



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MARIANA SILVA FREITAS

**ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS E DOS MOMENTOS FLETORES NAS
FUNDAÇÕES E NOS PILARES DE PONTES RETAS ORTOGONAIS EM
CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

Natal – RN
2018

Mariana Silva Freitas

**ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS E DOS MOMENTOS FLETORES NAS
FUNDAÇÕES E NOS PILARES DE PONTES RETAS ORTOGONAIS EM
CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

Co-orientador: Prof. Dr. Daniel Nelson da Silva Maciel

Natal – RN
2018

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN
Sistema de Bibliotecas - SISBI
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Freitas, Mariana Silva.

Análise dos deslocamentos e dos momentos flettores nas fundações e nos pilares de pontes retas ortogonais em concreto armado considerando a interação solo-estrutura / Mariana Silva Freitas. - 2018.

202 f.: il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Natal, RN, 2018.

Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho.

Coorientador: Prof. Dr. Daniel Nelson da Silva Maciel.

1. Pontes - Dissertação. 2. Fundações - Dissertação. 3. Interação solo-estruturas - Dissertação. 4. Pilares - Dissertação. I. Silva Filho, José Neres da. II. Maciel, Daniel Nelson da Silva. III. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624.21

MARIANA SILVA FREITAS

**ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS E DOS MOMENTOS FLETORES NAS
FUNDAÇÕES E NOS PILARES DE PONTES RETAS ORTOGONAIS EM
CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. José Neres da Silva Filho (UFRN) - Orientador

Prof. Dr. Daniel Nelson da Silva Maciel (UFRN) – Co-orientador

Prof. Dr. Rodrigo Barros (UFRN) – Examinador Interno ao programa

Prof. Dr. Ricardo José Carvalho Silva (UVA) - Examinador Externo à Instituição

Natal, 04 de maio de 2018.

ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS E DOS MOMENTOS FLETORES NAS FUNDAÇÕES E NOS PILARES DE PONTES RETAS ORTOGONAIS EM CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Mariana Silva Freitas

Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

Co-orientador: Prof. Dr. Daniel Nelson Maciel

RESUMO

O trabalho de pesquisa apresenta um estudo analítico e numérico considerando a interação solo-estruturas (ISE) dos deslocamentos e dos momentos fletores nas fundações e nos pilares de pontes retas ortogonais em concreto armado. Para tanto, foi realizado o estudo de alguns modelos analíticos clássicos de interação solo-estruturas (ISE), com enfoque para a solução de Matlock e Reese e para Equação Diferencial em Base Elástica com uma solução particular obtida utilizando a série de Fourier. A ponte idealizada foi modelada de forma acoplada (estrutura 3D) utilizando o Método dos Elementos Finitos com auxílio do programa computacional CSi Bridge V17. Os resultados de deslocamentos horizontais e momentos fletores, obtidos de forma analítica, foram comparados com os obtidos por modelagem numérica realizada através do programa computacional SAP 2000. Os valores obtidos corroboraram que os métodos computacionais, quando calibrados por parâmetros de entrada confiáveis, tendem a se distanciar menos da realidade física do fenômeno do que os métodos analíticos, visto que permitem simular o problema de forma mais realística. Por fim, ressalta-se que a qualidade da resposta que se obtém utilizando modelos computacionais deve ser tomada com cautela pelos projetistas, considerando sempre a sensibilidade dos modelos adotados.

Palavras-chave: Pontes, Pilares, Fundações, Interação Solo-Estruturas.

ANALYSIS OF THE DISPLACEMENTS AND BENDING MOMENT IN THE FOUNDATIONS AND IN THE COLUMN OF A BRIDGE IN REINFORCED CONCRETE CONSIDERING THE SOIL-STRUCTURE INTERACTION (ISE)

Mariana Silva Freitas

Advisor: Prof. Dr. Daniel Nelson Maciel

Co-advisor: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

ABSTRACT

The research presents an analytical and numerical study considering the soil-structure interaction (ISE) of the displacements and bending moment in the foundations and in the column of a bridge in reinforced concrete. For do this, some classic analytical models of soil-structure interaction (ISE) were studied focusing on the Matlock and Reese solution and on the Elastic Differential Equation solution obtained using the Fourier series. The idealized bridge was modeled in a coupled manner (3D structure) using the Finite Element Method supported by the CSiBridge v17 software and the results of horizontal displacements and bending moment were compared with those obtained by numerical modeling performed through SAP2000 software. The obtained values corroborated that the computational methods, when calibrated by reliable input parameters, tend to distance themselves less from the physical reality of the phenomenon than the analytical methods, since they allow simulating the problem in a more realistic way. Finally, it is emphasized that the quality of the response that is obtained using computational models must be taken with caution by the designers, always considering the sensitivity of the models adopted.

Keywords: Bridges, Columns, Foundations, Soil-Structures Interaction.

*“Apenas os que dialogam podem construir pontes.”
(Papa Francisco)*

Aos meus pais Ana Míriam e Vanio,
dedico este trabalho.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, em primeiro lugar, a Deus, por te me proporcionado mais esta conquista.

Aos meus pais, Ana Míriam e Vanio, que foram fundamentais em todas as etapas da realização deste trabalho e que, com muita compreensão e amor, souberam me apoiar e motivar durante todo o mestrado.

À minha irmã, Clara, pela torcida, pelo carinho e incentivo de sempre.

Aos meus avós, Zélia, Cosme, Marlene e Bartolomeu (*in memoriam*), por toda paciência, apoio e carinho que sempre tiveram comigo.

Ao meu orientador, professor José Neres da Silva Filho por toda ajuda, paciência, dedicação, empenho e disponibilidade em transmitir os conhecimentos necessários e fazer com que este trabalho fosse o melhor possível.

Aos membros da banca examinadora, os professores Rodrigo Barros, Ricardo José Carvalho Silva e Daniel Nelson Maciel por todas as sugestões e contribuições que deram a este trabalho.

Aos professores Yuri Daniel Jatobá da Costa e Arthur Gomes Dantes de Araújo, pela concessão dos dados e grande contribuição para a realização e relevância desta pesquisa.

A Arthur, pela paciência e compreensão especialmente nos momentos mais difíceis desta trajetória.

Aos colegas Alex Michael, Arthur Rebouças, Rennan Cavalcanti e Sávio Torres pelas contribuições a este trabalho.

Aos meus amigos e familiares que sempre me motivaram e estiveram presentes durante este processo.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela concessão da bolsa de estudo.

A todos os colegas, professores e funcionários do programa de pós-graduação em engenharia civil pela cooperação e ajuda desde meu ingresso no mestrado.

SUMÁRIO

1. Introdução.....	1
1.1 Objetivos da pesquisa	5
1.2 Justificativa.....	5
1.3 Estrutura da pesquisa	7
2. Revisão Bibliográfica	9
2.1 Histórico	9
2.2 Interação solo-estrutura em pontes.....	11
2.3 Parâmetros para descrever o comportamento do solo.....	14
2.3.1 Coeficiente de reação horizontal do solo.....	14
2.3.2 Variação do módulo de reação horizontal do solo com a profundidade	15
2.3.3 Equacionamento do problema de estacas carregadas lateralmente	15
2.4 Pesquisas realizadas sobre temas correlatos	17
2.4.1 Khouri (2001).....	17
2.4.2 Kim e Jeong (2011)	19
2.4.3 Christian (2012)	22
2.4.4 Araújo (2013).....	26
2.4.5 Sousa et al. (2017)	29
2.4.5 Melo (2017)	34
2.5 Conclusões da revisão bibliográfica	38
3. Métodos de cálculo dos deslocamentos horizontais.....	40
3.1 Métodos analíticos de análise da interação solo-estrutura.....	40
3.1.1 Método de Matlock e Reese (1961)	40
3.1.2 Modelo utilizando a Equação Diferencial em Base Elástica com resolução utilizando a série de Fourier	44
3.2 Método numérico de análise da interação solo-estrutura	48
3.2.1 – Modelagem dos elementos estruturais através do SAP2000	49
3.2.1.1 – Elementos finitos utilizados na modelagem via programa SAP2000.....	49
4. Características e modelagem numérica da ponte	52
4.1 Modelo de ponte proposto.....	52
4.1.1 Materiais utilizados	53
4.1.2 Geometria da ponte	53
4.2 Ações atuantes na ponte.....	58
4.2.1 Ações verticais	59
4.2.2 Ações horizontais longitudinais e transversais	61
4.2.3 Modelagem da ponte considerando apoios rígidos	64
4.2.3 Distribuição das ações horizontais longitudinais, transversais e verticais	70
4.2.4 Modelagem da ponte considerando a interação solo-estrutura.....	72
4.3 Considerações sobre interação solo-estruturas (ISE)	75
4.3.1 Locação da Ponte	75
4.3.2 Descrição das sondagens	76
4.3.3 Classificação do solo segundo os valores do N_{SPT}	78
4.3.3.1 NBR 6484:2001.....	78
4.3.3.2 Terzaghi	79
4.3.4.1 Métodos para determinação do coeficiente de reação do solo	81
4.3.4.2 Correlações com as propriedades de solos arenosos (areias).....	82
4.3.4.3 Determinação através das Provas de Carga estáticas.....	85

4.4	Resumo dos modelos desenvolvidos	91
5.	Análise dos resultados	95
5.1	Análise dos deslocamentos horizontais do conjunto pilar-tubulão	95
5.1.1	Análise dos deslocamentos horizontais considerando as lajes de transição como sendo apoiadas no tabuleiro ou apoiadas em encontros rígidos.....	96
5.1.2	Análise do efeito do valor de n_h na obtenção dos deslocamentos calculados por propriedades do solo ou por provas de carga, para a condição de maior carregamento horizontal.....	101
5.1.3	Análise comparativa entre os valores de deslocamentos resultantes da estrutura inserida no solo da Região A versus inserida no solo da Região B.	104
5.1.4	Análise das curvas de profundidade versus deslocamentos no modelo MEF rígido	111
5.2	Análise dos momentos fletores do conjunto pilar-tubulão	112
5.2.1	Análise dos momentos fletores considerando as lajes de transição (LT) como sendo apoiadas no tabuleiro ou apoiadas em encontros rígidos.....	112
5.2.2	Análise do efeito do valor de n_h na obtenção dos momentos fletores sendo calculados por propriedades do solo ou por provas de carga, para a condição de maior carregamento horizontal.....	116
5.2.3	Análise comparativa entre os valores de momentos fletores da estrutura inserida no solo da Região A versus inserida no solo da Região B.....	118
5.2.4	Análise das curvas de momento fletor do modelo MEF rígido	123
5.3.	Análise comparativa de momentos fletores e deslocamentos dentro do solo	124
5.3.1	Análise dos deslocamentos horizontais resultantes na fundação (tubulão reto)	124
5.3.2	Análise dos momentos fletores resultantes na fundação (tubulão reto)	129
5.4.	Análise comparativa dos momentos fletores do MEF_R com os demais modelos que consideram a deformabilidade do solo	134
6.	Conclusões e sugestões.....	135
6.1	Conclusões.....	135
6.1.1	Deslocamentos resultantes	135
6.1.2	Momentos fletores resultantes	136
6.2	Sugestões para trabalhos futuros.....	137
7.	Referências	138
	ANEXO A – Cargas atuantes na superestrutura	144
	ANEXO B – Curvas complementares.....	156

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Inventário de OAE federais. Fonte: DNIT (2017).....	1
Figura 1.2: Etapa final da construção da Ponte Manaus-Iranduba/AM.	3
Fonte: Autor (2010).	3
Figura 1.3 - Vista infra e mesoestrutura da Ponte Newton Navarro, Natal / RN. Fonte: Autor (2018).	4
Figura 2.1 - Modelo esquemático da ponte. Fonte: Autor (2017).	11
Figura 2.2 – Conversão de tensão em carga por unidade de comprimento. Fonte: Alonso (1989).	14
Figura 2.3 – (a) Cargas nas estacas (b) Discretização de Winkler. Fonte: Khouri (2001).	15
Figura 2.4 - Comportamento de uma estaca carregada horizontalmente e com momento aplicado no topo. Fonte: Cintra (1981).	16
Figura 2.5: Discretização do solo e do conjunto pilar-tubulão no eixo interno típico – vista isométrica do eixo P2. Fonte: Khouri (2001).	18
Figura 2.6: Discretização do solo e do conjunto pilar-tubulão para o exemplo 2 - ponte ferroviária. Fonte: Khouri (2001).	18
Figura 2.7 – MZ (em kN.m) no tubulão T2 do eixo 1 (Pilha 3). Fonte: Khouri (2001).	19
Figura 2.8 - Modelo da análise através dos elementos finitos. Fonte: Kim e Jeong (2011).	20
Figura 2.9: Comparação das curvas p-y. Fonte: Kim e Jeong (2011).	20
Figura 2.10 - Resposta computacional e experimental da estaca metálica. (a) Profundidade - Deslocamento lateral (b) Profundidade - Momento fletor.	21
Fonte: Kim e Jeong (2011).	21
Figura 2.11 - Imagem geral do modelo de cálculo (SAP2000).	23
Fonte: Christian (2012).	23
Figura 2.12 - Gráfico comparativo dos resultados de K_i para solos arenosos.	23
Fonte: Christian (2012).	23
Figura 2.13: Comparação dos deslocamentos horizontais para estacas de concreto. Fonte: Christian (2012).	24
Figura 2.14 - Comparação dos momentos fletores para estacas de concreto e mista. Fonte: Christian (2012).	25
Figura 2.15 - Curva carga <i>versus</i> deslocamento horizontal da estaca hélice contínua (HC-1) na região A. Fonte: Araújo (2013).	26
Figura 2.16: Curvas p-y para profundidade de 3 m. Fonte: Araújo (2013).	27
Figura 2.17: Comportamento da estaca HC2 – Região A. Fonte: Araújo (2013).	28
Figura 2.18: Comportamento da estaca HC2 – Região B. Fonte: Araújo (2013).	28
Figura 2.19 - Blocos estudados. A) Bloco com 7 estacas $D = 41$ cm b) Bloco com 9 estacas $D = 30$ cm. Fonte: Sousa <i>et al.</i> (2017).	29
Figura 2.20: Deslocamentos horizontais e momentos fletores. Fonte: Sousa <i>et al.</i> (2017).	30
Figura 2.21 - Elementos da malha de elementos finitos. Fonte: Plaxis 3D Foundation Manual (2004).	31

Figura 2.22 - Modelo de Bloco hexagonal de sete estacas: a) Geometria b) Malha de elementos finitos. Fonte: Sousa <i>et al.</i> (2017).	32
Figura 2.23 - Modelo de Bloco quadrado de nove estacas: a) Geometria b) Malha de Elementos Finitos. Fonte: Sousa <i>et al.</i> (2017).	32
Figura 2.24 - a) Deslocamentos horizontais b) Momentos fletores. Fonte: Sousa <i>et al.</i> (2017).	33
Figura 2.26: Deslocamento linear no topo dos pilares do Grupo A. Fonte: Melo (2017).	36
Figura 2.27: Calibração (a) Literatura, (b) Autor, (c) MEF e (D) NBR 6118:2014. Fonte: Melo (2017).	37
Figura 3.1: Princípio da superposição de efeitos no Método de Matlock e Reese. Fonte: Autor (2018).	41
Tabela 3.1 - Coeficientes adimensionais de Matlock e Reese (1961). Fonte: Matlock e Reese (1961).	43
Figura 3.2 – Configuração geral dos diagramas de esforços internos, deslocamentos, rotações e pressão. Fonte: Alonso (2012).	44
Figura 3.3: Deslocamento do conjunto fundação-pilar. Fonte: Marchetti (2008).	45
Figura 3.4: Deslocamento angular. Fonte: Marchetti (2008).	47
Figura 3.5 – Comportamento de um meio contínuo em um carregamento de uma fundação. Fonte: Lade (2005).	49
Figura 3.6: Os seis graus de liberdade no sistema de coordenadas locais. Fonte: Csi Reference Manual (2015).	50
Figura 3.7: Esforços internos nos elementos finitos de barra. Fonte: Csi Reference Manual (2015).	51
Figura 4.1 – Seção longitudinal para a situação (a) de análise. Fonte: Autor (2018).	54
Figura 4.2 – Seção longitudinal para a situação (b) de análise. Fonte: Autor (2018).	55
Figura 4.3 – Vista superior. Fonte: Autor (2018).	55
Figura 4.4 – Locação dos pilares e fundação. Fonte: Autor (2018).	56
Figura 4.5 - Seção transversal da ponte – Apoio. Fonte: Autor (2018).	56
Figura 4.6 - Seção transversal da ponte – Meio do vão. Fonte: Autor (2018).	57
Figura 4.7 - Detalhes da barreira lateral, pingadeira, aba lateral e cortina. Fonte: DNER (1996).	57
Figura 4.8 – Dimensões e detalhamento cortina, laje de transição e aba lateral. Fonte: DNER (1996).	58
Figura 4.10 - Resumo das ações verticais e horizontais atuantes em estruturas de pontes em estudo. Fonte: Autor (2018).	59
Figura 4.11 - Modelo de trem-tipo com a disposição das cargas estáticas. Fonte: NBR 7187 (2013).	60
Figura 4.12 – Trem tipo que foi implementado no programa. Fonte: Autor (2018).	61
Figura 4.13 – Detalhe da cortina e laje de transição (situação (a) de análise). Fonte: Autor (2018).	62
Figura 4.14 – Detalhe da cortina e laje de transição. Fonte: Autor (2018).	63
Figura 4.15 – Definição das faces e eixos locais dos elementos de área. Fonte: Csi Reference Manual (2015).	66

Figura 4.16 – Modelagem da ponte em estudo, mostrando os elementos finitos utilizados. Fonte: CsiBridge (2017).	67
Figura 4.17 – Versão extrudada da ponte em estudo, evidenciando sua volumetria. Fonte: CsiBridge (2017).	67
Figura 4.18 - Definição dos elementos finitos da seção transversal. Fonte: Autor (2018).	68
Figura 4.19 - Momentos fletores longitudinais nos pilares da Região A com laje de transição (LT) apoiada no tabuleiro, situação (a) de análise. Fonte: Autor (2018).	68
Figura 4.20 - Momentos fletores longitudinais nos pilares da Região B com laje de transição (LT) apoiada no tabuleiro, situação (a) de análise. Fonte: Autor (2018).	69
Figura 4.21 - Momentos fletores longitudinais nos pilares das Regiões A e B com laje de transição (LT) apoiada em encontros rígidos, situação (b) de análise. Fonte: Autor (2018).	69
Figura 4.22 - Força normal de compressão nos pilares de extremidade das Regiões A e B. Fonte: Autor (2018).	70
Figura 4.23 - Força normal de compressão nos pilares intermediários das Regiões A e B. Fonte: Autor (2018).	70
Figura 4.24 - Pilar e tubulão reto modelados como elementos de barra. Fonte: SAP2000.	72
Figura 4.25 - Pilar e tubulão reto modelados como elementos de barra sendo (a) vista do plano XZ; (b) vista do plano YZ e (c) vista do plano XY. Fonte: SAP2000.	73
Figura 4.26 - Pilar e tubulão reto, visão extrudada. Fonte: SAP2000.	74
Figura 4.27 - Cargas atuantes (em kN) no topo do pilar para os três casos cargas, sendo (1) Cargas da Região A com LT (laje de transição) apoiada no tabuleiro; (2) Cargas da Região B com LT apoiada no tabuleiro e (3) Cargas das Regiões A e B com LT apoiada no encontro rígido. Fonte: SAP2000.	75
Figura 4.28 - Localização das sondagens SPT nas regiões A e B da obra. Fonte: Araújo (2013).	76
Figura 4.29 - Perfil típico do subsolo da Região A. Fonte: Araújo (2013).	77
Figura 4.30 - Perfil típico do subsolo da Região B. Fonte: Araújo (2013).	77
Figura 4.31 - Curva granulométrica da areia dos aterros das regiões A e B. Fonte: Araújo (2013).	78
Figura 4.32 - Classificação dos solos arenosos e coesivos. Fonte: NBR 6484 (2001) - Anexo A.	79
Figura 4.33 - Classificação dos solos arenosos. Fonte: Terzaghi & Peck (1948).	79
Figura 4.34 - Classificação dos solos coesivos. Fonte: Terzaghi & Peck (1948).	80
Figura 4.35 – Estimativa dos valores de n_h para solos arenosos, em função NSPT. Fonte: Leoni (2009).	82
Figura 4.36 - Relação típica entre o coeficiente de reação horizontal do solo e o deslocamento horizontal. Fonte: Araújo (2013).	86
Figura 4.37 - Curvas y_0 versus n_h das estacas hélice contínua HC-1, HC-2 e HC-média da Região A. Fonte: Araújo (2013).	87
Figura 4.38 - Curvas y_0 versus n_h das estacas hélice contínua HC-1, HC-2 e HC-média da Região B. Fonte: Araújo (2013).	88
Figura 4.39 - Valores de n_h determinados para as estacas da Região A. Fonte: Araújo (2013).	89

Figura 4.40 - Valores de n_h determinados para as estacas da Região B. Fonte: Araújo (2013).	89
Figura 5.1 - Deslocamentos horizontais resultantes da Região A com n_h por provas de carga. Fonte: Autor (2018).	99
Figura 5.2 - Deslocamentos horizontais resultantes da Região A com n_h por propriedades do solo. Fonte: Autor (2018).	99
Figura 5.3 - Deslocamentos horizontais resultantes da Região B com n_h por provas de carga. Fonte: Autor (2018).	100
Figura 5.4 - Deslocamentos horizontais resultantes da Região B com n_h por propriedade do solo. Fonte: Autor (2018).	100
Figura 5.5 - Deslocamentos horizontais resultantes da Região A com LT apoiada no tabuleiro. Fonte: Autor (2018).	102
Figura 5.6 - Deslocamentos horizontais resultantes da Região B com LT apoiada em encontros rígidos. Fonte: Autor (2018).	103
Figura 5.7 - Deslocamentos horizontais resultantes considerando LT apoiada no tabuleiro e n_h determinado por provas de carga. Fonte: Autor (2018).	108
Figura 5.8 - Deslocamentos horizontais resultantes considerando LT apoiada no tabuleiro e n_h determinado por propriedades do solo. Fonte: Autor (2018).	108
Figura 5.9 - Deslocamentos horizontais resultantes considerando LT apoiada em encontros rígidos com n_h determinado por provas de carga. Fonte: Autor (2018).	109
Figura 5.10 - Deslocamentos horizontais resultantes considerando LT apoiada em encontros rígidos com n_h determinado por propriedades do solo. Fonte: Autor (2018).	109
Figura 5.11 - Deslocamentos horizontais resultantes pelo MEF_R . Fonte: Autor (2018).	111
Figura 5.12 - Momentos fletores resultantes da Região A com n_h por provas de carga. Fonte: Autor (2018).	114
Figura 5.13 - Momentos fletores resultantes da Região A com n_h por propriedades do solo. Fonte: Autor (2018).	114
Figura 5.14 - Momentos fletores resultantes da Região B com n_h por provas de carga. Fonte: Autor (2018).	115
Figura 5.15 - Momentos fletores resultantes da Região B com n_h por propriedades do solo. Fonte: Autor (2018).	115
Figura 5.16 - Momentos fletores resultantes da Região A com LT apoiada no tabuleiro. Fonte: Autor (2018).	117
Figura 5.17 - Momentos fletores resultantes da Região B com LT apoiada no tabuleiro. Fonte: Autor (2018).	118
Figura 5.18 - Momentos fletores resultantes considerando LT apoiada no tabuleiro e n_h determinado por provas de carga. Fonte: Autor (2018).	121
Figura 5.19 - Momentos fletores resultantes considerando LT apoiada no tabuleiro e n_h determinado por propriedade do solo. Fonte: Autor (2018).	121
Figura 5.20 - Momentos fletores resultantes considerando LT apoiada em encontros rígidos e n_h determinado por provas de carga. Fonte: Autor (2018).	122
Figura 5.21 - Momentos fletores resultantes considerando LT apoiada em encontros rígidos e n_h determinado por propriedades do solo. Fonte: Autor (2018).	122
Figura 5.22 – Momentos fletores resultantes pelo MEF_R . Fonte: Autor (2018).	123

Figura 5.23 - Deslocamento resultante no tubulão reto com nh determinado por provas de carga e LTAT – Região A. Fonte: Autor (2018).	124
Figura 5.24 - Deslocamento resultante no tubulão reto com nh determinado por provas de carga e LTAER – Região A. Fonte: Autor (2018).	125
Figura 5.25 - Deslocamento resultante no tubulão reto com nh determinado por propriedades do solo e LTAT – Região A. Fonte: Autor (2018).....	125
Figura 5.26 - Deslocamento resultante no tubulão reto com nh determinado por propriedades do solo e LTAER – Região A. Fonte: Autor (2018).....	126
Figura 5.27 - Deslocamento resultante no tubulão reto com nh determinado por provas de carga e LTAT – Região B. Fonte: Autor (2018).	126
Figura 5.28 - Deslocamento resultante no tubulão reto com nh determinado por provas de carga e LTAER – Região B. Fonte: Autor (2018).	127
Figura 5.29 - Deslocamento resultante no tubulão reto com nh determinado por propriedades do solo e LTAT – Região B. Fonte: Autor (2018).....	127
Figura 5.30 - Deslocamento resultante no tubulão reto com nh determinado por propriedades do solo e LTAER – Região B. Fonte: Autor (2018).....	128
Figura 5.31 - Momentos fletores resultantes no tubulão reto com nh determinado por provas de carga e LTAT – Região A. Fonte: Autor (2018).	129
Figura 5.32 - Momentos fletores resultantes no tubulão reto com nh determinado por provas de carga e LTAER – Região A. Fonte: Autor (2018).	130
Figura 5.33 - Momentos fletores resultantes no tubulão reto com nh determinado por propriedades do solo e LTAT – Região A. Fonte: Autor (2018).....	130
Figura 5.34 - Momentos fletores resultantes no tubulão reto com nh determinado por propriedades do solo e LTAER – Região A. Fonte: Autor (2018).....	131
Figura 5.35 - Momentos fletores resultantes no tubulão reto com nh determinado por provas de cargas e LTAT – Região B. Fonte: Autor (2018).	131
Figura 5.36 - Momentos fletores resultantes no tubulão reto com nh determinado por provas de cargas e LTAER – Região B. Fonte: Autor (2018).....	132
Figura 5.37 - Momentos fletores resultantes no tubulão reto com nh determinado por propriedades do solo e LTAT – Região B. Fonte: Autor (2018).....	132
Figura 5.38 - Momentos fletores resultantes no tubulão reto com nh determinado por propriedades do solo e LTAER – Região B. Fonte: Autor (2018).....	133

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Resumo dos trabalhos relacionados. Fonte: Autor (2018).	39
Tabela 4.1 – Características do material. Fonte: Autor (2018).	53
Tabela 4.2 - Resumo das ações e momentos no nível do solo da Região A. Fonte: Autor (2018).	71
Tabela 4.3 - Resumo das ações e momentos no nível do solo da Região B. Fonte: Autor (2018).	71
Tabela 4.4 - Resumo das ações e momentos no nível do solo das Regiões A e B. Fonte: Autor (2018).	71
Tabela 4.5 – Valores das constantes de mola determinados através de correlações com as propriedades do solo na Região A. Fonte: Autor (2018).	84
Tabela 4.6 – Valores das constantes de mola determinados através de correlações com as propriedades do solo na Região B. Fonte: Autor (2018).	85
Tabela 4.7: Valores das constantes de mola determinados através de Provas de Carga na Região A. Fonte: Autor (2018).	90
Tabela 4.8: Valores das constantes de mola determinados através de Provas de Carga na Região B. Fonte: Autor (2018).	91
Tabela 4.9 – Resumo dos modelos desenvolvidos na pesquisa. Fonte: Autor (2018).	94
Tabela 5.1: Deslocamentos Horizontais Finais Região A - nh por prova de carga....	96
Tabela 5.2: Deslocamentos Horizontais Finais Região A - nh por propriedades do solo.	97
Tabela 5.3: Deslocamentos Horizontais Finais Região B - nh por prova de carga....	97
Tabela 5.4: Deslocamentos Horizontais Finais Região B - nh por propriedades do solo.	98
Tabela 5.5: Deslocamentos Horizontais Finais na Região A.	101
Tabela 5.6: Deslocamentos Horizontais Finais na Região B.	101
Tabela 5.7: Deslocamentos Horizontais Resultantes com LT Apoiada no Tabuleiro e nh por Provas de Cargas.	104
Tabela 5.8: Deslocamentos Horizontais Resultantes com LT Apoiada no Tabuleiro e nh por Propriedades do Solo.	105
Tabela 5.9: Deslocamentos Horizontais Resultantes com LT Apoiada em Encontros Rígidos e nh por Provas de Cargas.	105
Tabela 5.10: Deslocamentos Horizontais Resultantes com LT Apoiada em Encontros Rígidos e nh por Propriedades do Solo.	105
Tabela 5.11: Momentos Fletores Finais para a Região A - nh por Prova de Carga.	112
Tabela 5.12: Momentos Fletores Finais para a Região A - nh por Prop. dos Solos.	113
Tabela 5.13: Momentos Fletores Finais para a Região B - nh por Prova de Carga.	113
Tabela 5.14: Momentos Fletores Finais para a Região B - nh por Prop. dos Solos.	113
Tabela 5.15 - Momentos Fletores Finais para a Região A com LT Apoiada no Tabuleiro.	116
Tabela 5.16 - Momentos Fletores Finais para a Região B com LT Apoiada no Tabuleiro.	117

Tabela 5.17: Momentos Fletores Resultantes com LT Apoiada no Tabuleiro e nh determinado por Provas de Carga.	119
Tabela 5.18: Momentos Fletores Resultantes com LT Apoiada no Tabuleiro e nh determinado por Propriedades do Solo.	119
Tabela 5.19: Momentos Fletores Resultantes com LT Apoiada em Encontros Rígidos e nh determinado por Provas de Carga.	120
Tabela 5.20: Momentos Fletores Resultantes com LT Apoiada em Encontros Rígidos e nh determinado por Propriedades do Solo.	120

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 2.1	14
Equação 2.2	14
Equação 2.3	14
Equação 2.4	15
Equação 2.5	15
Equação 2.6	16
Equação 2.7	16
Equação 2.8	16
Equação 2.9	16
Equação 2.10.....	16
Equação 3.1	411
Equação 3.2	41
Equação 3.3	42
Equação 3.4	42
Equação 3.5	42
Equação 3.6.....	42
Equação 3.7	433
Equação 3.8.....	433
Equação 3.9	455
Equação 3.10	455
Equação 3.11	455
Equação 3.12	455
Equação 3.13	466
Equação 3.14	466
Equação 3.15	46
Equação 3.16	477
Equação 3.17	477
Equação 3.18	477
Equação 3.19	477
Equação 3.20	477
Equação 3.21	477
Equação 3.22	477
Equação 4.1	633
Equação 4.2	644
Equação 4.3	644
Equação 4.4	76
Equação 4.5	82
Equação 4.6	83
Equação 4.7	83
Equação 4.8	83
Equação 4.9	83
Equação 4.10	866
Equação 4.11	866
Equação 4.12	866

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

3D	Tridimensional
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABAQUS	Programa de Elementos Finitos
ANSYS	Programa de Elementos Finitos
ANTT	Agência Nacional de Transporte Terrestre
API	American Petroleum Institute
CNF	Coeficiente do Número de Faixas
CNT	Confederação Nacional do Transporte
Csi Bridge v17	<i>Programa</i> de Elementos Finitos para modelagem de pontes – versão 2017
DNIT	Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes
HC	Estaca Hélice Continua
ISE	Interação Solo-Estrutura
MAC	Método Analítico Clássico ou de Cálculo
MEC	Método dos Elementos de Contorno
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
OAE	Obras de Arte Especial
SAP2000	<i>Programa</i> de Elementos Finitos
N	Newton
mm	Milímetro
m	Metro
kN	Quilonewton
MPa	Megapascal

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos do Alfabeto Grego

Δ_{final}	Deslocamento final;
$\overline{\Delta L}$	Deslocamento angular;
$\Delta_{\text{Pórtico}}$	Deslocamento do pórtico;
δp e δn	Deslocamentos horizontais do pilar e do aparelho de apoio;
α	Coeficiente de dilatação térmica;
γ_c	Peso específico do concreto;
Δ	Deslocamento;
ΔL	Deslocamento na fundação;
$\Delta\Phi_1$	Deslocamento angular devido à força horizontal;
$\Delta\Phi_2$	Deslocamento angular devido ao momento;
ΔP	Deslocamento no pilar;
ΔT	Variação de temperatura;
ν	Coeficiente de Poisson;
θ	Ângulo de Inclinação;
φ	Ângulo de atrito interno do solo;
γ	coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente (U%);
γ_{solo}	Peso específico do solo;

Símbolos do Alfabeto Latino

A_n	Área da seção transversal do aparelho de apoio (Neoprene);
A_c	Armadura da seção transversal da peça;;
b	Base da seção transversal do pilar;
B	Largura da Base do Tubulão;
c_r	Constante Relativa ao Coeficiente de Lateral do Terreno;
C_P^M	Coeficiente adimensional para o momento fletor devido à aplicação da força horizontal;
C_M^M	Coeficiente adimensional para o momento fletor devido à aplicação do momento;

C_P^Q	Coeficiente adimensional para o esforço cortante devido à aplicação da força horizontal;
C_M^Q	Coeficiente adimensional para o esforço cortante devido à aplicação do momento;
C_P^p	Coeficiente adimensional para a reação do solo na estaca devido à aplicação da força horizontal;
C_M^p	Coeficiente adimensional para a reação do solo na estaca devido à aplicação do momento;
C_P^S	Coeficiente adimensional para a rotação devido à aplicação da força horizontal;
C_M^S	Coeficiente adimensional para a rotação devido à aplicação do momento;
C_P^y	Coeficiente adimensional para o deslocamento horizontal devido à aplicação da força horizontal;
C_M^y	Coeficiente adimensional para o deslocamento horizontal devido à aplicação do momento;
E	Módulo de Elasticidade do Concreto;
E_s	Módulo de Elasticidade do Solo;
E_{cs}	Módulo de Elasticidade Secante do Concreto;
E_a	Empuxo de terra;
f_{cd}	Resistência de Cálculo do Concreto;
f_{yd}	Resistência de Cálculo do Aço;
F_v	Força do Vento sobre a Ponte;
G_n	Módulo de Elasticidade do Neoprene;
h_0	Altura do Pilar;
H_0	Força Horizontal;
H	Carga horizontal aplicada;
h_e	Altura da Fundação;
h_s	Altura da Superestrutura;
h_{fic}	Espessura fictícia;
I	Inércia da seção transversal do pilar;
k_a	Coeficiente do Vento Adimensional;
K_c	Rigidez do Conjunto;

K_f	Rigidez da Fundação;
K_h	Módulo de Reação Horizontal do Terreno;
K_n	Rigidez do Aparelho de Apoio (Neoprene);
k_s	Coeficiente de Reação Vertical do Terreno;
k_h	Coeficiente de Reação Horizontal do Terreno;
K_p	Rigidez do Pilar;
K_i	Rigidez de cada pilar;
K_{mi}	Rigidez relativa no nó i;
K_{mh}	Constante das molas horizontais;
K_{ms}	Constante das molas verticais;
l_e	Comprimento de Flambagem;
l	Comprimento Total da Ponte;
M_0	Momento na Superfície do Terreno;
m	Coeficiente de Lateral Médio do Terreno;
n	Número de camadas do aparelho de apoio elastomérico;
n_h	Coeficiente de reação horizontal do solo para areias ou argilas moles;
N	Número de Faixas de Tráfego Rodoviário;
N_{60}	Índice de resistência à penetração para uma energia de 60%;
N_{SPT}	Índice de resistência à penetração (número de golpes medidos em campo);
t	Espessura do Aparelho de Apoio;
T	Rigidez relativa estaca-solo para as areias;
q_v	Carga do Vento sobre a Ponte;
q	Carga Transversal (horizontal ou lateral);
U	Umidade relativa do ambiente;
u_{ar}	Parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar.
x_i	Distância entre o pilar e o centro de rigidez dos pilares;
y	Deslocamento Transversal no Tubulão;
y_0	Deslocamento da fundação no nível do solo;
y_H	Deslocamento da fundação devido a força H;

y_M	Deslocamento da fundação devido ao momento M;
y_{tot}	Deslocamento total na fundação devido a sobreposição de efeitos;
z	Profundidade da Fundação.

CAPÍTULO 1

Introdução

O Brasil constitui um país de dimensões continentais com diferentes perfis de relevo e rico em recursos hídricos. Concomitantemente, é dotado de uma extensa e preponderante malha rodoviária. A superposição das características citadas com a tendência à metropolização e conurbação dos centros urbanos, indica a importância dos engenheiros civis dominarem a arte de projetar pontes, definidas segundo a NBR 7188 (2013) como estruturas sujeitas a ação de carga em movimento, com posicionamento variável, utilizada para transpor um obstáculo natural. Timerman (2017), em um de seus trabalhos voltado para a inspeção de pontes, estima que no Brasil existam aproximadamente 120 mil pontes e viadutos nas rodovias que cruzam o país. Ainda de acordo com o autor, nove mil destas Obras de Arte Especiais (OAE) estariam sob os cuidados de concessionárias. A rodovia que mais tem pontes e viadutos rodoviários é a Via Dutra (trecho da BR-116 que liga as cidades de São Paulo-SP e do Rio de Janeiro-RJ) com estimadas 420 estruturas.

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT) apresentou, em dezembro de 2017, o Relatório Gerencial (Atlas de Manutenção Rodoviária), inventariando as OAEs pertencentes à malha federal brasileira, totalizando 8.037 obras. As pontes e viadutos em concreto em um total de 7.191 representam 90 % das OAEs conforme pode ser visto na Figura 1.1.

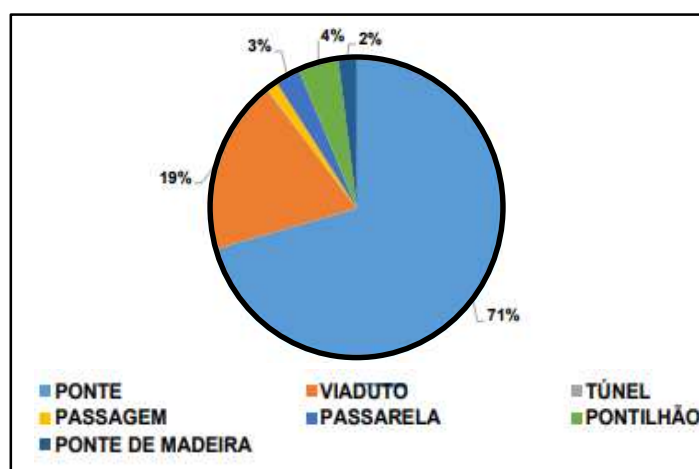


Figura 1.1: Inventário de OAE federais. Fonte: DNIT (2017).

Cabe salientar que as OAE apresentam grande importância na economia do país, pois com uma geografia bastante acidentada, estas obras são essenciais, sobretudo para o sistema rodoviário de transporte, visto que este modal corresponde à movimentação de mais de 60% de toda a carga que trafega no território nacional, existindo cerca de 130 mil empresas de transporte de cargas no Brasil com mais de 1.6 milhões de veículos que oferecem serviços, segundo a Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT, 2016). Estes dados só reforçam a dependência da economia brasileira das rodovias, não só para o transporte de cargas, mas também de passageiros (ônibus e veículos de passeio), fortalecendo várias atividades econômicas tais como comércio, turismo, etc.

As Obras de Artes Especiais (OAE) se fazem necessárias principalmente pelo fato da geografia brasileira ser recortada por diversos obstáculos (rios, vales, vias, entre outros) que precisam ser transpostos a fim de permitir a continuidade do fluxo modal. Isso traz como consequências a facilidade de acesso às mais distantes regiões com o objetivo de atender tanto deslocamento populacional quanto as demandas comerciais relacionadas à logística de transportes de grandes quantidades de cargas por longas distâncias, beneficiando e propiciando melhor qualidade de vida, além de gerar mais empregos e rendas para o País.

O projeto de uma OAE tem caráter interdisciplinar por abranger durante o seu desenvolvimento várias áreas de conhecimento da engenharia moderna tais como: Estruturas, Geologia, Geotecnia, Hidrologia, Topografia, dentre outras. Como premissa básica, é necessário assegurar que após sua execução e durante toda vida útil estabelecida em projeto, a OAE atenda todas as exigências relativas à segurança, economia, funcionalidade, durabilidade e estética.

As pontes e viadutos rodoviários com superestrutura composta por longarinas e transversinas de concreto armado e/ou protendido apoiadas em pilares com arranjos simples ou múltiplos são provavelmente o sistema estrutural mais utilizado no mundo por sua simplicidade como solução para projetos de Obras de Artes Especiais (OAE). Como consequência, devido à necessidade de se fazer as transposições de barreiras cada vez mais complexas com o sistema estrutural supracitado, tem sido inevitável a utilização de obras cada vez mais esbeltas e funcionais. Com isso, tem surgido a necessidade de solucionar, sob ponto de vista estrutural, problemas antes desconhecidos ou pouco estudados, demandando técnicas de modelagens e de

análises cada vez mais sofisticadas a fim de prever o comportamento estrutural dos elementos estruturais tanto na ruptura quanto em serviço.

As Figuras 1.2 e 1.3 mostram como exemplos a construção da ponte Jornalista Phelippe Daou, sobre o rio Negro em Manaus/AM, e a ponte Newton Navarro, sobre o rio Potengi na cidade de Natal/RN, com sistemas estruturais arrojados misturando trechos com vigas longarinas e trechos estaiados a fim de atender gabarito de navegação.



Figura 1.2: Etapa final da construção da Ponte Manaus-Iranduba/AM.

Fonte: Autor (2010).



Figura 1.3 - Vista infra e mesoestrutura da Ponte Newton Navarro, Natal / RN.

Fonte: Autor (2018).

Diante desta demanda de fazer projetos cada vez mais econômicos, arrojados e funcionais, surge a necessidade de projetos integrados e que levem em consideração, não só a transferência de cargas e tensões entre os elementos estruturais das pontes e viadutos, como também a interação dos elementos estruturais com o meio sobre o qual se apóiam, ou seja, a interação entre o elemento de fundação (sapata, estaca, tubulão, etc.) com o solo circundante.

Em virtude dos aspectos estruturais, geológicos e geotécnicos que propiciam a interação do conjunto meso e infraestrutura, deve ser levada em conta no dimensionamento e verificação da estabilidade global da estrutura a interação solo-estruturas (ISE). Essa interação resulta em um sistema mecânico integrado que pode ser analisado isoladamente pelos modelos analíticos já consagrados ou utilizando modelos numéricos através da aplicação de formulações tridimensionais via Método dos Elementos Finitos (MEF) ou Método dos Elementos de Contorno (MEC). Atualmente, vem sendo intensificado o uso de softwares via MEF tais como ABAQUS, CSIBridge, LUSAS e MIDAS na análise de pontes e viadutos considerando tanto a estrutura acoplada (3D) quanto os elementos estruturais isolados (Melo, 2017).

1.1 Objetivos da pesquisa

O objetivo geral desta pesquisa é realizar um estudo analítico e numérico considerando a interação solo-estruturas (ISE) dos deslocamentos e momentos fletores nas fundações e nos pilares de pontes em concreto armado.

