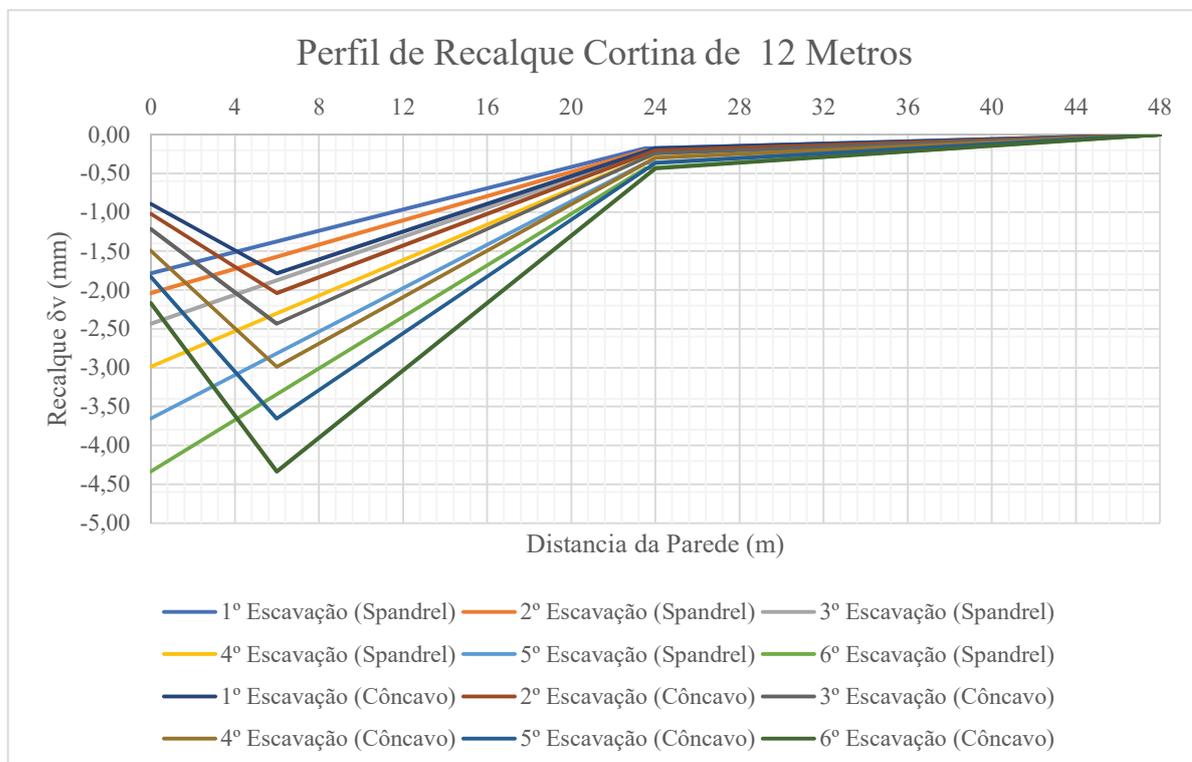
Fonte: O Autor, (2021)

Figura 149 – Perfil de recalques parede de 8 Metros



Fonte: O Autor, (2021)

Figura 150 – Perfil de recalques parede de 12 Metros



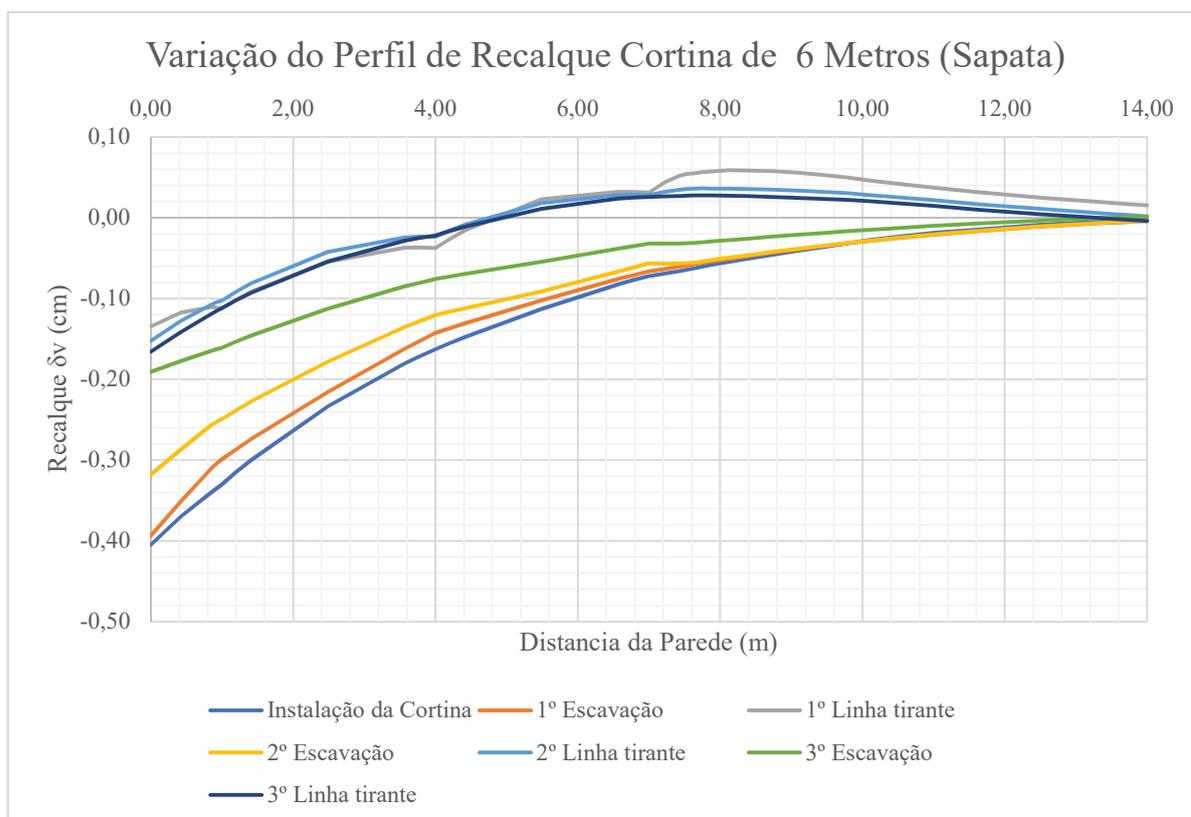
Fonte: O Autor, (2021)

5.1.4 Comparação da Modelagem com os Métodos Empíricos

Este item apresenta a comparação dos resultados de recalques obtidos a partir da modelagem computacional com os resultados obtidos pelos métodos empíricos, apresentados no Capítulo 5.