O trabalho tem como objetivos específicos:

- Modelar uma ponte via Método dos Elementos Finitos (MEF) através do programa CsiBridge v17, considerando a situação de laje de transição apoiada no tabuleiro e a laje de transição apoiada em encontros rígidos a fim de obter as cargas máximas no topo dos pilares e no nível do solo;
- Obter os coeficientes de molas a serem adotados para os apoios elásticos da ponte, a partir dos perfis de sondagem do solo, utilizando tanto as equações empíricas que correlacionam o N_{SPT} quanto os valores obtidos através de provas de carga estáticas calibradas a partir das curvas p-y realizadas por Araújo (2013);
- Fazer uma análise linear considerando a interação solo-estrutura (ISE) dos deslocamentos e momentos fletores na fundação e nos pilares, utilizando dois Métodos Analíticos Clássicos (MAC) e o Método dos Elementos Finitos (MEF) através programa computacional SAP2000;
- Fazer um estudo comparativo entre o modelo rígido do solo e os modelos que consideram a deformabilidade do solo.

1.2 Justificativa

Considerando a escassez de trabalhos científicos no Brasil sobre o tema “interação solo-estruturas em pontes”, a falta de normatização específica para projeto e dimensionamento de fundações de pontes e a grande relevância do transporte rodoviário de pessoas e cargas no Brasil (onde os veículos pesados são comuns) envolvendo diretamente as OAE, surge a necessidade de se estudar modelos de cálculo que considerem a análise integrada dos elementos estruturais das pontes e destes com o solo.

Desta forma, este estudo se justifica por se propor a fazer uma análise dos deslocamentos e momentos fletores na infra e mesoestrutura das pontes, considerando a deformabilidade do solo a partir de apoios elásticos simuladores da ação do solo no entorno do elemento estrutural, visando analisar o efeito da interação solo-estrutura nas OAE.

Vale ressaltar que, apesar da relevância do estudo de interação solo-estrutura, o que tem ainda sido feito nos escritórios de cálculo é bem diferente do ideal. O engenheiro dimensiona a estrutura considerando apoios indeslocáveis, obtendo um conjunto de reações verticais e horizontais e momentos fletores que são passados para o engenheiro de fundações que posteriormente faz o dimensionamento das fundações, calculando os recalques e comparando-os com os valores admissíveis. Porém, cabe salientar que o solo não é um meio indeformável, não devendo ser aproximado por apoios indeslocáveis, pois a deformação do solo solicita as fundações e estas solicitam a estrutura como um todo, gerando esforços atuantes diferentes daqueles para os quais a estrutura foi inicialmente projetada. Alguns projetos estruturais realizados atualmente não apresentam essa consideração, apenas aplicam o carregamento de uma só vez. Isso pode gerar o dimensionamento contra a segurança, sobretudo em OAE onde os esforços horizontais são relevantes. Assim, a não consideração da ISE pode trazer consequências negativas em relação à segurança, economia e surgimento de manifestações patológicas (Antoniazzi, 2011).

A norma brasileira que trata sobre projeto e execução de fundações - NBR 6122 (2010) ressalta a importância da instrumentação das estruturas para a observação do comportamento das fundações e da interação solo-estrutura.

Uma análise estrutural considerando a ISE resultará em uma estrutura mais econômica e mais realista, pois a avaliação da distribuição de tensões será feita considerando-se a deformabilidade do maciço de solos. É importante ressaltar que uma modelagem numérica “realista” depende da confiabilidade dos parâmetros dos solos que serão utilizados nas análises, que devem ser de fato os valores reais do solo em questão. Esses parâmetros podem ser quantificados por meio de ensaios de campo ou de laboratório, ou até mesmo por tabelas de correlações (Porto e Silva, 2010).

Nesta pesquisa, o efeito da interação solo-estrutura foi feita a partir da consideração de molas nodais de acordo com o modelo discretizado proposto por

Winkler (1867) que permitem os deslocamentos nas direções x e y do tubulão reto, considerando que o eixo z seja o eixo longitudinal da fundação.

Este trabalho prossegue as investigações experimentais, analíticas e numéricas, considerando a interação solo-estruturas (ISE), realizadas por Araújo (2013) e Sousa (2017), na Universidade Federal do Rio Grande do Norte, dentro das linhas de pesquisas “Estruturas de Concreto e de Alvenaria” e “Mecânica de Solos Teórica e Experimental”.

1.3 Estrutura da pesquisa

No capítulo 1 é feita uma apresentação da dissertação, destacando o motivo da sua realização, seu objetivo geral e os objetivos específicos, além da estrutura de organização do trabalho.

O capítulo 2 expõe uma revisão bibliográfica sobre o estudo da interação solo-estrutura (ISE), especialmente em pontes. Inicialmente, é apresentado um breve histórico sobre os estudos de interação solo-estrutura (ISE) por diversos pesquisadores, mostrando, ao final, como a ISE tem sido aplicada em pontes. Em seguida, são apresentados alguns parâmetros geotécnicos que descrevem o comportamento do solo e, por fim, é feita uma apresentação dos trabalhos correlatos com tema desta pesquisa.

No capítulo 3 são apresentados os métodos de cálculo analítico (Matlock e Reese (1961) e Equação Diferencial de viga em Base Elástica) e de cálculo numérico via MEF (através do programa SAP2000). Estes métodos de cálculo foram utilizados para a obtenção dos deslocamentos horizontais e dos momentos fletores na fundação da ponte modelo em análise.

O capítulo 4 mostra, em sua primeira parte, as características da ponte estudada, bem como as ações atuantes em sua estrutura. Na segunda parte, apresenta a modelagem da superestrutura e mesoestrutura de uma ponte em concreto armado realizada no programa CsiBridge v17, via Método dos Elementos Finitos (MEF). Posteriormente, são apresentados os modelos idealizados da meso e infraestrutura da ponte que serão analisados considerando a interação solo-estruturas (ISE) de forma analítica e utilizando o programa SAP 2000.

O capítulo 5 retrata os resultados da pesquisa através de uma análise comparativa entre os métodos analíticos e os métodos numéricos, com intuito de investigar os deslocamentos horizontais e os momentos fletores no conjunto pilar-tubulão e seus efeitos no comportamento estrutural da ponte.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões da pesquisa e propostas para trabalhos futuros.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas e os anexos.

CAPÍTULO 2

Revisão Bibliográfica

2.1 Histórico

A complexidade que rege o comportamento de fundações (sapatas, estacas e tubulões) solicitadas horizontalmente deve-se, sobretudo, à sua heterogeneidade, cujas análises simplificadoras distanciam-se da realidade. Entretanto, estas dificuldades não impediram o desenvolvimento desta linha de pesquisa, resultando em importantes avanços na área (Sousa *et al.*, 2017). Pode-se considerar como um dos precursores deste estudo Winkler (1867) que, ao propor o uso de molas como elementos representativos do solo, permitiu uma primeira análise da deformabilidade do solo. Entretanto, a consideração de molas independentes e iguais entre si não traduzia a realidade quanto à variabilidade do módulo de reação horizontal e a interação entre os elementos constituintes do solo.

Miche (1930) destacou-se no tratamento teórico ao considerar a variação linear do coeficiente de rigidez do solo com a profundidade. O método de Miche alicerçou suas equações de deslocamento horizontal e esforços internos para estacas curtas e longas carregadas no topo por uma força horizontal (H).

Reese e Matlock (1956) apresentaram um método de cálculo de uma estaca solicitada, na superfície do terreno, por uma força horizontal P_H e por um momento M_o . Este método é utilizado no caso do módulo de reação horizontal do solo variar linearmente com a profundidade ($K = n_h \cdot z$) e da estaca ter grande comprimento, fazendo com que a razão entre o comprimento da estaca (L) e a rigidez relativa estaca-solo (T) seja maior do que 4 ($L/T > 4$). Numa extensão do trabalho de Matlock e Reese (1961), os efeitos da carga e do momento aplicados foram considerados separadamente e, posteriormente, superpostos. Neste método, foram utilizados coeficientes adimensionais que variavam com a profundidade para levar em consideração a variação do módulo de reação com a profundidade.

O U.S. Navy (1962) apresentou soluções para o problema de estacas solicitadas lateralmente baseadas nas hipóteses simplificadoras ilustradas no trabalho de Reese e Matlock (1956). Estas soluções admitiam o módulo de reação horizontal variando linearmente com a profundidade, sendo válidas, portanto, para solos arenosos e argilas normalmente adensadas. Através de conversões no módulo de reação, a solução também pôde ser estendida às argilas pré-adensadas.

Broms (1964) calibrou seu modelo para solos com e sem coesão, no qual o coeficiente de rigidez do solo k_h foi calculado assumindo que este aumentaria linearmente com a profundidade. O método de Broms pertence ao grupo dos métodos de ruptura, no qual se estabeleceu que o projeto de grupos de estacas solicitadas lateralmente devia distanciar-se ao máximo da situação de ruptura, e que os deslocamentos máximos para as cargas de trabalho não deveriam comprometer a funcionalidade da fundação. No trabalho de Broms foram apresentados vários modelos de mecanismos de ruptura de acordo com o comprimento da estaca, rigidez da seção transversal e características de tensão-deformação do solo.

Davisson e Robisson (1965) abordaram o problema de flexão e flambagem de estacas parcialmente enterradas, de modo extremamente prático, admitindo que as mesmas estivessem engastadas numa certa profundidade abaixo da superfície. Assim como no método de Reese e Matlock (1961), os efeitos devido à carga horizontal e ao momento fletor foram considerados separadamente.

Werner (1970) desenvolveu soluções para o problema estudado baseado em cinco diagramas distintos de variação do módulo de reação horizontal (relação entre a força de reação do solo e a deformação do mesmo - p/y) do solo com a profundidade, de modo a englobar alguns limites práticos do módulo de reação. Em seu trabalho, Werner tratou o módulo de reação horizontal nas situações de variação linear, parabólica ou constante, além de uma composição destas.

No mesmo período, Davisson (1970) apresentou uma extensão do seu trabalho, desta vez, com soluções adimensionais para o problema de estacas carregadas lateralmente. Davisson considerou que as argilas pré-adensadas tinham módulo de reação constante com a profundidade ou que exibiam uma variação de degrau, e que as areias tinham módulo de reação variando linearmente com a profundidade. Desta forma, foram apresentadas soluções simplificadoras que envolveram tanto solos coesivos como não coesivos.

De acordo com Scarlat (1993), do ponto de vista teórico, o método mais preciso para se considerar a deformabilidade do solo era por meio de uma análise iterativa tridimensional, na qual o solo e a estrutura seriam idealizados como um sistema único. Neste tipo de análise, o solo foi considerado até os limites em que os efeitos de tensão pudessem ser desprezados e, neste caso, a existência de apoios para os limites não teriam efeito algum sobre a resposta da ISE (Sousa e Reis, 2008).

Por fim, observou-se que, com frequência, as soluções lineares obtidas através das equações diferenciais no modelo analítico foram satisfatórias e, por isso, utilizadas em situações corriqueiras (Reese e Impe, 2001).

2.2 Interação solo-estrutura em pontes

As pontes, normalmente, são divididas em três partes gerais, sendo elas: **(a)** a superestrutura, que é o suporte do estrado por onde se trafega, é composta por: lajes do tabuleiro, vigas transversinas e longarinas, cortinas, alas, placas de transição, juntas de dilatação, sistemas de drenagem, pista de rolamento dos veículos e passeios de pedestres; **(b)** a mesoestrutura, constituída por pilares e aparelhos de apoio e, **(c)** a infraestrutura, composta pelos elementos de fundação, normalmente do tipo sapata, estaca ou tubulão, destinados a transmitir ao terreno os esforços provenientes das partes supracitadas. O modelo esquemático da Figura 2.1 ilustra os comentários acima.

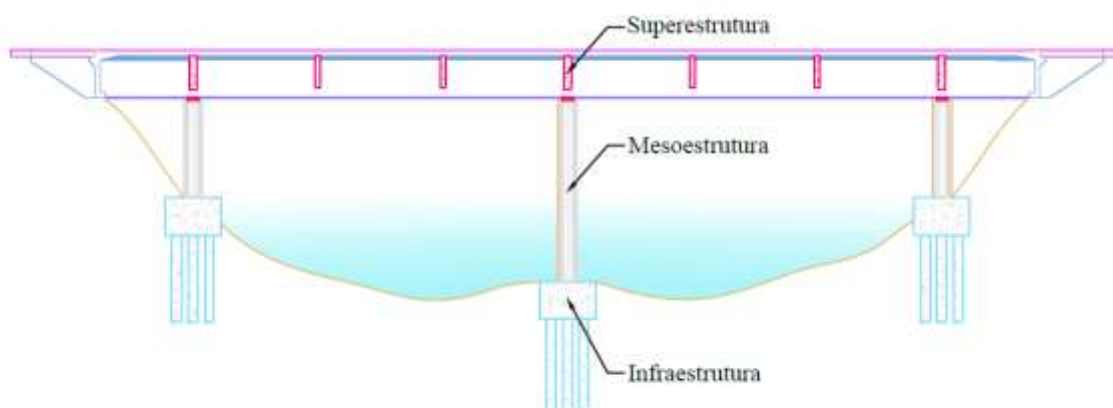


Figura 2.1 - Modelo esquemático da ponte. Fonte: Autor (2017).

De acordo com Fu & Wang (2015), a obtenção dos esforços na ponte pode ser realizado de duas formas: superestrutura acoplada ou desacoplada à meso e infraestrutura. Nessa pesquisa, a obtenção dos esforços será realizada da seguinte forma: **(a)** as cargas permanentes decorrentes do peso próprio da estrutura serão determinadas pelo programa CsiBridge v17, **(b)** as cargas de retração, variação de temperatura, aceleração e frenagem, empuxo de terra na cortina e vento serão calculadas analiticamente, segundo os critérios da NBR 6118 (2014), sendo aplicadas na superestrutura da ponte de acordo com sua direção de atuação. Por fim, **(c)** as cargas móveis serão lançadas através do trem-tipo TB-450 e sua posição na superestrutura será determinada pela superfície de influência gerada pelo próprio programa CsiBridge v17.

No dimensionamento da infraestrutura das OAE, o projetista deve verificar tanto a capacidade de carga do solo, quanto os deslocamentos dos elementos de fundação, principalmente devido aos níveis de carregamentos vertical e horizontal atuantes. Em resumo, o problema engloba tanto a ruptura do solo e do elemento estrutural de fundação, quanto os deslocamentos ou rotações excessivas na região de transição entre infra e mesoestrutura. Assim, a análise da infraestrutura solicitada lateralmente deverá ser feita considerando o Estado Limite Último (ELU) e o Estado Limite de Utilização ou Serviço (ELS) da estrutura, a fim de garantir o pleno funcionamento das OAE e as exigências previstas em projeto.

Diante da ordem de grandeza das ações solitantes das pontes, além dos aspectos geológicos e geotécnicos, geralmente faz-se o uso de fundações profundas do tipo tubulões em concreto armado a fim de transmitir as cargas atuantes na superestrutura para o solo. Estas ações compreendem tanto as solicitações verticais provenientes da carga permanente e das cargas móveis, quanto às ações horizontais oriundas das mais diversas fontes como vento, pressão dinâmica da água, empuxo de terra sobre os pilares, aceleração e desaceleração de veículos, entre outros.

Segundo Miguel (1996), no projeto de uma fundação submetida a um carregamento horizontal é preciso calcular os deslocamentos horizontais e obter os diagramas de momento fletor e esforço cortante, o que demanda um estudo teórico tridimensional de difícil modelagem numérica. Daí a principal justificativa da utilização de métodos de cálculo mais simples e de fácil utilização, sem comprometer em grande parte dos cálculos, os resultados finais de dimensionamento das OAE.

Existem duas correntes que se destacam na análise da interação solo-estrutura em elementos de fundação (sapatas, estacas e tubulões). A primeira delas refere-se aos modelos analíticos de análise de carga *versus* deslocamento (Modelo de Meio Discretizado) considerando as teorias simplificadoras de Winkler. Neste modelo, o solo é considerado um meio elástico, representado por um conjunto de molas horizontais idênticas em comportamento elástico linear (Modelo de Winkler) ou elástico não linear, porém independentes, e os elementos de fundação são tratados como vigas em meio elástico. Vale ressaltar que essa simplificação é uma das maiores fontes de críticas, por não simular a interação entre os seus elementos constituintes. Contudo, por sua simplicidade e possibilidade de variar as características da curva $p-y$ de acordo com a profundidade, esses métodos têm sido largamente utilizados na prática, conduzindo a resultados satisfatórios na maioria dos casos.

Para esses modelos, a lei de variação da carga lateral do solo é essencialmente empírica dependendo de vários parâmetros, como deslocamento transversal do elemento de fundação, do seu diâmetro, da profundidade, do tipo e velocidade de carregamento, dentre outros. Nos casos mais correntes (solos não coesivos, argilas e siltes normalmente adensados), a carga lateral do terreno pode ser admitida proporcional ao deslocamento transversal do fuste e à profundidade do ponto considerado (Pfeil, 1978).

A segunda corrente (Modelo de Meio Contínuo) de acordo com Kim e Jeong (2011) é a menos conservadora. Nesse caso o solo é, em geral, considerado como um meio elástico contínuo, sendo possível esta abordagem com o advento dos programas computacionais e através da aplicação de formulações tridimensionais pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) ou pelo Método dos Elementos de Contorno (MEC), permitindo analisar o efeito da interação solo-estrutura num grupo de estacas. De acordo com Santos (2008), nos modelos de meio contínuo é ainda possível simular a interface solo-estaca e também admitir leis de comportamento elastoplástico para o solo envolvente. Contudo, para Araújo (2013), dada a complexidade do estudo, são necessários dados de entrada bastante realistas e precisos para que os resultados apresentem coerência e se aproximem da realidade física.

Vale ressaltar que os resultados de prova de carga são imprescindíveis para a verificação da maior ou menor concordância dos valores experimentais com os valores obtidos por expressões analíticas ou via métodos numéricos.

2.3 Parâmetros para descrever o comportamento do solo

2.3.1 Coeficiente de reação horizontal do solo

Segundo Terzaghi (1955), o coeficiente de reação horizontal do solo (k_h) é a razão entre a tensão horizontal exercida pelo elemento de fundação e seu respectivo deslocamento horizontal.

$$k_h = \frac{\text{tensão horizontal}}{\text{deslocamento horizontal}} = \frac{q}{y} \quad (2.1)$$

O módulo de reação horizontal do solo, em uma notação mais atualizada, é definido como a relação entre a reação do solo p (sendo uma carga distribuída dada em unidades de força por comprimento da estaca) e o deslocamento horizontal correspondente, y :

$$K_h = \frac{\text{reação horizontal do solo}}{\text{deslocamento horizontal}} = \frac{p}{y} \quad (2.2)$$

A relação entre o coeficiente de reação horizontal e o módulo de reação horizontal pode ser estabelecida como mostra a Equação 2.3:

$$K_h = k_h \cdot D \quad (2.3)$$

Onde:

D é o diâmetro ou largura da estaca.

Esta notação foi definida para o cálculo da reação horizontal de ruptura do sistema solo-estaca, sendo necessária a conversão da tensão horizontal aplicada (**p**) em carga por unidade de comprimento (**q**), como mostra a Figura 2.2.

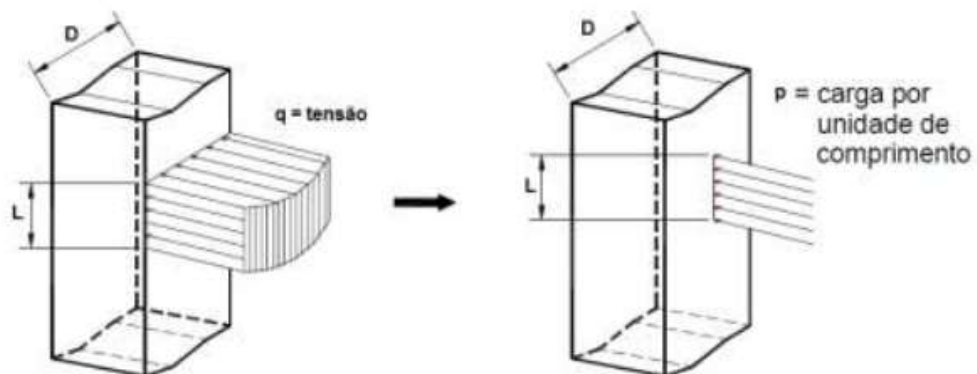


Figura 2.2 – Conversão de tensão em carga por unidade de comprimento.

Fonte: Alonso (1989).

2.3.2 Variação do módulo de reação horizontal do solo com a profundidade

A variação do módulo de reação horizontal com a profundidade ocorre de acordo com o solo no qual a estaca está imersa.

Para solos arenosos, argilas normalmente adensadas e areias puras, o módulo de elasticidade e os valores de (K_h) crescem linearmente com a profundidade. A razão entre reação do solo (p) e o deslocamento (y) é diretamente proporcional a profundidade (z) . Assim tem-se:

$$K_h = \frac{p}{y} = n_h \cdot z \quad (2.4)$$

Onde n_h é o coeficiente de reação horizontal do solo para areias ou argilas moles.

Para argilas sobreadensadas o módulo de reação horizontal é constante com a profundidade:

$$K_h = \frac{p}{y} = \text{constante} \quad (2.5)$$

2.3.3 Equacionamento do problema de estacas carregadas lateralmente

Para determinar a equação diferencial de estacas horizontalmente carregadas, deve-se considerar que o comportamento do conjunto solo-fundação é semelhante ao de uma viga sob o apoio elástico como mostrado na Figura 2.3.

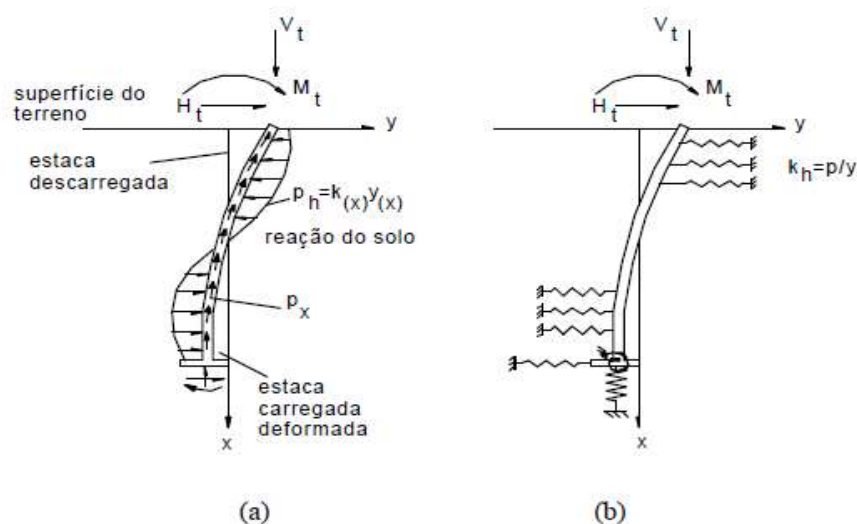


Figura 2.3 – (a) Cargas nas estacas (b) Discretização de Winkler.

Fonte: Khouri (2001).

Considerando que EI é a rigidez à flexão da peça, X é o eixo da profundidade que coincide como eixo longitudinal da estaca e y é o deslocamento horizontal, obtêm-se os esforços internos e deslocamentos através das seguintes equações diferenciais:

$$S = \frac{dy}{dx} \rightarrow \text{rotação} \quad (2.6)$$

$$M = \frac{d^2y}{dx^2}EI \rightarrow \text{momento fletor} \quad (2.7)$$

$$Q = \frac{d^3y}{dx^3}EI \rightarrow \text{esforço cortante} \quad (2.8)$$

$$p = \frac{d^4y}{dx^4}EI \rightarrow \text{reação do solo sobre a viga} \quad (2.9)$$

A partir destas equações e após sucessivas integrações, são obtidos, para qualquer seção da estaca, o momento fletor, o esforço cortante, a rotação e o deslocamento horizontal.

Assim, a equação diferencial do problema, considerando a Hipótese de Winkler é dada por:

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} + Ky = 0 \quad (2.10)$$

A Figura 2.4 ilustra o comportamento da estaca lateralmente carregada, evidenciando a equação diferencial baseada nas hipóteses de Winkler.

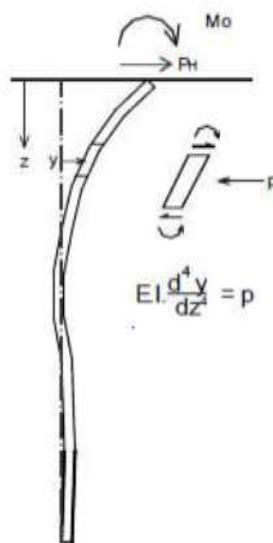


Figura 2.4 - Comportamento de uma estaca carregada horizontalmente e com momento aplicado no topo. Fonte: Cintra (1981).

2.4 Pesquisas realizadas sobre temas correlatos

2.4.1 Khouiri (2001)

Esta pesquisa mostrou o estudo dos fatores envolvidos no projeto estrutural de pontes, mais especificamente aqueles relacionados com o comportamento dos seus pilares. A análise foi efetuada mediante uma modelagem única da estrutura integrada ao maciço de solos, onde as não linearidades física e geométrica e interação solo-estrutura foram consideradas. Inicialmente, foi feita uma abordagem sobre a concepção do projeto dos pilares e seus arranjos, destacando os problemas diretamente envolvidos no seu cálculo.

Os aparelhos de apoio foram modelados através de elementos de contato devidamente parametrizados e o maciço de solos foi modelado com dispositivos discretos parametrizados através de curvas de resistência lateral p-y.

Desta forma, o autor buscou analisar também os efeitos da deformabilidade das fundações no comportamento dos pilares de pontes e demonstrou a necessidade e as vantagens da análise integrada às fundações em estruturas deslocáveis esbeltas.

Em seu estudo, a análise numérica da não linearidade geométrica foi realizada no programa ANSYS com os modelos discretizados em elementos finitos (Figuras 2.5 e 2.6). A não linearidade física do concreto armado dos pilares e elementos da infraestrutura foi considerada através da calibragem dos parâmetros internos da matriz de rigidez elástica da estrutura para combinações usuais de ações.

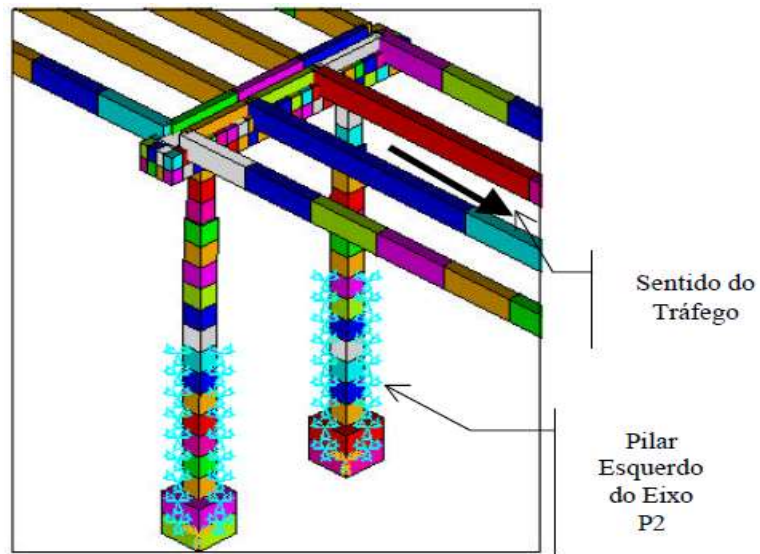


Figura 2.5: Discretização do solo e do conjunto pilar-tubulão no eixo interno típico – vista isométrica do eixo P2. Fonte: Khouri (2001).

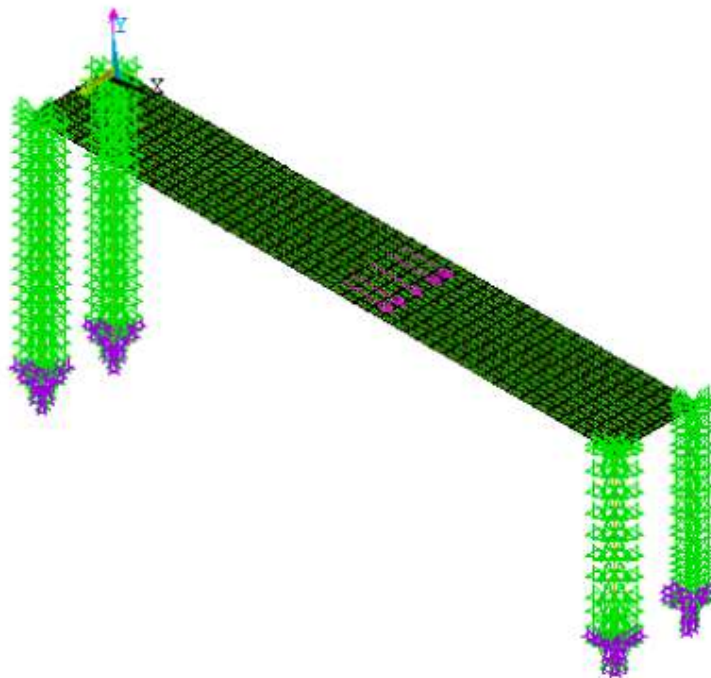


Figura 2.6: Discretização do solo e do conjunto pilar-tubulão para o exemplo 2 - ponte ferroviária. Fonte: Khouri (2001).

A Figura 2.7 mostra os valores de momentos fletores no tubulão T2 da ponte ferroviária apresentada no exemplo 2 de Khouri (2001).

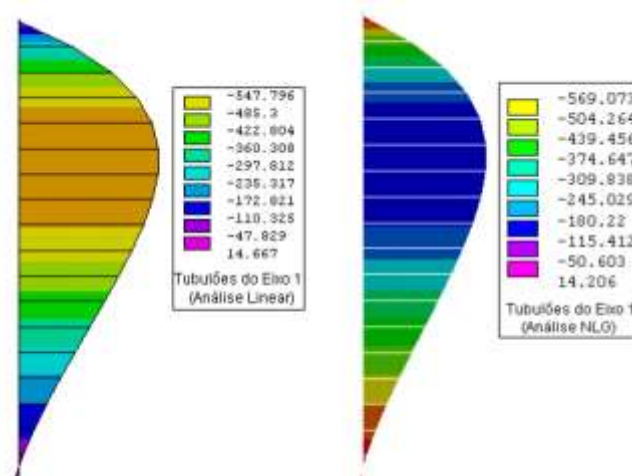


Figura 2.7 – MZ (em kN.m) no tubo T2 do eixo 1 (Pilha 3). Fonte: Khouri (2001).

O autor sugere para os pilares da pesquisa, uma rigidez equivalente em substituição à complexidade da não linearidade física do concreto armado, pois se torna uma modelagem mais realista, onde a não linearidade geométrica e uma rigidez equivalente estão associadas de forma integrada às fundações, visando fornecer ao projetista de pontes indicações mais seguras para a análise e dimensionamento desses elementos estruturais. Por fim, a pesquisa mostrou que o benefício de uma análise integrada é nitidamente observado em casos de solos com possíveis camadas estratificadas e com rigidezes muito diferentes.

2.4.2 Kim e Jeong (2011)

Kim e Jeong (2011) estudaram estacas de grandes diâmetros carregadas lateralmente localizadas na região próxima à Ponte Incheon, Coréia do Sul, com objetivo de analisar a resistência do solo e a deflexão das estacas pela transferência lateral de cargas no solo. Os autores fizeram alguns estudos experimentais e uma modelagem tridimensional do conjunto solo-estaca utilizando o programa PLAXIS 3D Foundation a fim de avaliar o comportamento das estacas carregadas lateralmente em solo argiloso.

Na modelagem, a fim de aproximar o estudo em um Modelo de Meio Contínuo, o solo com largura infinita foi substituído por um solo equivalente com largura igual a 11 vezes o diâmetro das estacas e altura igual ao comprimento das estacas (L)

somado a um comprimento de $0,7.L$, abaixo do nível de fundo da estaca, conforme ilustrado na Figura 2.8.

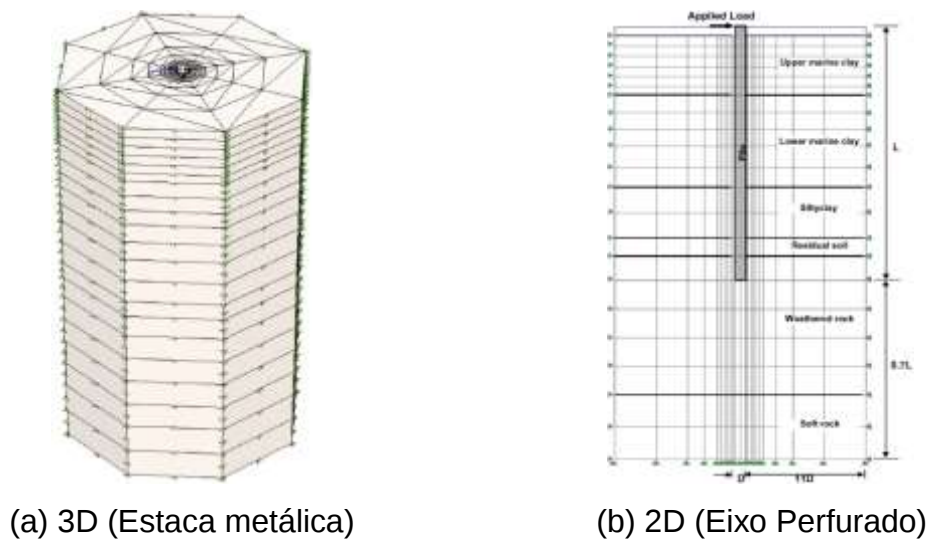


Figura 2.8 - Modelo da análise através dos elementos finitos.

Fonte: Kim e Jeong (2011).

A partir dos ensaios de campo foram elaboradas as curvas p - y (ver Figura 2.9) e foram determinadas algumas propriedades do solo, tais como coesão e ângulo de atrito, que serviram como dados de entrada do programa utilizado na pesquisa.

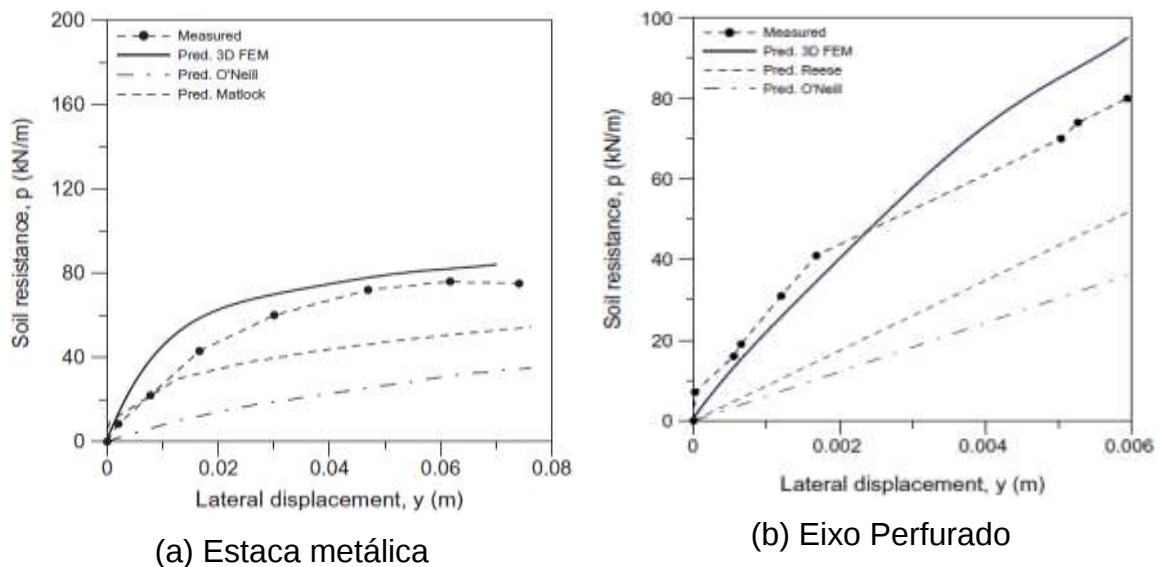


Figura 2.9: Comparação das curvas p - y . Fonte: Kim e Jeong (2011).

Os resultados experimentais serviram para a calibração do modelo em elementos finitos. Os resultados obtidos através das curvas experimentais p - y foram

razoavelmente bons quando comparados com os obtidos via MEF. A Figura 2.10 mostra os valores de deslocamento e momento fletor das estacas metálicas, considerando valores obtidos analiticamente através das curvas de O'Neil e das curvas de Matlock, valores medidos no experimento e valores obtidos através da análise 3D via Método dos Elementos Finitos (computacional).

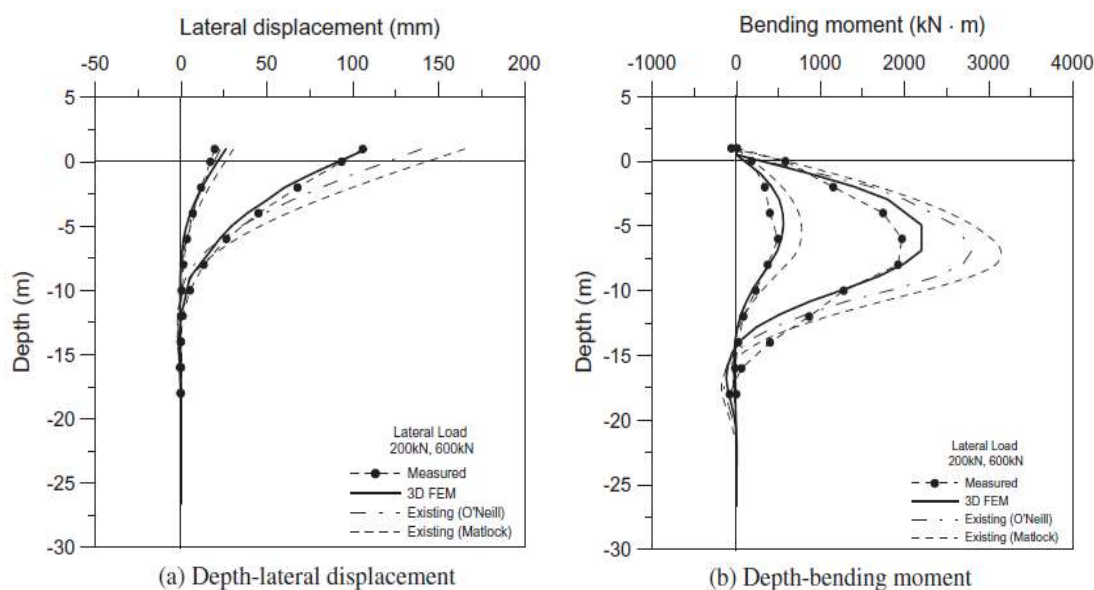


Figura 2.10 - Resposta computacional e experimental da estaca metálica. **(a)**

Profundidade - Deslocamento lateral **(b)** Profundidade - Momento fletor.

Fonte: Kim e Jeong (2011).

A partir dos resultados, Kim e Jeong (2011) fizeram um estudo paramétrico a fim de investigar fatores que poderiam influenciar na transferência da carga lateral nas estacas. Os principais parâmetros estudados foram: diâmetros das estacas, comprimento da estaca, módulo de elasticidade e espessura da camada de solo.

Os autores concluíram que o diâmetro da estaca e do comprimento exerceram efeitos significativos no módulo de reação horizontal do solo sendo a transferência de carga lateral fortemente influenciada pelo diâmetro e comprimento da estaca. Por fim, foi verificado que a modelagem tridimensional em elementos finitos, quando comparados com resultados obtidos experimentalmente, forneceu, em linhas gerais, um resultado bastante realista e bem próximo aos valores medidos experimentalmente.

2.4.3 Christian (2012)

Esta pesquisa mostrou o estudo da ISE em estacas horizontalmente solicitadas em ambientes submersos utilizando os métodos de reação horizontal do solo. O autor fez uma análise dos coeficientes de mola a partir de 3 métodos (Terzaghi, Bowles e com equações que correlacionam às propriedades elásticas do solo), comparando-os e verificando qual deles descreve melhor o comportamento de cada tipo de solo analisado.

Para a modelagem numérica mostrada no trabalho foram propostas algumas variáveis de estudo como: **(a)** tipos de materiais diferentes para as estacas, sendo uma em concreto e a outra mista com tubo metálico preenchido com concreto; **(b)** dois casos de carregamentos, sendo o caso I com carga horizontal, carga vertical e momento e o caso II com carga horizontal e momento, e ainda **(c)** quatro tipos de solos distintos (arenoso, coesivo e dois solos estratificados).

Na pesquisa, o autor se propõe ainda a calcular, via Navdocks DM-7 (método proposto pela Marinha Americana), a resposta das estacas em solos coesivos e arenosos, comparando os valores calculados com os resultados dos modelos numéricos do SAP2000.

Os modelos de cálculo, mostrados na Figura 2.11, foram gerados no SAP2000, sendo a estaca modelada como elemento de barra e o solo representado por molas linearmente elásticas baseadas nas hipóteses de Winkler.

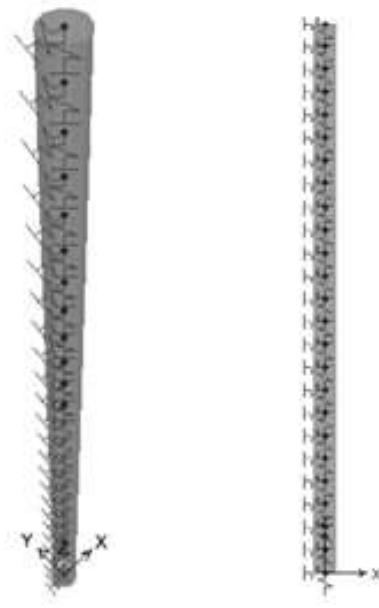


Figura 2.11 - Imagem geral do modelo de cálculo (SAP2000).

Fonte: Christian (2012).

Na Figura 2.12 são mostradas as 3 curvas que apresentam os valores dos coeficientes de mola para solos arenosos variando com a profundidade da estaca.

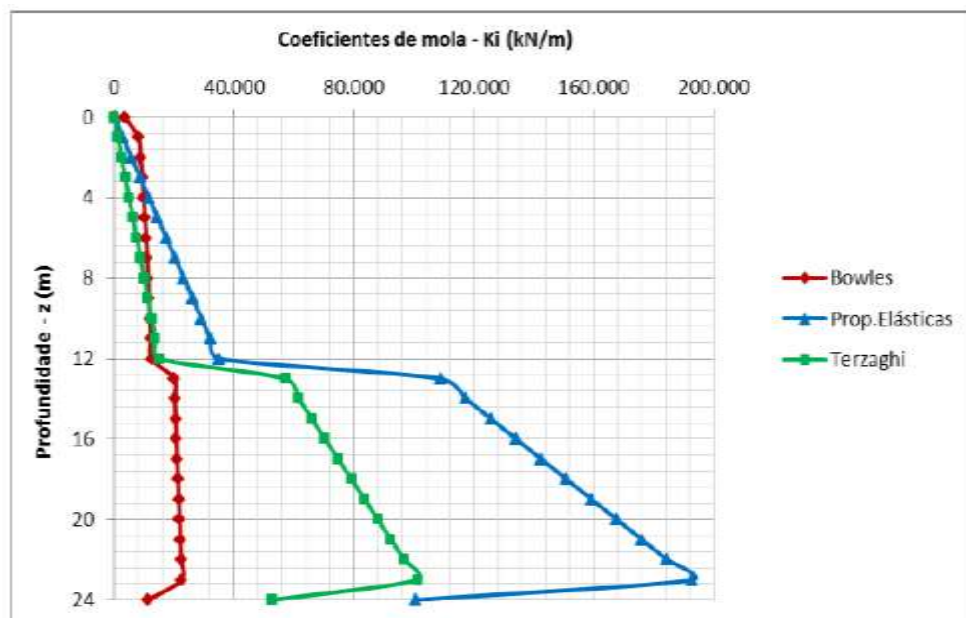


Figura 2.12 - Gráfico comparativo dos resultados de Ki para solos arenosos.

Fonte: Christian (2012).

Para este tipo de solo, o autor concluiu que o modelo que mais se aproximava do comportamento das areias ao longo da profundidade era o modelo de Bowles (1997).

A Figura 2.13 faz um comparativo entre as respostas de dois tipos de solos distintos, mostrando que o deslocamento horizontal no topo da estaca no solo arenoso foi duas vezes maior do que no solo argiloso tanto para estaca de concreto quanto para a mista.

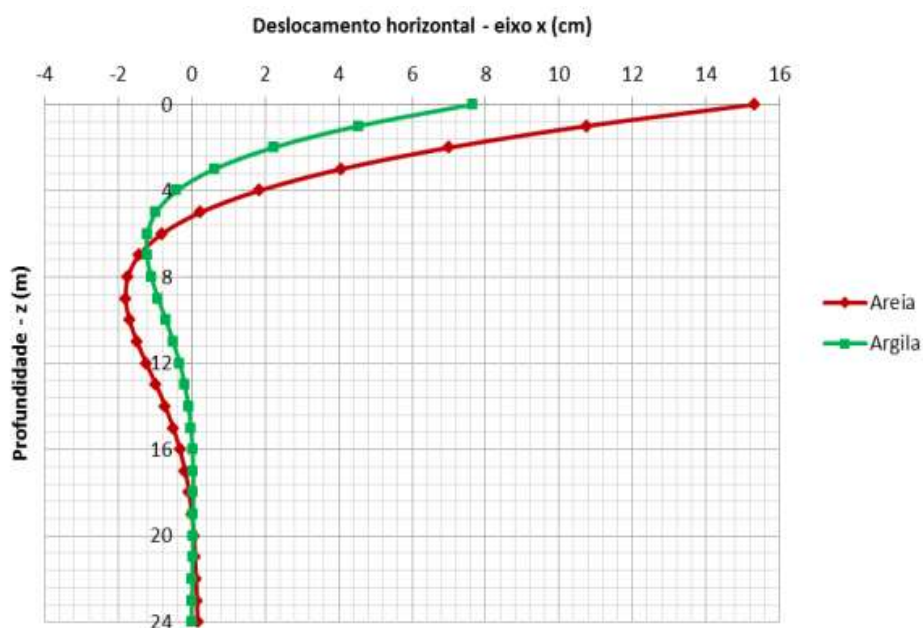


Figura 2.13: Comparação dos deslocamentos horizontais para estacas de concreto.

Fonte: Christian (2012).

Christian (2012) observou também que a variação do momento fletor com a profundidade foi a mesma tanto para estaca de concreto quanto a mista (ver Figura 2.14).

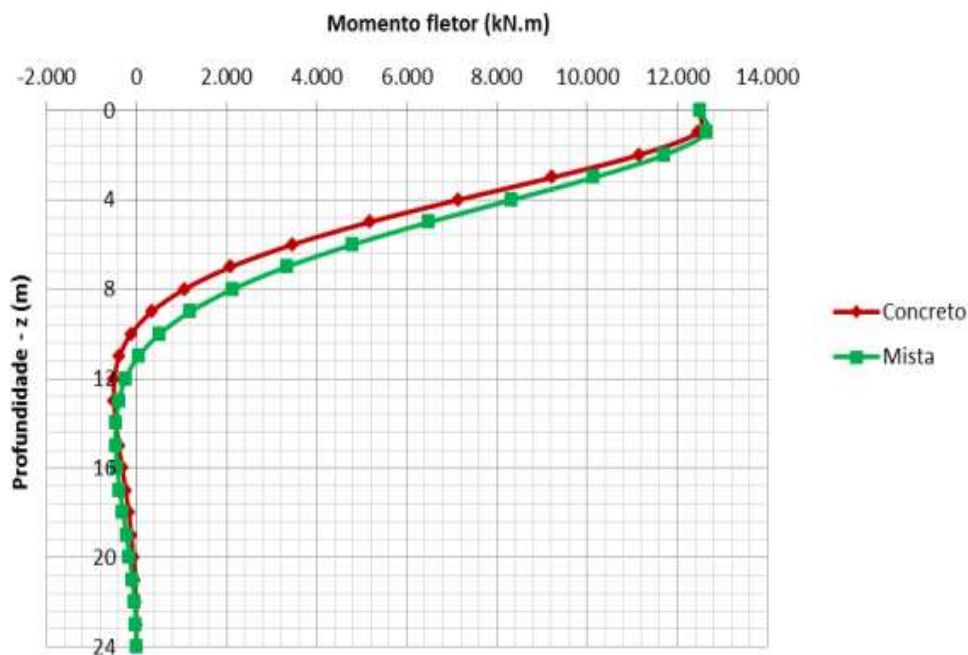


Figura 2.14 - Comparação dos momentos fletores para estacas de concreto e mista.

Fonte: Christian (2012).

O autor concluiu que nos três modelos de cálculo analisados na pesquisa, os resultados dos coeficientes de mola mostraram uma variação maior nos valores nos pontos onde se observou mudanças da compacidade (areia) e da consistência (argila) do solo. Em complemento, observou-se que os resultados dos modelos do SAP2000 mostraram que as respostas das estacas de concreto e mista se enquadraram dentro do comportamento de estacas flexíveis, no qual tem os seus deslocamentos ocasionados devido à flexão.

Conclui ainda que foi verificado nos modelos de cálculo do SAP2000 que a região que mostra o comportamento relevante da estaca, para o solo arenoso e coesivo, está de acordo com as conclusões indicadas pelos pesquisadores. Matlock & Reese (1961) concluem que para solo arenoso essa região corresponde à profundidade relativa menor do que um ($z / T < 1$).

2.4.4 Araújo (2013)

Nesta pesquisa, o autor buscou avaliar o comportamento de estacas do tipo hélice contínua e estacas metálicas cravadas através de provas de carga estáticas com carregamento lateral em solos arenosos.

Para isto, foi feito um estudo experimental através das provas de carga com carregamento lateral, que foram instrumentadas e analisadas *in loco* o comportamento estrutural das estacas. Isso possibilitou, de imediato, a obtenção das curvas carga *versus* deslocamento horizontal do sistema. A Figura 2.15. mostra uma destas curvas obtida experimentalmente.

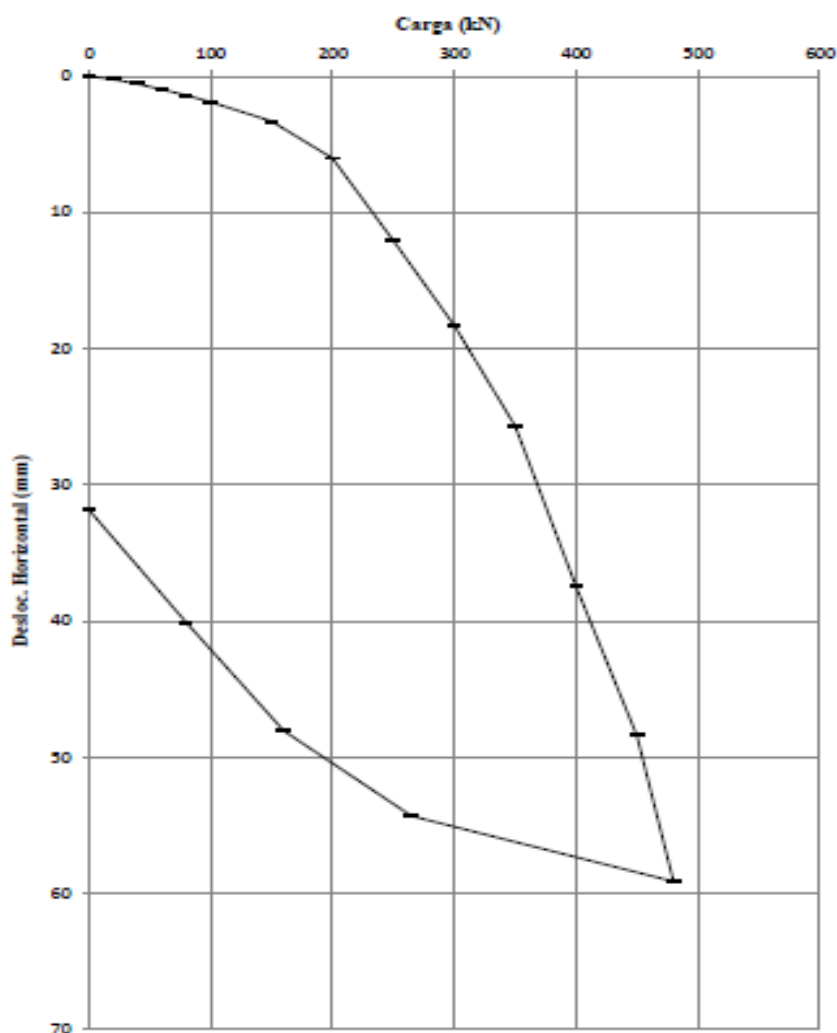


Figura 2.15 - Curva carga *versus* deslocamento horizontal da estaca hélice contínua (HC-1) na região A. Fonte: Araújo (2013).

Através destas curvas, foram obtidos os coeficientes de reação horizontal do solo n_h , utilizando 4 diferentes métodos: método de Matlock e Reese (1961), por retroanálise das curvas p-y construídas pelos métodos Reese *et al.* (1974) e American Petroleum Institute - API (1993) e por correlações baseadas no índice de resistência à penetração do ensaio SPT (N_{SPT}), obtido através de sondagens à percussão realizadas no local.

Ainda, a partir das curvas experimentais foram estimadas as cargas admissíveis e de ruptura, comparando os valores de capacidade de carga com os valores obtidos através alguns métodos analíticos.

As curvas p-y foram construídas utilizando o modelo analítico de Reese e o American Petroleum Institute (API) a fim de prever o comportamento de estacas submetidas a carregamentos horizontais em solos não coesivos. Essas curvas produzidas pelos diferentes modelos foram comparadas e analisadas, como mostrado na Figura 2.16.

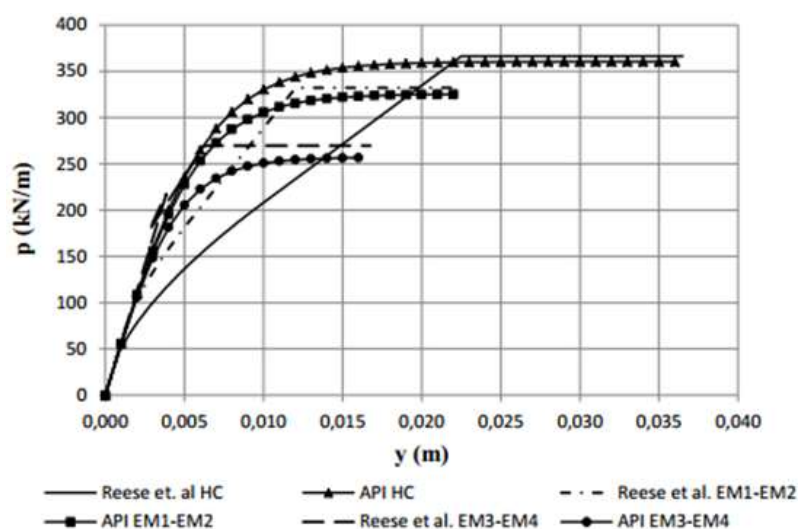


Figura 2.16: Curvas p-y para profundidade de 3 m.

Fonte: Araújo (2013).

Ao final da pesquisa, autor concluiu que, para baixos níveis de carregamentos, as curvas obtidas pelos dois métodos coincidiram. Após esta faixa inicial, as curvas apresentaram comportamentos (trajetórias) diferentes até atingirem a carga de ruptura. Com relação aos deslocamentos e esforços no solo, o autor concluiu após a

comparação dos resultados experimentais com os obtidos pelo programa Geo5-Estacas (2010) que, para a estaca HC2, os valores foram próximos. Porém, para as demais estacas, os resultados foram ora bem menores ora bem maiores do que os resultados das provas de carga. As Figuras 2.17 e 2.18 mostram o comportamento estrutural da estaca HC2 nas regiões A e B. Estas regiões também serão usadas como referência nesta pesquisa e especificadas no item 4.3.2. deste trabalho.

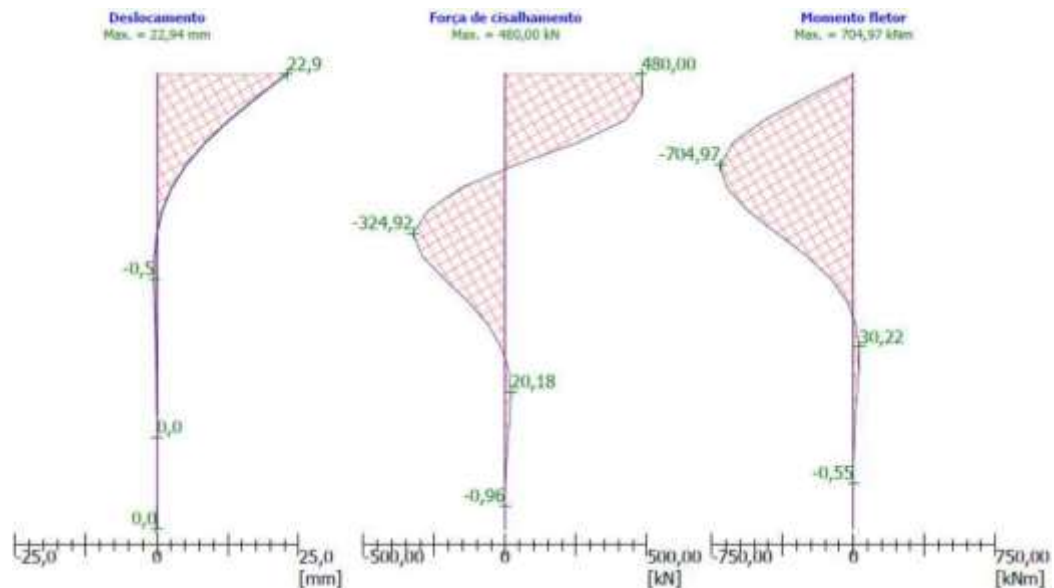


Figura 2.17: Comportamento da estaca HC2 – Região A. Fonte: Araújo (2013).

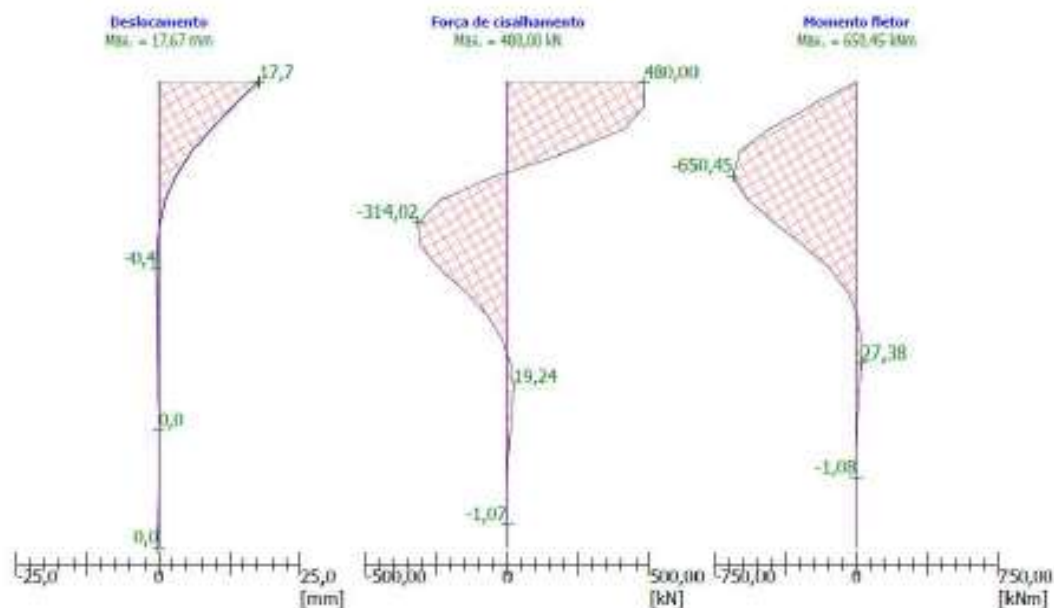


Figura 2.18: Comportamento da estaca HC2 – Região B. Fonte: Araújo (2013).

2.4.5 Sousa *et al.* (2017)

Os autores apresentam um estudo analítico e numérico via Método dos Elementos Finitos (MEF) através do programa comercial Plaxis 3D Foundations 2.0 da interação solo-estrutura envolvendo o carregamento lateral em estacas em fundações de pontes em concreto armado com longarinas retas, mostrando a influência de variáveis teóricas nos resultados de deslocamentos horizontais e momentos fletores nas estacas. No intuito de simular o estudo de caso desenvolvido, foram utilizados dados de sondagem da ponte sobre o Rio Jaguararibe, situado nas proximidades do Município de Aracati, Ceará, BR 403, Km 46, e disponíveis no projeto de Adequação do Projeto Executivo para Melhoramentos com Adequação da Capacidade de Segurança – Ponte sobre o Rio Jaguararibe. A solução de fundação adotado consistiu de um bloco de coroamento em concreto armado sobre 7 e 9 estacas do tipo raiz de 41 cm e 30 cm de diâmetro, respectivamente. O f_{ck} do concreto foi adotado igual a 30 MPa e o do bloco igual a 50 MPa. A Figura 2.19 apresenta as configurações dos blocos estudados. As estacas tinham 15 m de comprimento (estacas longas flexíveis), enquanto os blocos possuíam 1 m de altura (bloco rígido). A ação horizontal foi considerada dividida igualmente entre as estacas, enquanto que o momento fletor atuante gerou somente esforço normal nas estacas, uma vez que estas foram consideradas rotuladas no topo nos modelos analíticos.

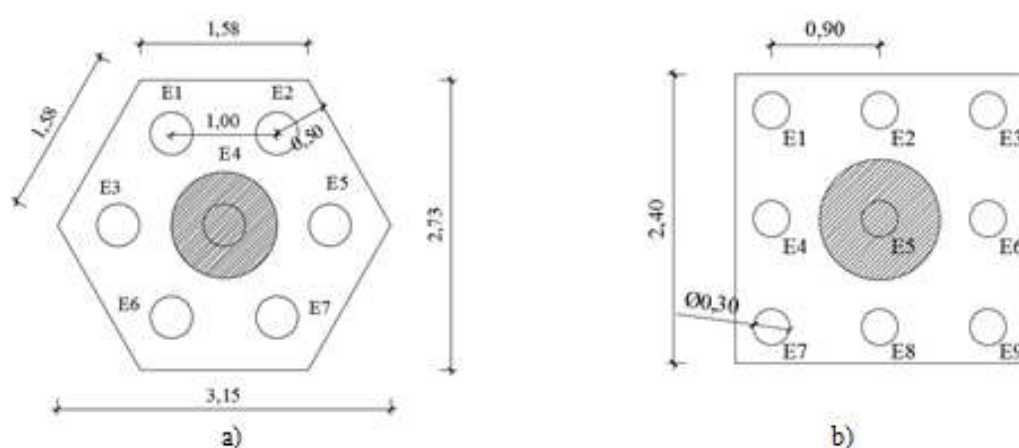


Figura 2.19 - Blocos estudados. A) Bloco com 7 estacas $D = 41\text{ cm}$ b) Bloco com 9 estacas $D = 30\text{ cm}$. Fonte: Sousa *et al.* (2017).

Na primeira fase da pesquisa foram estudados diferentes modelos analíticos relacionados ao cálculo da reação horizontal do solo e diferentes rotas de cálculo na calibração dos parâmetros de rigidez relativa estaca-solo. Para tanto, foram analisadas algumas variáveis tais como: **(a)** a análise da estratificação do solo, **(b)** a vinculação da estaca no bloco e **(c)** a Influência da rigidez relativa estaca-solo T inicial na variação de deslocamentos horizontais e nos esforços de flexão ao longo da profundidade da fundação.

Os autores concluíram no estudo da estratificação do solo, considerando areia e argila, conforme mostrado na Figura 2.20, que o uso de métodos simplificados de cálculo que desconsideram as curvas p - y , como a determinação do módulo de elasticidade transversal do solo a partir de correlações envolvendo o N_{SPT} , tenderam a apresentar resultados mais conservadores em termos de deslocamentos horizontais em serviço e momento fletor, sendo aconselhável sua utilização em estudos preliminares de desempenho em serviço.

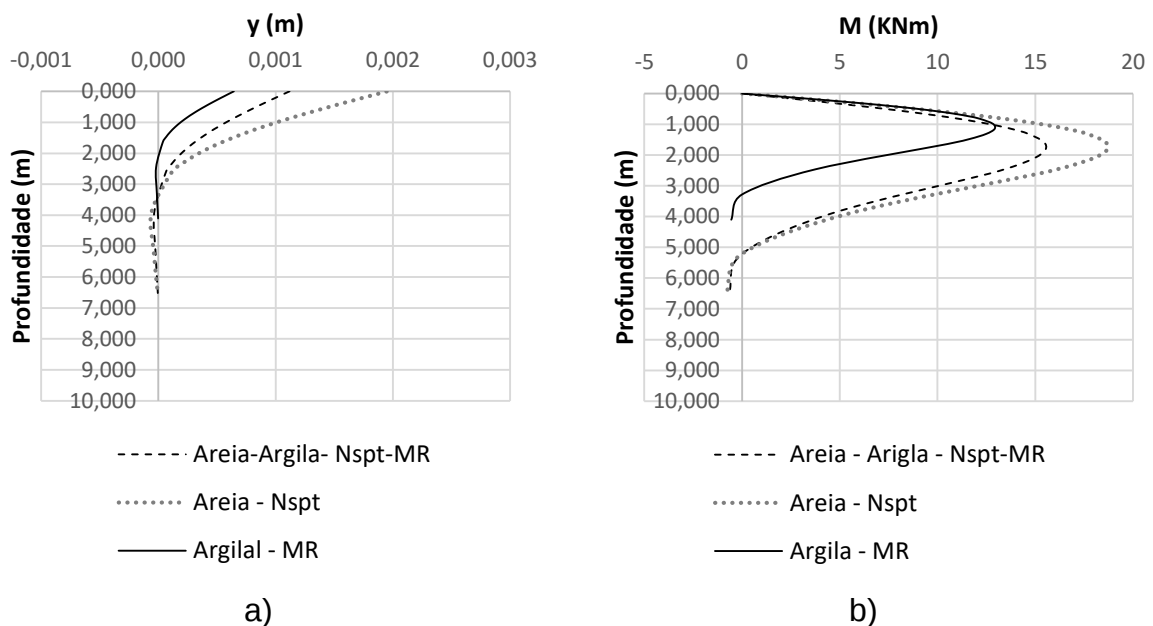


Figura 2.20: Deslocamentos horizontais e momentos fletores.

Fonte: Sousa *et al.* (2017).

No estudo da vinculação estaca-bloco, notou-se a necessidade de mais dados experimentais e simulações numéricas tridimensionais representativas da realidade física do problema para melhor avaliar os resultados analíticos encontrados com os

diferentes coeficientes de vinculações estudados. No que diz respeito à arbitragem inicial utilizada para a rigidez relativa estaca-solo de estacas flexíveis no procedimento iterativo, pôde-se afirmar que este pouco influenciou na magnitude final dos resultados.

Na segunda fase da pesquisa foram realizadas simulações numéricas da fundação através do *Plaxis 3D Foundations 2.0*, programa comercial que permite considerar a continuidade do meio tridimensionalmente e, portanto, representa modelos mais próximos da realidade física. Os elementos da malha apresentaram a configuração da Figura 2.21 (Distribuição de nós e pontos de tensão em um elemento de 15 nós), utilizada devido a melhor representatividade de interação entre os elementos constituintes do solo entre si e com o concreto.

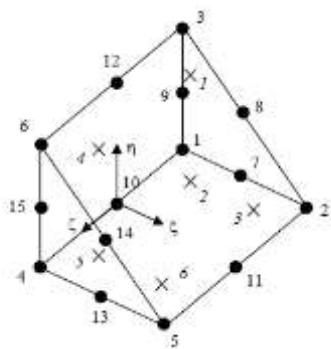


Figura 2.21 - Elementos da malha de elementos finitos.

Fonte: Plaxis 3D Foundation Manual (2004).

O estudo com as simulações numéricas objetivou averiguar algumas considerações feitas nos métodos analíticos, como o nível de esforços de flexão transferidos do bloco para a estaca, bem como a influência de momentos e esforços horizontais do bloco nas mesmas, no intuito de avaliar o nível de aproximação das simplificações adotadas nos cálculos analíticos. Os autores utilizaram no modelo constitutivo do solo o critério de ruptura de *Mohr Coulomb* pela maior simplicidade de dados requeridos, compatível com o nível de informações disponíveis em projeto acerca do solo, principalmente. As Figuras 2.22 e 2.23 apresentam os dois tipos de blocos de coroamento avaliados na modelagem numérica, juntamente com a malha tridimensional de elementos finitos gerada para cada tipo. Cada bloco possuía cinco pontos de aplicação das cargas. No ponto central foram aplicadas as ações verticais

e horizontais, simultaneamente. Nos pontos ao redor foram aplicados binários de força, representando os momentos fletores provenientes do pilar.

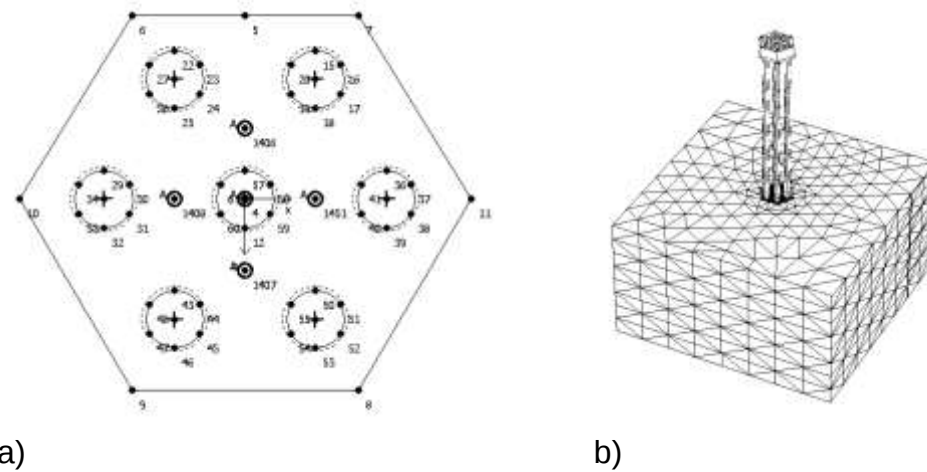


Figura 2.22 - Modelo de Bloco hexagonal de sete estacas: a) Geometria b) Malha de elementos finitos. Fonte: Sousa *et al.* (2017).

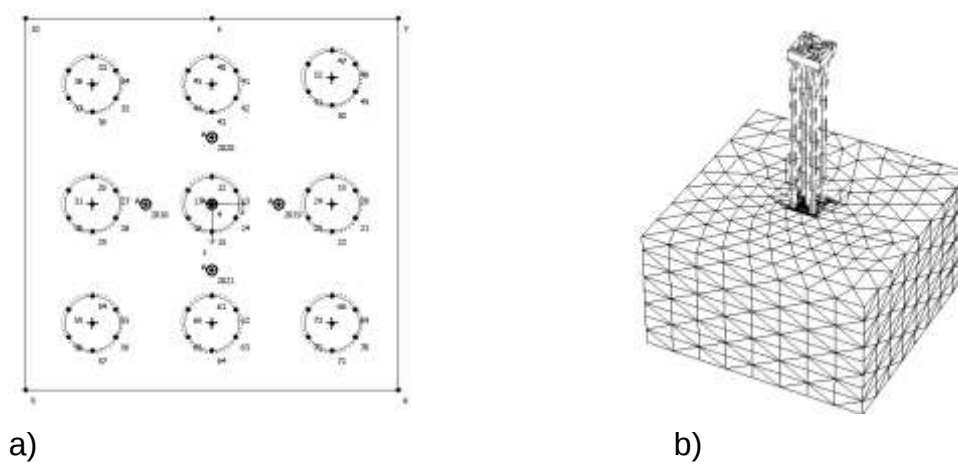


Figura 2.23 - Modelo de Bloco quadrado de nove estacas: a) Geometria b) Malha de Elementos Finitos. Fonte: Sousa *et al.* (2017).

Os autores compararam os resultados dos deslocamentos horizontais e esforços de flexão de serviço nas estacas mais solicitadas de cada um dos blocos estudados, obtidos via MEF e de forma analítica pelo método de Matlock e Reese (1961), conforme mostrado na Figura 2.24.

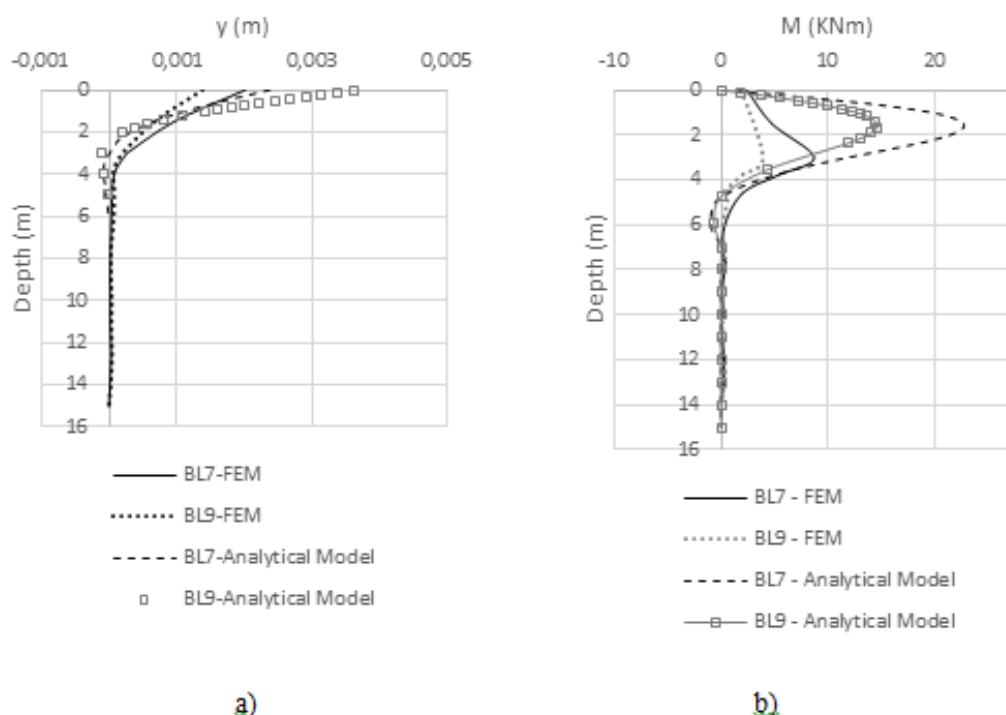


Figura 2.24 - a) Deslocamentos horizontais b) Momentos fletores.

Fonte: Sousa *et al.* (2017).

Observou-se que, de maneira geral, o modelo numérico utilizado foi menos conservador que o método analítico para as duas configurações de blocos estudadas. Essa constatação foi coerente com os resultados de Kim *et al.* (2011), nos quais os deslocamentos verificados com métodos analíticos também superaram os numéricos. Os valores de deslocamentos horizontais (y) divergiram bastante na região do topo da estaca, sendo bem inferiores com as simulações numéricas. Também houve significativa divergência entre os métodos nos resultados de momentos fletores (M) até aproximadamente 4 m de profundidade na estaca. O resultado numérico indicou um pequeno momento de engastamento no topo da estaca, o que não foi previsto com o modelo analítico. A previsão dos momentos máximos de serviço foi muito divergente entre as duas abordagens. Contudo, tanto num caso quanto no outro, sua magnitude foi bem inferior aos momentos calculados para o estado limite último, de acordo com as taxas de armadura utilizadas. Os autores concluíram também que o aumento de resistência do concreto do bloco de coroamento não produziu diferenças na resposta do modelo numérico com relação aos deslocamentos horizontais e aos momentos fletores. No entanto, o resultado pode ter sido influenciado por limitações da

modelagem numérica. Por fim, o momento fletor aplicado no bloco produziu uma alteração muito pequena nos deslocamentos horizontais da estaca e muito elevada nos momentos internos na estaca. Por outro lado, o esforço lateral no bloco possui uma contribuição grande tanto nos deslocamentos horizontais quanto nos momentos fletores na estaca.

2.4.5 Melo (2017)

Melo (2017), por meio de um estudo analítico e numérico via Método dos Elementos Finitos (MEF) através do programa ABAQUS, verificou a possibilidade de utilização de pilares com arranjo simples em substituição aos modelos com arranjos múltiplos, a fim de obter os deslocamentos e os efeitos de segunda ordem gerados durante a transmissão dos carregamentos de projeto atuantes na ponte. Para tanto, foram feitas análises de pilares considerando desde a sua esbeltez até o seu deslocamento horizontal final. Em complemento, foram realizadas as correlações analítico-numéricas de dois modelos de pilares esbeltos, com arranjos simples com seções transversais **(a)** quadrada e **(b)** circular, a fim de verificar o comportamento desses elementos em termos de deslocamentos quando comparados com casos reais de arranjos múltiplos (Figura 2.25). Os resultados numéricos encontrados mostraram convergência com os obtidos analiticamente validando a utilização de arranjos simples.

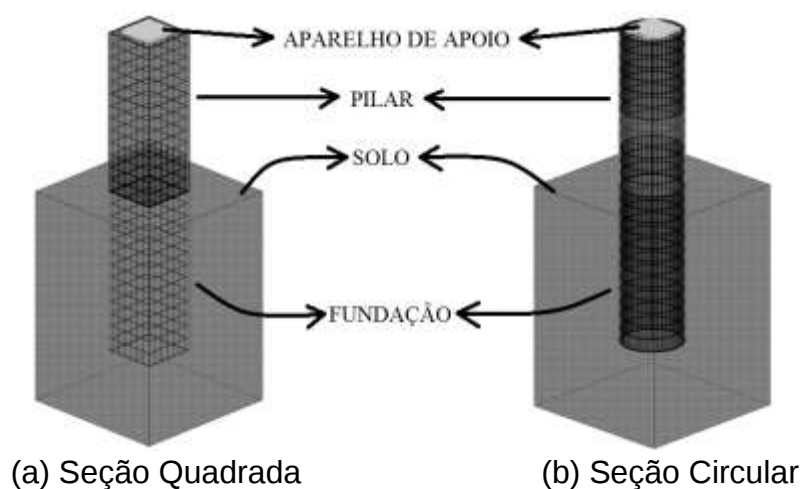
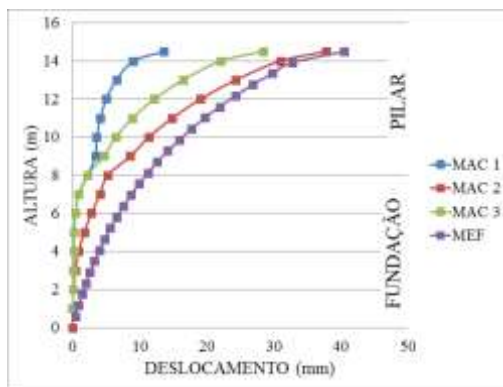
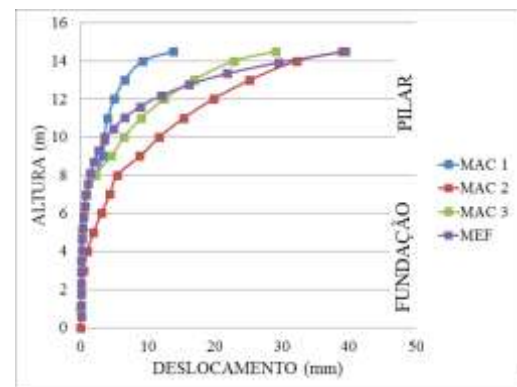


Figura 2.25: Esquema final do modelo. Fonte: Melo (2017).

Os resultados encontrados foram plotados em séries de gráficos do tipo carga *versus* deslocamento como os mostrados na Figura 2.26, cuja nomenclatura foi definida como sendo: MAC 1 é o método analítico baseado em Darkov e Kuznetsov adaptado por Pfeil, MAC 2 é o método da equação diferencial da linha elástica e MAC 3 é o modelo misto sugerido pelo autor. Além dos modelos analíticos apresentados, os gráficos mostram ainda o resultado do MEF obtido através da modelagem numérica no programa ABAQUS.

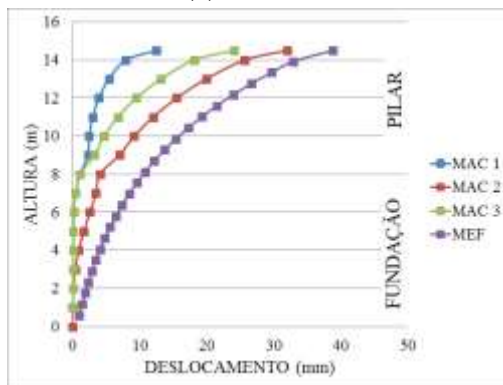


(a) MPA1Q

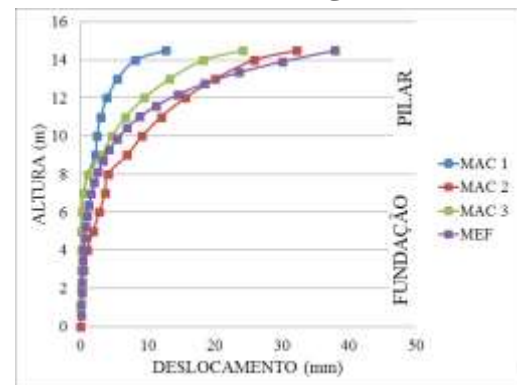


MPA1C

(b)

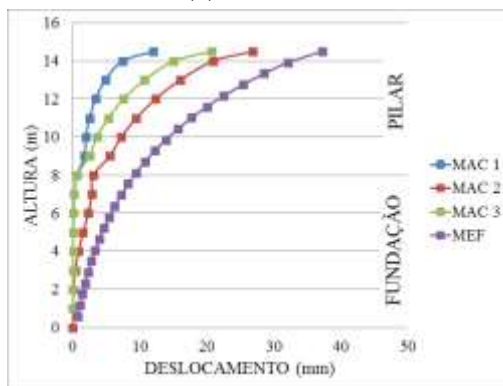


(c) MPA2Q

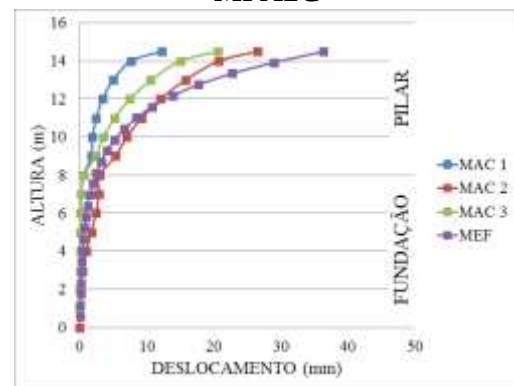


MPA2C

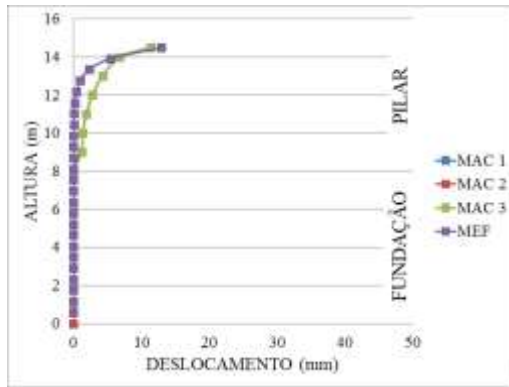
(d)



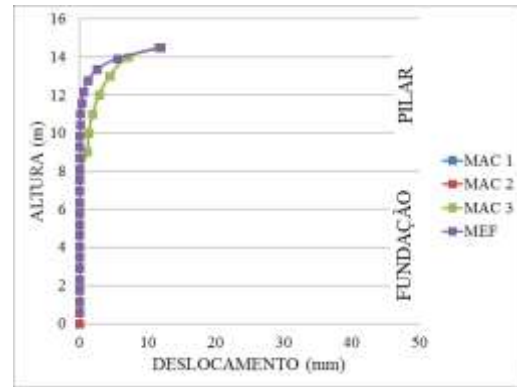
(e) MPA3Q



(f) MPA3C



(g) MPA4Q



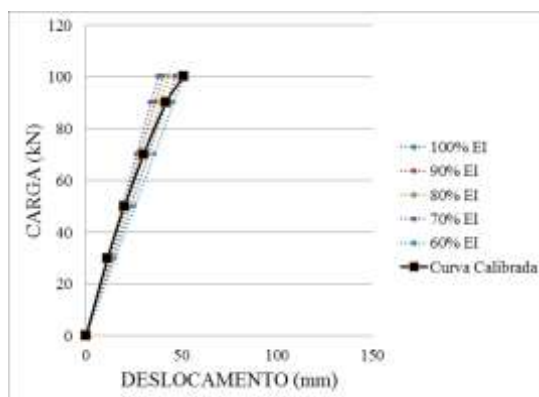
(h) MPA4C

Figura 2.26: Deslocamento linear no topo dos pilares do Grupo A.

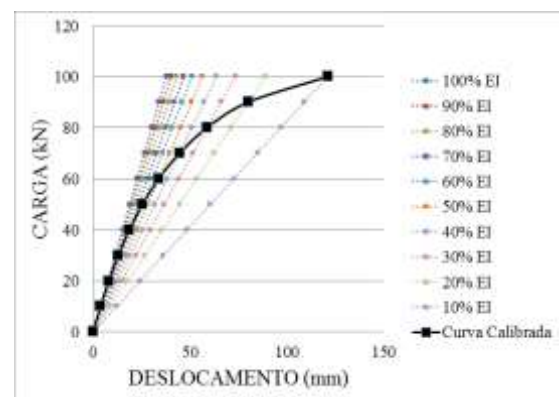
Fonte: Melo (2017).

O autor, observando os resultados mostrados na Figura 2.26, percebeu que os modelos de análise analíticos forneceram resultados dos deslocamentos próximos dos resultados do modelo numérico. Também foi verificado que no modelo MPA1 houve uma diferença entre o comportamento da seção transversal retangular e circular do tubulão, onde a seção circular apresentou um deslocamento final (no topo do pilar) pelo método MAC 2 bem próximo do valor final obtido via MEF. Segundo Melo (2017), de maneira geral, apesar dos valores de deslocamentos dos métodos analíticos terem sido menores do que o MEF, suas curvas e valores finais foram próximos e coerentes com a situação em estudo.