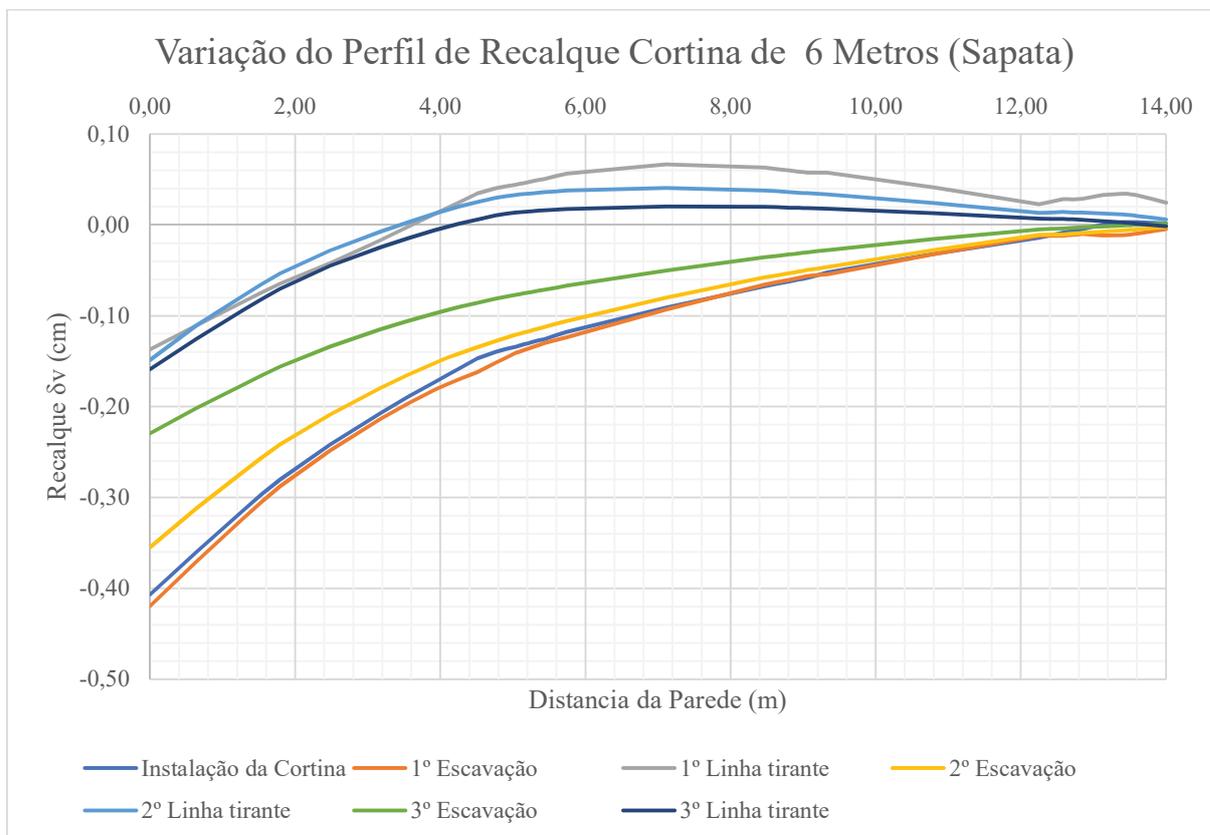
Antes da comparação dos perfis de recalque obtidos pelos métodos teóricos, buscou-se descobrir qual foi a distância da edificação ao paramento que ocasionou maiores recalques obtida pela modelagem computacional, pelo fato de que cada modelo a edificação está se afastando da cortina e com isso a carga que atua na superfície também. A partir dessa informação foram elaboradas as figuras 151 e 152, situação que a edificação está afastada 1 metro da cortina e 5 metros da cortina respectivamente. E como pode-se notar os perfis são semelhantes, e a pior situação sendo a etapa de instalação da cortina de contenção, tanto para fundações profundas como para fundações superficiais.

Figura 151 – Variação do Perfil de recalques parede de 6 Metros com a edificação a 1 metro de distância da parede



Fonte: O Autor, (2021)

Figura 152 – Variação do Perfil de recalques parede de 6 Metros com a edificação a 5 metro de distância da parede

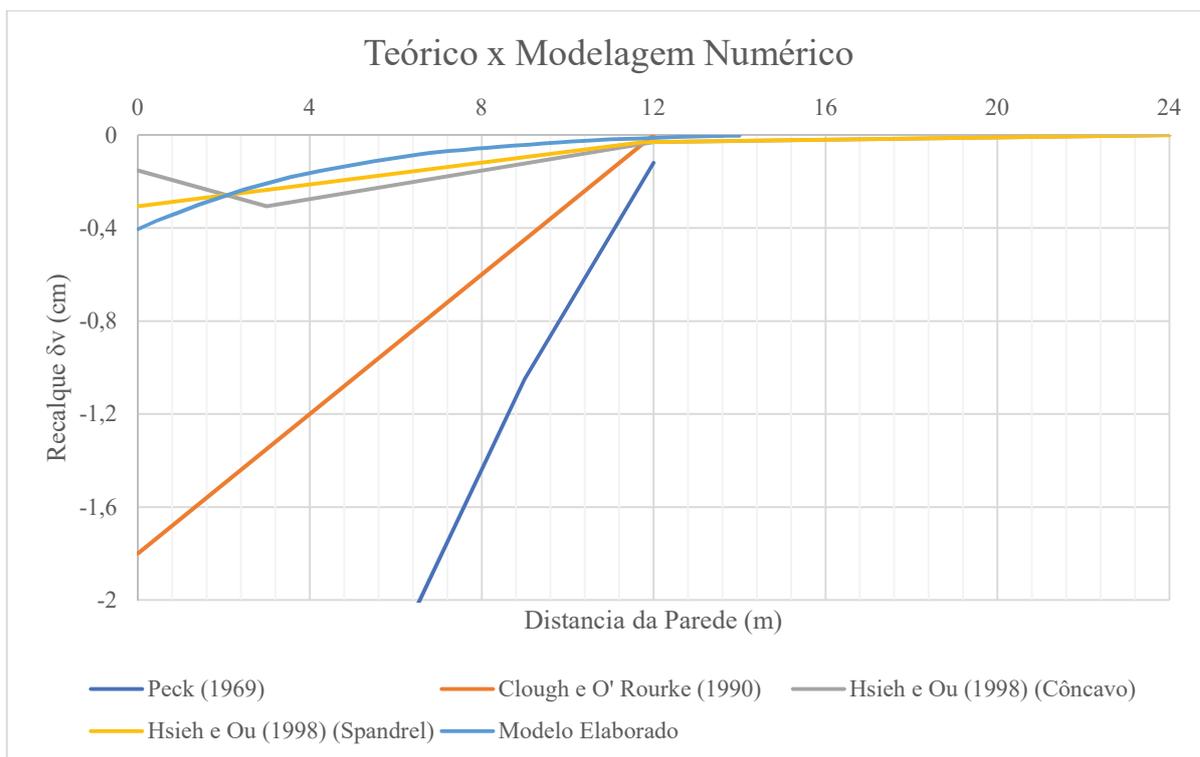


Fonte: O Autor, (2021)

As figuras 153, 154 e 155 ilustram os perfis de recalque teórico e os elaborados pela modelagem matemática, para as paredes de 6, 8 e 12 metros respectivamente, e conforme pode ser verificado o perfil que mais se aproximou em valores foram os propostos por Hsieh e Ou (1998). Os valores propostos pelo método de Peck (1969), foram os mais conservadores.

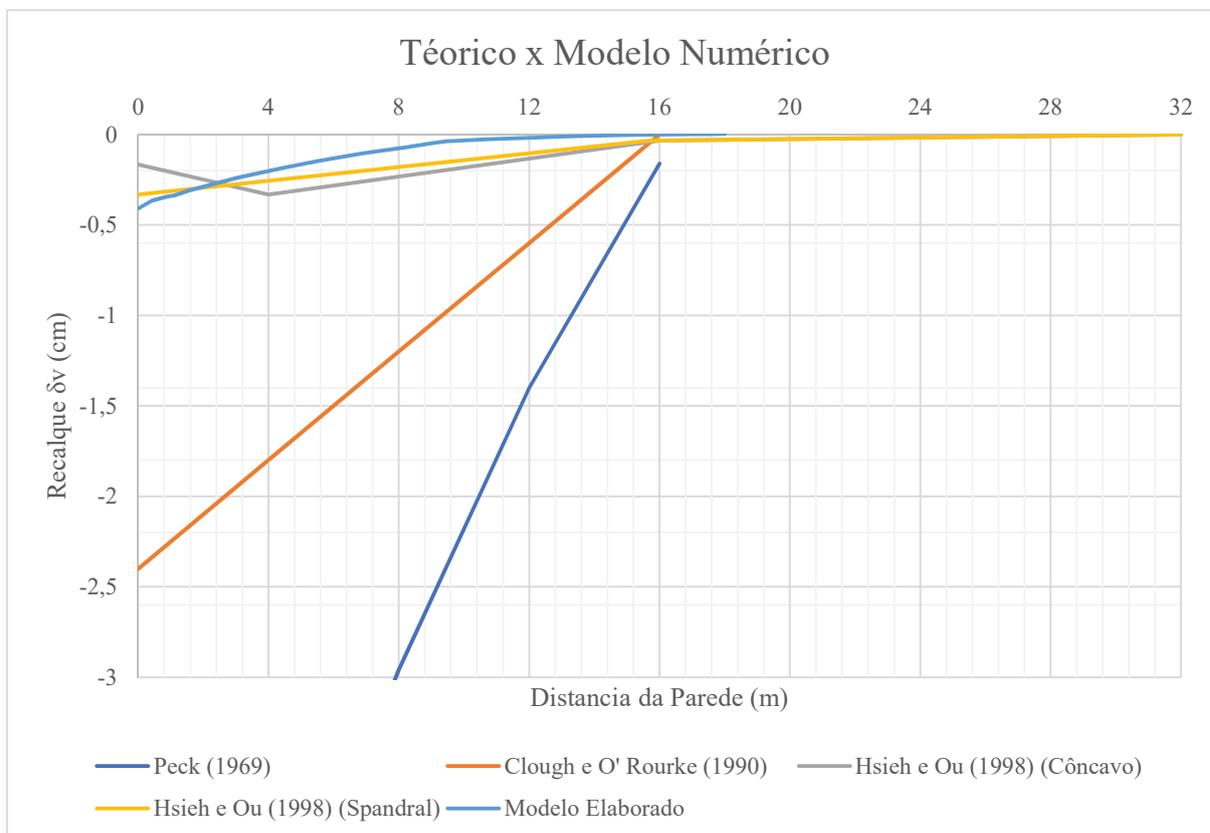
Se utilizar o método proposto por Ciria (2003), em que se é considerado apenas a movimentação da massa de solo adjacente apenas na etapa de construção da parede, sem escavação, se obtém um valor de recalque máximo de 3,0, 4,0 e 6,0 mm, para cada escavação, enquanto na modelagem foram obtidos os valores máximo de 3,9, 4,1 e 5,8 mm.

Figura 153 – Comparação dos Perfis de recalque teórico e modelagem numérica, cortina de 6 metro