Em complemento, Melo (2017) propoz fazer uma análise não linear onde a não linearidade física nos modelos analíticos foi tratada de forma simplificada através da redução da rigidez flexional dos elementos estruturais (modelos analíticos) e realizada pelo próprio programa ABAQUS no modelo numérico (Figura 2.27).



(a) CCL



(b) CCA

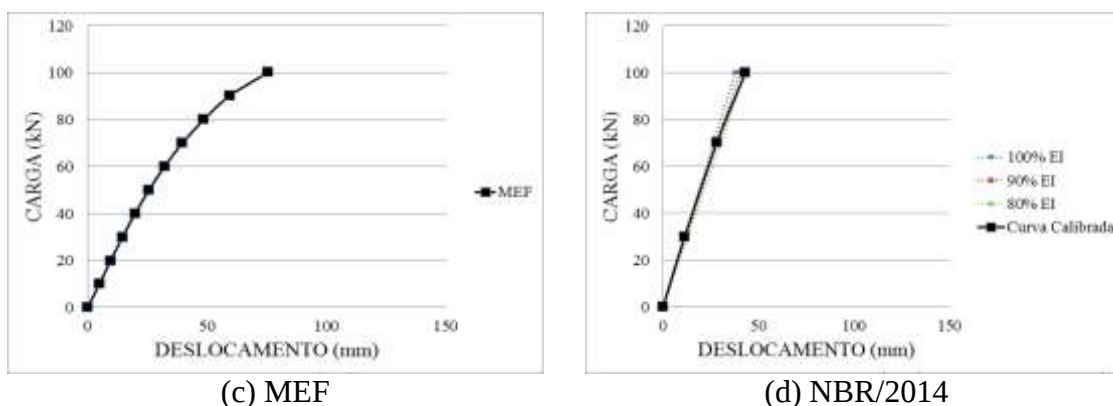


Figura 2.27: Calibração (a) Literatura, (b) Autor, (c) MEF e (D) NBR 6118:2014.

Fonte: Melo (2017).

O autor observou, como já previsto, que a medida que a rigidez flexional da estrutura diminuía, os valores finais de deslocamento aumentavam, gerando retas aproximadas que descreviam o comportamento carga *versus* deslocamento para diferentes porcentagens de rigidezes flexionais adotadas.

Segundo Melo (2017), de maneira geral, os resultados numéricos encontrados mostraram convergência com os obtidos analiticamente validando a utilização de arranjos simples. Ademais, concluiu-se que os resultados obtidos pelo MAC 2 foram os que mais se aproximaram MEF (referência), pois o mesmo fazia a análise de forma acoplada, diferentemente do MAC 1 que analisava de forma separada o pilar e a fundação, desviando a interação existente entre eles.

Melo (2017) observou também que os maiores deslocamentos ocorreram em solos arenosos devido a baixa rigidez lateral que este tipo de solo apresenta. Já os deslocamentos mínimos ocorreram no solo maciço rígido devido a sua rigidez elevada, eliminando praticamente qualquer deslocamento na fundação.

Por fim, avaliando-se a geometria das estacas estudadas *versus* deslocamentos horizontais obtidos, observou-se que os maiores deslocamentos ocorreram para a seção circular, devido à menor rigidez da seção transversal quando comparada à seção quadrada.

2.5 Conclusões da revisão bibliográfica

A observação da revisão bibliográfica é importante para o desenvolvimento do trabalho, especialmente a parte que se refere às pesquisas que vem sendo realizadas sobre meso e infraestrutura de pontes, ressaltando as pesquisas que fazem análise da interação solo-estrutura. É interessante notar também a forma como os estudos vão agregando contribuições de pesquisas anteriores e produzindo conhecimentos científicos mais avançados.

Vale ressaltar que uma das relações entre os trabalhos mencionados foi realizar o estudo no solo, a fim de analisar a sua deformabilidade considerando as curvas $p-y$ e fazer uma análise numérica e experimental dos deslocamentos horizontais e momentos fletores como mostrado na pesquisa de Kim e Jeong (2011). Outro trabalho que contribui para a realização de outras pesquisas e que também faz uso de dados experimentais obtidos a partir de provas de carga estática com carregamento horizontal em estacas foi o de Araújo (2013). Posteriormente, Sousa *et al.* (2017) propôs uma análise com o solo estratificado ao longo da profundidade, fazendo variar a condição de engastamento bloco-estaca a fim de analisar, de forma comparativa, os métodos de análise da ISE. Em Khouri (2001) a fundação da ponte não foi mais vista apenas como infraestrutura. O autor propôs uma análise do conjunto meso e infraestrutura (pilares + fundação), considerando não só a interação solo-estrutura na parte inserida no solo como também as não-linearidades físicas e geométricas. Ainda nesta visão de análise do conjunto meso e infraestrutura em pontes, surgiu o trabalho de Christan (2012) com a proposta de análise de estacas submersas e com um estudo mais detalhado sobre as constantes de mola a serem adotadas. Além das não-linearidades e da análise da ISE, o trabalho de Melo (2017) mostra que fatores como arranjo, geometria dos pilares e tipo de solo no qual estão inseridas as fundações podem influenciar nos valores dos deslocamentos, mostrando a convergência entre os resultados numéricos e analíticos. Os estudos que envolvem a ISE em fundações de pontes ainda são relativamente recentes e limitados. Contudo, os pesquisadores têm conseguido avançar bastante e vem contribuindo para melhorar o entendimento dessa região de transição pilar-fundação.

A Tabela 2.1 mostra um resumo dos trabalhos correlatos apresentados anteriormente e seus respectivos objetivos gerais.

Tabela 2.1 - Resumo dos trabalhos relacionados. Fonte: Autor (2018).

Referência	Título	Objetivo
Magdi Khouri (Khouri, 2001)	Contribuição ao projeto de pilares de pontes de concreto armado com considerações das não-linearidades física e geométrica e interação solo-estrutura	Fornecer subsídios para o projeto de pilares de pontes de concreto armado seguindo recomendações normativas quanto à consideração das não-linearidades física e geométrica, além da consideração dos efeitos da interação solo-estrutura no comportamento dos pilares.
Kim Youngho e Jeong Sangseom (Kim e Jeong, 2011)	Análise da resistência do solo em estacas lateralmente carregadas com base na interação solo-estrutura 3D	Investigar numericamente a curva de transferência de carga lateral da estaca metálica e do tubo perfurado, que foram construídos em depósitos de sedimentos na Coreia.
Priscila de Christian (Christian, 2012)	Estudo da interação solo-estrutura sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos	Fazer um estudo da interação solo-estrutura em ambientes submersos, considerando: dois tipos de estaca (concreto e mista); quatro condições para o solo (arenoso, coesivo e dois solos estratificados); dois casos de carregamento (caso I com carga vertical, horizontal e momento e caso II somente carga horizontal e momento).
Arthur Araújo (Araújo, 2013)	Provas de carga estática com carregamento lateral em estacas escavadas hélice contínua e cravadas metálicas em areia	Avaliar o comportamento de estacas escavadas do tipo hélice contínua e estacas cravadas metálicas, executadas em depósitos de areia pura, através de provas de carga estática com carregamento lateral.
Alex Micael, José Neres, Daniel Nelson, Yuri Daniel, Mariana Freitas (Sousa <i>et al</i> , 2017)	Estudo da estratificação do solo de coeficientes de engastamento estaca-bloco na interação solo-estrutura em fundações de pontes	Apresentar a influência de diferentes considerações teóricas nos resultados de deslocamentos horizontais e momentos fletores em estacas carregadas lateralmente. Para tanto foi utilizado um projeto modelo de ponte hiperestática em duas longarinas retas e um solo estratificado de uma ponte semelhante ao projeto modelo.
Sávio Torres Melo (Melo, 2017)	Estudo analítico e numérico via método dos elementos finitos dos deslocamentos horizontais de pontes em concreto armado	Realizar um estudo analítico e numérico da interação solo-estrutura de pilares de pontes em concreto armado a fim de avaliar os deslocamentos horizontais e os efeitos de segunda ordem da estrutura.

CAPÍTULO 3

Métodos de cálculo dos deslocamentos horizontais

Neste capítulo serão apresentados, na primeira parte, os métodos analíticos de Matlock e Reese (1961) e o da Equação Diferencial em Base Elástica com resolução utilizando a Série de Fourier. Ambos os métodos serão utilizados para obtenção dos deslocamentos horizontais e dos momentos fletores na fundação, considerando a interação solo-estruturas (ISE). Na segunda parte será mostrado um Método Numérico via Método dos Elementos Finitos (MEF) através do programa SAP2000, utilizado para a discretização e para a obtenção dos deslocamentos horizontais e momentos fletores na fundação da ponte modelo em análise.

3.1 Métodos analíticos de análise da interação solo-estrutura

Neste item, serão apresentados dois métodos de cálculo para a análise do comportamento de elementos de fundação de pontes submetidos a cargas horizontais e momento fletor. O primeiro método considera a profundidade de uma seção qualquer da fundação, o fator de rigidez relativa estaca-solo além de outros parâmetros do solo para obtenção dos deslocamentos e esforços. O segundo considera a obtenção dos deslocamentos e esforços através da resolução da equação diferencial da linha elástica utilizando a série de Fourier, considerando uma base elástica representando o solo da fundação.

3.1.1 Método de Matlock e Reese (1961)

O método de Matlock e Reese (1961) apresenta o cálculo do deslocamento horizontal, do momento fletor, do esforço cortante, da rotação e da reação do solo para o caso de uma estaca solicitada, na superfície do terreno, por uma força

horizontal e por um momento. Para a validade deste método, o módulo de reação horizontal K_h do solo deve variar linearmente com a profundidade (z) e a estaca deve ser flexível com $L/T > 4$.

Este método considera, separadamente, a carga horizontal no topo da fundação (estaca ou tubulão) e o momento aplicado, utilizando o Princípio da Superposição de Efeitos para obtenção da resultante da ação combinada desses esforços.

Neste método, o deslocamento y é dependente dos seguintes parâmetros:

$$y = f(z, T, L, K_h, EI, H, M) \quad (3.1)$$

Onde:

z é a profundidade de uma seção qualquer da estaca [L];

T é o fator de rigidez relativa estaca-solo para solos não coesivos [L];

L é o comprimento da estaca [L];

EI é a rigidez flexional da estaca [FL^2];

H é a força horizontal aplicada no topo da estaca [F];

M é o momento aplicado no topo da estaca [FL];

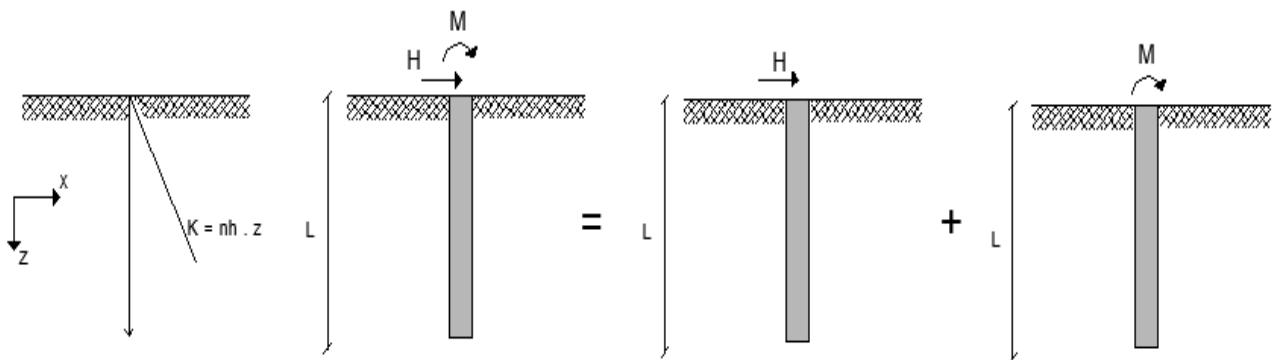


Figura 3.1: Princípio da superposição de efeitos no Método de Matlock e Reese.

Fonte: Autor (2018).

Desta forma, sendo y_H o deslocamento horizontal devido a força (H) e y_M o deslocamento obtido devido ao momento aplicado (M), o deslocamento horizontal final será dado por:

$$y_{tot} = y_H + y_M \quad (3.2)$$

Utilizando-se os princípios da análise dimensional, obtém-se a solução do deslocamento horizontal da estaca para uma dada profundidade (z).

$$y = \frac{HT^3}{EI} C_H^y + \frac{MT^2}{EI} C_M^y \quad (3.3)$$

Onde o fator de rigidez relativa da estaca (T) é dado por:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (3.4)$$

C_H^y e C_M^y são, respectivamente, os coeficientes adimensionais para o cálculo dos deslocamentos horizontais na estaca devido a aplicação da carga lateral e do momento aplicado.

A Tabela 3.1 apresenta os coeficientes adimensionais obtidos por Matlock e Reese (1961), considerando uma estaca ou tubulão flexível e o solo com uma variação linear do coeficiente de reação K com a profundidade. Sendo H a força horizontal aplicada e M o momento aplicado, os coeficientes que apresentam estes índices serão usados para o cálculo deste tipo de deslocamento e esforço interno de flexão. Vale ressaltar que nos coeficientes adimensionais, o símbolo sobrescrito mostrado na tabela supracitada se refere ao esforço ou deslocamento que se pretende obter e que deve ser inserido nas equações 3.5 a 3.8, onde:

y se refere ao deslocamento horizontal;

S se refere à rotação;

M se refere ao momento fletor;

Q se refere ao esforço cortante;

P se refere à reação do solo na estaca.

De maneira análoga ao que foi apresentado para o deslocamento horizontal, são obtidas as equações para rotação, momento fletor, esforço cortante e reação do solo na estaca:

$$S = S_P + S_M = \frac{HT^2}{EI} C_P^S + \frac{MT}{EI} C_M^S \quad (3.5)$$

$$M = M_P + M_M = HT C_P^M + MC_M^M \quad (3.6)$$

$$Q = Q_P + Q_M = HC_P^Q + \frac{M}{T} C_M^Q \quad (3.7)$$

$$P = P_P + P_M = HC_P^P + \frac{M}{T^2} C_M^P \quad (3.8)$$

Tabela 3.1 - Coeficientes adimensionais de Matlock e Reese (1961). Fonte: Matlock e Reese (1961).

Z=z/T	C_H^x	C_H^s	C_H^M	C_H^Q	C_H^P	C_M^x	C_M^s	C_M^M	C_M^Q	C_M^P
0,0	2,435	-1,623	0,000	1,000	0,000	1,623	-1,750	1,000	0,000	0,000
0,1	2,273	-1,618	0,100	0,989	-0,227	1,453	-1,650	1,000	-0,007	-0,145
0,2	2,112	-1,603	0,198	0,956	-0,422	1,293	-1,550	0,999	-0,028	-0,259
0,3	1,952	-1,578	0,291	0,906	-0,586	1,143	-1,450	0,994	-0,058	-0,343
0,4	1,796	-1,545	0,379	0,840	-0,718	1,003	-1,351	0,987	-0,095	-0,401
0,5	1,644	-1,503	0,459	0,764	-0,822	0,873	-1,253	0,976	-0,137	-0,436
0,6	1,496	-1,454	0,532	0,677	-0,897	0,752	-1,156	0,960	-0,181	-0,451
0,7	1,353	-1,397	0,595	0,585	-0,947	0,642	-1,061	0,939	-0,226	-0,449
0,8	1,216	-1,335	0,649	0,489	-0,973	0,540	-0,968	0,914	-0,270	-0,432
0,9	1,086	-1,268	0,693	0,392	-0,977	0,448	-0,678	0,885	-0,312	-0,403
1,0	0,962	-1,197	0,727	0,295	-0,662	0,364	-0,792	0,852	-0,350	-0,364
1,2	0,738	-1,047	0,767	0,109	-0,385	0,223	-0,629	0,775	-0,414	-0,268
1,4	0,544	-0,893	0,772	-0,056	-0,761	0,112	-0,482	0,668	-0,456	-0,157
1,6	0,381	-0,741	0,746	-0,193	-0,609	0,029	-0,354	0,594	-0,477	-0,047
1,8	0,247	-0,596	0,696	-0,298	-0,443	-0,030	-0,245	0,498	-0,476	0,054
2,0	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,039	-0,213	0,268
4,0	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
5,0	-0,009	0,025	-0,033	0,013	0,046	0,000	0,011	-0,026	0,029	-0,002

Apesar da restrição do tipo de estaca e da variação linear do coeficiente de reação lateral ao longo da profundidade, o método calcula, através de coeficientes adimensionais simples, os valores dos esforços internos e dos deslocamentos na estaca. De acordo com Araújo (2013), as soluções de Matlock e Reese (1961) vêm sendo bastante empregadas para determinação de soluções analíticas de problemas e comparação com os resultados de prova de carga lateral bastante simples.

Os diagramas de esforços e deslocamentos gerados através do método de Matlock e Reese devem seguir a mesma configuração mostrada na Figura 3.2.

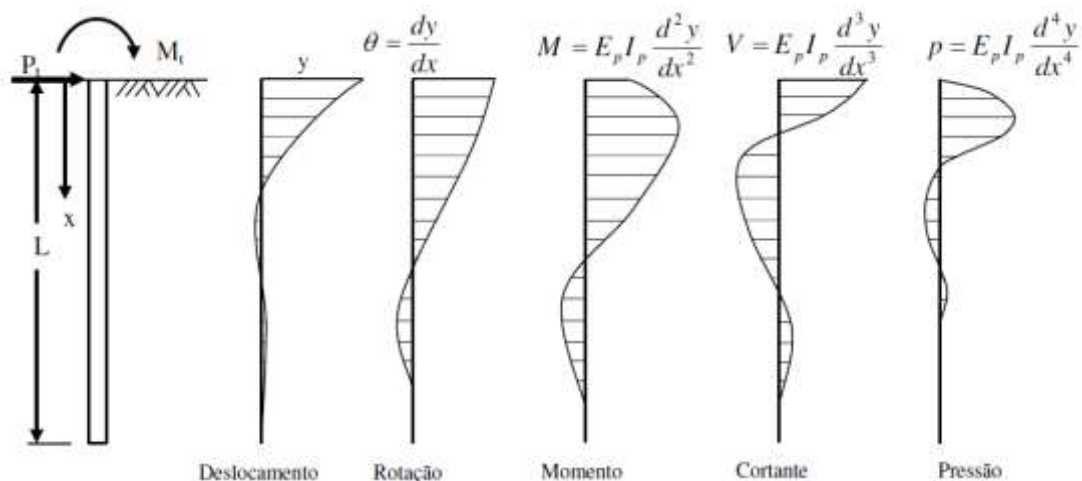


Figura 3.2 – Configuração geral dos diagramas de esforços internos, deslocamentos, rotações e pressão. Fonte: Alonso (2012).

3.1.2 Modelo utilizando a Equação Diferencial em Base Elástica com resolução utilizando a série de Fourier

Um dos modelos analíticos que se propõe a fazer esta análise é obtido a partir da equação diferencial da linha elástica considerando a base elástica (solo) representada pelo elemento de fundação trabalhando de forma integrada ao pilar da estrutura. No modelo, parte-se do princípio de que o comportamento do sistema solo-estrutura de fundação é semelhante ao de uma viga sob apoio elástico.

O tratamento analítico é realizado através de integrações sucessivas da equação diferencial da linha elástica e da consideração da reação do solo representada por uma carga distribuída ao longo do fuste da fundação profunda (reação horizontal do solo). Como resultado, podem ser obtidos os valores de rotação, deslocamento, momento fletor e esforço cortante para uma seção qualquer do elemento de fundação profunda. Vale ressaltar que na modelagem do problema existem diversas variáveis tais como: as propriedades dos elementos de fundação, as propriedades reológicas do solo, a profundidade do ponto considerado, dentre outras, que não serão consideradas por conta da complexidade analítica e da dificuldade de obtenção. Por essa razão, incorpora-se a Hipótese de Winkler a fim de se obter as respostas do problema. Assim, a equação diferencial do problema passa a ser dada por:

$$p = k_h(h - x)yb \quad (3.9)$$

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{k_h(h-x)yb}{EI} = 0 \quad (3.10)$$

Em que:

$$c_r = \frac{k_h b}{EI} \quad (3.11)$$

c_r é uma constante relativa ao coeficiente lateral do terreno;

k_h é o coeficiente de recalque lateral médio do terreno;

b é a base da seção transversal do pilar ou o diâmetro em pilares de seção circular;

E o módulo de elasticidade secante do concreto;

I a inércia da seção transversal do pilar.

Marchetti (2008) apresenta uma solução particular para Equação 3.10 através da utilização de série de Fourier, com posterior superposição dos efeitos dos esforços externos atuantes (força horizontal e momento fletor) e uma análise de cada elemento através da sua rigidez, a fim de determinar o deslocamento total do conjunto fundação-pilar, conforme mostra a Figura 3.3:

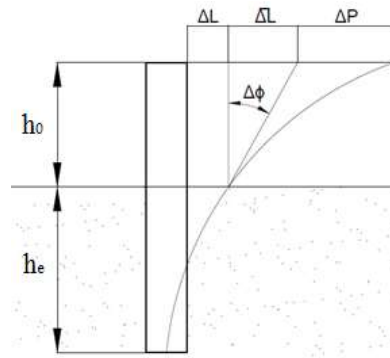


Figura 3.3: Deslocamento do conjunto fundação-pilar.

Fonte: Marchetti (2008).

Deste modo, o deslocamento final no topo do pilar é dado por:

$$\Delta_{final} = \Delta L + \overline{\Delta L} + \Delta P \quad (3.12)$$

Onde Δ_{final} é o deslocamento final, ΔL é o deslocamento na fundação, $\overline{\Delta L}$ é o deslocamento devido à deformação angular referente à seção de extremidade livre e

ΔP é o deslocamento no topo do pilar, incluindo o deslocamento do pilar e o deslocamento do aparelho de apoio (Neoprene), que é dado pela Equação 3.13.

$$\Delta P = \frac{H_0 h_0^3}{3EI} + \frac{n \cdot t}{G_n \cdot A_n} \quad (3.13)$$

Onde:

n é o número de camadas do aparelho de apoio;

t é a espessura de cada camada do aparelho de apoio;

G_n é o módulo de elasticidade transversal do aparelho de apoio (Neoprene);

A_n é a área da seção transversal do aparelho de apoio;

H_0 é a força horizontal atuante;

h_0 é a altura do pilar.

A rigidez da fundação é dada por:

$$K_f = \frac{1+0,01407 c_r h_e^5}{\frac{h_e^2}{6EI} (2h_e + 3h_0)} \quad (3.14)$$

Onde:

K_f representa a rigidez da fundação;

h_0 é a altura do pilar;

h_e é a altura da fundação.

Com a rigidez da fundação, pode-se determinar o deslocamento existe através da equação da linha elástica (Equação 3.9) como mostrado a seguir:

$$\Delta L = \frac{H_0}{K_f} = \frac{H_0}{\frac{1+0,01407 c_r h_e^5}{\frac{h_e^2}{6EI} (2h_e + 3h_0)}} = \frac{\frac{H_0 h_e^2}{6EI} (2h_e + 3h_0)}{1+0,01407 c_r h_e^5} \quad (3.15)$$

O deslocamento provocado pelas solicitações atuantes na superfície do terreno (força horizontal e momento fletor) faz com que a parte engastada e livre do pilar se desloque como corpo rígido. Esta deformação é conhecida como deformação angular da seção da extremidade livre, como pode ser visto na Figura 3.4:

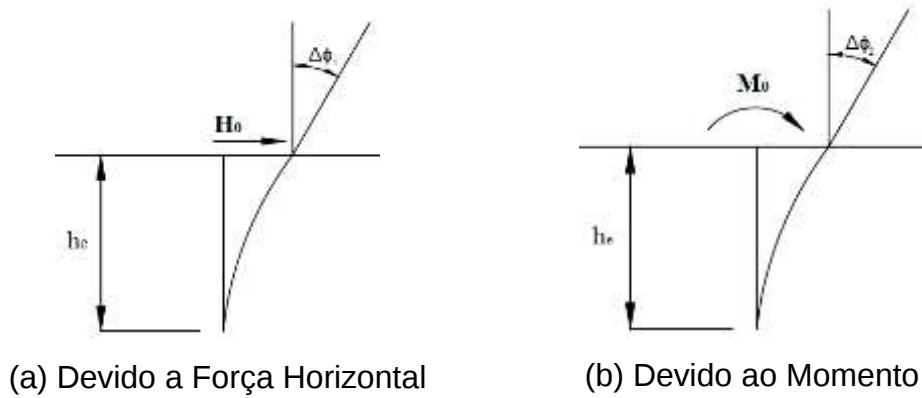


Figura 3.4: Deslocamento angular. Fonte: Marchetti (2008).

Este deslocamento angular representado pela força horizontal e pelo momento é determinado através das seguintes equações:

$$\Delta\Phi_1 = \frac{\pi H_0}{(1+0,01407c_r h_e^5) \frac{6EI}{h_e^2}} \quad (3.16)$$

$$\Delta\Phi_2 = \frac{\pi M_0}{(1+0,01407k_r h_e^5) \frac{4EI}{h_e}} = \frac{\pi H_0}{(1+0,01407k_r h_e^5) \frac{4EI}{h_e h_0}} \quad (3.17)$$

$$\overline{\Delta L} = (\Delta\Phi_1 + \Delta\Phi_2)h_0 \quad (3.18)$$

$$\overline{\Delta L} = \frac{\frac{\pi H_0 h_0 h_e (2h_e + 3h_0)}{12EI}}{1+0,01407k_r h_e^5} \quad (3.19)$$

O deslocamento final do pilar é o mesmo dado pela Equação 3.12, como segue:

$$\Delta_{final} = \Delta L + \overline{\Delta L} + \Delta P \quad (3.20)$$

$$\Delta_{final} = \frac{\frac{H_0 h_e^2 (2h_e + 3h_0)}{6EI}}{1+0,01407k_r h_e^5} + \frac{\frac{\pi H_0 h_0 h_e (2h_e + 3h_0)}{12EI}}{1+0,01407k_r h_e^5} + \frac{H_0 h_0^3}{3EI} + \frac{n.t}{G_n.A_n} \quad (3.21)$$

$$\Delta_{final} = \frac{\frac{H_0 h_e (2h_e + 3h_0)(2h_e + \pi h_0)}{12EI}}{1+0,01407k_r h_e^5} + \frac{H_0 h_0^3}{3EI} + \frac{n.t}{G_n.A_n} \quad (3.22)$$

3.2 Método numérico de análise da interação solo-estrutura

Os métodos que descrevem os problemas de interação solo-estrutura com a utilização do meio contínuo íntegro são baseados em aproximações numéricas por conta da complexidade da consideração desse meio.

Nesse contexto, as abordagens mais utilizadas para resolução de problemas de meio contínuo são: Método de Elementos Finitos (MEF), Método das Diferenças Finitas, Método de Elementos de Contorno e Método de Elementos Discretos. Neste trabalho, será tratado apenas o MEF.

O Método de Elementos Finitos (MEF) é uma ferramenta numérica de resolução de problemas em meio contínuo, através da aproximação do sistema físico original em um modelo matemático expresso por equações matemáticas. O MEF é um método aproximado e aplicado geralmente em problemas que não são possíveis obter soluções satisfatórias por métodos analíticos. Em síntese, o MEF trata o problema contínuo como discreto, visto que no problema contínuo a subdivisão do corpo é continuamente indefinida e o problema é estudado apenas por uma abstração matemática de um infinitesimal, gerando equações diferenciais complexas. Já no discreto, o objeto é dividido em um número finito de variáveis, nos quais se aplicam conceitos numéricos para se atingir as respostas (Cavalcante, 2016).

Este método surgiu como uma evolução da análise matricial de estruturas com uma formulação inicial voltada para a engenharia aeronáutica, como por exemplo, para análise de distribuições de tensões em chapas de asas de aviões. Atualmente, é a ferramenta com maior aplicabilidade em problemas de engenharia em geral, abrangendo desde análises de transferência de calor até escoamento de fluidos e eletromagnetismo. Na engenharia geotécnica, este método é usado em diversas situações, como por exemplo, a simulação da interferência das etapas de construção de uma edificação em um maciço de solo, consideração da interação solo-estrutura (ISE), comportamentos de túneis, fluxo de água em um maciço de solo, análise de muros e encontros de pontes com solos reforçados com geossintéticos, e diversos outros estudos que abrangem os problemas da mecânica dos solos.

Na Figura 3.5, Lade (2005) demonstra o comportamento contínuo de um problema envolvendo o carregamento de uma fundação, em que, para diferentes

posições do elemento de solo, apresenta diferentes comportamentos na relação carga *versus* deslocamento.

Uma alternativa para estas abordagens contínuas está na utilização das ferramentas baseadas na discretização, que representa o comportamento dos materiais envolvidos por um conjunto de elementos independentes interagindo uns com os outros pelo seu domínio de contorno, ou seja, elementos finitos.

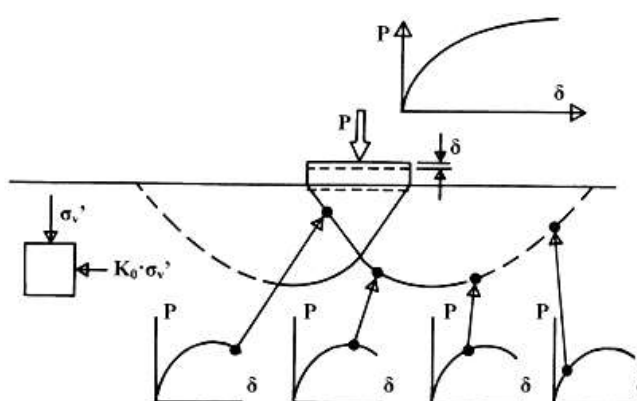


Figura 3.5 – Comportamento de um meio contínuo em um carregamento de uma fundação. Fonte: Lade (2005).

3.2.1 – Modelagem dos elementos estruturais através do SAP2000

O programa SAP2000 faz parte de um grupo de programas de análise estrutural da *Computers and Structures, Inc.* que utilizam a mesma plataforma de conhecimento denominada *CsiKnowledge*. O programa possui uma biblioteca de elementos finitos, formada pelos tipos de elementos mais comuns na modelagem de estruturas e que possibilitam uma análise cada vez mais próxima do modelo real da estrutura.

3.2.1.1 – Elementos finitos utilizados na modelagem via programa SAP2000

Os elementos de barra (*frame*) que serão utilizados na modelagem possuem 2 nós, sendo 6 graus de liberdade em cada nó, ou seja, são transmitidos automaticamente 3 deslocamentos e 3 rotações, uma em cada eixo de referência como mostrado na Figura 3.6.

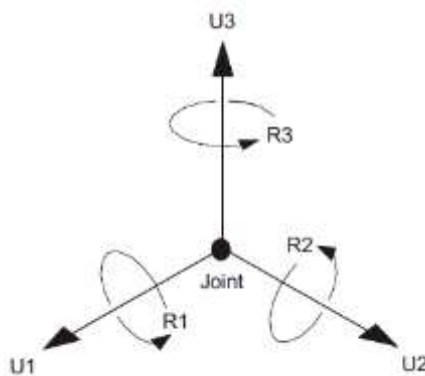


Figura 3.6: Os seis graus de liberdade no sistema de coordenadas locais.

Fonte: Csi Reference Manual (2015).

Esses elementos serão utilizados para modelar os pilares e tubulões retos. A partir da definição dos eixos locais fica mais fácil interpretar os resultados dos esforços internos e deslocamentos provenientes dos elementos finitos de barra, que fornecem momentos fletores e esforços cortantes em duas direções, momento de torção em torno do eixo axial e esforço normal.

Os nós (*joint*) a serem utilizados apresentam 6 graus de liberdade, ou seja, em cada nó existem 3 deslocamentos e 3 rotações. Os nós serão usados de maneira especial na modelagem no SAP2000 visto que, além de limitarem o início e o fim dos elementos de barra, receberão os apoios elásticos nas três direções do sistema de coordenadas locais. Estas molas representarão a reação do solo no entorno do tubulão reto.

Os resultados dos esforços internos e suas respectivas convenções de sinais para os esforços positivos são representados conforme mostrado na Figura 3.7.

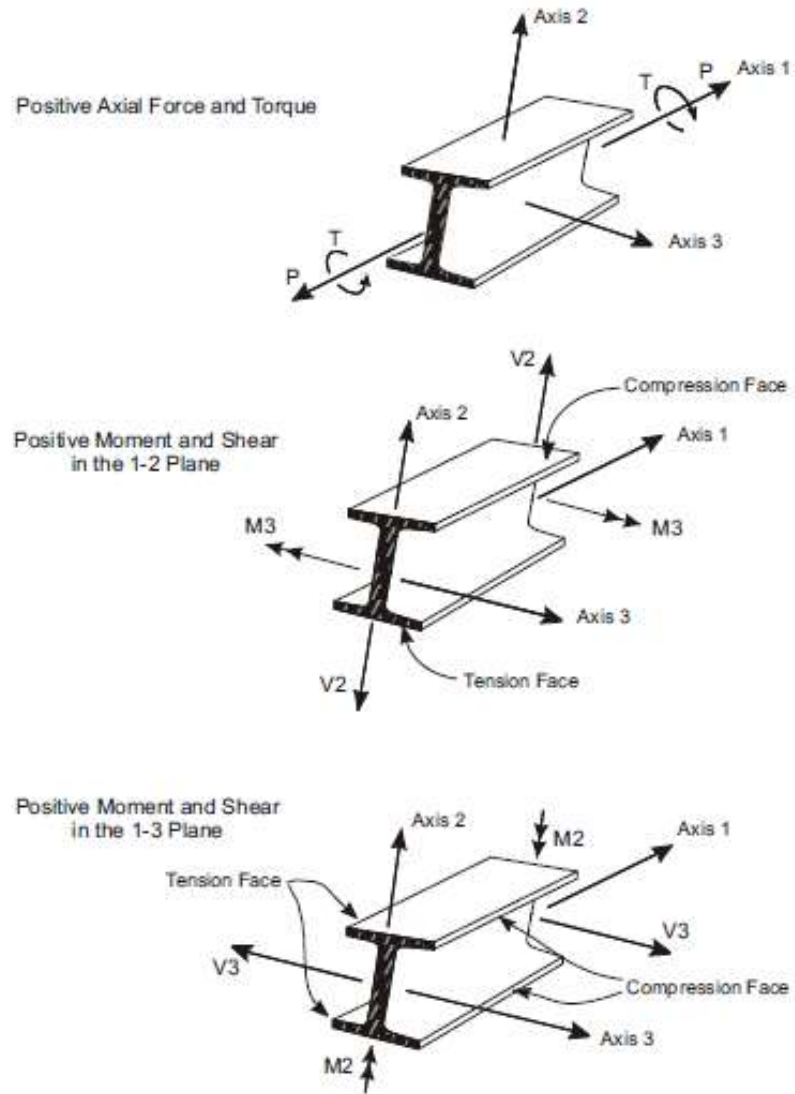


Figura 3.7: Esforços internos nos elementos finitos de barra.
 Fonte: Csi Reference Manual (2015).

CAPÍTULO 4

Características e modelagem numérica da ponte

Este capítulo apresenta, na primeira parte, as características da ponte estudada, bem como as ações atuantes em sua estrutura. Na segunda parte, apresenta-se a modelagem da superestrutura e mesoestrutura de uma ponte em concreto armado realizada no programa CsiBridge v17, via Método dos Elementos Finitos (MEF), considerando apoios rígidos dos pilares de sustentação da ponte, a fim de obter os esforços verticais e horizontais resultantes. Por fim, é apresentada a modelagem do conjunto pilar-tubulão realizada no programa SAP2000 e, posteriormente, são apresentados os modelos idealizados da meso e infraestrutura que serão analisados considerando a interação solo-estruturas (ISE), a fim de investigar os deslocamentos e momentos fletores do conjunto pilar-tubulão e seus efeitos na estrutura.

4.1 Modelo de ponte proposto

Será utilizado um modelo de ponte em concreto armado com duas longarinas retas de alma cheia a fim de obter os esforços verticais e horizontais que, posteriormente, serão usados para analisar a interação solo-estruturas (ISE) do conjunto pilar-tubulão. Este modelo será tratado de duas formas: **(a)** considerando as lajes de transição apoiadas no tabuleiro da ponte com o carregamento devido à contribuição do empuxo de terra na cortina e os efeitos das cargas móveis atuando conjuntamente e **(b)** considerando as lajes de transição apoiadas em encontros rígidos nas extremidades, não transmitindo as cargas supracitadas ao tabuleiro da ponte.

4.1.1 Materiais utilizados

Em todos os modelos serão utilizadas as mesmas características do material definidas de acordo com a boa prática de projeto e com base na NBR 6118 (2014). Assim, fica válida a hipótese dos pequenos deslocamentos e a análise estrutural será feita na posição indeformada da estrutura. Vale ressaltar que o escopo da pesquisa estará restrito a análise estrutural e, portanto, não será tratado o dimensionamento dos elementos da ponte. As características mecânicas adotadas para todos os modelos são apresentadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Características do material. Fonte: Autor (2018).

Concreto	
Resistência Característica à Compressão (f_{ck})	30 MPa
Módulo de Elasticidade Secante (E_{cs})	26838,40 MPa
Coeficiente de Poisson	0,2
Peso Específico	25 kN/m ³
Coeficiente de Dilatação Térmica (α)	10 ⁻⁵ °C ⁻¹

4.1.2 Geometria da ponte

Este item apresenta o modelo de um projeto de ponte rodoviária hiperestática hipotética executada em concreto armado e em tabuleiro apoiado sobre duas vigas retas (longarinas) principais. Estas, por sua vez, apoiam-se em pilares de seção circular maciça que terminam em tubulões retos.

Segundo o DNIT (2006), na escolha das características técnicas que as estradas devam apresentar no seu estágio final, o fator a considerar-se, predominantemente, é o máximo volume de tráfego misto diário previsto no fim dos seus primeiros anos. Nesta pesquisa será considerada uma rodovia de Classe I – 1000 ou mais veículos/dia, e uma ponte de acordo com a NBR 7188 (2013) de Classe 45.

Como se pode observar na Figura 4.1 que apresenta um esquema geral da ponte na situação em que as lajes de transição apoiam diretamente na estrutura da ponte (situação **(a)** de análise), a mesma possui uma extensão total de 50,0 m

subdividida em 2 vãos de 20,0 m e 2 balanços de 5,0 m. A Figura 4.2 apresenta um esquema geral da ponte na situação em que as lajes de transição estão apoiadas em encontros rígidos (situação **(b)** de análise). Na Figura 4.3 é mostrada a vista superior da ponte e na Figura 4.4 é mostrada a localização dos pilares.

O acesso à OAE é feito através das lajes de transição com 4,0 m de comprimento em cada bordo que podem ou não estar apoiadas diretamente na ponte (situações **(a)** ou **(b)** de análise). As vigas são apoiadas em pilares de seção circular de 101 cm de diâmetro e que possuem gabarito livre de 7,0 m de altura sob a ponte. Este valor do diâmetro dos pilares é o mesmo praticado para os tubulões da ponte e foi obtido através do cálculo da seção equivalente de concreto simples, transformando uma seção em concreto armado em uma seção equivalente em concreto simples. Estes pilares apresentam um comprimento total de 21,0 m dos quais 7,0 m de extensão livre e 14,0 m enterrado no solo funcionando como uma fundação em tubulão reto ou estação em concreto armado. Os aparelhos de apoio são de Neoprene Fretado. O concreto utilizado possui resistência característica à compressão de 30 MPa (C-30). A armadura utilizada é de aço CA-50.

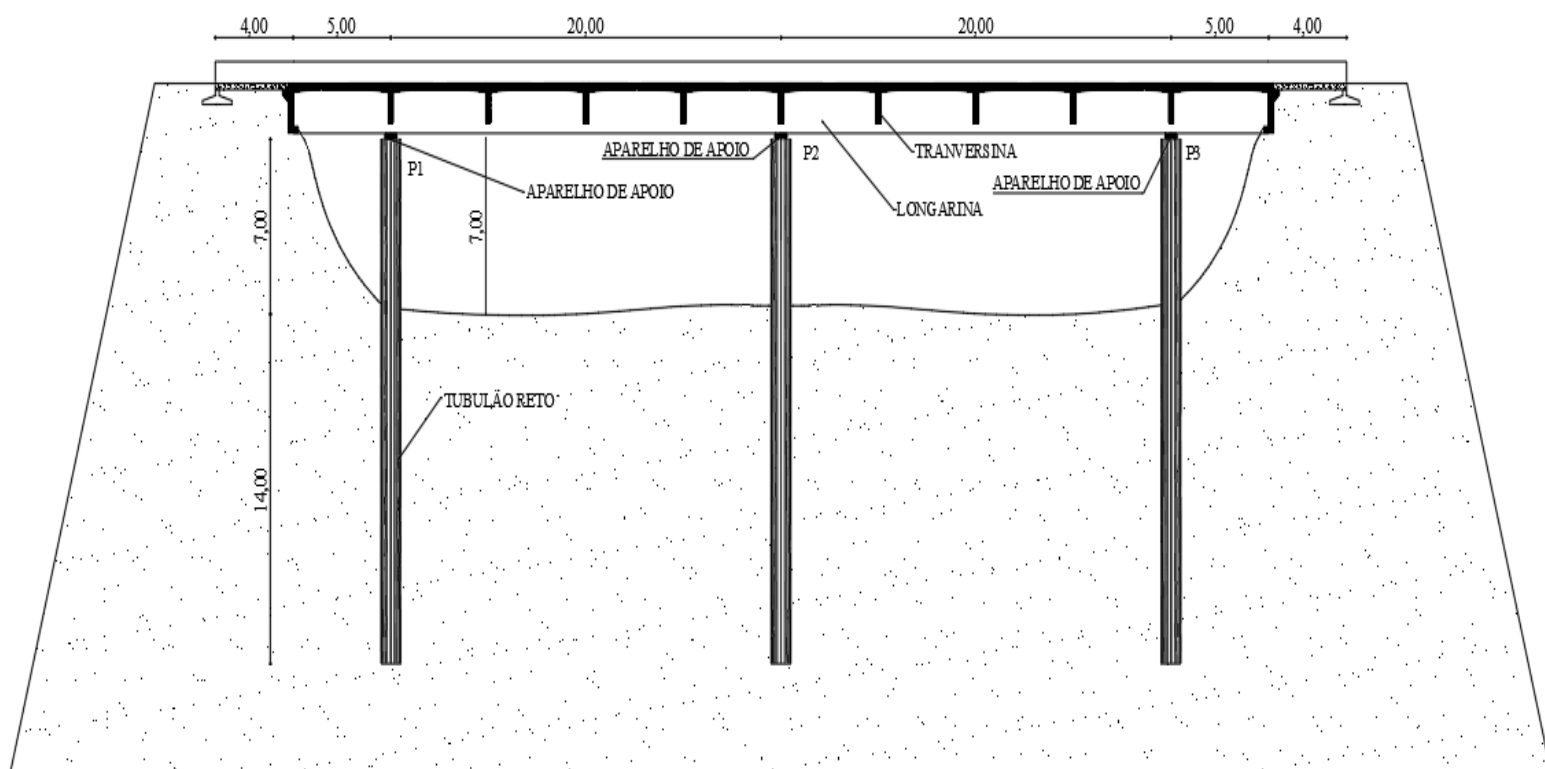


Figura 4.1 – Seção longitudinal para a situação **(a)** de análise. Fonte: Autor (2018).