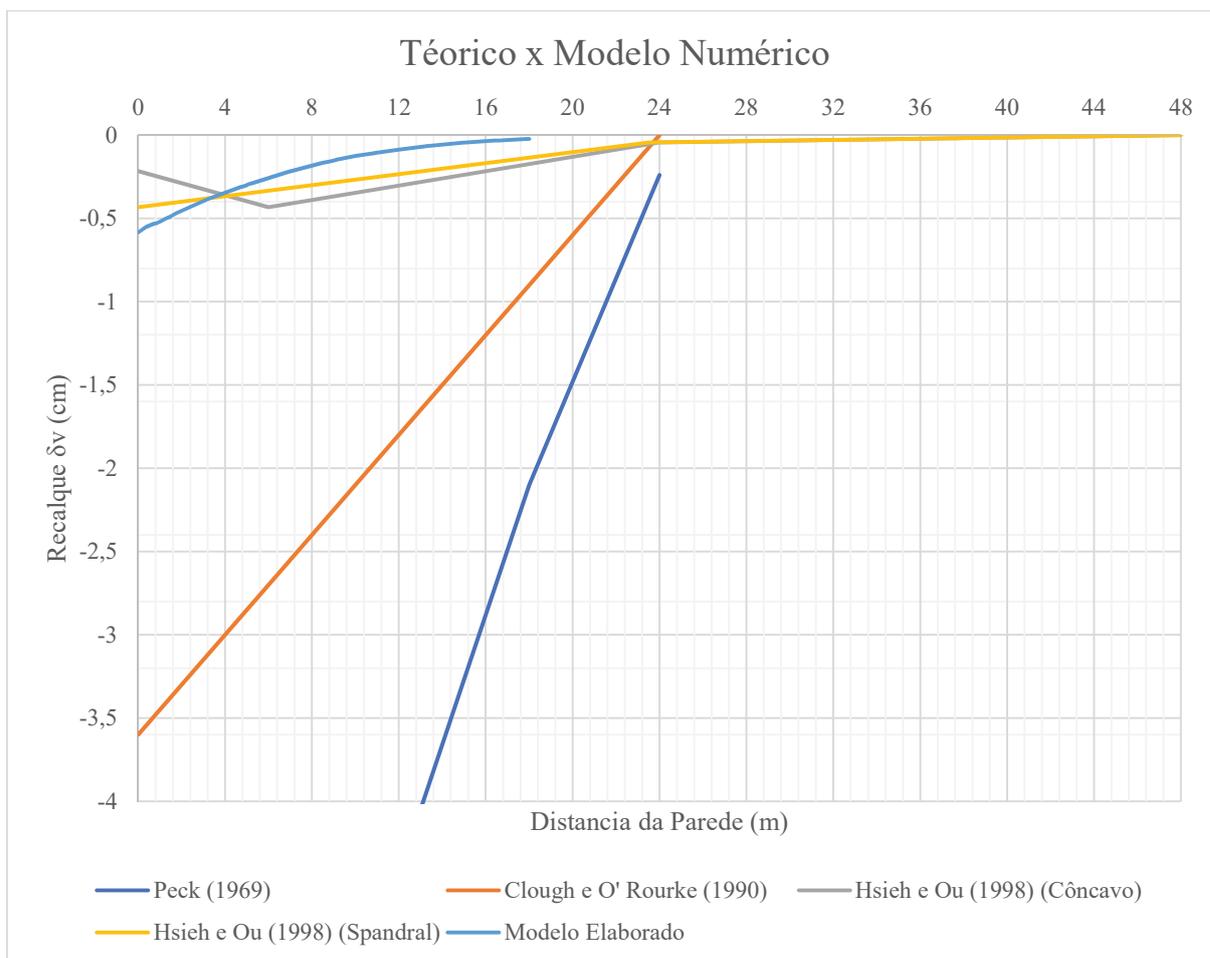
Fonte: O Autor, (2021)

Figura 154 – Comparação dos Perfis de recalque teórico e modelagem numérica, cortina de 8 metros



Fonte: O Autor, (2021)

Figura 155 – Comparação dos Perfis de recalque teórico e modelagem numérica, cortina de 12 metros



Fonte: O Autor, (2021)

O perfil proposto por Peck (1969) é o que mais se distancia do perfil do modelo numérico, não só apresentando um valor de recalque máximo muito conservativo nas proximidades da parede, mas apresentando, na maior parte da extensão da bacia, valores muito superiores aos medidos. A extensão da região de recalques prevista por Peck (1969) é também maior do que a obtida pelo software. O perfil proposto por Clough e O'Rourke (1990) também não apresenta valores próximos aos medidos.

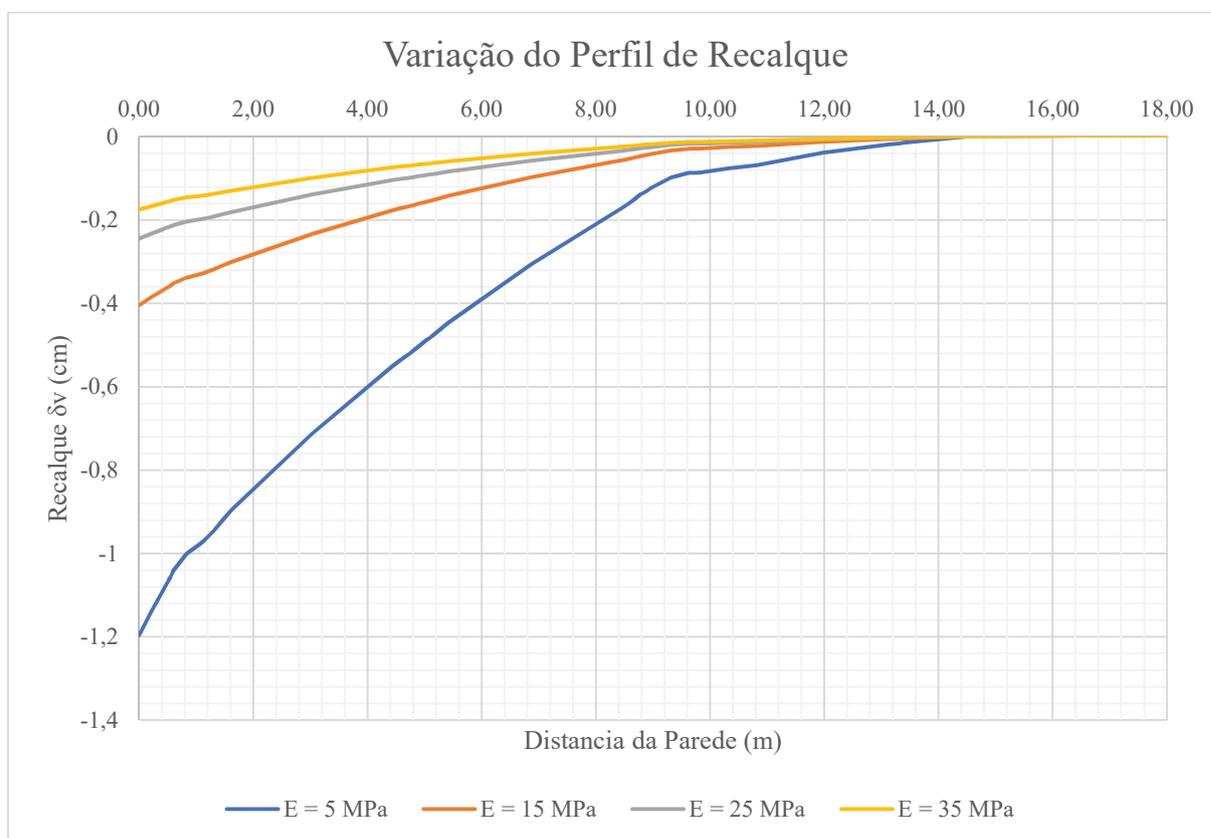
O perfil que mais se aproxima dos resultados do modelo numérico é o de Hsieh e Ou (1998) para $\delta_{vm} = 0,5\delta_{hm}$, para a situação da cortina de 12 metros $\delta_{vm} = 0,75\delta_{hm}$ também é uma boa aproximação próximo a face da cortina, embora também com diferenças sensíveis nesta etapa. A forma do perfil, tipo *sprandel*, mostra-se bastante semelhante à do modelo desenvolvido, isso pode se justificar pelo fato de a área A_s estar próximo do valor de $1,6 A_c$.

5.1.5 Perfil de Recalque com variação dos parâmetros do solo

A última proposta de análise foi verificar como o perfil de recalque dos modelos numéricos se comportam com a mudança dos parâmetros do solo. Será feito apenas para a escavação de altura de 6 metros.

O primeiro parâmetro a variar foi o módulo de elasticidade, variando nos valores de 5, 15, 25 e 35 MPa e foram mantidos coesão com valor de 25 kN/m² e ângulo de atrito em 30°, os resultados foram plotados na Figura 156, e como podemos observar esse é um parâmetro muito importante, em que cada valor resultou em um perfil de recalque sendo o maior no solo mais deformável com menor valor de modulo de elasticidade.

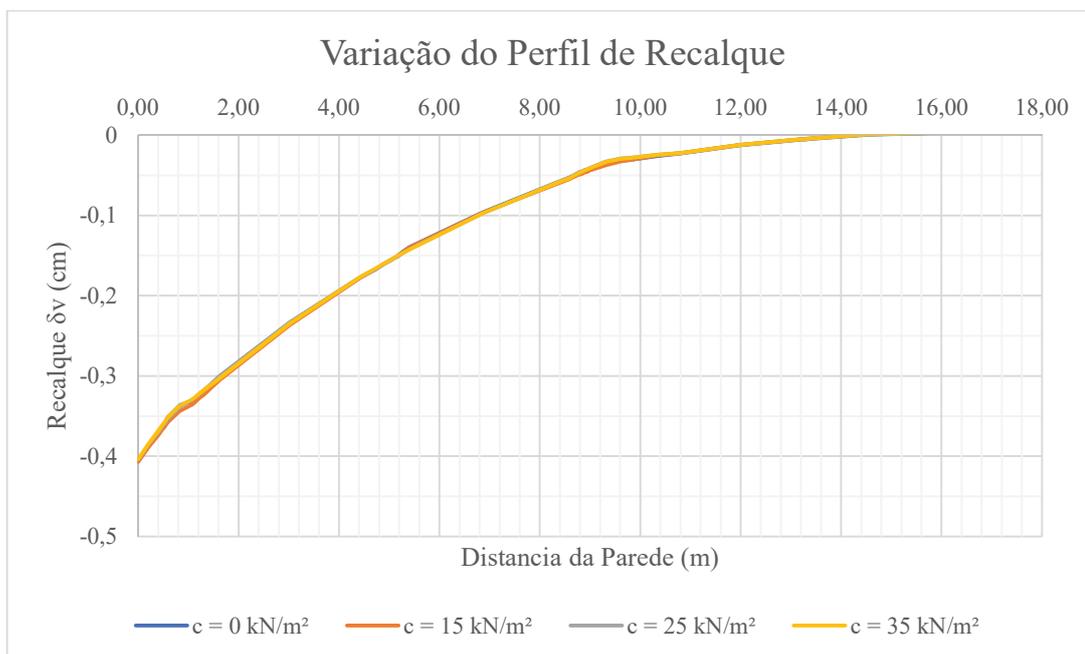
Figura 156 – Comparação dos Perfis de recalque com a variação do módulo de elasticidade



Fonte: O Autor, (2021)

O próximo parâmetro a ser variado será a coesão do solo, os valores serão 0, 15, 25 e 35 kN/m², foi mantido ângulo de atrito em 30° e módulo de elasticidade em 15 MPa. O resultado está apresentado na Figura 157, e como podemos observar não houve mudança nos perfis de recalque, assim como verificado no capítulo 4 nas análises de deformação em fundações profundas e superficiais.

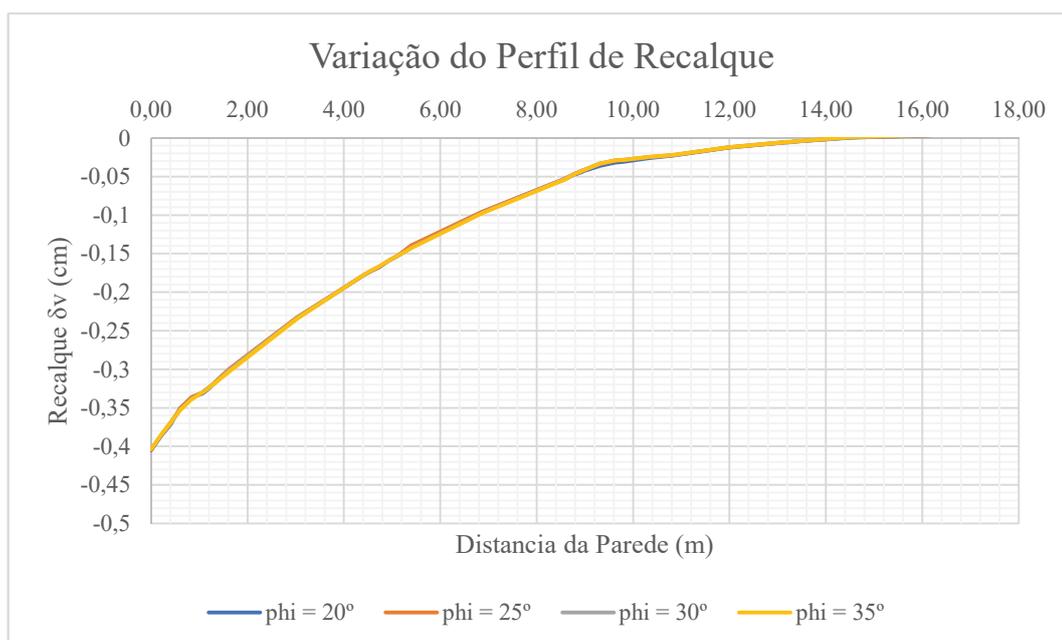
Figura 157 – Comparação dos Perfis de recalque com a variação da coesão



Fonte: O Autor, (2021)

E por último o parâmetro a ser variado será o ângulo de atrito do solo, os valores variam em 20, 25, 30 e 35°, será mantido coesão em 25 kN/m² e módulo de elasticidade em 15 MPa. O resultado está apresentado na Figura 158, e como podemos observar assim como no caso da coesão não houve mudança nos perfis de recalque, assim como verificado no capítulo 4 nas análises de deformação em fundações profundas e superficiais.