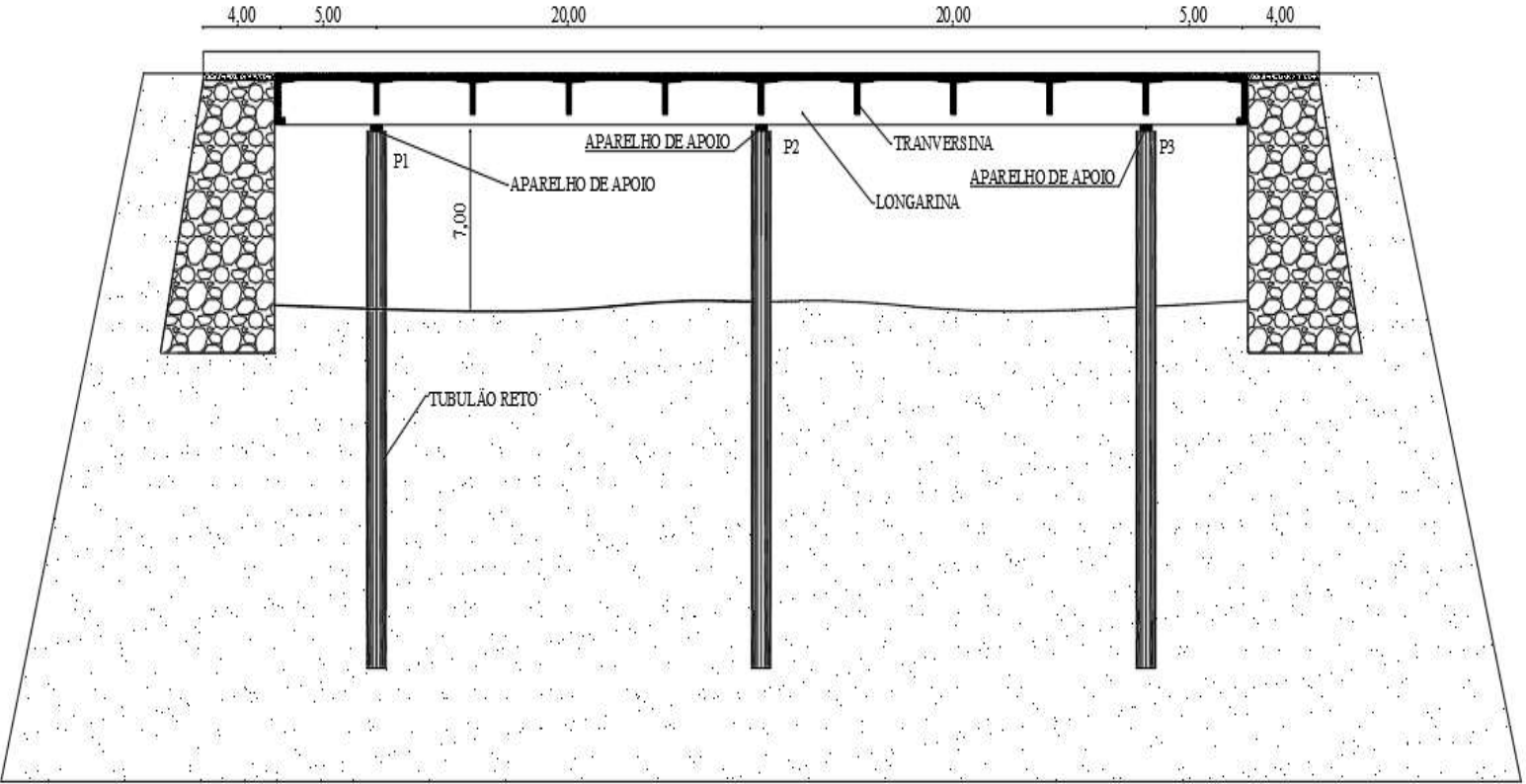


Figura 4.2 – Seção longitudinal para a situação **(b)** de análise. Fonte: Autor (2018).

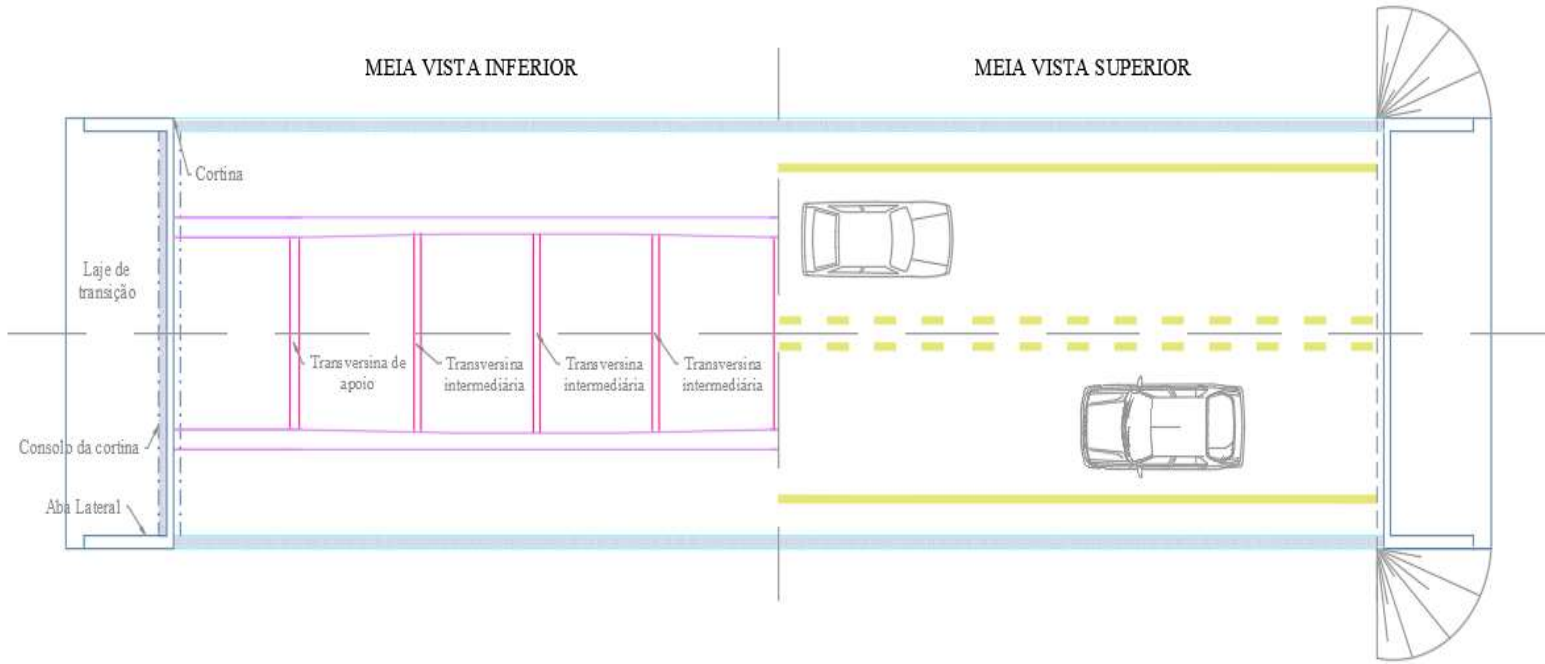


Figura 4.3 – Vista superior. Fonte: Autor (2018).

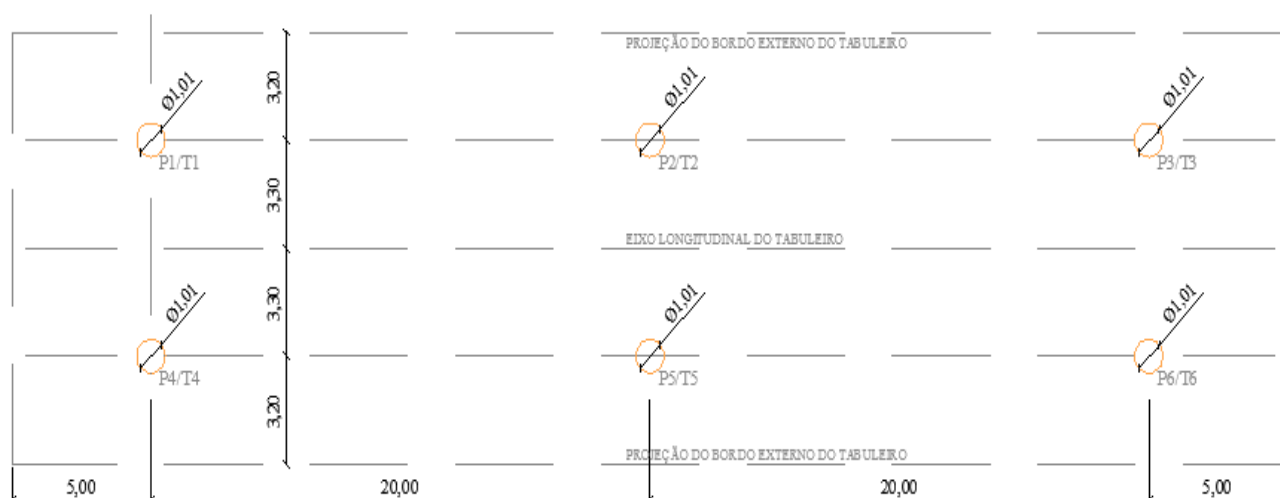


Figura 4.4 – Locação dos pilares e fundação. Fonte: Autor (2018).

A seção transversal da ponte possui 13,0 m de extensão, sendo 6,60 m entre eixos das longarinas e 3,2 m em balanço de cada lado. Para o capeamento asfáltico foi adotado inclinação de 1% a partir do centro do tabuleiro com espessura mínima de 7,0 cm. As seções transversais da ponte são mostradas nas Figuras 4.5 e 4.6.

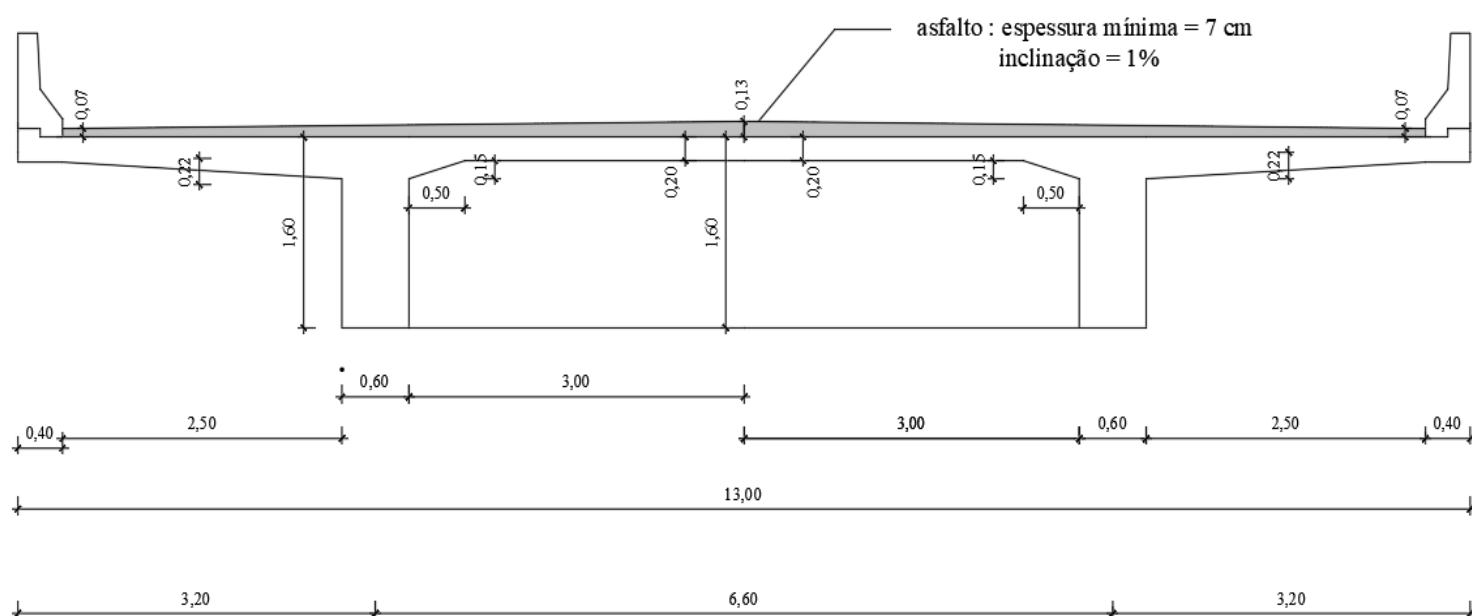


Figura 4.5 - Seção transversal da ponte – Apoio. Fonte: Autor (2018).

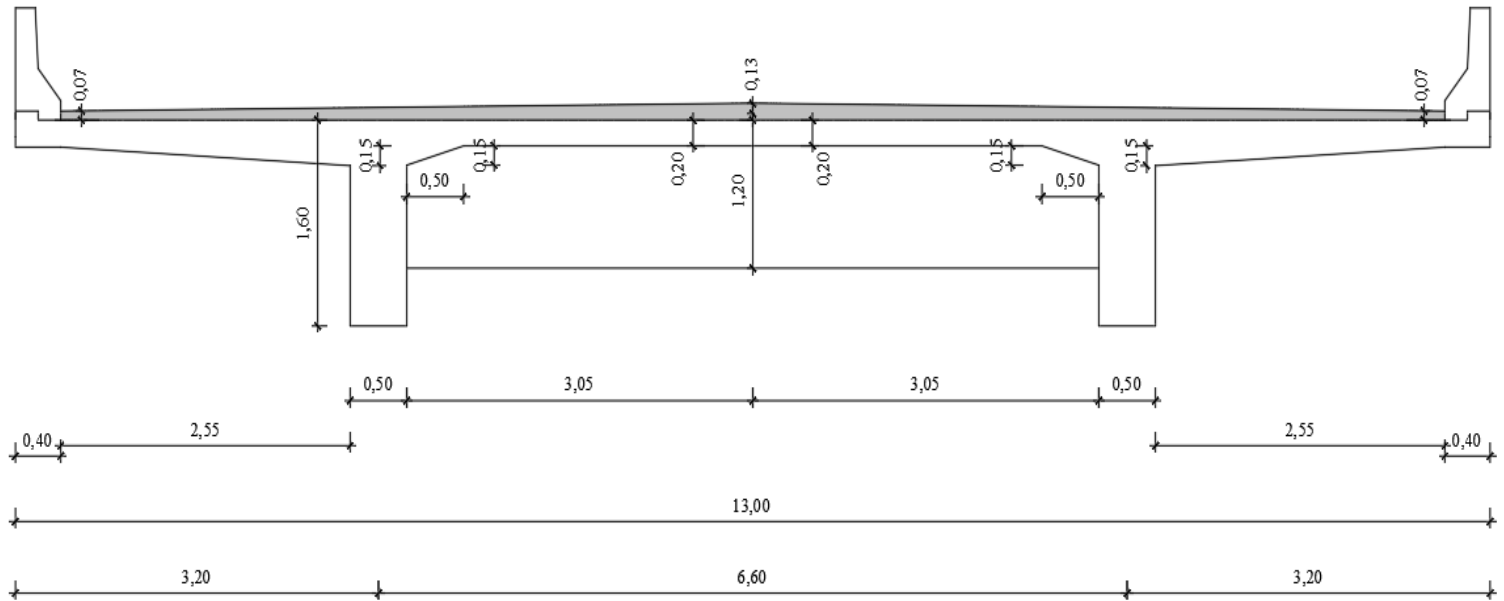


Figura 4.6 - Seção transversal da ponte – Meio do vão. Fonte: Autor (2018).

Os detalhes da barreira lateral, pingadeira, aba lateral, cortina e laje de transição estão de acordo com as recomendações do DNER (1996) e são mostrados nas Figuras 4.7 e 4.8.

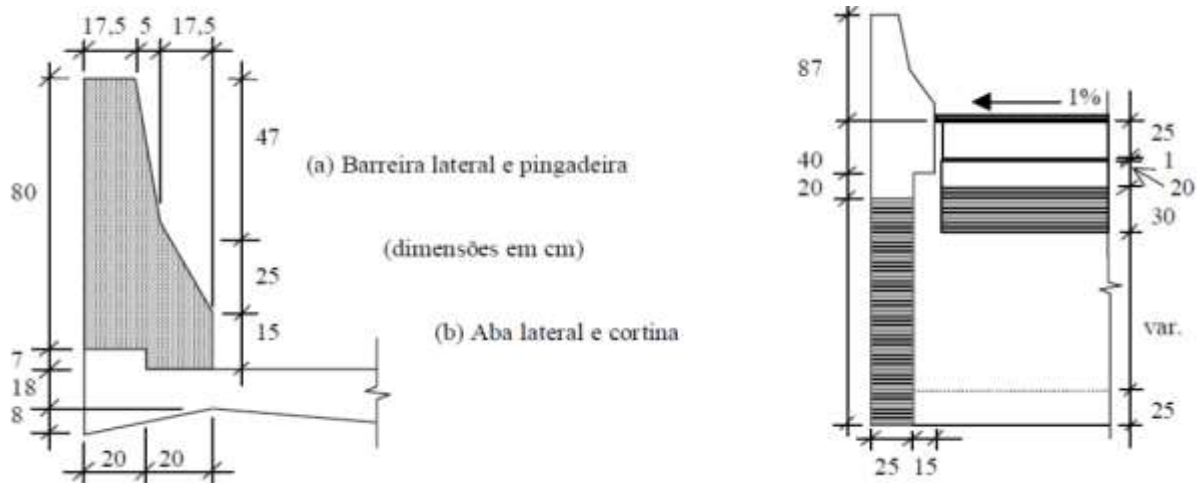


Figura 4.7 - Detalhes da barreira lateral, pingadeira, aba lateral e cortina.

Fonte: DNER (1996).

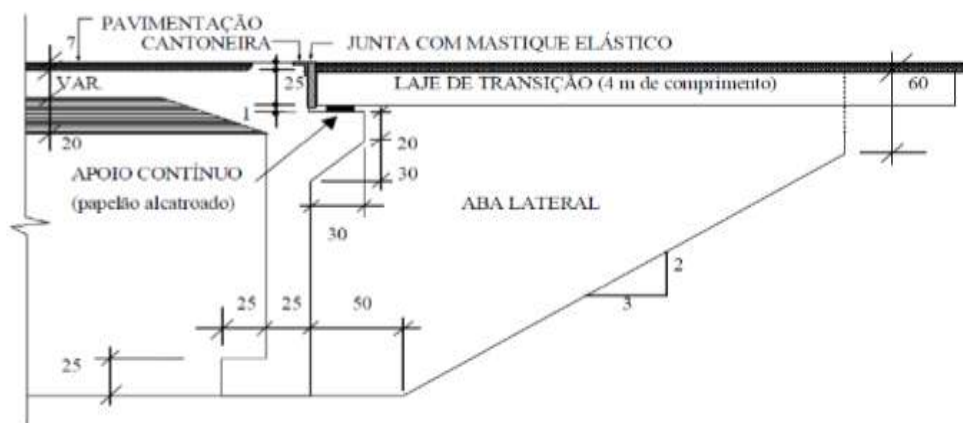


Figura 4.8 – Dimensões e detalhamento cortina, laje de transição e aba lateral.

Fonte: DNER (1996).

Além das duas longarinas na direção longitudinal, o viaduto conta ainda com 9 transversinas de meio de vão e duas transversinas nos apoios na direção transversal, com seções transversais mostradas na Figura 4.9.

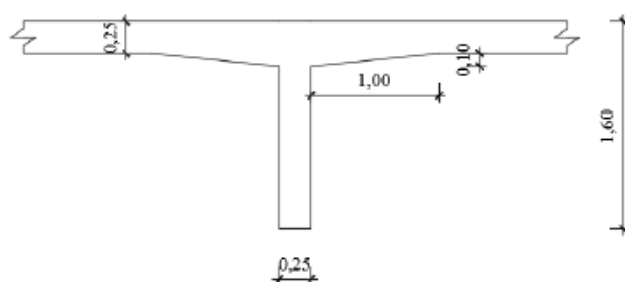


Figura 4.9: Seção transversal das transversinas intermediárias da ponte. Fonte:

Autor (2018).

4.2 Ações atuantes na ponte

O levantamento das ações atuantes na ponte em estudo será feito de acordo com as prescrições das normas pertinentes e com bibliografias relacionadas ao tema. Vale salientar que, nesta pesquisa, as ações serão consideradas com seus valores característicos e as ações devido às colisões de veículos, deslocamentos de

fundações e eventos excepcionais como sismos e explosões, por exemplo, serão desprezadas.

É importante ressaltar que algumas ações serão introduzidas no programa CsiBridge 2017 v17, ao passo que outras serão obtidas pelo próprio programa a partir de dados de entrada como: seção transversal (dimensões, tipo, quantidade de longarinas), tipo de material, resistência característica do concreto, classe da ponte, seção longitudinal (dimensões, quantidade de transversinas, quantidade e tamanho dos vãos), entre outras características. Nesta pesquisa, serão consideradas as ações horizontais e verticais indicadas na Figura 4.10.

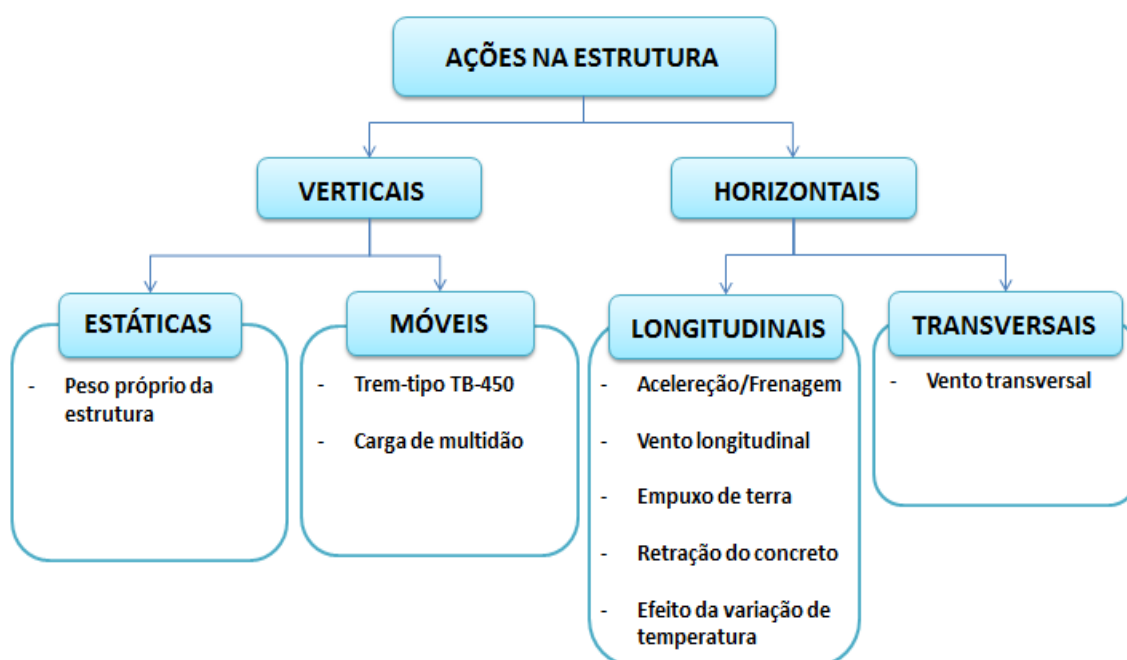


Figura 4.10 - Resumo das ações verticais e horizontais atuantes em estruturas de pontes em estudo. Fonte: Autor (2018).

4.2.1 Ações verticais

As ações verticais permanentes consistirão, basicamente, nas cargas oriundas do peso próprio dos elementos estruturais constituintes da superestrutura da ponte. Para o caso em estudo, considerar-se-á o peso próprio do tabuleiro (barreiras laterais, revestimento asfáltico, lajes em concreto armado), longarinas e transversinas.

Para as ações verticais móveis, a NBR 7188 (2013) prever a aplicação da carga móvel rodoviária padrão TB-450 definida por um veículo tipo de 450 kN, com seis rodas, $P = 75$ kN, três eixos de carga afastados entre si de 1,5 m, com área de ocupação de 18,0 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída $p = 5$ kN/m², conforme a Figura 4.11.

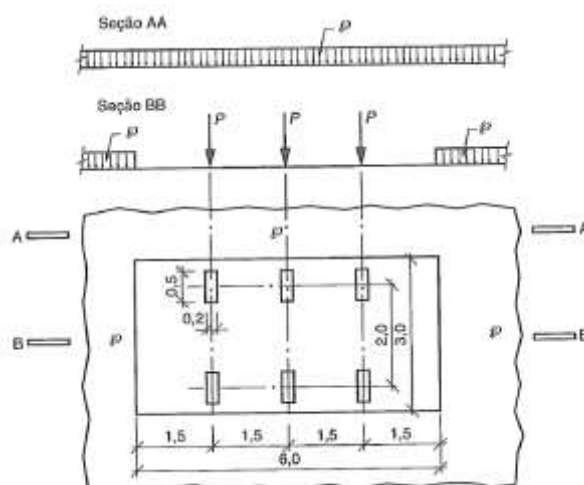


Figura 4.11 - Modelo de trem-tipo com a disposição das cargas estáticas.

Fonte: NBR 7187 (2013).

A Figura 4.12 mostra o TB-450 que foi lançado no programa CsiBridge v17. O programa faz a carga móvel percorrer todo tabuleiro. Cabe salientar que o programa considera carga de multidão nos locais de aplicação das cargas pontuais do trem-tipo, ou seja, considera a carga de multidão abaixo do veículo, o que não é previsto na norma brasileira. Diante desta situação, o procedimento utilizado foi semelhante ao apresentado em Cavalcante (2016), ou seja, a fim de reproduzir o carregamento da NBR 7187 (2013) foi criado um trem-tipo complementar com área igual a do veículo TB-450, porém com cargas distribuídas com o mesmo valor da carga de multidão 5,0 kN/m² e com o sentido oposto a fim de anular o valor da carga de multidão na área abaixo do veículo.

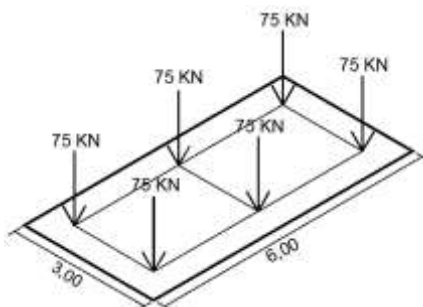


Figura 4.12 – Trem tipo que foi implementado no programa. Fonte: Autor (2018).

4.2.2 Ações horizontais longitudinais e transversais

As ações horizontais são especialmente relevantes em estruturas de pontes por se tratarem de forças aplicadas, muitas vezes, diretamente na superestrutura que geram esforços solicitantes consideráveis na mesoestrutura e infraestrutura da OAE. Os detalhes de suas obtenções estão no Anexo A desta pesquisa, sendo mostrados nesse item apenas alguns aspectos importantes relacionados aos valores utilizados nos cálculos.

a) Ações horizontais longitudinais

Frenagem e Aceleração:

A NBR 7187 (2003) em seu item 7.2.1.5 define que a carga de frenagem e aceleração deve ser calculada como uma fração das cargas móveis, sem considerar o impacto. Para pontes rodoviárias, deve-se tomar a carga aplicada na superfície de rolamento do tabuleiro como sendo igual ao maior dos seguintes valores: 5% do peso do carregamento do tabuleiro com as cargas móveis distribuídas, excluídos os passeios, ou 30% do peso do veículo tipo.

Vento longitudinal:

De acordo com a AASHTO (2014), para a direção longitudinal, sobre a superestrutura, adota-se 25% da força de vento que atua na direção transversal. Já sobre a carga móvel adota-se 40% da força de vento que atua na direção transversal.

Empuxo de terra na cortina:

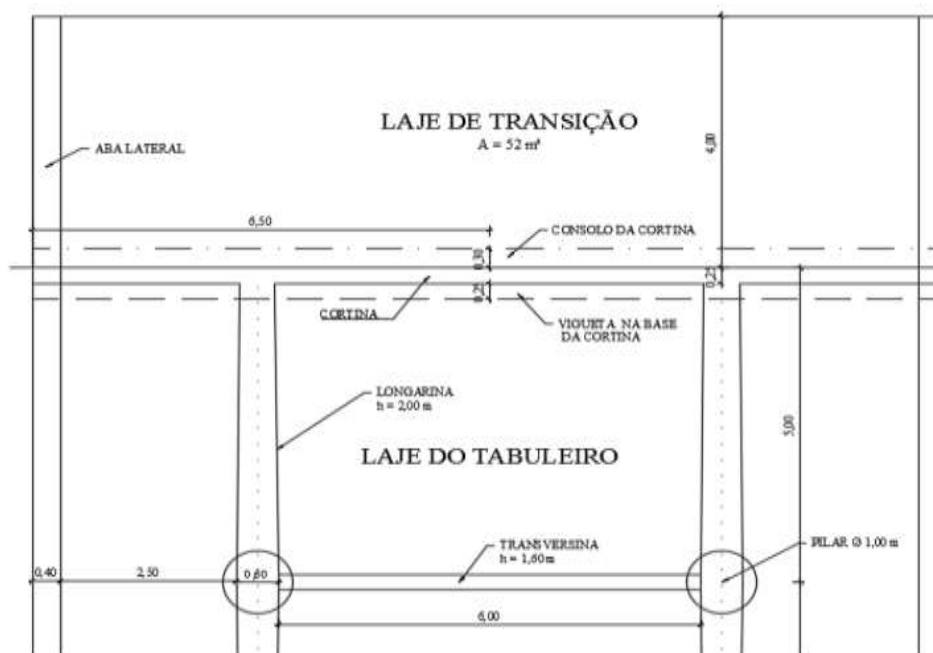


Figura 4.14 – Detalhe da cortina e laje de transição. Fonte: Autor (2018).

Esses esforços, somados aos de aceleração/frenagem, vento longitudinal serão distribuídos em cada pilar de acordo com a rigidez de cada um deles.

Empuxo de terra nos pilares:

No caso de pilares sobre tubulões reto esta ação tem valor significativo e será modelada com os dados experimentais do solo e simulando o solo por molas através do programa SAP2000, como será mostrado no item 4.2.4 deste capítulo.

Efeitos da temperatura:

Para a determinação dos efeitos da dilatação da superestrutura sobre a mesoestrutura, na falta de indicações específicas para pontes nas normas atuais, será adotado o critério da NBR 7187 (1987), onde se considera uma variação uniforme de temperatura ΔT de 15°C . Será adotado também como coeficiente de dilatação térmica do concreto $\alpha = 10^{-5}^{\circ}\text{C}^{-1}$.

$$F_i = K_i \cdot x_i \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad (4.1)$$

Sendo K_i a rigidez de cada pilar e x_i a distância entre o pilar e o centro de rigidez dos pilares.

Retração:

Para consideração dos esforços devido à retração será utilizado o Anexo A da NBR 6118 (2014). Um dado de entrada necessário é a espessura fictícia, calculada em função da área e do perímetro exposto da seção da longarina, dada por:

$$h_{fic} = \gamma \cdot \frac{A_c}{u_{ar}} \quad (4.2)$$

Onde:

A_c = área da seção transversal da peça

u_{ar} = parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar.

γ = coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente (U%) (ver Tabela A.1 da NBR 6118 (2014)), sendo:

$$\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U) \quad (4.3)$$

Para as condições ambientais típicas da região nordeste usualmente adota-se valor de $\gamma = 2$.

b) Ação horizontal transversal

Vento Transversal

Na falta de procedimento atual para determinação da força do vento na direção transversal será adotado o que preconizava a NB-2 (1961). Utiliza-se uma pressão de vento de 1,5 kN/m² para a ponte descarregada e uma pressão de 1,0 kN/m² para a ponte carregada, considerando-se o veículo com 2,0 m de altura.

4.2.3 Modelagem da ponte considerando apoios rígidos

O CsiBridge v17 é um programa de análise estrutural específico para a modelagem numérica de estruturas de pontes e viadutos, que possibilitou a discretização da estrutura de forma tridimensional via MEF considerando o acoplamento da laje, longarinas, transversinas e pilares, levando em conta a excentricidade existente entre esses elementos estruturais. Como consequência deste funcionamento conjunto, a laje funciona em termos globais e na direção

longitudinal da ponte, como mesa de compressão (Jovem, 2017). Vários pesquisadores tem mostrado que esse tipo de modelagem vem representando melhor o comportamento da estrutura da ponte.

Nesta pesquisa, as vigas longarinas e as transversinas serão modeladas como pórtico espacial com os mesmos elementos de barra (*frame*) mostrados no item 3.2.1.1, enquanto a laje será modelada com o uso de elementos planos de casca (*Shell*). No CsiBridge v17 cada elemento de casca (ou outro tipo de elemento de área) deve apresentar um dos formatos indicados na Figura 4.15, podendo ser:

- Quadrangulares, definido por 4 pontos **j1**, **j2**, **j3** e **j4**;
- Triangulares, definido por 3 pontos **j1**, **j2** e **j3**.

A formulação do elemento quadrangular é mais precisa dos dois. O elemento triangular é recomendado apenas para estruturas em que as tensões não mudem rapidamente. Assim como nos elementos de barra, cada nó possui 6 graus de liberdade. Quanto às restrições de movimentos e à transmissão dos esforços internos irão depender das condições de contorno que variam de acordo com os apoios da estrutura. Os nós **j1** a **j4** definem os vértices da superfície de referência do elemento de casca. Para elementos de casca homogêneos este é o plano médio do elemento, porém, para elementos heterogêneos (com camadas de materiais diferentes) a localização desta superfície deve ser relativa a cada camada de material. Ainda segundo o manual do programa, o cálculo da rigidez desses elementos é feito através de uma integração numérica, em que as tensões e os esforços internos são avaliados nos pontos de integração de Gauss e, posteriormente, extrapolados para os nós do elemento.

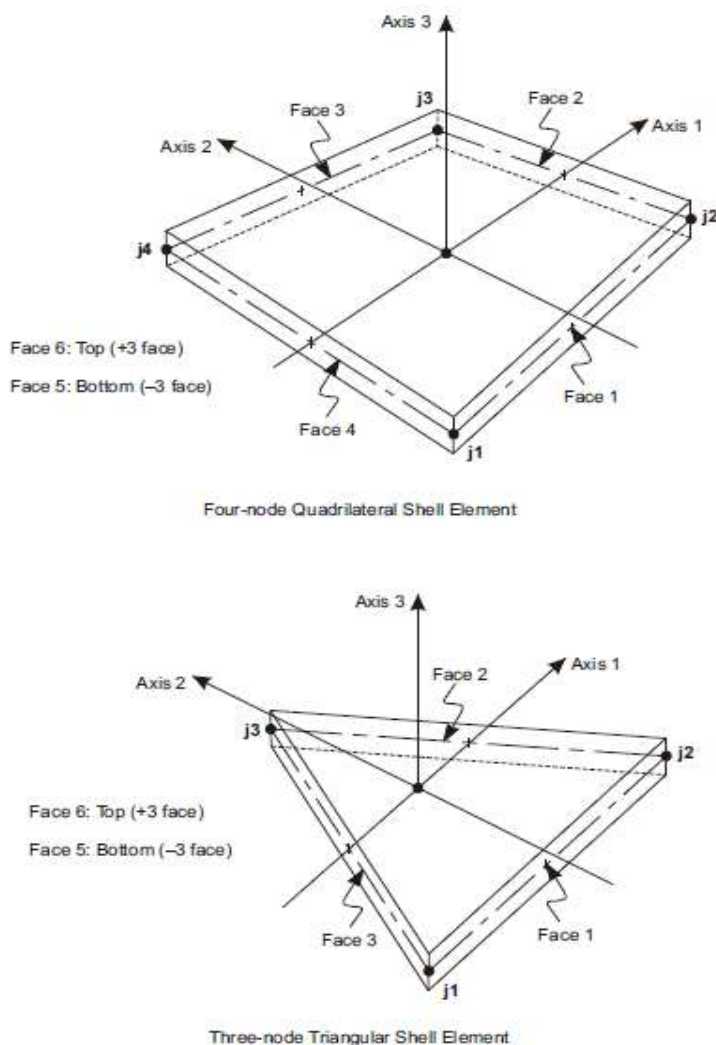


Figura 4.15 – Definição das faces e eixos locais dos elementos de área.

Fonte: *Csi Reference Manual* (2015).

A Figura 4.16 mostra a utilização dos elementos de área (*shell objects*) do tipo quadrangular com 4 nós na modelagem do tabuleiro, dos elementos de barra (*frame objects*) na modelagem dos pilares e os nós (*joints*), que limitam cada elemento e podem conter molas que representam os aparelhos de apoio e as vinculações da ponte.

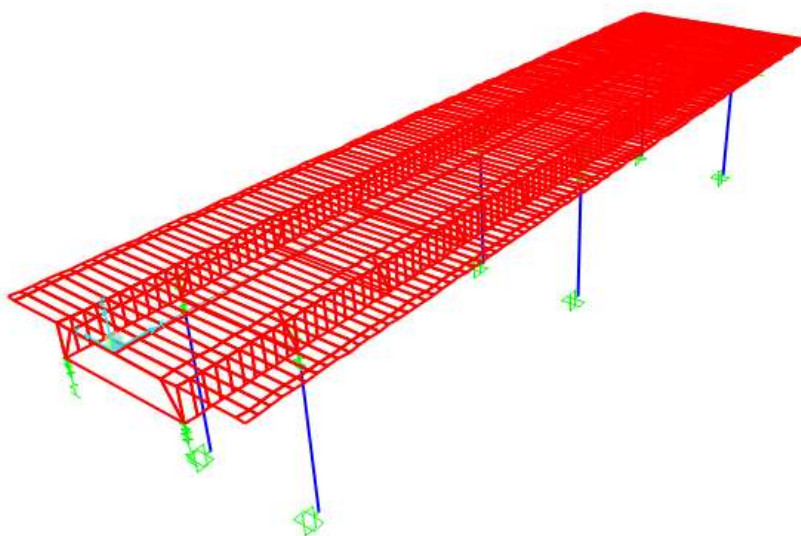


Figura 4.16 – Modelagem da ponte em estudo, mostrando os elementos finitos utilizados. Fonte: CsiBridge (2017).

A Figura 4.17 mostra de maneira mais clara a volumetria da ponte em estudo facilitando a percepção da estrutura da ponte como um todo.

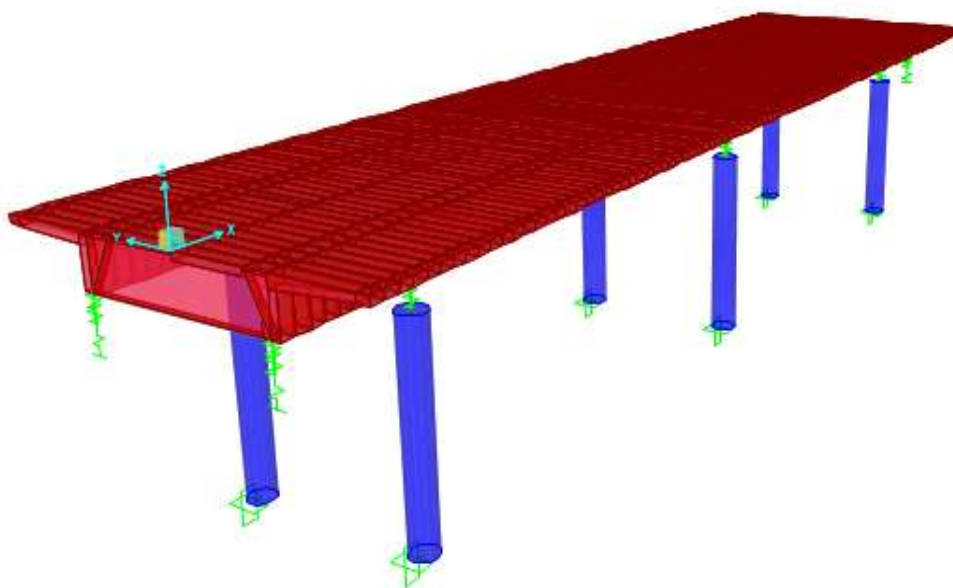


Figura 4.17 – Versão extrudada da ponte em estudo, evidenciando sua volumetria. Fonte: CsiBridge (2017).

Para a modelagem executada nesta pesquisa, a seção transversal foi discretizada como se indica na Figura 4.18, utilizando elementos de barra para

modelar as longarinas, elementos de casca com 4 nós para modelar o tabuleiro e molas para modelar os aparelhos de apoio.

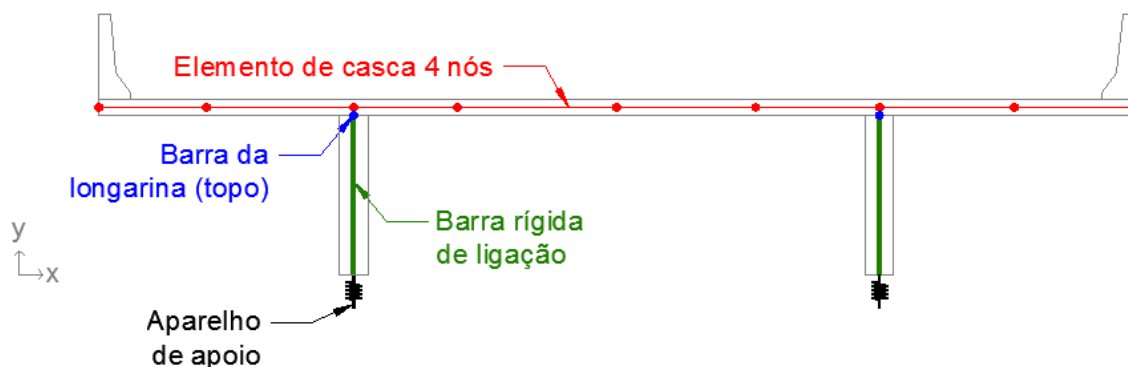


Figura 4.18 - Definição dos elementos finitos da seção transversal.

Fonte: Autor (2018).

Após a modelagem no programa CsiBridge v17, foram obtidos os esforços internos nos pilares em estudo, bem como sua configuração deformada. Os momentos fletores e esforços cortantes máximos na direção longitudinal da ponte (região de encontro pilar-fundação) para cada situação modelada no programa, considerando as regiões A e B (especificadas no item 4.3.2), são mostrados nas Figuras 4.19, 4.20, 4.21.