Figura 158 – Comparação dos Perfis de recalque com a variação do ângulo de atrito



Fonte: O Autor, (2021)

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo, além das conclusões, estão apresentados os resultados finais de maior importância e algumas sugestões para futuras pesquisas, que poderão trazer contribuições adicionais ao estudo das influências de escavações nos recalques de edificações vizinhas.

A análise de validação do programa indicou que o software mostrou ser uma ferramenta numérica capaz de reproduzir vários aspectos que interferem no comportamento de escavações atirantada. O programa apresentou uma boa aproximação para os valores das deformações na parede, além de prever um perfil de deslocamentos horizontais com comportamento compatível com o caso analisado, porém esta encontra-se com valores maiores. Diante dos resultados obtidos nestas análises, o comportamento do modelo foi verificado e pode ser aproveitado para o teste principal desta dissertação, o qual representa uma estrutura de cortina atirantada, com fundações vizinhas.

6.1 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Para os resultados dos deslocamentos sofridos pelas fundações superficiais podemos concluir que os maiores deslocamentos encontrados ocorrem quando temos a fundação mais próxima da cortina. Conforme ocorre o afastamento da sapata, há menor possibilidades de ocorrer o efeito de deslocamentos da fundação, que assim como recalques podem gerar distorções angulares e ocorrer problemas na edificação. Outra observação que se obtém, que com maiores alturas de escavação, e maior necessidade de tirantes para estabilização do maciço, maiores são os deslocamentos gerados nas sapatas. A alteração da espessura do paramento resulta em uma menor mobilização da cortina, mas por ter um peso próprio maior na etapa de sua instalação irá gerar maiores deslocamentos verticais. Com a alteração nos parâmetros geomecânicos do solo, podemos notar que a coesão e ângulos de atrito não apresentam alteração nos resultados, em contrapartida o módulo de elasticidade é um parâmetro muito importante em que se observa que sua alteração pode obter resultados muito diferentes.

6.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Para os resultados apresentados nas fundações profundas, fica clara a alteração ocorrida nas solicitações destas estacas. Como geralmente ocorre nos dimensionamentos destas estruturas, recorrentemente são negligenciadas as solicitações que ocorrem acima dos 3

metros de profundidade, mas como pode-se observar ao executar os tirantes, ocorre em algumas situações um aumento do esforço tanto de flexão como o de cisalhamento ao final do fuste da estaca.

Podemos verificar que os esforços que mais variam conforme o processo executivo da cortina, são os esforços de cisalhamento, e com escavações mais profundas maiores são os esforços. Outra conclusão que se obtém é que as piores situações não ocorrem ao lado da cortina, como se era esperado no começo dos estudos dessa dissertação, e ocorrem quando estão próximas do bulbo de ancoragem do tirante. Alterando a rigidez do paramento há pouca mudança nos resultados.

Ao alterar os parâmetros do solo, podemos observar que o parâmetro que apresenta maior influência nos resultados é o módulo de elasticidade.

6.3 PREVISÕES DE RECALQUE

As previsões de recalques feitas de acordo com os métodos empíricos estudados mostraram que alguns métodos se aproximam mais do modelo numérico do que outros. Quanto ao tipo de perfil, o método de Hsieh e Ou (1998), o único que contempla dois tipos de perfis de recalques de acordo com a execução da escavação, é o que apresenta perfil coerente com o encontrado pelo modelo numérico. Neste tipo de perfil o recalque máximo (δ_{vm}) ocorre na face da parede.

Quanto à magnitude dos recalques, o método de Hsieh e Ou (1998) foi também o que apresentou melhor aproximação com os dados obtidos pelo software. O limite inferior de Hsieh e Ou (1998), que leva em consideração $\delta_{vm}=0,5\delta_{hm}$ apresentou os valores mais próximos aos medidos na simulação numérica. Concluiu-se então que o método para previsão de recalques proposto por Hsieh e Ou (1998) é o que mais se aproxima dos observados na escavação estudada.

O método proposto por Ciria (2003) em que leva em consideração apenas a etapa de instalação da contenção, sem escavação, foi também o que apresentou boa aproximação.

6.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Finalmente, as sugestões para futuras pesquisas são dirigidas para outras análises de movimentos, utilizando-se um grande número de casos instrumentados e, também, modelos

matemáticos mais sofisticados procurando-se confrontar os seus resultados com os observados no campo.

Embora não se tenha verificada a influência do número de pavimentos das edificações nos movimentos, este fato é merecedor de um estudo mais detalhado abrangendo um maior número de casos.

Um outro aspecto que cabe ser ressaltado diz respeito à melhor representação da sobrecarga como condição inicial de carregamento, anterior à escavação. As diferenças no perfil de recalque obtido pelo software com o afastamento da face da parede devem ser melhor investigadas através de uma melhor representação da sobrecarga.

Sugere-se também a utilização de programas semelhantes ao software e modelos utilizado a fim de fazer um comparativo com os resultados encontrados.

REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-565:1975: Estruturas ancoradas no terreno – Ancoragens injetadas no terreno: Procedimento.** Rio de Janeiro, 1975.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629:1977: Estruturas ancoradas no terreno – Ancoragens injetadas no terreno: Procedimento.** Rio de Janeiro, 1977.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629:1996: Execução de tirantes ancorados no terreno.** Rio de Janeiro, 1996.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629:2006: Execução de tirantes ancorados no terreno.** Rio de Janeiro, 2006.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto.** Rio de Janeiro, 2014.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7482:2008: Fios de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação.** Rio de Janeiro, 2008.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7483:2008: Cordoalhas de aço para concreto protendido – Especificação.** Rio de Janeiro, 2008.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7681:2013: Calda de cimento para injeção.** Rio de Janeiro, 2013.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9061:1981: Segurança de escavação a céu aberto.** Rio de Janeiro, 1981.

ABNT/CB-02. **Execução de tirantes ancorados no terreno** – Texto Base, Comitê Brasileiro de Construção Civil da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. São Paulo, 2015.

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. 5^oed ,McGraw-Hill. 1996.

BOSCARDIN, M. D.; CORDING, E. G. **Building response to excavation-induced settlement**. ASCE, JGED, New York, v. 115, n. 1, pp. 1-21, 1989.

BJERRUM, L.; FRIMMAN CLAUSEN, C.J.; DUNCAN, J.M. **Structures subjected to lateral forces. Proceedings of 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Madrid. p. 169-196,1972.

BUSTAMANTE, M.; DOIX, B. **Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées**, n. 140, p. 75-92, 1985.

BRINKGREVE, R. B. J.; AL-KHOURY, R.; BAKKER, K. J.; BONNIER, P.G.; BRAND, P. J. W.; BROERE, W.; BURD, H. J.; SOLTYS, G.; VERMEER, P. A. **Plaxis v.8: finite element code for soil and rock analysis**. Manuais. Delft (Holanda): Universidade Técnica de Delft e PLAXIS b. v.2.8, 2002.

CARVALHO, M. A. R. **Ancoragens pré-esforçadas em obras geotécnicas. Construção, ensaios, e análise comportamental**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal. 495p. 2009.

CIRIA C580. **Embedded retaining walls: guidance for economic design**. London: CIRIA 2003. 390 p.

CLOUGH, G. W.; O'ROURKE, T. D. **Construction induced movements of in situ walls. In: Conference on design and performance of Earth retaining structures**, New York, ASCE, 1990. Proceedings... Geotechnical Special Publication, n. 25, pp 439-470.

CORDING, E. J. et al. **Case histories and analysis of excavation-induced building distortion and damage using a strain based criterion**. In: Conference of response of buildings to excavation induced ground movements. London: CIRIA, 2001.

COSTA NUNES, A. J. **Ground Prestressing – First Casagrande Lecture**. In: VIII CPAMSEF, Cartagena, Colombia, 1987.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 6ª Edição. Tradução All Tasks. Campinas: Thomson. 562 p. 2007.

DELL'AVANZI, E. **Introdução a previsão em engenharia geotécnica**. Curitiba: UFPR, 2014.

DIN 4125:1972. “**Soil and rock anchors, temporary soil anchors, analysis, structural design and testing**”. Norma Alemã DIN4125. Alemanha, 1972.

ESKESEN, S. D. **Future Trends in Underground Space Use**. 4º Seminário Internacional da CPT. From operation back to design. Lisboa: Sociedade Portuguesa de Geotecnia; Comissão Portuguesa de Túneis; Laboratório Nacional de Engenharia Civil; International Tunnels Association, 2016.

EUROCODE 7. **Geotechnical Design Guidelines**, 2001.

FERNANDES, M. A. M. **Estruturas flexíveis para suporte de terras: Novos métodos de dimensionamento**. Tese de doutorado - Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 520 p. 1983.

FERNANDES MATOS, M. **Estruturas de Suporte de Terras**. Porto, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. 359 p. 1990.

FERNANDES MATOS, M. **Tied-back Retaining walls: Bearing Capacity of the Soil to Vertical Forces Applied by the Anchors** – Universidade do Porto, 1990.

FINNO, R. J. et al. **Analysis of performance of pile group adjacente to deep excavation**, J. Geotechnical Eng. Division, New York: ASCE, 117(6), pp. 934-955, 1991.

FHWA-RD-98-067. “**Volume III: Model-Scale Wall Tests and Ground Anchor Tests**”. Federal Highway Administration. Geotechnical. Illinois, September. 1998.

FHWA-IF-99-015. “**Ground anchors and anchored systems**”. **Federal Highway Administration. Geotechnical.** Eng. Circular nº 4. Washington, June. 1999.

FRANCO, B. O. M. **Uso do sistema operacional em projeto de grampeado.** Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas, NUGEO, Ouro Preto. 191p. 2010.

GEORIO. **Manual técnico de encostas: Vol. IV - Ancoragens e grampos.** Fundação GeoRio. Editores: J.A.R. Ortigão e A.S.F.J Sayão, Rio de Janeiro. 184p. 1999.

GEORIO. **Manual técnico de encostas: Vol. IV - Ancoragens e grampos.** Fundação GeoRio; 2ª Edição. Editores: J.A.R. Ortigão e A.S.F.J Sayão. Rio de Janeiro, 2000.

GEORIO. **Manual técnico de encostas: Vol. IV - Ancoragens e grampos.** Fundação GeoRio; 3ª Edição. Editores: J.A.R. Ortigão e A.S.F.J Sayão. Rio de Janeiro, 2014.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes.** Editora Oficina de Textos, São Paulo. 166p. 2012.

GERSCOVICH, D.M.S., DANZIGER, B, R. & SARAMAGO, R. (2016). **Contenções: Teoria e aplicações em obras.** Oficina de Textos. São Paulo, Brasil, 319 p.

HSIEH, P. G., OU, C. Y. **Shape of Ground Surface Settlement Profiles Caused by Excavation,** Canadian Geotechnical Journal, vol.35, p.1004-1017, 1998.

HONG KONG GOVERNMENT. **Review of design methods for excavations.** Publication 1/90, Hong Kong: Geotechnical Control Office, 1990.

IESP. **Parecer técnico de tirantes em áreas urbanas.** Instituto de Engenharia de São Paulo – IESP, São Paulo, 04 abr. 2006.

JELINEK, R.; OSTERMAYER, H. **Zur Berechnung von Fangedammen und Verankerten Stutzwänden**. Die Bautechnik, 1967.

JOPPERT Jr., I. O.; MALLMANN, W.; IORIO, W. R. **Método de Cálculo para Estimativa da Carga de Ruptura de Tirantes Auto-Perfurantes Tipo Tubular**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE V. São Paulo. 2004.

JOPPERT JUNIOR, I. **Fundações e contenções em edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo, PINI. 221p. 2007.

JUCÁ, J. F. T., **Influência de Escavações nos Recalques em Edificações Vizinhas**, Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 1981.

KRANZ, E. **Über Verankerung von Spundwänden**. Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1953.

LAEFER, D. **Prediction and assessment of ground movement and building damage induced by adjacent excavation**. Urbana, Dep. Civil; Environmental Eng.; University of Illinois, 2001. PhD Thesis, 903 p.

LITTLEJOHN, G. S. **Anchored Diagram Walls in Sand**. *Ground Engineering*, ICE, London, 119-120, 1972.

LONG, M. **Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations**, *JGED*, New York: ASCE, v. 124, n. 4, 2001. pp. 339-401.

MAGALHÃES, S.M. (2015). **Dimensionamento de estruturas de contenção atirantadas utilizando os métodos de equilíbrio limite e de elementos finitos**. Dissertação de mestrado, Programa de PósGraduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro da PUC-Rio, Rio de Janeiro, 192 p.

MASSAD, F. **Escavações a céu aberto em solos tropicais: Região Centro-Sul do Brasil**. São Paulo: Oficina de Textos, 96 p, 2005.