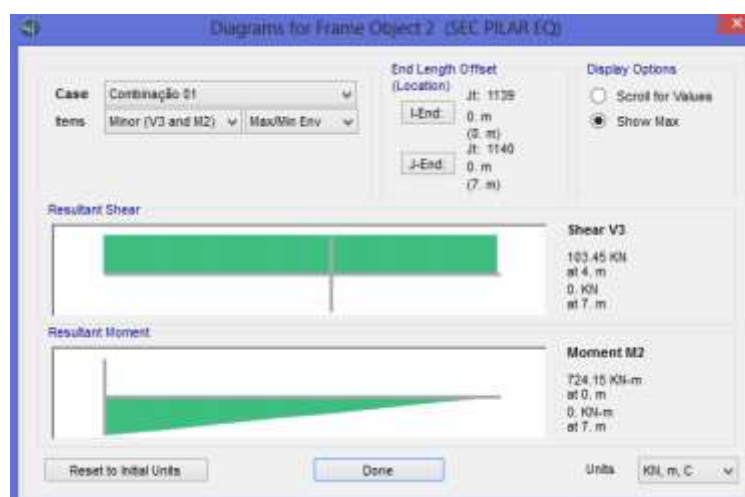


Figura 4.19 - Momentos fletores longitudinais nos pilares da Região A com laje de transição (LT) apoiada no tabuleiro, situação **(a)** de análise. Fonte: Autor (2018).

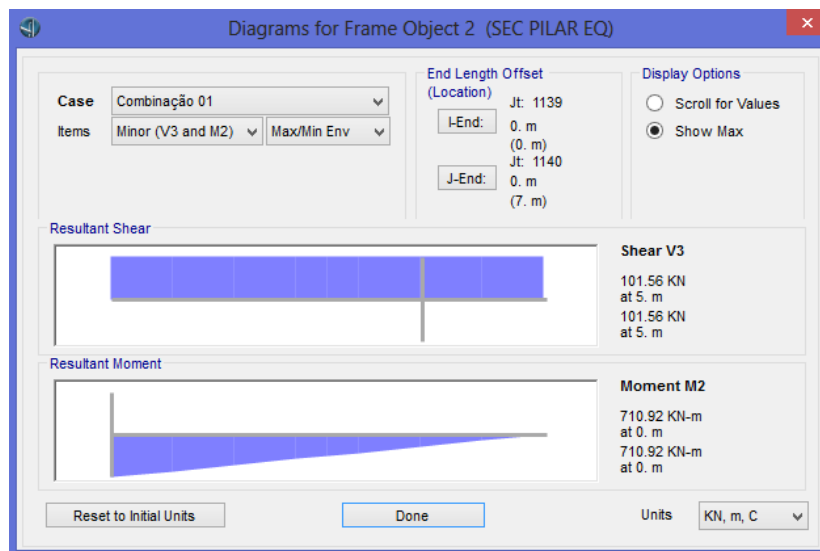


Figura 4.20 - Momentos fletores longitudinais nos pilares da Região B com laje de transição (LT) apoiada no tabuleiro, situação **(a)** de análise. Fonte: Autor (2018).

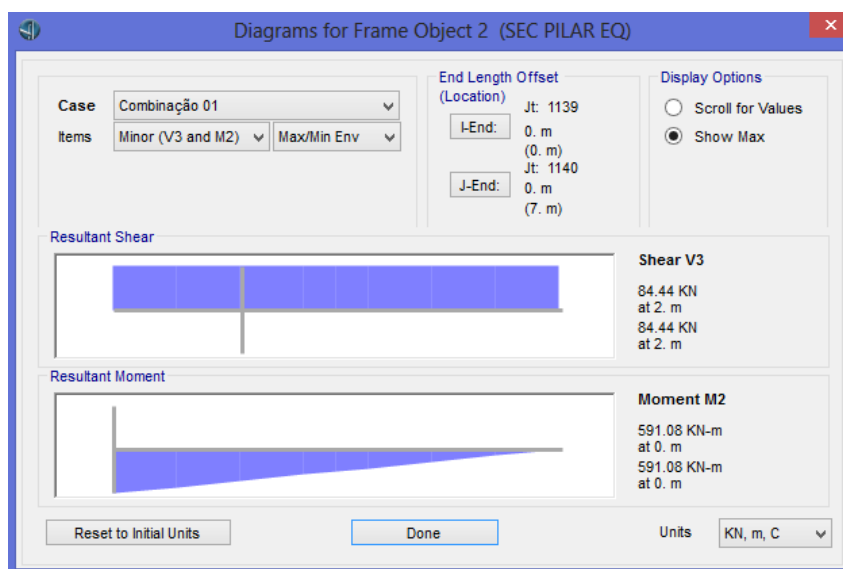


Figura 4.21 - Momentos fletores longitudinais nos pilares das Regiões A e B com laje de transição (LT) apoiada em encontros rígidos, situação **(b)** de análise.

Fonte: Autor (2018).

A força normal de compressão no pilar de extremidade é mostrada na Figura 4.22 e no pilar intermediário na Figura 4.23.

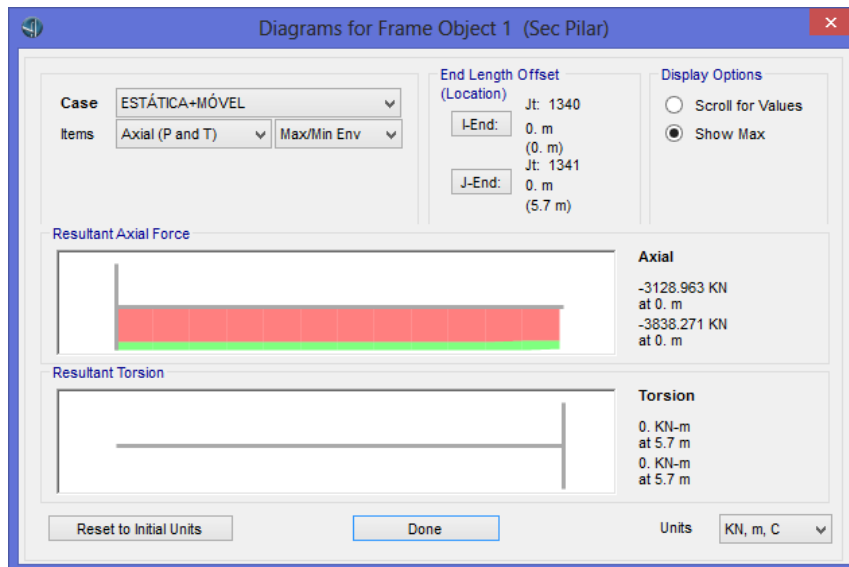


Figura 4.22 - Força normal de compressão nos pilares de extremidade das Regiões A e B. Fonte: Autor (2018).

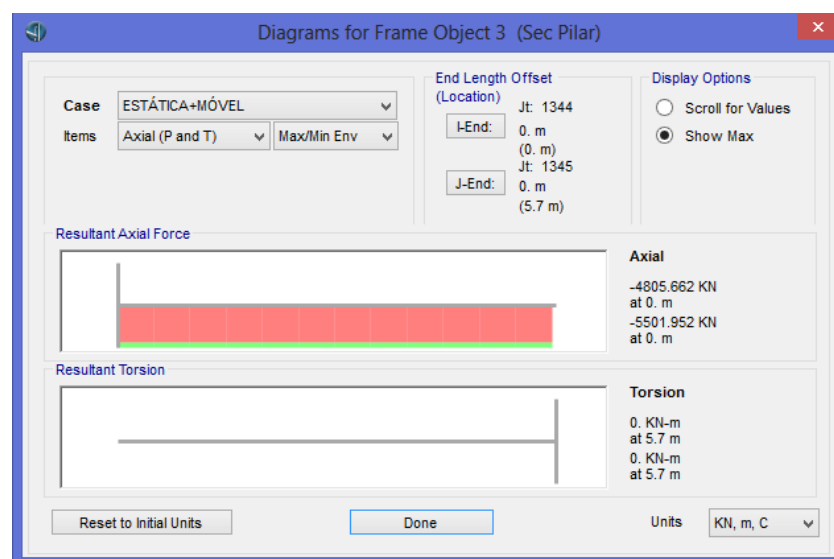


Figura 4.23 - Força normal de compressão nos pilares intermediários das Regiões A e B. Fonte: Autor (2018).

4.2.3 Distribuição das ações horizontais longitudinais, transversais e verticais

As Tabelas 4.2 e 4.3 mostram um resumo das ações nos pilares considerando as lajes de transição apoiadas no tabuleiro da ponte, com o carregamento devido à contribuição do empuxo de terra na cortina (situação **(a)** de análise), e os efeitos das cargas móveis atuando

conjuntamente para as regiões A e B, respectivamente. Estas regiões de estudo serão especificadas no item 4.3.2.

Tabela 4.2 - Resumo das ações e momentos no nível do solo da Região A.
Fonte: Autor (2018).

Pilar	L (m)	Ação Horizontal Longitudinal (kN)	Ação Horizontal Transversal (kN)	Ação Horizontal Resultante (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ação vertical (kN)
P1/ P4	7	103.45	78.75	130.02	724.17	551.27959	-3.838.271
P2/ P5	7	55.48	0.00	55.48	388.33	0	-5.501.952
P3/ P6	7	103.45	78.75	130.02	724.17	551.27959	-3.838.271

Tabela 4.3 - Resumo das ações e momentos no nível do solo da Região B.
Fonte: Autor (2018).

Pilar	L (m)	Ação Horizontal Longitudinal (kN)	Ação Horizontal Transversal (kN)	Ação Horizontal Resultante (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ação vertical (kN)
P1/ P4	7	101.56	78.75	128.52	710.93	551.27959	-3.838.271
P2/ P5	7	53.58	0.00	53.58	375.08	0	-5.501.952
P3/ P6	7	101.56	78.75	128.52	710.93	551.27959	-3.838.271

A Tabela 4.4 mostra o resumo das ações nos pilares considerando as lajes de transição apoiadas em encontros rígidos nas extremidades não transmitindo ao tabuleiro o carregamento devido ao empuxo de terra na cortina (situação **(b)** de análise) e os efeitos das cargas móveis atuantes.

Tabela 4.4 - Resumo das ações e momentos no nível do solo das Regiões A e B.
Fonte: Autor (2018).

Pilar	L (m)	Ação Horizontal Longitudinal (KN)	Ação Horizontal Transversal (KN)	Ação Horizontal Resultante (KN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ação vertical (kN)
P1/ P4	7	84.44	70.26	109.85	591.08	491.82	-3.838.271
P2/ P5	7	36.36	0.00	36.36	254.52	0	-5.501.952
P3/ P6	7	84.44	70.26	109.85	591.08	491.82	-3.838.271

4.2.4 Modelagem da ponte considerando a interação solo-estrutura

O programa SAP 2000 foi utilizado para modelar o conjunto pilar-tubulão a fim de considerar a interação entre a meso e infraestrutura da ponte.

O lançamento dos elementos de barra e nós com suas respectivas características físicas e geométricas foi feito conforme exposto nos itens anteriores deste capítulo, de acordo com o sistema estrutural da ponte, mostrado nas Figuras 4.1 a 4.4. A partir deste lançamento, pode-se obter a configuração do pilar em vista 3D, como indicado na Figura 4.24.

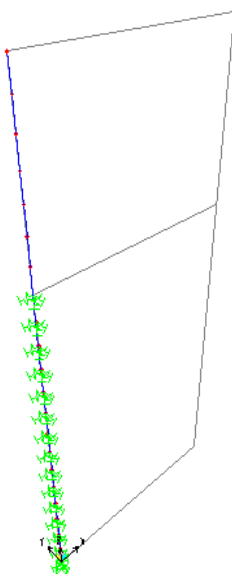


Figura 4.24 - Pilar e tubulão reto modelados como elementos de barra.

Fonte: SAP2000.

Na modelagem do conjunto pilar-tubulão via SAP2000, o comprimento total implementado foi de 21m, sendo 7m a estrutura do pilar (parte fora do solo) e 14m a estrutura do tubulão reto (parte inserida no solo). Na discretização, o conjunto foi dividido em elementos de barra de 1,0 m de comprimento a fim de facilitar a obtenção e a interpretação dos resultados dos esforços internos e deslocamentos. Ademais, o valor para esse comprimento dos elementos de barra se justifica também, pelo fato dos dados do solo (N_{SPT} , peso específico, ângulo de atrito) usados na pesquisa terem sido obtidos metro a metro ao longo da profundidade da camada de solo por Araújo (2013).

A Figura 4.25 mostra, de forma mais precisa, onde estão localizados os apoios elásticos nos nós. Estes apoios foram usados para representar o solo no entorno da estrutura de fundação, funcionando como uma base elástica. As constantes das molas lineares (rigidezes) variam de acordo com o coeficiente de reação horizontal do solo, obtido no item 4.3.4.2 deste trabalho.

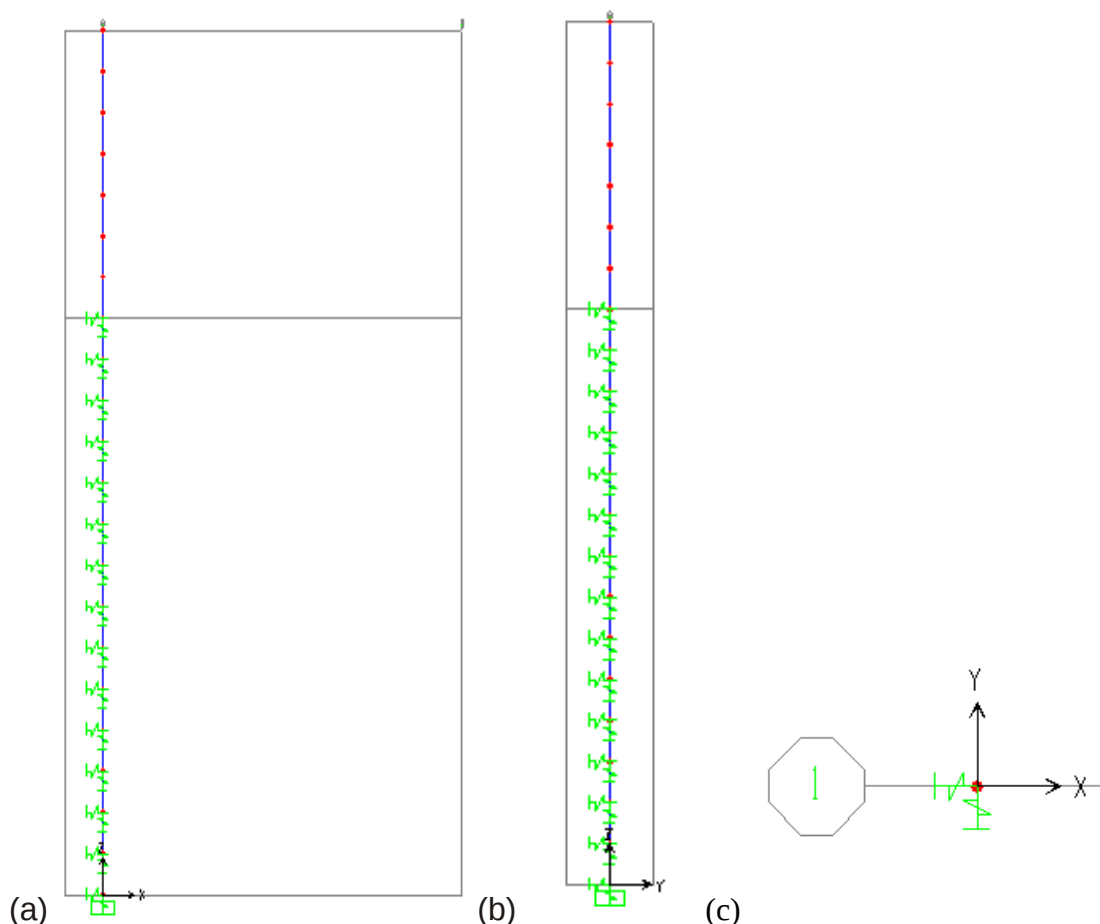


Figura 4.25 - Pilar e tubulão reto modelados como elementos de barra sendo (a) vista do plano XZ; (b) vista do plano YZ e (c) vista do plano XY. Fonte: SAP2000.

Após o cálculo dos valores de rigidez das molas lineares, em kN/m, as molas horizontais, paralelas aos eixos globais X e Y, foram lançadas a cada 1,0 m com seus respectivos valores de K_{mh} , representando a reação horizontal do solo à tendência de movimento da estrutura após a aplicação das cargas horizontais. De maneira análoga, também foram introduzidas as molas verticais, paralelas ao eixo global Z, espaçadas

a cada 1,0m, porém com seus respectivos valores de K_{ms} , representando a reação vertical do solo contrária a força normal de compressão.

As visualizações mostradas nas Figuras 4.24 e 4.25 são do tipo *Standard* que possibilitam uma melhor visualização dos nós, barras e molas. Porém para visualizar estrutura em 3D de maneira mais próxima do seu formato real, opta-se pelo modo *Extrude*, mostrado na Figura 4.26.

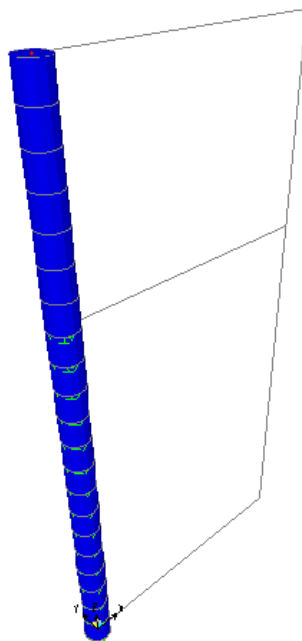


Figura 4.26 - Pilar e tubulão reto, visão extrudada. Fonte: SAP2000.

4.2.4.1 Cargas atuantes – Casos de carga 1, 2 e 3

Os carregamentos horizontais e verticais aplicados nos modelos do SAP2000 foram obtidos utilizando o programa CsiBridge v17, específico para pontes e viadutos, através de uma modelagem integrada 3D dos elementos estruturais. A Figura 4.27 mostra os três casos de carregamento com seus respectivos valores de cargas aplicadas no nó de topo do pilar.

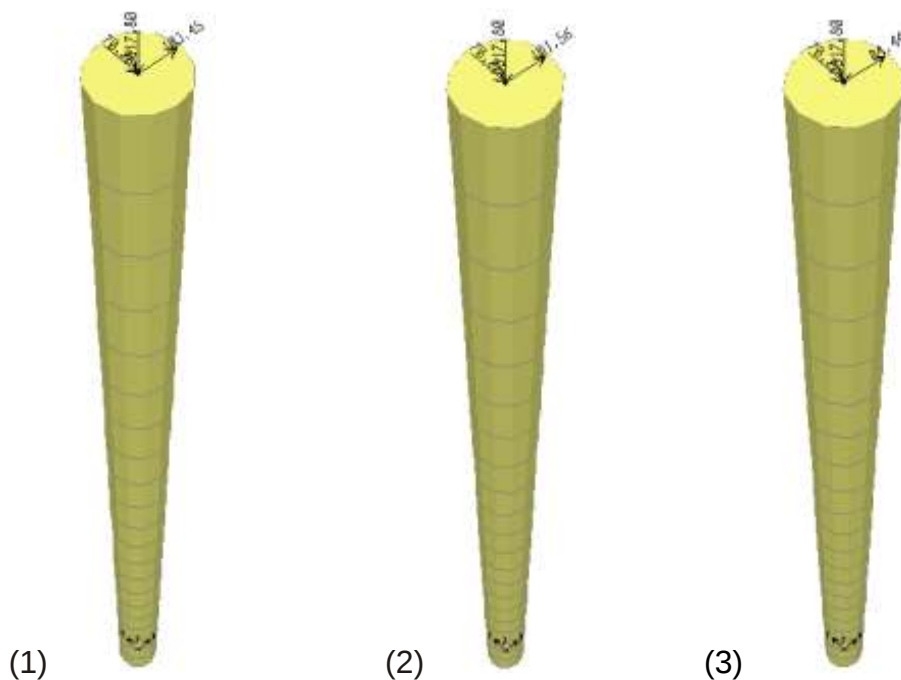


Figura 4.27 - Cargas atuantes (em kN) no topo do pilar para os três casos cargas, sendo (1) Cargas da Região A com LT (laje de transição) apoiada no tabuleiro; (2) Cargas da Região B com LT apoiada no tabuleiro e (3) Cargas das Regiões A e B com LT apoiada no encontro rígido. Fonte: SAP2000.

A partir dos casos de carga e do modelo de estrutura propostos foram obtidos os valores dos momentos fletores e deslocamentos ao longo da altura do conjunto pilar-tubulão. Os valores dos deslocamentos e esforços internos de flexão serão mostrados no Capítulo 5 deste trabalho.

4.3 Considerações sobre interação solo-estruturas (ISE)

4.3.1 Locação da Ponte

Nesta pesquisa serão utilizados dados de sondagem e ensaios de prova de carga lateral realizados por Araújo (2013) próximo à Avenida Prudente de Moraes situada no Município de Natal, no Estado do Rio Grande do Norte.

4.3.2 Descrição das sondagens

Araújo (2013) trabalhou com sondagens SPT em duas regiões de estudo. Na Região A foram feitas 4 sondagens, enquanto na Região B foram executadas 10 sondagens. As sondagens feitas na Região B foram feitas antes da execução do aterro. A Figura 4.28 apresenta a locação das sondagens SPT nas duas regiões estudadas.

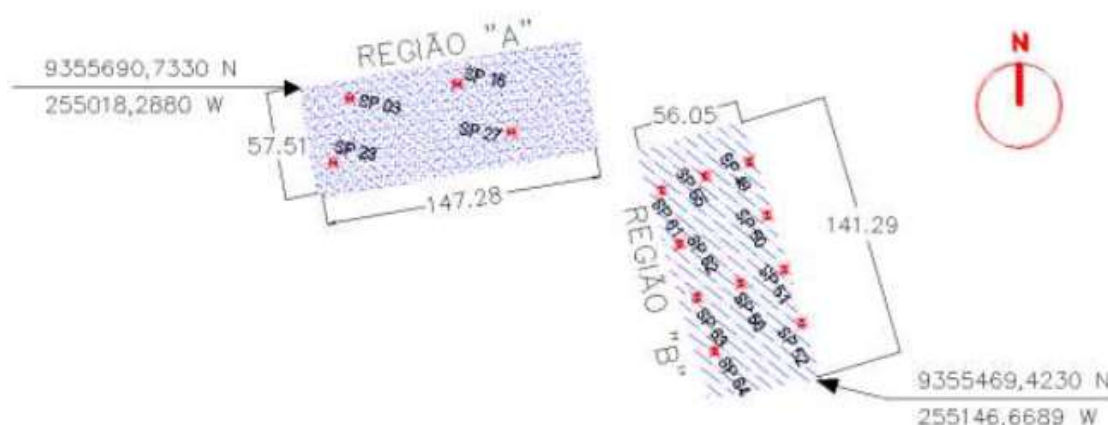


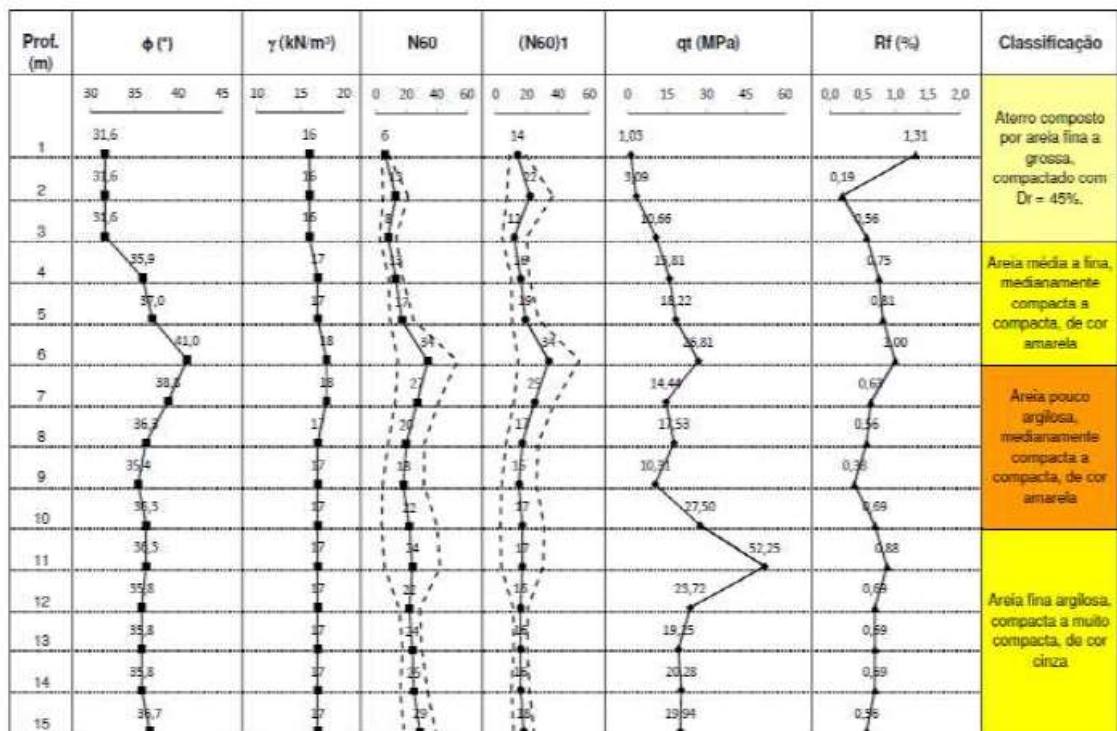
Figura 4.28 - Locação das sondagens SPT nas regiões A e B da obra.

Fonte: Araújo (2013).

A prática internacional sugere normalizar o valor da resistência à penetração (N_{SPT}) com base no padrão americano de N_{60} , ou seja, a energia liberada da queda do martelo referida a 60% da energia teórica (Schnaid, 2000). Esta correção é feita através de uma relação linear entre a energia empregada e a energia de referência teórica, de acordo com a Equação 4.4:

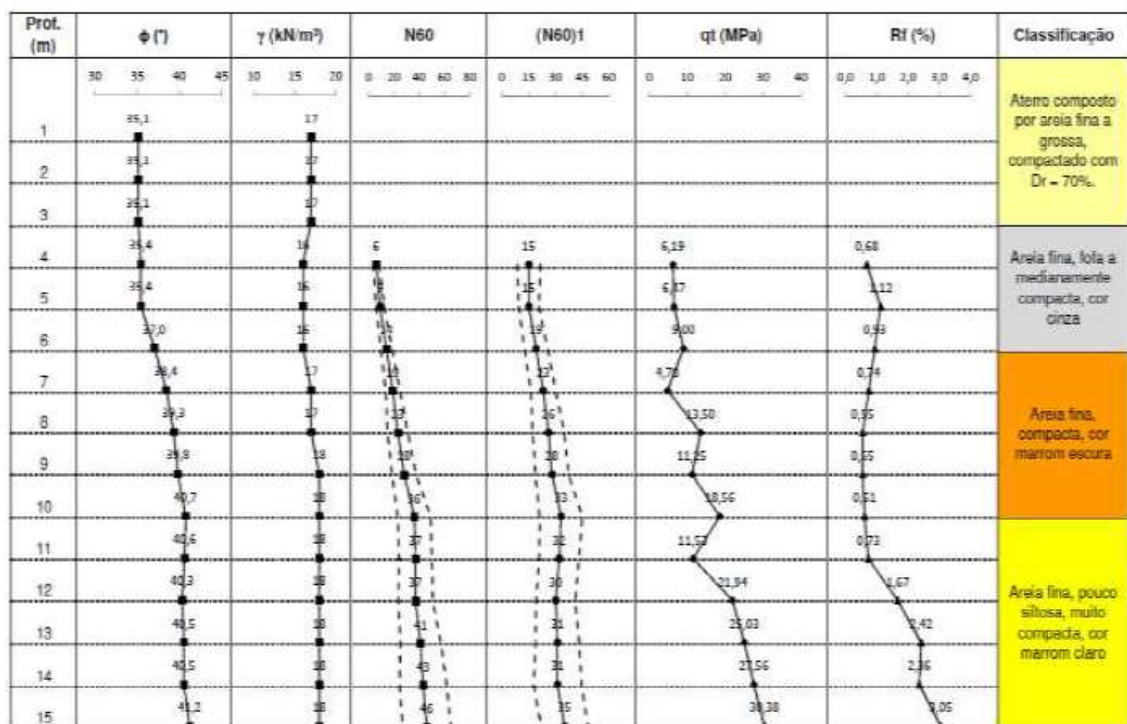
$$N_{60} = \frac{N_{SPT} * \text{Energia aplicada}}{0,60} \quad (4.4)$$

As Figuras 4.29 e 4.30 apresentam perfis típicos do subsolo das regiões A e B, respectivamente, apresentando os valores médios de N_{60} e $(N_{60})_1$ obtidos a partir das sondagens, juntamente com o desvio padrão. Para os ensaios, não foi encontrado o nível do lençol freático nas duas regiões em estudo.



Obs.: Linhas cheias - valores médios; linhas tracejadas - desvio padrão.

Figura 4.29 - Perfil típico do subsolo da Região A. Fonte: Araújo (2013).



Obs.: Linhas cheias - valores médios; linhas tracejadas - desvio padrão.

Figura 4.30 - Perfil típico do subsolo da Região B. Fonte: Araújo (2013).

Outra característica do solo das regiões é dada pela curva granulométrica mostrada na Figura 4.31.

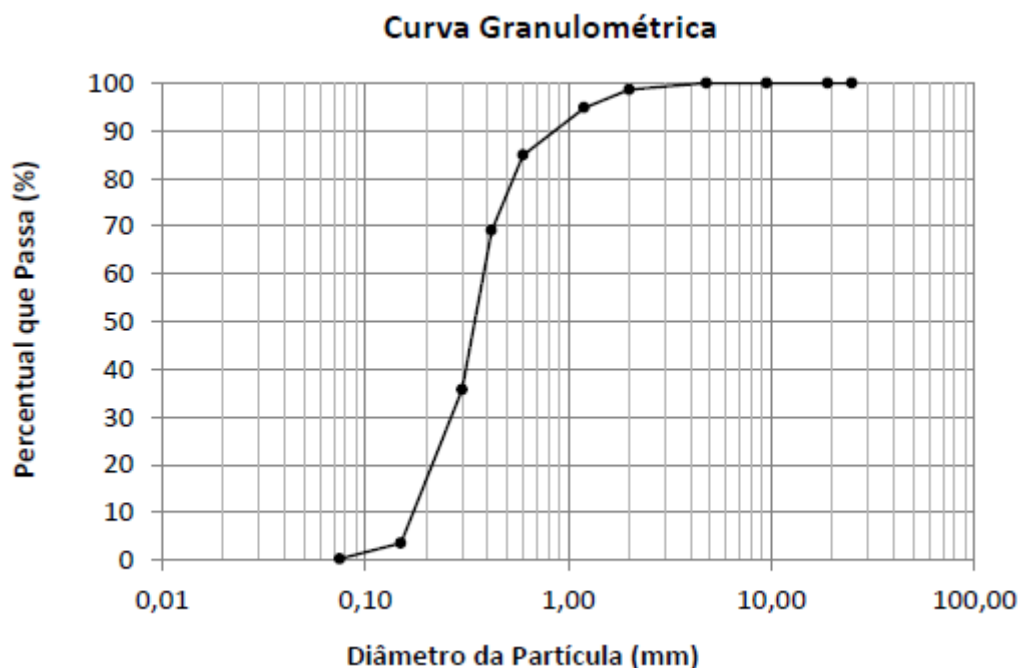


Figura 4.31 - Curva granulométrica da areia dos aterros das regiões A e B. Fonte: Araújo (2013).

A partir dos dados de solo mostrados anteriormente, pode-se classificar o tipo de solo, baseado nos resultados do N_{SPT} através dos parâmetros da norma brasileira NBR 6484 (2001) e de Terzaghi & Peck (1948).

4.3.3 Classificação do solo segundo os valores do N_{SPT}

4.3.3.1 NBR 6484:2001

Segundo a NBR 6484 (2001), o relatório de sondagem deve fornecer junto com a classificação do solo, sua compacidade ou consistência de acordo com a tabela, indicada no anexo A desta norma e mostrada na Figura 4.31.

Solo	Índice de resistência à penetração (N_{70})	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 - 8	Pouco compacta (o)
	9 - 18	Medianamente compacta (o)
	19 - 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos (coesivos)	≤ 2	Muito mole
	3 - 5	Mole
	6 - 10	Média (o)
	11 - 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

Figura 4.32 - Classificação dos solos arenosos e coesivos.

Fonte: NBR 6484 (2001) - Anexo A.

As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.) referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não podem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na mecânica dos solos (NBR 6484, 2001).

4.3.3.2 Terzaghi

Segundo Terzaghi & Peck (1948), a classificação dos solos pode ser feita utilizando o resultado do ensaio SPT, através dos valores do N_{SPT} . As Figuras 4.33 e 4.34 mostram a classificação para solos arenosos e coesivos, respectivamente.

Compacidade de areia e silte	Índice de resistência à penetração (N_{70})
Muito fofa	< 4
Fofa	4 – 10
Medianamente compacta	10 – 30
Compacta	30 – 50
Muito compacta	> 50

Figura 4.33 - Classificação dos solos arenosos. Fonte: Terzaghi & Peck (1948).

Consistência da argila	Índice de resistência à penetração (N_{70})	Resistência à compressão simples (q_u) kN/m ²
Muito mole	2	< 25
Mole	2 - 4	25 - 50
Média	4 - 8	50 - 100
Rija	8 - 15	100 - 200
Muito rija	15 - 30	200 - 400
Dura	> 30	400 - 800

Figura 4.34 - Classificação dos solos coesivos. Fonte: Terzaghi & Peck (1948).

Na classificação dos solos por Terzaghi, foi considerado o sistema manual para a liberação de queda do martelo, que aplica uma energia da ordem de 70% da energia teórica.

A partir da observação dos perfis de sondagem expostos nas Figuras 4.29 e 4.30, tanto pela classificação proposta por Terzaghi como pela norma NBR 6484 (2001), os solos das duas regiões se caracterizam como areias, variando de fofa à compacta, na região A e variado de fofa à muito compacta na região B.

4.3.4 Modelo adotado para consideração da ISE

O solo será representado como um sistema independente, com molas linearmente elásticas espaçadas entre si, conhecido como Modelo de Winkler. Os coeficientes de molas serão calculados a partir dos valores dos coeficientes de reação horizontal do solo (n_h), obtidos por dois diferentes métodos: **(a)** um através dos resultados de provas de carga extraídos de Araújo (2013) e **(b)** o outro através de equações empíricas que correlacionam ao valor do N_{SPT} do solo. Os resultados serão comparados e verificados qual dos métodos será o mais apropriado para ser utilizado nos modelos de cálculo utilizados na pesquisa.

Para classificar a estaca, dentro dos parâmetros sugeridos por pesquisadores para estacas carregadas lateralmente, foi calculado um fator que relaciona a rigidez da estaca com a do solo. Este parâmetro define a rigidez relativa estaca-solo, sendo calculado, neste caso, para o solo arenoso. Em função destes resultados e do comprimento da estaca foi feita a classificação. Os cálculos dos coeficientes de mola

a partir de cada método, bem como as planilhas de cálculo utilizadas, são mostrados no item 4.3.4.2.

4.3.4.1 Métodos para determinação do coeficiente de reação do solo

A principal dificuldade tanto na modelagem do tubulão via SAP2000 quanto na aplicação dos modelos utilizados para prever o comportamento de fundações submetidas a carregamentos laterais é a estimativa do módulo de reação horizontal (K_h) a partir do valor do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h).

Os valores do coeficiente de reação do solo (n_h) são de difícil determinação e precisão, pois apresentam grandes variações de acordo com os parâmetros de solo, como: tipo de solo, valor de resistência à penetração medida no ensaio SPT, grau de compactidade do solo, ângulo de atrito e a condição do solo quanto ao nível da água, podendo ser seco, úmido ou saturado. Estes parâmetros são usados em equações empíricas ou em tabelas que apresentam intervalos de valores com grande amplitude.

Para a determinação do valor de K_h podem ser utilizadas as seguintes formas:

- Prova de carga estática em placa;
- Correlações empíricas;
- Prova de carga estática lateral em estaca.

Desta forma, visando a obtenção de um valor que retrate o comportamento do solo semelhante ao da cidade do Natal-RN, optou-se por utilizar os valores n_h e, posteriormente determinar-se o valor de K_h , a partir dos resultados de prova de carga estática lateral em estacas obtidos por Araújo (2013) e comentados no item 4.3.4.3 deste trabalho.

Além dos valores determinados a partir do experimento, optou-se ainda por se determinar valores de n_h a partir de correlações empíricas com as propriedades do solo. Neste caso, as equações utilizam os valores de resistência à penetração medida no ensaio SPT (N_{SPT}) obtidos através dos relatórios do ensaio de sondagem à percussão mostrados nas Figuras 4.29 e 4.30.

4.3.4.2 Correlações com as propriedades de solos arenosos (areias)

Para solos arenosos, o módulo de elasticidade do solo (E_s) aumenta de acordo com pressão efetiva de confinamento, com a profundidade da estaca. O valor do coeficiente de reação horizontal do solo (k_h), para estes casos, pode ser aproximado pela Equação 4.5:

$$k_h = n_h \frac{z}{B} \quad (4.5)$$

Onde:

n_h – constante de reação horizontal do solo;

z – profundidade;

B – diâmetro da estaca.

O valor de n_h depende da localização do nível da água. Desta forma, podem-se obter os valores para areias secas, úmidas ou saturadas. O gráfico da Figura 4.35 relaciona os valores de n_h com os valores do N_{SPT} , diferenciando os valores de n_h para areias secas ou úmidas, de areias saturadas.

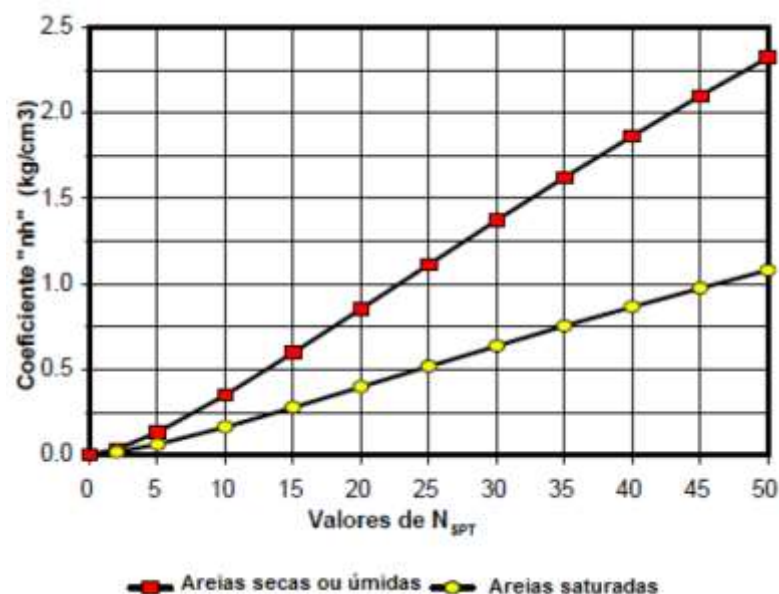


Figura 4.35 – Estimativa dos valores de n_h para solos arenosos, em função N_{SPT} .

Fonte: Leoni (2009).

As equações que geram as curvas mostradas na Figura 4.35 são dadas por:

- Para areias secas e úmidas (kgf/cm³):

$$n_h = \left(\frac{N_{SPT}}{N_{SPT.0,18+22}} \right)^{1,5} + 0,08 \quad (4.6)$$

- Para areias saturadas (kgf/cm³):

$$n_h = \left(\frac{N_{SPT}}{N_{SPT.0,36+32}} \right)^{1,7} + 0,03 \quad (4.7)$$

A partir do valor de n_h pode-se calcular o valor do coeficiente de reação horizontal do solo k_h , substituindo os valores de profundidade (z), diâmetro do tubulão (B) e n_h na Equação 4.5.

Para as situações em que os valores de n_h são determinados a partir de propriedades do solo, este parâmetro é obtido substituindo-se o valor do N_{SPT} na Equação 4.6 para cada profundidade em estudo. A Equação 4.6 é utilizada para o cálculo visto que, de acordo com os perfis de sondagem das regiões A e B (Figuras 29 e 30), não foi encontrado o nível da água, o que configura as areias como secas ou úmidas.

Para se determinar o valor das constantes de mola que representam o solo K_{mh} para as molas horizontais e K_{ms} para as molas verticais em kN/m foi utilizada a Equação 4.8:

$$K_{mi} = k \cdot A_i \quad (4.8)$$

Em que:

K_{mi} é a rigidez relativa no nó i ;

k é o coeficiente de reação do solo, podendo ser k_s (vertical) ou k_h (horizontal);

A_i é a área de influência do nó i dada pelo diâmetro da estaca multiplicado pela distância entre os nós ($A_i = B \cdot l$);

Para a determinação das constantes de mola verticais, que representam o atrito lateral do solo no entorno do tubulão reto em sentido contrário à compressão na fundação, foi usada a Equação 4.9.

$$k_s = \frac{k_h}{v} \quad (4.9)$$

Tabela 4.6 – Valores das constantes de mola determinados através de correlações com as propriedades do solo na Região B. Fonte: Autor (2018).

Profundidade (m)	N60	Nspt	n_h (kgf/cm ³)	n_h (kN/m ³)	$k_h=n_h.(z/B)$ (kN/m ³)	$A_i=B.l$	$K_{mh} = k_h.A_i$	$k_s=k_h/v$	$A_i=B.l$	$K_{ms} = k_s.A_i$
0*	0	0	0,0800	800,0000	788,9546	0,507	400,0000	2720,5332	0,507	1379,3103
1	0	0	0,0800	800,0000	788,9546	1,014	800,0000	2720,5332	1,014	2758,6207
2	0	0	0,0800	800,0000	1577,9093	1,014	1600,0000	5441,0664	1,014	5517,2414
3	0	0	0,0800	800,0000	2366,8639	1,014	2400,0000	8161,5997	1,014	8275,8621
4	6	6	0,2125	2125,4800	8384,5364	1,014	8501,9199	28912,1944	1,014	29316,9651
5	10	9	0,3152	3152,0358	15542,5827	1,014	15760,1789	53595,1129	1,014	54345,4445
6	14	13	0,4703	4703,3201	27830,2964	1,014	28219,9206	95966,5394	1,014	97310,0710
7	19	17	0,6387	6387,2973	44093,7685	1,014	44711,0812	152047,4774	1,014	154176,1421
8	23	21	0,8152	8151,9843	64315,4582	1,014	65215,8746	221777,4421	1,014	224882,3263
9	28	26	1,0420	10420,1376	92486,4284	1,014	93781,2384	318918,7187	1,014	323383,5808
10	36	33	1,3636	13636,0473	134477,7836	1,014	136360,4725	463716,4950	1,014	470208,5259
11	37	34	1,4095	14095,2161	152906,6836	1,014	155047,3772	527264,4263	1,014	534646,1283
12	37	34	1,4095	14095,2161	166807,2912	1,014	169142,5933	575197,5560	1,014	583250,3218
13	41	37	1,5469	15468,5879	198315,2292	1,014	201091,6424	683845,6180	1,014	693419,4566
14	43	39	1,6379	16379,4025	226145,5970	0,507	114655,8177	779812,4035	0,507	395364,8886
*Para representar as molas atuantes na profundidade de $z=0m$, foram utilizados os valores de k_h e k_s referentes à profundidade de 1m.										

Como pode ser observado na primeira linha das Tabelas 4.5 e 4.6, os valores de n_h são os mesmos calculados para a profundidade de 1m visto que é o valor do coeficiente de reação horizontal que mais se aproxima da reação horizontal da camada de solo que vai de 0m a 0,5m de profundidade.