MENDES, F. B. **O uso de ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortina atirantada**. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Núcleo de Geotecnia – NUGEO. Ouro Preto. 148p. 2010.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das Fundações**. São Paulo: Oficina de Texto, 207p, 2005.

MILITITSKY, J. **Grandes escavações em perímetro urbano**. São Paulo: Oficina de Teste, 144, 2016.

MILITITSKY, J. **Relato de caso de obra com grande escavação em ambiente urbano**. In: GEOSUL, ABMS, Porto Alegre, 2000.

MILITITSKY, J. **Grandes escavações**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA SEFE, 7., 17 a 20 de junho de 2012, São Paulo.

MORE, J. Z. P. **Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos**. Dissertação de mestrado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2003. 120p. 2003.

NATIONAL COAL BOARD. **Subsidence engineers handbook**. 2. Ed. London: National Coal Board Production Department, 1975.

NUNES, A. J. C., VELLOSO, D. A. **Estabilização de Taludes em Capas Residuais de Origem Granito-Gnáissica**, 2nd PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brasil, vol 383-394, 1963.

OLIVEIRA, F, S.; **Análise Numérica de Experimento para Avaliação dos Efeitos de Sobrecargas Assimétricas em Estacas** – Dissertação de mestrado – Coppe UFRJ, Rio de Janeiro, 2015.

OSTERMAYER, H. “**Construction, carrying behavior and creep characteristics of ground anchors**”. **Proceedings of the Conference on Diaphragm Walls and Anchorages**. Institution of Civil Engineers of London, p. 141-151, London. 1974.

OSTERMAYER, H. **Practice on the Detail Design Application of Anchorages**. A Review of Diaphragm Walls, Institution of Civil Engineers, 55-61. London, 1977.

OU, C.Y., HSIEH, P.G., CHIOU, D.C. **Characteristics of Groud Surface Settlement During Excavation**, Canadian Geotechnical Journal, vol.30, p. 758-767, 1993.

PACHECO, M. P.; DANZINGER, F. A. B. **O método de Ranke – Ostermayer para dimensionamento de cortinas atirantadas: uma extensão ao caso de solos com coesão**. In: COBRAE, 3., Rio de Janeiro, 2001.

PECK, R.B. “**Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground, State of Art Report.**” Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Mexico, pp. 225-290, 1969.

PINELO, A. M. S. **Dimensionamento de ancoragens e de cortinas ancoradas**. Tese apresentada ao concurso para especialista do LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil), Porto, Portugal. 1980.

PORTO, T. B. **Ancoragens em solos - Comportamento geotécnico e metodologia via web para previsão e controle**. v.1. Tese (Doutorado de Geotecnia) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Núcleo de Geotecnia – NUGEO. Ouro Preto. 202p. 2015.

POULOS, G.; DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**, John Wiley & Sons. Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, Estocolmo, Julho. 1974.

POULOS, H. G.; CHEN, L. T. **Pile response due to excavation-induced lateral soil movement**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE – American Society of Civil Engineers, v. 123, n.2, p. 94-99. 1997.

PULLER, M. **Deep excavations: a practical manual**. London: Thomas Telford, 1996.

RANZINI, S. M. T.; NEGRO JR.; A. **Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas**. In: Fundações: teoria e prática. São Paulo: ABMS/ABEF, 1998. Cap 13, pp. 497-515.

RANKE, A. & OSTERMAYER, H. **Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung Mehrfach Verankerter Baugrubenumschlie** (Contribuição para a Investigação da Estabilidade de Cortinas Multiancoradas). Die Bautechnik, 45 (10). 341-350. 1968.

RODRIGUES J. M. A. **Método de Culmam: Ancoragens e Tirantes**. Apostila de Obras de Terra I. Escola Politécnica/UFR J. Departamento de Construção Civil, Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2011.

ROWE, P. W. **Anchored sheet-pile walls**. *Proceedings of the Institution Civil Engineering*, Pt. 1, vol. 1, pp 27–70, 1952.

ROWE, P. W. **A theoretical and experimental analysis of sheet piled walls**. *Proceedings of the Institution Civil Engineering*, Pt. 1 vol. 4, pp 32–70, 1955.

ROWE, P. W. **Sheet Pile Walls at Failure**. *Proceedings of the Institution Civil Engineering*, Paper n. 6107, p. 276-315, 1956.

SANTOS, M. D. **Contribuição ao Estudo da Influência de Escavações nos Recalques Superficiais de Construções Vizinhas**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FEN/UERJ, Rio de Janeiro, 2007.

SCHNAID, F et al. **Numerical simulation of a tieback diaphragm wall in residual soil**. In: 12th PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, Boston, USA, v. 2, 2003. *Proceedings...* pp. 2027-2034.

SOUZA, R. N. **Ancoragens reinjetáveis e protendidas em solos: Previsão do comportamento e controle de execução.** Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - DEC / EPUSP, 2001. 331p. 2001.

ST. JOHN, H. D. et al. **Prediction and performance of ground response due to construction of a deep basement at 60 Victoria Embakment.** In: WROTH MEMORIAL SYMPOSIUM, PREDICTIVE SOIL MECHANICS, Oxford, UK, 1992. Proceedings... pp. 581-608.

STROM, R. W. and EBELING, R. M. **“State of the practice in the design of tall, stiff, and flexible tieback retaining walls,”** Technical Report ERDC/ITL TR-01-1, U.S. Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, MS. 2001.

STROM, R. W. and EBELING, R. M. **Simplified procedures used for the design of tall stiff anchored tieback walls.** Technical Report ERDC/ITL,TR-02-10, U.S. Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, MS. 2002.

TERZAGHI, K. **Anchored Bulkheads.** Transactions, ASCE, vol.119, Paper n.2720. p. 1243-1281, 1954.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics.** New York: John Wiley & Sons. 510 p. 1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice.** 2ª Edição. New York: John Wiley. 1967.

THORNBURN, S; HUTCHINSON, J. F. **Underpinning.** London: Surrey University Press, 1985.

TSCHEBOTARIOFF, G. **Soil mechanics, foundations and earth structures.** New York, McGraw-Hill, 1951.

TROFIMENKOV, J. G. **General Reports: Eastern Europe.** Proceedings, European Symposium of Penetration Testing, Stockholm, Sweden, v.2.1, pp 24-39, 1974.

TURCARELLI, T. **Aspectos de projeto, execução e comportamento de cortinas atirantadas**. 2013. 124p. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal de São Carlos – UFSCar, Departamento de Engenharia Civil, São Carlos, São Paulo.