Os valores dos coeficientes de mola foram implementados no programa SAP2000, a fim de gerar os diagramas de momentos fletor e curvas de deslocamento *versus* profundidade. Além de utilizados no cálculo das constantes de mola, que foram implementadas no programa, os mesmos valores de n_h também foram utilizados no cálculo da ISE pelo método analítico de Matlock e Reese (1961) e pelo método da Equação Diferencial de Viga em Base Elástica.

4.3.4.3 Determinação através das Provas de Carga estáticas

A partir das expressões de Matlock e Reese (1961), Alizadeh e Davisson (1970) apresentam uma relação entre o coeficiente de reação horizontal do solo, (n_h) e o deslocamento horizontal da estaca na superfície do solo (y_0).

Sabendo-se que o coeficiente adimensional para o deslocamento horizontal na estaca devido à força lateral é $c_H^y = 2,435$, tem-se que:

$$y_0 = 2,435 \cdot H \cdot \frac{T^3}{EI} \quad (4.10)$$

Onde T é a rigidez relativa estaca-solo e é dada por:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (4.11)$$

Substituindo-se o valor de T na equação de y_0 e isolando o valor de n_h , tem-se:

$$n_h = \frac{4,42 \cdot (H)^{5/3}}{(y_0)^{5/3} \cdot (EI)^{2/3}} \quad (4.12)$$

A Equação 4.12 pode ser utilizada para se determinar o valor de n_h a partir de resultados de provas de carga em estacas submetidas a carregamento lateral, a partir dos valores de y_0 e H .

O gráfico apresentado na Figura 4.38 mostra um comportamento típico da variação de n_h com y_0 . A partir deste gráfico, observa-se que o valor de n_h diminui expressivamente com o aumento de y_0 , tendendo a uma assíntota horizontal com o aumento de y_0 .

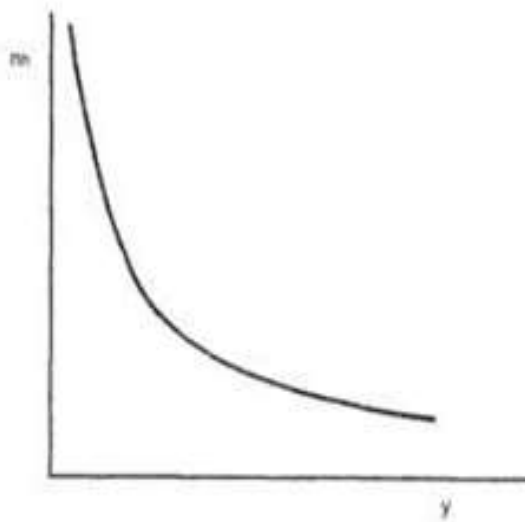


Figura 4.36 - Relação típica entre o coeficiente de reação horizontal do solo e o deslocamento horizontal. Fonte: Araújo (2013).

Através dos dados experimentais obtidos a partir das provas de carga estáticas com cargas laterais, pode-se estabelecer valores de deslocamentos horizontais limites comumente encontrados por vários autores da literatura. A partir da adoção de valores de deslocamentos limites entre 6 mm e 12mm e considerando os passos de carga experimental, Araújo (2013) plotou os gráficos de y_0 versus n_h , mostados nas Figuras 4.39 e 4.40 para estacas do tipo hélice contínua (HC) para as regiões A e B, respectivamente.

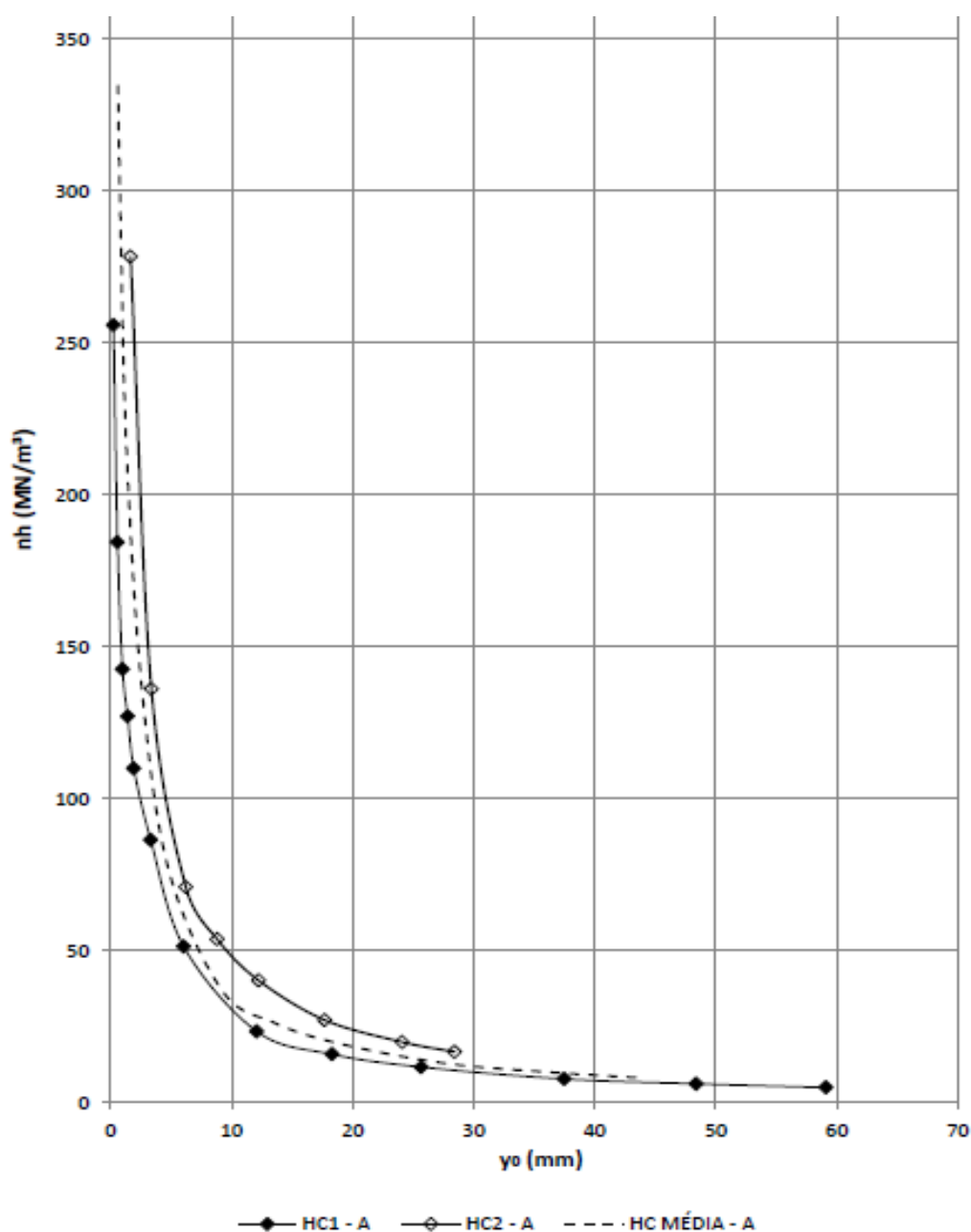


Figura 4.37 - Curvas y_0 versus n_h das estacas hélice contínua HC-1, HC-2 e HC-média da Região A. Fonte: Araújo (2013).

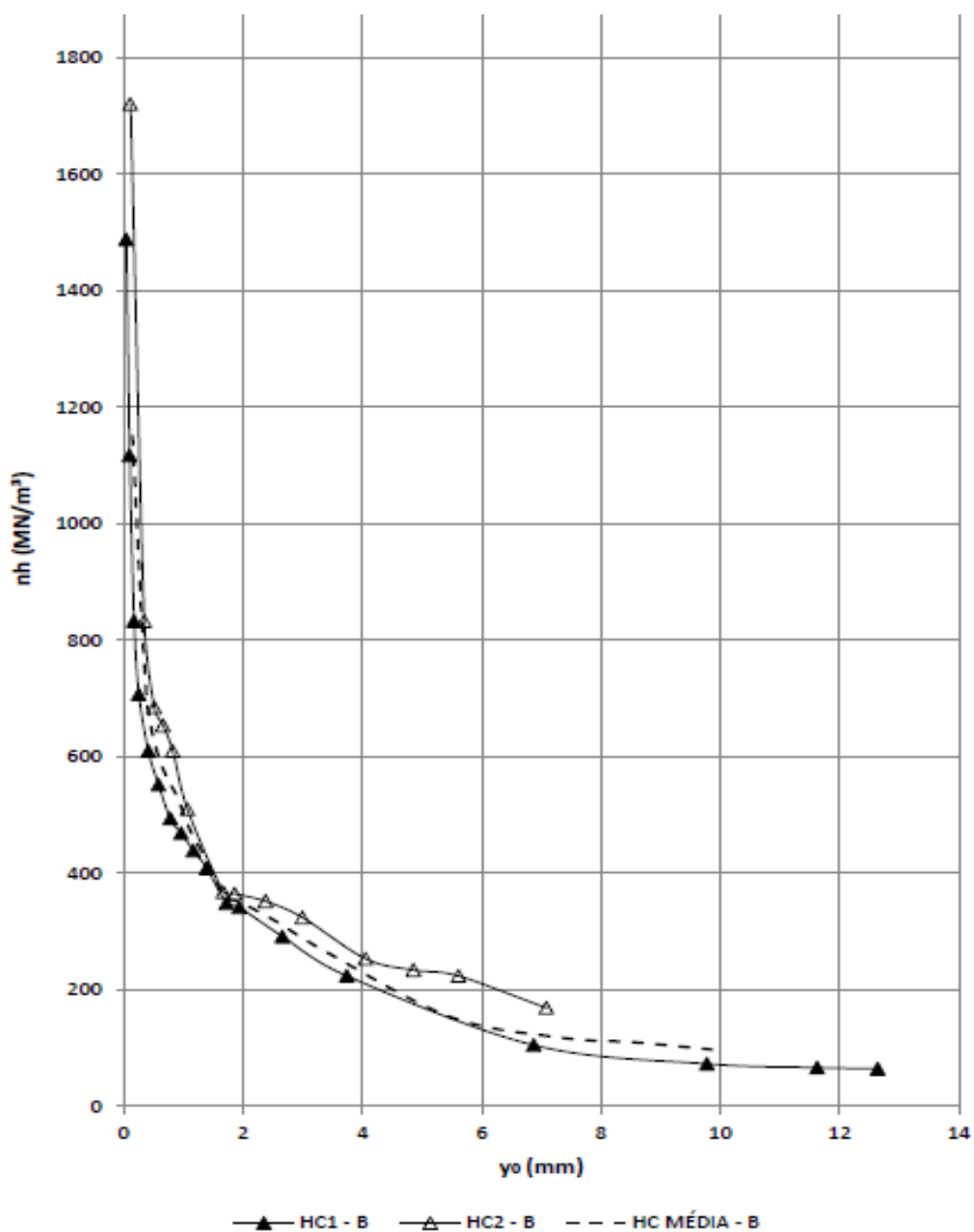


Figura 4.38 - Curvas y_0 versus n_h das estacas hélice contínua HC-1, HC-2 e HC-média da Região B. Fonte: Araújo (2013).

Além dos valores de 6mm e 12mm, que seriam os extremos do intervalo de deslocamentos horizontais admissíveis, adotou-se ainda um valor intermediário de 9mm de deslocamento como sendo um valor médio de n_h . Desta forma, sabendo-se os valores de n_h para três deslocamentos horizontais conhecidos, foram obtidas as tabelas mostradas nas Figuras 4.41 e 4.42.

Estaca	n_h (MN/m³)		
	$y_0 = 6$ mm	$y_0 = 9$ mm	$y_0 = 12$ mm
HC1	51,4	34,9	23,4
HC – Média	61,8	37,2	28,5
HC2	74,2	52,8	40,9
EM1-EM2 - Base	21,9	17,7	14,4
EM1-EM2 - Topo	16,6	13,7	11,8
EM3-EM4 – Base	27,4	22,3	19,4
EM3-EM4 – Topo	20,1	17,3	15,4

Figura 4.39 - Valores de n_h determinados para as estacas da Região A.

Fonte: Araújo (2013).

Estaca	n_h (MN/m³)		
	$y_0 = 6$ mm	$y_0 = 9$ mm	$y_0 = 12$ mm
HC1	131,5	78,9	65,4
HC – Média	139,0	105,9	-
HC2	210,5	-	-
EM1-EM2 - Base	57,4	54,5	49,0
EM1-EM2 - Topo	-	37,7	35,6
EM3-EM4 – Base	132,5	103,4	-
EM3-EM4 – Topo	76,1	65,1	55,0

Figura 4.40 - Valores de n_h determinados para as estacas da Região B.

Fonte: Araújo (2013).

Os valores de n_h adotados nesta pesquisa foram os valores da estaca HC-Média para o deslocamento de 9 mm por se entender que estes valores seriam valores médios representativos dos respectivos solos. Assim, foram adotados os valores de $n_h = 37.200 \text{ kN/m}^3$ para a Região A e $n_h = 105.900 \text{ kN/m}^3$ para a Região B.

Para a obtenção destes valores de n_h , Araújo (2013) precisou fazer uma calibração do modelo através das curvas p-y de Reese *et al.* (1974), visto que o valor da rigidez relativa estaca-solo (T) era, inicialmente, indeterminado. Desta forma, os valores de deslocamento horizontais obtidos no ensaio de prova de carga estática

foram utilizados para plotar as curvas p-y, que descrevem o comportamento não linear entre a resistência do solo e o deslocamento horizontal da fundação. A partir de um processo iterativo, foi obtido o valor da rigidez relativa e, posteriormente, o valor de n_h usando a Equação 4.12.

Nesta pesquisa, o cálculo das constantes de mola foi feito através das Equações 4.8 e 4.9, utilizando os valores de: $n_h = 37.200 \text{ kN/m}^3$ para a Região A e $n_h = 105.900 \text{ kN/m}^3$ para a Região B. As Tabelas 4.7 e 4.8 mostram os valores dos coeficientes de mola calculados para cada profundidade (z).

Tabela 4.7: Valores das constantes de mola determinados através de Provas de Carga na Região A. Fonte: Autor (2018).

Profundidade (m)	$n_h \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$k_h=n_h.(z/B) \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$A_i=B.l$	$K_{mh} = k_h.A_i$	$k_s=k_h/v$	$A_i=B.l$	$K_{ms} = k_s.A_i$
0*	37200	36686,3905	0,507	18600,0	126504,7949	0,507	64137,9310
1	37200	36686,3905	1,014	37200,0	126504,7949	1,014	128275,8621
2	37200	73372,7811	1,014	74400,0	253009,5899	1,014	256551,7241
3	37200	110059,1716	1,014	111600,0	379514,3848	1,014	384827,5862
4	37200	146745,5621	1,014	148800,0	506019,1798	1,014	513103,4483
5	37200	183431,9527	1,014	186000,0	632523,9747	1,014	641379,3103
6	37200	220118,3432	1,014	223200,0	759028,7696	1,014	769655,1724
7	37200	256804,7337	1,014	260400,0	885533,5646	1,014	897931,0345
8	37200	293491,1243	1,014	297600,0	1012038,3595	1,014	1026206,8966
9	37200	330177,5148	1,014	334800,0	1138543,1545	1,014	1154482,7586
10	37200	366863,9053	1,014	372000,0	1265047,9494	1,014	1282758,6207
11	37200	403550,2959	1,014	409200,0	1391552,7443	1,014	1411034,4828
12	37200	440236,6864	1,014	446400,0	1518057,5393	1,014	1539310,3448
13	37200	476923,0769	1,014	483600,0	1644562,3342	1,014	1667586,2069
14	37200	513609,4675	0,507	260400,0	1771067,1292	0,507	897931,0345

*Para as molas atuantes na profundidade de $z=0\text{m}$, foram utilizados os valores de k_h e k_s referentes à profundidade de 1m .

Tabela 4.8: Valores das constantes de mola determinados através de Provas de Carga na Região B. Fonte: Autor (2018).

Profundidade (m)	n_h (kN/m ³)	$k_h=n_h.(z/B)$ (kN/m ³)	$A_i=B.l$	$K_{mh} = k_h.A_i$	$k_s=k_h/v$	$A_i=B.l$	$K_{ms} = k_s.A_i$
0*	105900	104437,8698	0,507	52950,0	360130,5856	0,507	182586,2069
1	105900	104437,8698	1,014	105900,0	360130,5856	1,014	365172,4138
2	105900	208875,7396	1,014	211800,0	720261,1712	1,014	730344,8276
3	105900	313313,6095	1,014	317700,0	1080391,7568	1,014	1095517,2414
4	105900	417751,4793	1,014	423600,0	1440522,3424	1,014	1460689,6552
5	105900	522189,3491	1,014	529500,0	1800652,9280	1,014	1825862,0690
6	105900	626627,2189	1,014	635400,0	2160783,5136	1,014	2191034,4828
7	105900	731065,0888	1,014	741300,0	2520914,0992	1,014	2556206,8966
8	105900	835502,9586	1,014	847200,0	2881044,6848	1,014	2921379,3103
9	105900	939940,8284	1,014	953100,0	3241175,2704	1,014	3286551,7241
10	105900	1044378,6982	1,014	1059000,0	3601305,8559	1,014	3651724,1379
11	105900	1148816,5680	1,014	1164900,0	3961436,4415	1,014	4016896,5517
12	105900	1253254,4379	1,014	1270800,0	4321567,0271	1,014	4382068,9655
13	105900	1357692,3077	1,014	1376700,0	4681697,6127	1,014	4747241,3793
14	105900	1462130,1775	0,507	741300,0	5041828,1983	0,507	2556206,8966
*Para as molas atuantes na profundidade de $z=0m$, foram utilizados os valores de k_h e k_s referentes à profundidade de 1m.							

Os valores dos coeficientes de mola foram implementados no programa SAP2000, a fim de gerar os diagramas de momentos fletor e gráficos de deslocamento. Os valores de n_h mostrados nas Tabelas 4.7 e 4.8 foram utilizados no cálculo da ISE pelo Método de Matlock e Reese (1961) e pelo Método da Equação Diferencial de viga em Base Elástica.

4.4 Resumo dos modelos desenvolvidos

Neste item são apresentados os modelos idealizados a fim de analisar os deslocamentos horizontais e os momentos fletores da ponte apresentada no item 4.1. Para tanto, serão definidos 2 grupos de análise, divididos de acordo com a região de estudo, podendo ser da Região A ou da Região B. Cada um destes grupos é composto

por 4 modelos, cujas nomenclaturas foram definidas de acordo com suas respectivas condições de carregamento e métodos de análise.

Para facilitar a nomenclatura dos modelos, os métodos analíticos receberam as seguintes indicações:

MAC 01 – Método de Matlock e Reese;

MAC 02 – Método da Equação Diferencial de Viga em Base Elástica com resolução utilizando a série de Fourier;

MEF_R – Método dos elementos finitos rígido – considerando cada nó da fundação como um nó rígido, ou seja, sem considerar a ISE na fundação;

MEF – Método dos elementos finitos.

A partir dessas indicações, foram criadas as nomenclaturas dos modelos conforme mostrado na Tabela 4.9 e cujo significado será mostrado abaixo, exemplificando alguns modelos das regiões A e B.

Região A:

— **MAC 01 – AATPs:** Método de Matlock e Reese, Região **A**, considerando as lajes de transição **Apoiadas** no **Tabuleiro** e o valor de n_h (kN/m³) determinado a partir de correlações com as **Propriedades do solo**;

— **MAC 02 – AATPs:** Método da Equação Diferencial de viga em Base Elástica, Região **A**, considerando as lajes de transição **Apoiadas** no **Tabuleiro** e o valor de n_h (kN/m³) determinado a partir de correlações com as **Propriedades do solo**;

— **MEF_R – AATPs:** Método dos Elementos Finitos com nós rígidos, Região **A**, considerando as lajes de transição **Apoiadas** no **Tabuleiro** e o valor de n_h (kN/m³) determinado a partir de correlações com as **Propriedades do solo**;

— **MEF – AATPs:** Método dos Elementos Finitos, Região **A**, considerando as lajes de transição **Apoiadas** no **Tabuleiro** e o valor de n_h (kN/m³) determinado a partir de correlações com as **Propriedades do solo**;

— **MAC 01 - AAERPC:** Método de Matlock e Reese, Região **A**, considerando as lajes de transição **Apoiadas** em **Encontros Rígidos** e o valor de n_h (kN/m³) determinado a partir dos dados de **Prova de Carga**.

— **MAC 02 - AAERPC:** Método da Equação Diferencial de viga em Base Elástica, Região **A**, considerando as lajes de transição **Apoiadas** em **Encontros Rígidos** e o valor de n_h (kN/m³) determinado a partir dos dados de **Prova de Carga**.

— **MEF_R - AAERPC**: Método dos Elementos Finitos com nós Rígidos, Região **A**, considerando as lajes de transição **Apoiadas** em **Encontros Rígidos** e o valor de n_h (kN/m³) determinado a partir dos dados de **Prova de Carga**.

— **MEF - AAERPC**: Método dos Elementos Finitos, Região **A**, considerando as lajes de transição **Apoiadas** em **Encontros Rígidos** e o valor de n_h (kN/m³) determinado a partir dos dados de **Prova de Carga**.

Região B:

— **MAC 01 – BAERPC**: Método de Matlock e Reese, Região **B**, considerando as lajes de transição **Apoiadas** em **Encontros Rígidos** e o valor de n_h (kN/m³) determinado a partir dos dados de **Prova de Carga**.

— **MAC 02 – BAERPC**: Método da Equação Diferencial de viga em Base Elástica, Região **B**, considerando as lajes de transição **Apoiadas** em **Encontros Rígidos** e o valor de n_h (kN/m³) determinado a partir dos dados de **Prova de Carga**.

— **MEF_R – BAERPC**: Método dos Elementos Finitos com nós rígidos, Região **B**, considerando as lajes de transição **Apoiadas** em **Encontros Rígidos** e o valor de n_h (kN/m³) determinado a partir dos dados de **Prova de Carga**.

— **MEF – BAERPC**: Método dos Elementos Finitos, Região **B**, considerando as lajes de transição **Apoiadas** em **Encontros Rígidos** e o valor de n_h (kN/m³) determinado a partir dos dados de **Prova de Carga**.

— **MAC 01 – BATPs**: Método de Matlock e Reese, Região **B**, considerando as lajes de transição **Apoiadas** no **Tabuleiro** e o valor de n_h (kN/m³) determinado a partir de correlações com as **Propriedades do solo**;

— **MAC 02 – BATPs**: Método da Equação Diferencial de viga em Base Elástica, Região **B**, considerando as lajes de transição **Apoiadas** no **Tabuleiro** e o valor de n_h (kN/m³) determinado a partir de correlações com as **Propriedades do solo**;

— **MEF_R – BATPs**: Método dos Elementos Finitos com nós rígidos, Região **B**, considerando as lajes de transição **Apoiadas** no **Tabuleiro** e o valor de n_h (kN/m³) determinado a partir de correlações com as **Propriedades do solo**;

— **MEF – BATPs**: Método dos Elementos Finitos, Região **B**, considerando as lajes de transição **Apoiadas** no **Tabuleiro** e o valor de n_h (kN/m³) determinado a partir de correlações com as **Propriedades do solo**.

O resumo geral dos modelos utilizados é mostrado na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Resumo dos modelos desenvolvidos na pesquisa. Fonte: Autor (2018).

REGIÃO	LAJE DE TRANSIÇÃO	SOLO		MODELO
		nh	Método	
A	Apoiada no Tabuleiro	Prop. Solo	Matlock e Reese	MAC 01_AATPs
			EDBE	MAC 02_AATPs
			MEF Rígido	MEF_R_AATPs
			MEF	MEF_AATPs
		P. Carga	Matlock e Reese	MAC 01_AATPC
			MEF Rígido	MAC 02_AATPC
			Engastado	MEF_R_AATPC
			MEF	MEF_AATPC
	Apoiada em Encontros Rígidos	Prop. Solo	Matlock e Reese	MAC 01_AAERPs
			EDBE	MAC 02_AAERPs
			MEF Rígido	MEF_R_AAERPs
			MEF	MEF_AAERPs
		P. Carga	Matlock e Reese	MAC 01_AAERPC
			EDBE	MAC 02_AAERPC
			MEF Rígido	MEF_R_AAERPC
			MEF	MEF_AAERPC
B	Apoiada no Tabuleiro	Prop. Solo	Matlock e Reese	MAC 01_BATPs
			EDBE	MAC 02_BATPs
			MEF Rígido	MEF_R_BATPs
			MEF	MEF_BATPs
		P. Carga	Matlock e Reese	MAC 01_BATPC
			EDBE	MAC 02_BATPC
			MEF Rígido	MEF_R_BATPC
			MEF	MEF_BATPC
	Apoiada em Encontros Rígidos	Prop. Solo	Matlock e Reese	MAC 01_BAERPs
			EDBE	MAC 02_BAERPs
			MEF Rígido	MEF_R_BAERPs
			MEF	MEF_BAERPs
		P. Carga	Matlock e Reese	MAC 01_BAERPC
			EDBE	MAC 02_BAERPC
			MEF Rígido	MEF_R_BAERPC
			MEF	MEF_BAERPC

CAPÍTULO 5

Análise dos resultados

Este capítulo apresenta a análise dos resultados dos modelos propostos no Capítulo 4 desta pesquisa dos deslocamentos horizontais e dos momentos fletores considerando a interação solo-estruturas (ISE) do conjunto pilar-tubulão obtidos através de métodos analíticos e numérico via Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizando o programa SAP2000. Para tanto, foram utilizados como base para a obtenção dos deslocamentos horizontais e dos momentos fletores, as ações descritas no capítulo anterior e apresentadas de forma detalhada no Anexo A do trabalho, que foram aplicadas no topo dos pilares no encontro meso e superestrutura em cada um dos modelos estudados. As análises foram feitas considerando a laje de transição apoiada no tabuleiro ou em encontros rígidos, os tipos de solos (regiões A e B), a forma de obtenção dos coeficientes de reação horizontal do solo (n_h) e o método de cálculo utilizado.

5.1 Análise dos deslocamentos horizontais do conjunto pilar-tubulão

Neste tipo de análise foram tratados os deslocamentos horizontais resultantes finais no topo dos pilares da ponte, visto que correspondem aos máximos valores de deslocamentos horizontais do conjunto infra e mesoestrutura. Em complemento, os valores de deslocamentos no nível do terreno também foram analisados e comparados com alguns valores encontrados na literatura.

5.1.1 Análise dos deslocamentos horizontais considerando as lajes de transição como sendo apoiadas no tabuleiro ou apoiadas em encontros rígidos

Para a análise deste efeito nos deslocamentos resultantes totais, foram considerados 4 casos que variaram quanto ao tipo de solo (Região A ou Região B) e quanto à forma de obtenção do valor do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h), seja por prova de carga, seja por equações empíricas que correlacionam o N_{SPT} do solo, ambas mostradas no Capítulo 4 desta pesquisa.

As Tabelas 5.1 a 5.4 mostram os deslocamentos finais no topo do pilar da ponte das regiões A e B obtidos por: Método de Matlock e Reese (MAC 01), Método da Equação Diferencial de Viga em Base Elástica (MAC 02), Método dos Elementos Finitos com elevada rigidez da fundação (MEF_R) e o Método dos Elementos Finitos (MEF), considerando a interação solo estruturas (ISE). Estes deslocamentos finais no topo do pilar foram dados calculados pela soma dos deslocamentos do conjunto pilar-tubulão com o deslocamento do aparelho de apoio (Ap. Apoio).

Tabela 5.1: Deslocamentos Horizontais Finais Região A - n_h por prova de carga.

Modelo	Desloc. na fundação (mm)	Desloc. no pilar (mm)	Desloc. no Ap. apoio (mm)	Desloc. pilar + fundação (mm)	Deslocamento Final (mm)
MAC 01 - LTAT	6,1	21,7	11,4	27,8	39,2
MAC 01 - LTAER	5,2	18,3	9,3	23,5	32,8
MAC 02 - LTAT	0,4	11,7	11,4	12,1	23,5
MAC 02 - LTAER	0,4	9,9	9,3	10,3	19,6
MEF_R - LTAT	0,0	10,8	11,4	10,8	22,2
MEF_R - LTAER	0,0	9,1	9,3	9,1	18,4
MEF - LTAT	4,3	26,9	11,4	31,2	42,5
MEF - LTAER	3,6	22,7	9,3	26,3	35,6

Tabela 5.2: Deslocamentos Horizontais Finais Região A - n_h por propriedades do solo.

Modelo	Desloc. na fundação (mm)	Desloc. no pilar (mm)	Desloc. no Ap. apoio (mm)	Desloc. pilar + fundação (mm)	Deslocamento Final (mm)
MAC 01 - LTAT	23,8	21,7	11,4	45,5	56,9
MAC 01 - LTAER	20,1	18,3	9,3	38,5	47,8
MAC 02 - LTAT	2,3	15,7	11,4	18,1	29,4
MAC 02 - LTAER	1,9	10,6	9,3	12,5	21,8
MEF_R - LTAT	0,0	10,8	11,4	10,8	22,2
MEF_R - LTAER	0,0	9,1	9,3	9,1	18,4
MEF - LTAT	17,9	46,3	11,4	64,3	75,6
MEF - LTAER	15,2	39,1	9,3	54,3	63,6

Observando as Tabelas 5.1 e 5.2 que apresentam valores resultantes de deslocamento para a Região A, considerando a ocorrência de laje de transição apoiada no tabuleiro ou não, tanto nos modelos analíticos quanto nos modelos utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), pode-se constatar um aumento nos deslocamentos resultantes do conjunto pilar-tubulão por conta da ISE. Ao comparar, o MEF – LTAT com n_h determinado por provas de carga com o MEF – LTAER com n_h também determinado por provas de carga estáticas, por exemplo, o aumento dos deslocamentos no topo do pilar do MEF - LTAT foi de 19,44% quando comparado ao do MEF – LTAER. Já na fundação, este aumento foi de 18,36%. Ao observar a ocorrência de laje de transição apoiada no tabuleiro ou não, os modelos analíticos também apresentam aumentos de deslocamentos, como no MAC 01 – LTAT com n_h determinado por provas de carga em que houve um aumento de 18,34% na fundação e de 19,54% no topo do pilar em relação ao MAC 01 – LTAER.

Tabela 5.3: Deslocamentos Horizontais Finais Região B - n_h por prova de carga

Modelo	Desloc. na fundação (mm)	Desloc. no pilar (mm)	Desloc. no Ap. apoio (mm)	Desloc. pilar + fundação (mm)	Deslocamento Final (mm)
MAC 01 - LTAT	3,7	21,4	11,2	25,2	36,4
MAC 01 - LTAER	3,2	18,3	9,3	21,5	30,8
MAC 02 - LTAT	0,1	11,0	11,2	11,2	22,3
MAC 02 - LTAER	0,1	6,7	9,3	6,8	16,1
MEF_R - LTAT	0,0	10,7	11,2	10,7	21,8
MEF_R - LTAER	0,0	9,1	9,3	9,1	18,4
MEF - LTAT	2,2	22,0	11,2	24,3	35,4
MEF - LTAER	1,9	18,8	9,3	20,7	30,0

Tabela 5.4: Deslocamentos Horizontais Finais Região B - n_h por propriedades do solo.

Modelo	Desloc. na fundação (mm)	Desloc. no pilar (mm)	Desloc. no Ap. apoio (mm)	Desloc. pilar + fundação (mm)	Deslocamento Final (mm)
MAC 01 - LTAT	38,2	21,4	11,2	59,6	70,8
MAC 01 - LTAER	32,6	18,3	9,3	51,0	60,3
MAC 02 - LTAT	2,0	15,0	11,2	17,0	28,2
MAC 02 - LTAER	1,7	12,8	9,3	14,5	23,8
MEF_R - LTAT	0,0	10,7	11,2	10,7	21,8
MEF_R - LTAER	0,0	9,1	9,3	9,1	18,4
MEF - LTAT	28,3	56,8	11,2	85,1	96,3
MEF - LTAER	24,2	48,6	9,3	72,7	82,0

Observando as Tabelas 5.3 e 5.4, que apresentam os valores resultantes de deslocamento para a Região B, nota-se comportamento semelhante ao dos deslocamentos obtidos para a Região A, onde há um deslocamento maior nas situações em que a laje de transição está apoiada no tabuleiro. No caso do MEF – LTAT comparado com o MEF – LTAER, ambos com n_h determinado por provas de carga, por exemplo, o aumento dos deslocamentos na fundação foi de 17% e no topo (deslocamento final) foi de 18% em relação ao MEF - LTAER. Estes mesmos percentuais também podem ser percebidos nas análises do MAC 01 – LTAT quando comparado ao MAC 01 – LTAER.

As Figuras 5.1 a 5.4 apresentam 8 curvas de deslocamentos cada, visto que, para cada método de análise foram plotadas duas curvas: uma considerando as lajes de transição apoiadas no tabuleiro (LTAT) e outra considerando as lajes de transição apoiadas em encontros rígidos (LTAER).

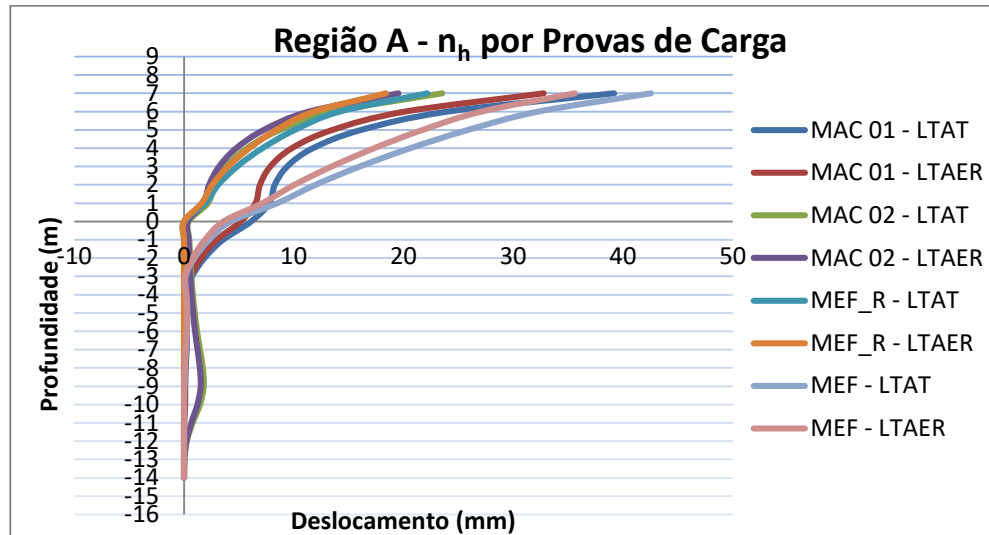


Figura 5.1 - Deslocamentos horizontais resultantes da Região A com n_h por provas de carga. Fonte: Autor (2018).

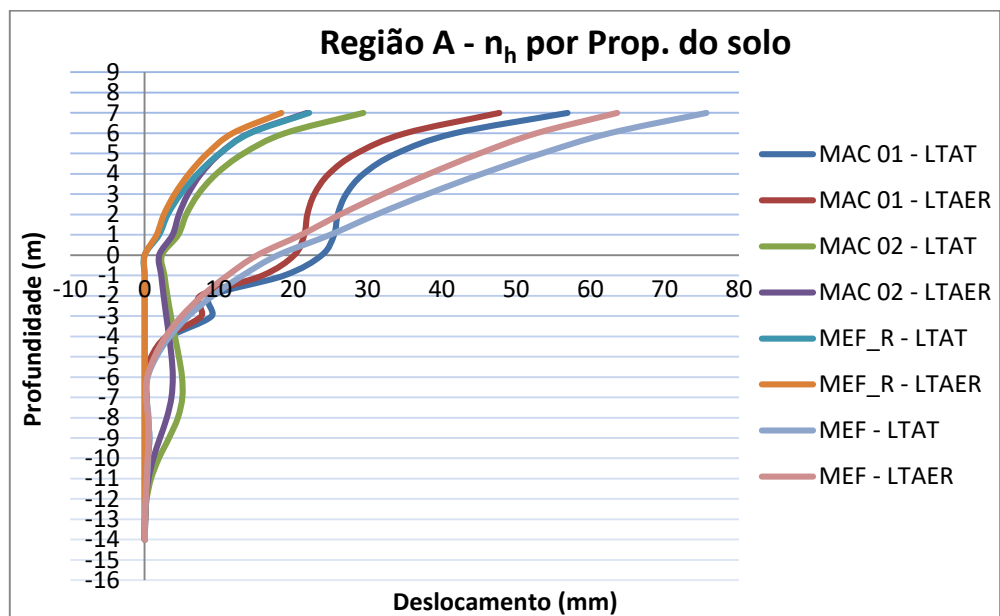


Figura 5.2 - Deslocamentos horizontais resultantes da Região A com n_h por propriedades do solo. Fonte: Autor (2018).

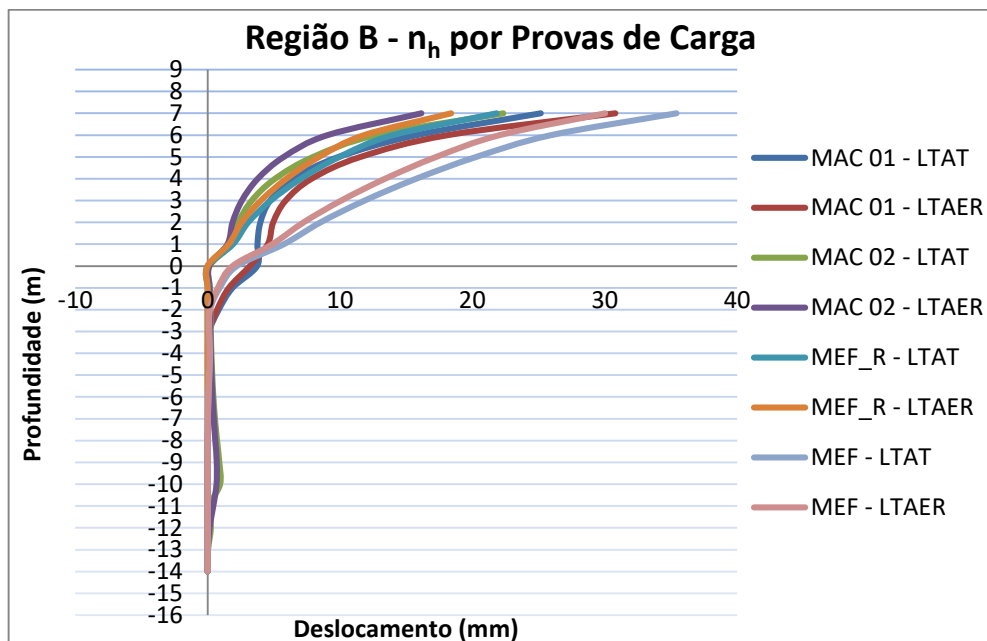


Figura 5.3 - Deslocamentos horizontais resultantes da Região B com n_h por provas de carga. Fonte: Autor (2018).

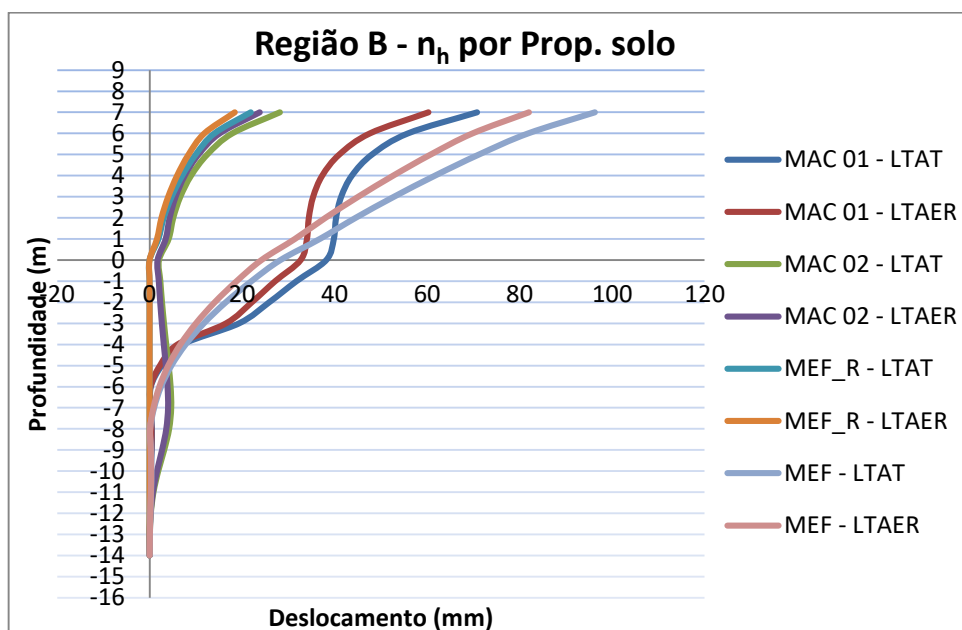


Figura 5.4 - Deslocamentos horizontais resultantes da Região B com n_h por propriedade do solo. Fonte: Autor (2018).

Observou-se pelos gráficos que o acréscimo de carga horizontal transmitida ao tabuleiro devido à contribuição do empuxo de terra na cortina e os efeitos das cargas móveis atuando conjuntamente provocou um aumento do deslocamento resultante do

conjunto pilar tubulão para todas as curvas analisadas, com destaque para as curvas do MEF e do MAC 01. Os demais gráficos provenientes desta análise são mostrados no Anexo B desta pesquisa.

5.1.2 Análise do efeito do valor de n_h na obtenção dos deslocamentos calculados por propriedades do solo ou por provas de carga, para a condição de maior carregamento horizontal

Para esta análise, em que se buscava a situação de maior carregamento horizontal, foi considerada a condição das lajes de transição apoiadas no tabuleiro (LTAT) para as regiões em estudo. As Tabelas 5.5 e 5.6 mostram os valores máximos dos deslocamentos resultantes tanto no nível do solo (deslocamento na fundação) como no topo do pilar (deslocamento final) para as regiões A e B, respectivamente.

Tabela 5.5: Deslocamentos Horizontais Finais na Região A.

Modelo	Desloc. na fundação (mm)	Desloc. no pilar (mm)	Desloc. no Ap. apoio (mm)	Desloc. pilar + fundação (mm)	Deslocamento Final (mm)
MAC 01 - nh PC	6,1	21,7	11,4	27,8	39,2
MAC 01 - nh PS	23,8	21,7	11,4	45,5	56,9
MAC 02 - nh PC	0,4	11,7	11,4	12,1	23,5
MAC 02 - nh PS	2,3	15,7	11,4	18,1	29,4
MEF_R - nh PC	0,0	10,8	11,4	10,8	22,2
MEF_R - nh PS	0,0	10,8	11,4	10,8	22,2
MEF - nh PC	4,3	26,9	11,4	31,2	42,5
MEF - nh PS	17,9	46,3	11,4	64,3	75,6

Tabela 5.6: Deslocamentos Horizontais Finais na Região B.

Modelo	Desloc. na fundação (mm)	Desloc. no pilar (mm)	Desloc. no Ap. apoio (mm)	Desloc. pilar + fundação (mm)	Deslocamento Final (mm)
MAC 01 - nh PC	3,7	21,4	11,2	25,2	36,4
MAC 01 - nh PS	38,2	21,4	11,2	59,6	70,8
MAC 02 - nh PC	0,1	11,0	11,2	11,2	22,3
MAC 02 - nh PS	2,0	15,0	11,2	17,0	28,2
MEF_R - nh PC	0,0	10,7	11,2	10,7	21,8
MEF_R - nh PS	0,0	10,7	11,2	10,7	21,8
MEF - nh PC	2,2	22,0	11,2	24,3	35,4
MEF - nh PS	28,3	56,8	11,2	85,1	96,3

Observando as Tabelas 5.5 e 5.6, nota-se que a forma de cálculo do valor do n_h contribui para valores consideravelmente diferentes tanto nos modelos analíticos quanto nos modelos utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF). Através desta observação, verificou-se que os deslocamentos resultantes na fundação sofrem um aumento considerável quando calculados utilizando o valor de n_h determinado por propriedades do solo, sobretudo na Região B, onde os valores do N_{SPT} nas primeiras camadas foram tomados como zero. Isso contribuiu para a obtenção de valores de coeficientes de reação horizontal do solo menores e, conseqüentemente, maiores deslocamentos.

As Figuras 5.5 e 5.6 mostram as curvas analisadas na pesquisa para as regiões A e B, com as seguintes características: uma considerando o n_h calculado a partir dos resultados das provas de carga estáticas (n_h PC) e outra considerando o n_h calculado a partir de equações empíricas que utilizam os valores de N_{SPT} , além de outras propriedades do solo (n_h PS).

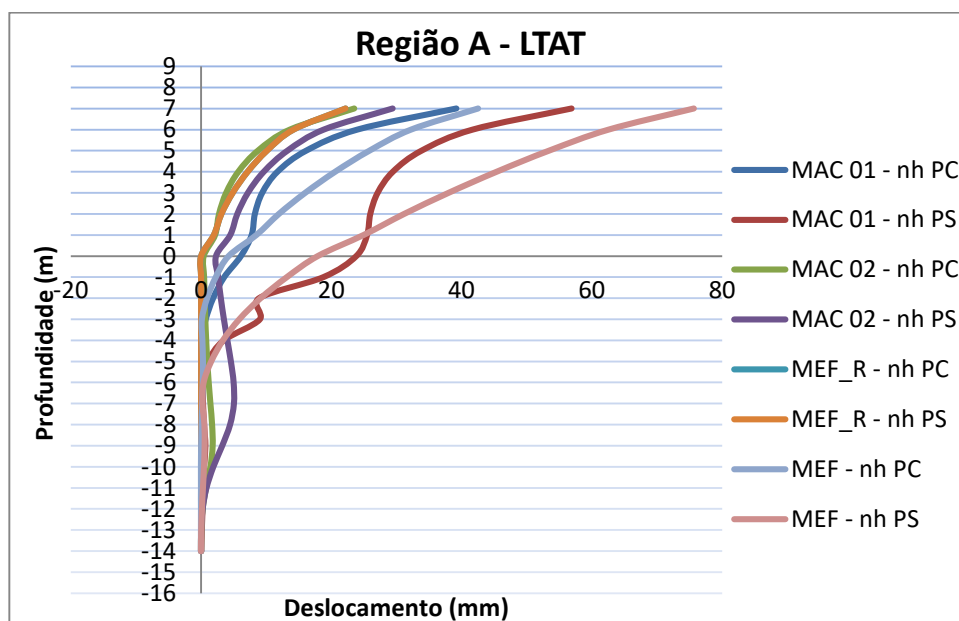


Figura 5.5 - Deslocamentos horizontais resultantes da Região A com LT apoiada no tabuleiro. Fonte: Autor (2018).

necessários para cravar os últimos 30 cm do amostrador padrão. Segundo o perfil de sondagem mostrado na Figura 4.29, os primeiros 3 pontos dentro do solo apresentaram N_{SPT} igual zero, o que pode ter sido causado por uma falha na execução do ensaio de sondagem, por exemplo. Esta condição interferiu, por conseguinte, nos valores das constantes de mola horizontais que apresentaram resultados bem menores por este método de cálculo de n_h . Os demais gráficos provenientes desta análise são mostrados no Anexo B.

5.1.3 Análise comparativa entre os valores de deslocamentos resultantes da estrutura inserida no solo da Região A versus inserida no solo da Região B.

Para esta análise foram consideradas quatro variáveis, sendo elas: **(a)** com o n_h sendo determinado a partir dos resultados das provas de carga (n_h PC), **(b)** com o n_h obtido a partir de equações empíricas utilizando os valores de N_{SPT} e outras propriedades do solo (n_h PS), **(c)** com as lajes de transição apoiadas no tabuleiro (LTAT) e **(d)** com as lajes de transição apoiadas em encontros rígidos (LTAER).

As Tabelas 5.7 a 5.10 mostram os deslocamentos finais no topo do pilar da ponte das regiões A e B obtidos pelos métodos estudados.

Tabela 5.7: Deslocamentos Horizontais Resultantes com LT Apoiada no Tabuleiro e n_h por Provas de Cargas.

Modelo	Desloc. na fundação (mm)	Desloc. no pilar (mm)	Desloc. no Ap. apoio (mm)	Desloc. pilar + fundação (mm)	Deslocamento Final (mm)
MAC 01 - Região A	6,1	21,7	11,4	27,8	39,2
MAC 01 - Região B	3,7	21,4	11,2	25,2	36,4
MAC 02 - Região A	0,4	11,7	11,4	12,1	23,5
MAC 02 - Região B	0,1	11,0	11,2	11,2	22,3
MEF_R - Região A	0,0	10,8	11,4	10,8	22,2
MEF_R - Região B	0,0	10,7	11,2	10,7	21,8
MEF - Região A	4,3	26,9	11,4	31,2	42,5
MEF - Região B	2,2	22,0	11,2	24,3	35,4

Tabela 5.8: Deslocamentos Horizontais Resultantes com LT Apoiada no Tabuleiro e n_h por Propriedades do Solo.

Modelo	Desloc. na fundação (mm)	Desloc. no pilar (mm)	Desloc. no Ap. apoio (mm)	Desloc. pilar + fundação (mm)	Deslocamento Final (mm)
MAC 01 - Região A	23,8	21,7	11,4	45,5	56,9
MAC 01 - Região B	38,2	21,4	11,2	59,6	70,8
MAC 02 - Região A	2,3	15,7	11,4	18,1	29,4
MAC 02 - Região B	2,0	15,0	11,2	17,0	28,2
MEF_R - Região A	0,0	10,8	11,4	10,8	22,2
MEF_R - Região B	0,0	10,7	11,2	10,7	21,8
MEF - Região A	17,9	46,3	11,4	64,3	75,6
MEF - Região B	28,3	56,8	11,2	85,1	96,3

Tabela 5.9: Deslocamentos Horizontais Resultantes com LT Apoiada em Encontros Rígidos e n_h por Provas de Cargas.

Modelo	Desloc. na fundação (mm)	Desloc. no pilar (mm)	Desloc. no Ap. apoio (mm)	Desloc. pilar + fundação (mm)	Deslocamento Final (mm)
MAC 01 - Região A	5,2	18,3	9,3	23,5	32,8
MAC 01 - Região B	3,2	18,3	9,3	21,5	30,8
MAC 02 - Região A	0,4	9,9	9,3	10,3	19,6
MAC 02 - Região B	0,1	6,7	9,3	6,8	16,1
MEF_R - Região A	0,0	9,1	9,3	9,1	18,4
MEF_R - Região B	0,0	9,1	9,3	9,1	18,4
MEF - Região A	3,6	22,7	9,3	26,3	35,6
MEF - Região B	1,9	18,8	9,3	20,7	30,0

Tabela 5.10: Deslocamentos Horizontais Resultantes com LT Apoiada em Encontros Rígidos e n_h por Propriedades do Solo.

Modelo	Desloc. na fundação (mm)	Desloc. no pilar (mm)	Desloc. no Ap. apoio (mm)	Desloc. pilar + fundação (mm)	Deslocamento Final (mm)
MAC 01 - Região A	20,1	18,3	9,3	38,5	47,8
MAC 01 - Região B	32,6	18,3	9,3	51,0	60,3
MAC 02 - Região A	1,9	10,6	9,3	12,5	21,8
MAC 02 - Região B	1,7	12,8	9,3	14,5	23,8
MEF_R - Região A	0,0	9,1	9,3	9,1	18,4
MEF_R - Região B	0,0	9,1	9,3	9,1	18,4
MEF - Região A	15,2	39,1	9,3	54,3	63,6
MEF - Região B	24,2	48,6	9,3	72,7	82,0

Observando as Tabelas 5.7 e 5.9, que consideram o n_h calculado a partir das provas de carga, observou-se a variação de rigidez lateral do solo devido à diferença entre os coeficientes de reação horizontal do solo (n_h) das duas regiões em estudo, adotados como 37.200 kN/m^3 para a Região A e 105.900 kN/m^3 na Região B, conforme mostrado no Capítulo 4 deste trabalho. Desta forma, como esperado, os deslocamentos na fundação e deslocamentos finais foram maiores na Região A do que na Região B tanto nos modelos analíticos quanto nos modelos numéricos exceto para o modelo MEF_R por apresentar o deslocamento na fundação como sendo zero, devido à consideração da rigidez infinita do solo.

Considerando os deslocamentos na fundação, os aumentos de deslocamento da Região A comparados com a Região B foram de 63,32% para o MAC 01, 186,9% para o MAC 02 e 92,06% para o MEF, tomando-se as lajes de transição como apoiadas no tabuleiro. Já para as lajes de transição apoiadas em encontros rígidos os aumentos foram de 61,46% para o MAC 01, 183,87% para o MAC 02 e 89,87% para o MEF.

Os valores de deslocamento na fundação encontrados por Araújo (2013) para estacas do tipo hélice contínua com diâmetro de 60 cm foram de 22,94 mm para a região A e de 17,67 mm para a região B conforme exposto no item 2.4.4 desta pesquisa. Desta forma, os valores para o tubulão reto em estudo tenderam a ser menores, visto que seu diâmetro e rigidez eram maiores, levando a obtenção de menores deslocamentos na fundação, como pôde ser observado nas Tabelas 5.7 e 5.9.

Ao comparar com os valores de deslocamentos horizontais encontrados por Khouri (2001) através da modelagem no programa ANSYS com os valores obtidos nesta pesquisa via SAP2000, pode-se observar que houve coerência entre os valores, visto que o deslocamento horizontal resultante encontrado pelo autor foi de 35,26 mm no topo do pilar (pilar-tubulão), considerando um concreto C25 com tubulão com 15 m de profundidade e pilar com 10 m de altura. Já os valores encontrados nesta pesquisa variaram entre 30,02 mm e 42,54 mm, considerando um concreto C30, tubulão reto com 14 m de profundidade e pilar com 7 m de altura.

Em Melo (2017), os valores de deslocamento resultante no topo do pilar, considerando a altura do pilar como sendo de 6,5 m e a profundidade do tubulão de 16 m, concreto C35 e diâmetro de 1,1m (dados correspondentes ao Grupo B da

referida pesquisa), variaram entre 14,5 mm e 21,5 mm, incluindo valores resultantes de métodos analíticos e da modelagem via programa ABAQUS. Os valores encontrados neste trabalho variam entre 18,4 e 42,54 mm, incluindo valores resultantes de métodos analíticos e da modelagem via programa SAP2000. Observa-se, portanto, que os valores encontrados no presente trabalho corroboraram com os valores obtidos por Melo (2017).

Observando as Tabelas 5.8 e 5.10, que consideram o n_h calculado a partir de propriedades do solo, pôde-se notar uma situação contrária ao que foi observado nas Tabelas 5.7 e 5.9, pois, como a região B apresentou em seu perfil de sondagem valores de N_{SPT} iguais a zero nas primeiras camadas do solo. Isso fez gerar valores de n_h inferiores ao do solo da Região A. Desta forma, como consequência, os deslocamentos resultantes na fundação e, conseqüentemente, os deslocamentos finais foram maiores na região B do que os valores obtidos na região A. Esses aumentos de deslocamentos foram de 60,16% para o MAC 01 e 57,80% para o MEF, considerando as lajes de transição apoiadas no tabuleiro. Ao considerar as lajes de transição apoiadas em encontros rígidos, esses aumentos foram de 62,03% para o MAC 01 e de 59,64% para o MEF.

O MAC 02, porém, não seguiu esta tendência de aumentos na Região B visto que, no cálculo dos deslocamentos, através deste método analítico, é considerado o valor médio do coeficiente de reação horizontal do solo k_h , ou seja, não são consideradas suas variações ao longo da profundidade. Assim, o MAC 02 apresentou valores de deslocamento na Região A em média 14% maiores do que os obtidos na Região B.

As Figuras 5.7 a 5.10 mostram as curvas para as regiões A e B, considerando em cada gráfico a mesma condição de carregamento (LTAT ou LTAR) e a mesma forma de determinação do n_h (n_h PC ou n_h PS).

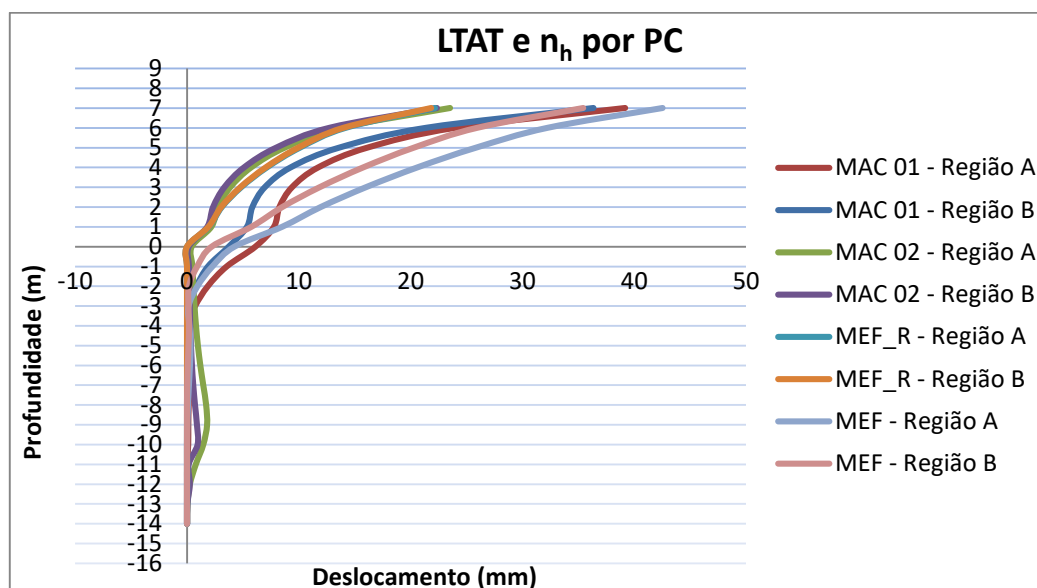


Figura 5.7 - Deslocamentos horizontais resultantes considerando LT apoiada no tabuleiro e n_h determinado por provas de carga. Fonte: Autor (2018).

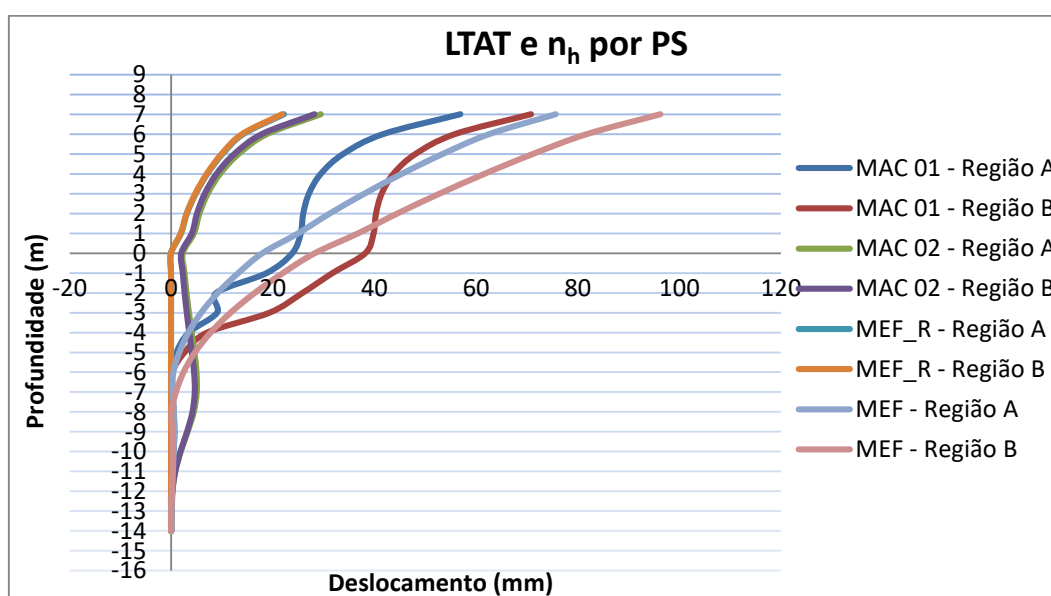


Figura 5.8 - Deslocamentos horizontais resultantes considerando LT apoiada no tabuleiro e n_h determinado por propriedades do solo. Fonte: Autor (2018).

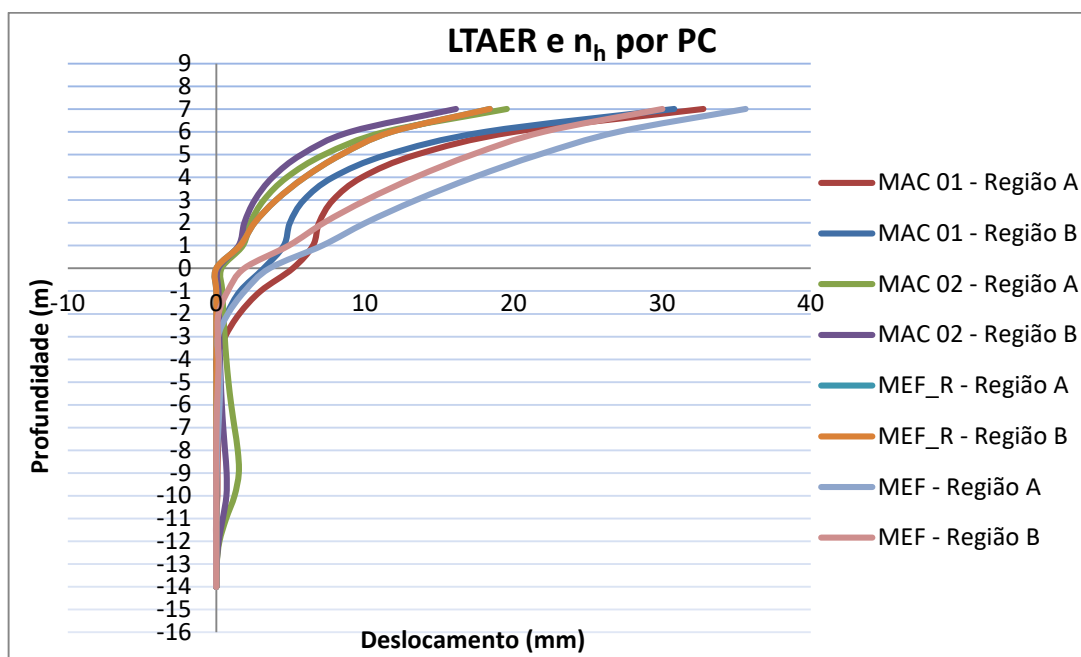


Figura 5.9 - Deslocamentos horizontais resultantes considerando LT apoiada em encontros rígidos com n_h determinado por provas de carga. Fonte: Autor (2018).

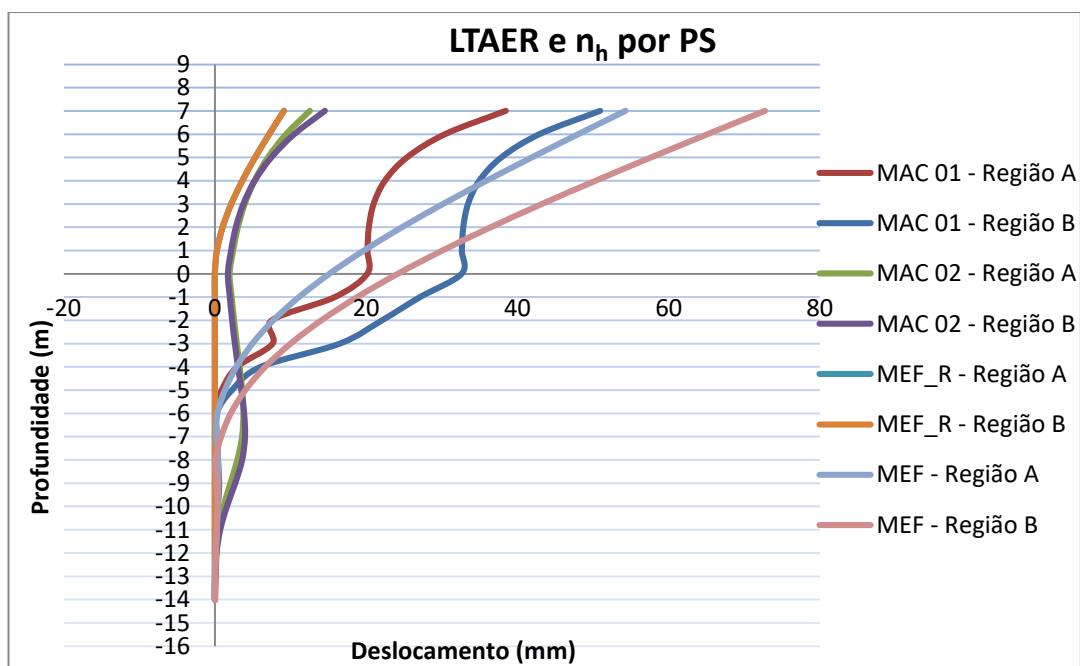


Figura 5.10 - Deslocamentos horizontais resultantes considerando LT apoiada em encontros rígidos com n_h determinado por propriedades do solo.

Fonte: Autor (2018).

A partir da observação das curvas, pôde-se notar que os deslocamentos finais na Região B foram maiores do que a Região A quando se considerou o valor de n_h calculado utilizando as propriedades do solo. Este acréscimo foi de 26,62% para as curvas de MEF e de 24,4% para as curvas MAC 01, considerando a laje de transição apoiada no tabuleiro e de 29% nas curvas de MEF e 26,62% nas curvas de MAC 01, considerando a laje de transição apoiada em encontros rígidos.

Para as curvas com n_h calculado através das provas de carga, a diferença entre os deslocamentos horizontais das estruturas nas regiões A e B não foi muito grande, tendo seu valor máximo de 20,1% nas curvas de MEF.

Outra constatação relevante que se pôde fazer a partir do que foi observado nos gráficos, foi a diferença em se considerar ou não a deformabilidade solo para os deslocamentos finais da estrutura, situação muitas vezes praticada em escritórios de cálculo estrutural. Neste caso, observou-se que o acréscimo de deslocamento do modelo com o MEF com molas linearmente elásticas (considerando a deformabilidade do solo) quando comparado com o MEF rígido (MEF_R) foi em média 166,56% para estruturas na Região A com laje de transição apoiada no tabuleiro. Para a Região B, este valor foi em média 201,63% na Região B também considerando LTAT. Em suma, os valores de deslocamentos finais do MEF são mais do que o dobro dos deslocamentos do MEF em solos com rigidez infinita (MEF_R). Isso mostra que, no caso específico em análise, a ponte estaria com níveis de deslocamentos bem superiores aos previstos em projeto podendo provocar desgastes estruturais irreparáveis ou até mesmo o colapso estrutural.

Outra forma de cálculo também praticada pelos projetistas é por meio da equação diferencial da viga sobre base elástica (MAC 02) que aproxima a equação diferencial por uma série de Fourier, o que gera uma curva senoidal que descreve o comportamento da estrutura deformada. Este modelo de cálculo, quando comparado com o MEF que considera molas lineares, também apresentou valores de deslocamentos finais inferiores. O acréscimo de deslocamento do modelo com o MEF foi em média de 118,88% para a Região A e em média de 150,05% para o solo da Região B, quando comparados com o MAC 02, considerando a laje de transição apoiada no tabuleiro. Estes dados mostram que o MAC 02 também apresenta valores de deslocamento bem inferiores ao MEF, reforçando a necessidade de se considerar a deformabilidade do solo de maneira mais próxima ao que ocorre na estrutura.

5.1.4 Análise das curvas de profundidade *versus* deslocamentos no modelo MEF rígido

O modelo de análise do MEF_R considera todos os nós inseridos no solo como indeslocáveis (engaste perfeito), sendo o nível do solo também adotado como um nó indeslocável.

A Figura 5.11 mostra os deslocamentos resultantes finais dos modelos em análise.

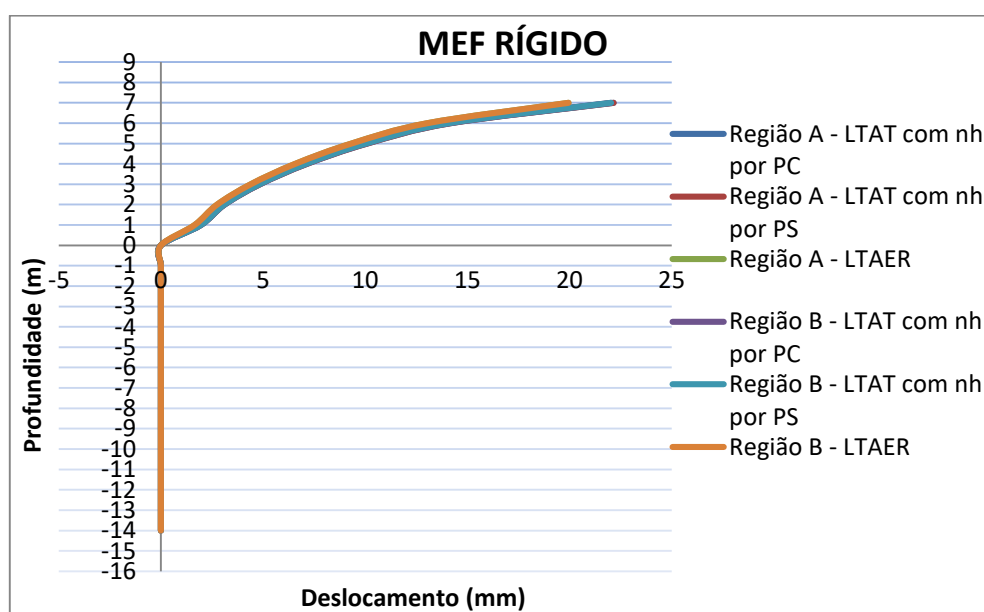


Figura 5.11 - Deslocamentos horizontais resultantes pelo MEF_R .

Fonte: Autor (2018).

A principal diferença entre as curvas mostradas na Figura 5.11 ocorreu entre as que consideraram as lajes de transição apoiadas no tabuleiro (LTAT) e a situação onde as lajes de transição foram apoiadas em encontros rígidos (LTAR), visto que as diferenças entre os métodos de cálculo de n_h não foram relevantes nesta análise por não se levar em conta os parâmetros do solo.

As curvas do MEF_R com lajes de transição apoiadas no tabuleiro (LTAT) apresentaram um acréscimo de deslocamento de 18,35% quando comparado com as curvas da laje de transição em encontros rígidos.

5.2 Análise dos momentos fletores do conjunto pilar-tubulão

Neste item são tratados os momentos fletores na infraestrutura (parte enterrada no solo) e na mesoestrutura da ponte com intuito de verificar o efeito da interação solo estruturas (ISE) na obtenção os valores máximos de flexão no conjunto pilar-tubulão.

5.2.1 Análise dos momentos fletores considerando as lajes de transição (LT) como sendo apoiadas no tabuleiro ou apoiadas em encontros rígidos

Para a análise dos momentos fletores resultantes totais, foram considerados os mesmo casos do item 5.1 em que foram variados o tipo de solo e a forma de se obter o valor do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h).

As Tabelas 5.11 a 5.14 mostram os momentos fletores máximos e os momentos fletores no nível do solo do pilar da ponte das regiões A e B obtidos por: Método de Matlock e Reese (MAC 01), Método da Equação Diferencial de viga em Base Elástica (MAC 02), Método dos Elementos Finitos com elevada rigidez da fundação (MEF_R) e o Método dos Elementos Finitos (MEF), considerando a interação solo estruturas (ISE).

Tabela 5.11: Momentos Fletores Finais para a Região A - n_h por Prova de Carga.

Modelo	Momento Máximo (kN.m)	Momento no nível do solo (kN.m)
MAC 01 - LTAT	1008,36	910,09
MAC 01 - LTAER	856,25	768,94
MAC 02 - LTAT	1022,92	878,54
MAC 02 - LTAER	912,70	789,41
MEF_R - LTAT	910,09	910,09
MEF_R - LTAER	768,94	768,94
MEF - LTAT	910,09	910,09
MEF - LTAER	768,94	768,94

Tabela 5.12: Momentos Fletores Finais para a Região A - n_h por Prop. dos Solos.

Modelo	Momento Máximo (kN.m)	Momento no nível do solo (kN.m)
MAC 01 - LTAT	1138,98	910,09
MAC 01 - LTAER	962,33	768,94
MAC 02 - LTAT	1130,29	950,39
MAC 02 - LTAER	944,75	802,44
MEF_R - LTAT	910,09	910,09
MEF_R - LTAER	768,94	768,94
MEF - LTAT	1065,86	910,09
MEF - LTAER	900,54	768,94

Tabela 5.13: Momentos Fletores Finais para a Região B - n_h por Prova de Carga.

Modelo	Momento Máximo (kN.m)	Momento no nível do solo (kN.m)
MAC 01 - LTAT	980,81	899,60
MAC 01 - LTAER	840,71	768,94
MAC 02 - LTAT	1173,94	1018,59
MAC 02 - LTAER	923,02	784,81
MEF_R - LTAT	899,60	899,60
MEF_R - LTAER	768,94	768,94
MEF - LTAT	899,60	899,60
MEF - LTAER	768,94	768,94

Tabela 5.14: Momentos Fletores Finais para a Região B - n_h por Prop. dos Solos.

Modelo	Momento Máximo (kN.m)	Momento no nível do solo (kN.m)
MAC 01 - LTAT	1183,95	899,60
MAC 01 - LTAER	1011,99	768,94
MAC 02 - LTAT	1110,82	934,07
MAC 02 - LTAER	927,50	779,89
MEF_R - LTAT	899,60	899,60
MEF_R - LTAER	768,94	768,94
MEF - LTAT	1189,33	899,60
MEF - LTAER	1016,58	768,94

Nas Figuras 5.12 a 5.15 são mostradas em cada gráfico, oito curvas de momento fletor, visto que, para cada método de análise foi plotada uma curva considerando as lajes de transição apoiadas no tabuleiro (LTAT) e outra considerando as lajes de transição apoiadas em encontros rígidos (LTAER).

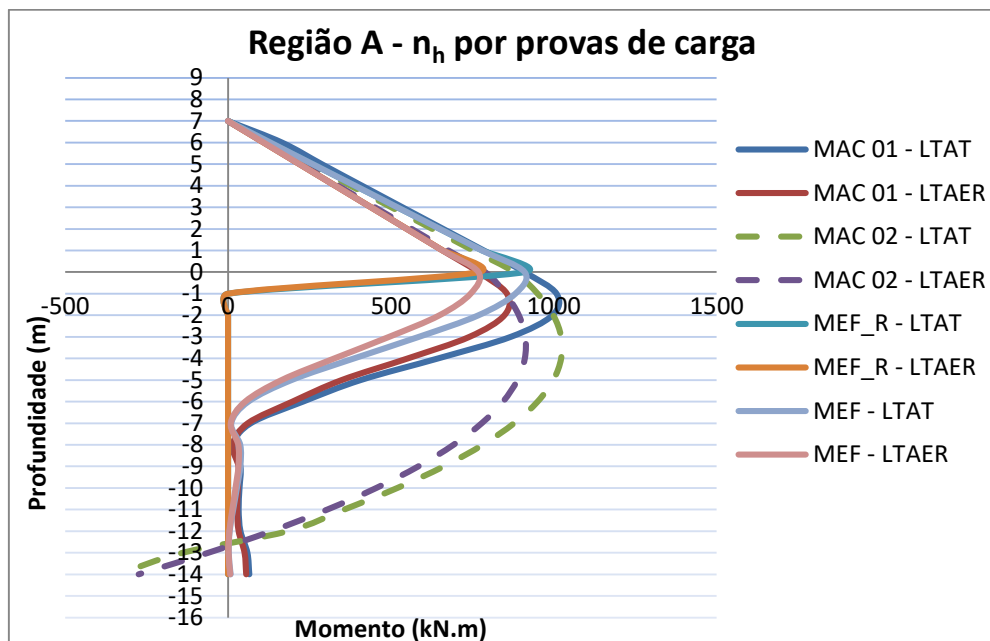


Figura 5.12 - Momentos fletores resultantes da Região A com n_h por provas de carga. Fonte: Autor (2018).

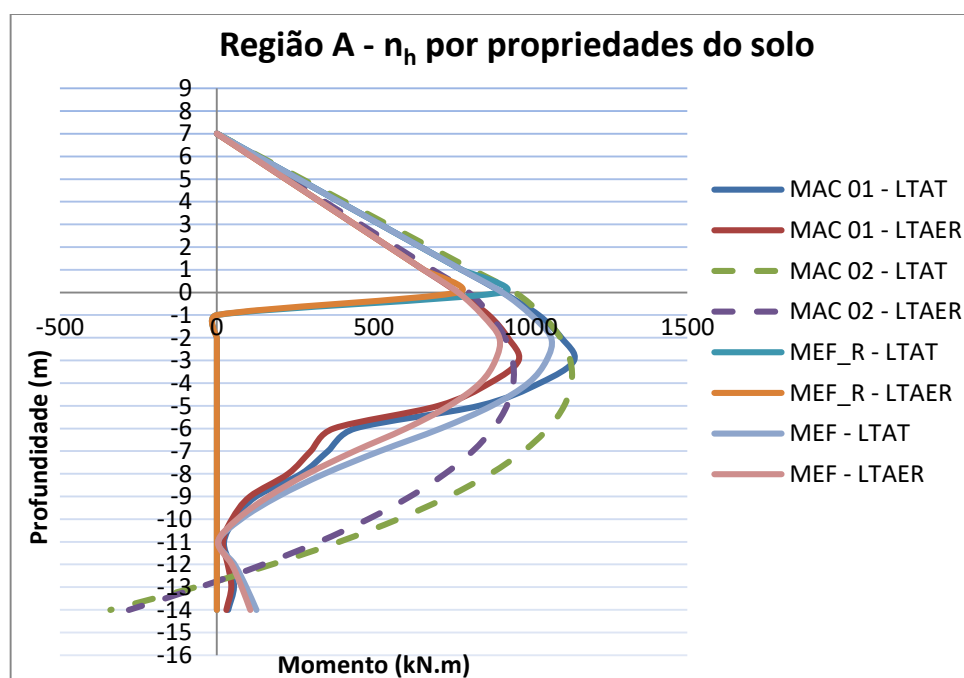


Figura 5.13 - Momentos fletores resultantes da Região A com n_h por propriedades do solo. Fonte: Autor (2018).

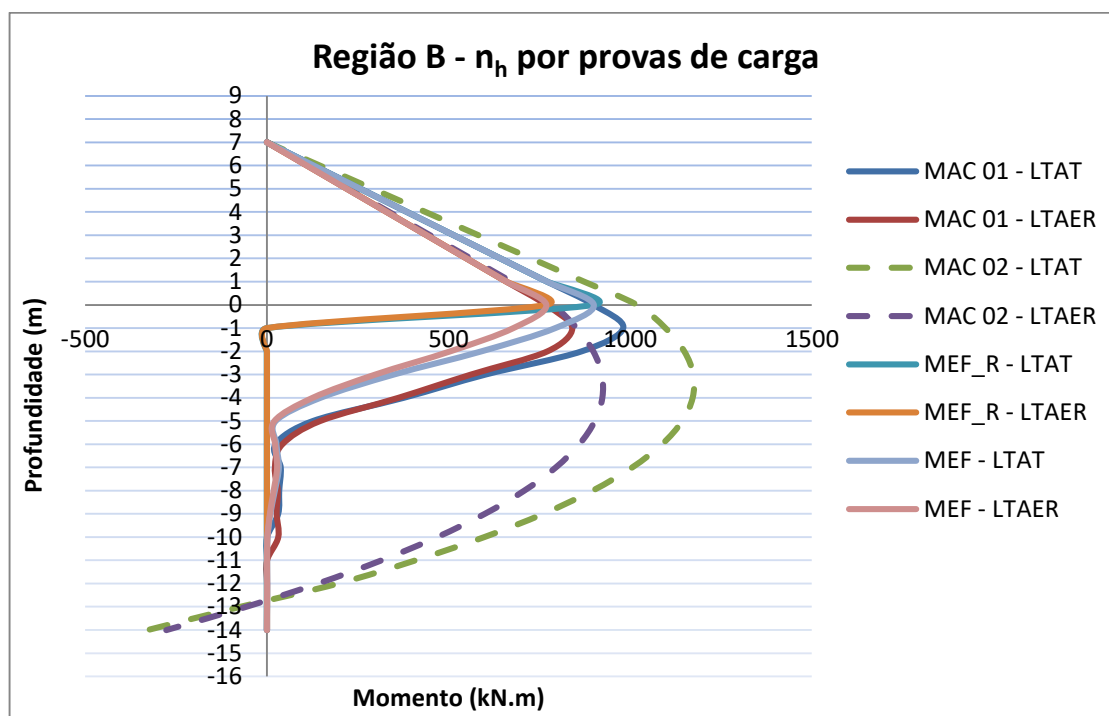


Figura 5.14 - Momentos fletores resultantes da Região B com n_h por provas de carga. Fonte: Autor (2018).

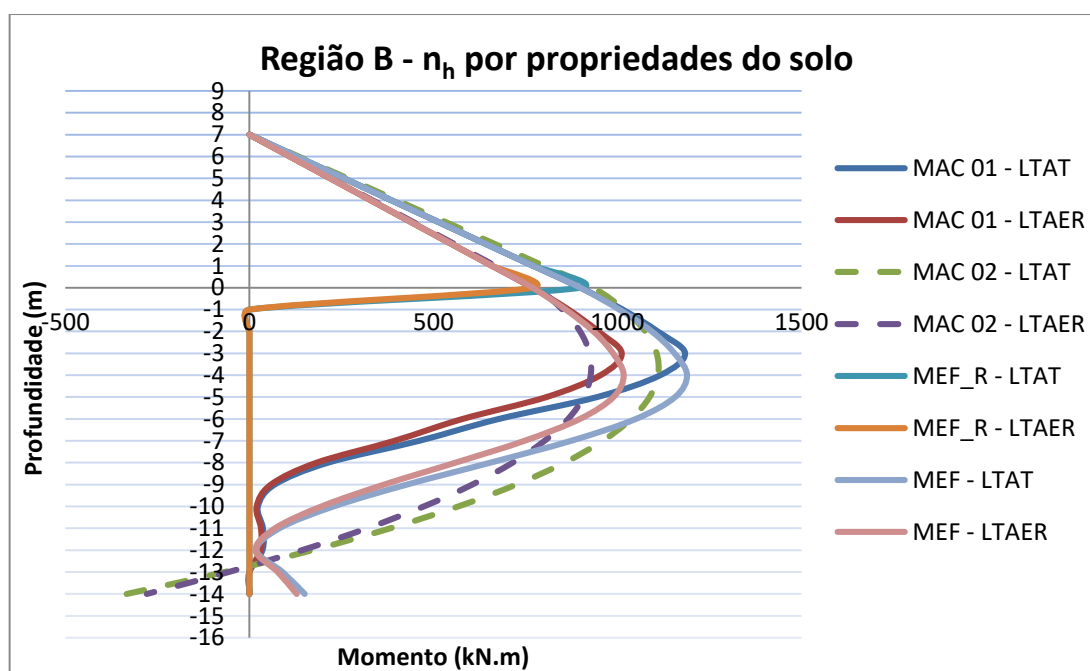


Figura 5.15 - Momentos fletores resultantes da Região B com n_h por propriedades do solo. Fonte: Autor (2018).

Como se pôde notar, o acréscimo de carga horizontal transmitida ao tabuleiro e, conseqüentemente ao próprio pilar, configurou em um aumento do momento fletor máximo resultante para todas as curvas analisadas, com destaque para as curvas do MEF e do MAC 01.

As curvas de MEF e de MAC 01 para a Região A com n_h por provas de carga mostraram um acréscimo de 18,35% considerando as lajes de transição apoiadas no tabuleiro (LTAT) quando comparadas com a situação onde as lajes de transição foram apoiadas em encontros rígidos (LTAR). Na Região B, este acréscimo nas curvas de MEF e de MAC 01 foi de 16,99% para n_h por provas de carga. Para as curvas de n_h por propriedades do solo, os acréscimos foram os mesmos encontrados para os modelos com n_h determinado por provas de carga. Os demais gráficos provenientes desta análise são mostrados no Anexo B desta pesquisa.

5.2.2 Análise do efeito do valor de n_h na obtenção dos momentos fletores sendo calculados por propriedades do solo ou por provas de carga, para a condição de maior carregamento horizontal

Para esta análise em que se buscava a situação de maior carregamento horizontal, foi considerada a condição das lajes de transição apoiadas no tabuleiro (LTAT) para as regiões em estudo. As Tabelas 5.15 e 5.16 mostram os valores de momento máximo no conjunto pilar-tubulão e os valores de momentos fletores no nível do solo para os modelos com o valor de n_h sendo determinado por provas de carga ou por correlações com as propriedades do solo.

Tabela 5.15 - Momentos Fletores Finais para a Região A com LT Apoiada no Tabuleiro.

Modelo	Momento Máximo (kN.m)	Momento no nível do solo (kN.m)
MAC 01 - nh PC	1008,36	910,09
MAC 01 - nh PS	1138,98	910,09
MAC 02 - nh PC	1022,92	878,54
MAC 02 - nh PS	1130,29	950,39
MEF_R - nh PC	910,09	910,09
MEF_R - nh PS	768,94	768,94
MEF - nh PC	910,09	910,09
MEF - nh PS	1065,86	910,09

Tabela 5.16 - Momentos Fletores Finais para a Região B com LT Apoiada no Tabuleiro.

Modelo	Momento Máximo (kN.m)	Momento no nível do solo (kN.m)
MAC 01 - nh PC	980,81	899,60
MAC 01 - nh PS	1183,95	899,60
MAC 02 - nh PC	1173,94	1018,59
MAC 02 - nh PS	1110,82	934,07
MEF_R - nh PC	899,60	899,60
MEF_R - nh PS	899,60	899,60
MEF - nh PC	899,60	899,60
MEF - nh PS	1189,33	899,60

Os gráficos 5.5 e 5.6 mostram que cada método de análise apresentou duas curvas: uma considerando o n_h calculado a partir dos resultados das provas de carga (n_h PC) e outra considerando o n_h calculado a partir de equações empíricas que utilizam os valores de N_{SPT} , além de outras propriedades do solo (n_h PS).

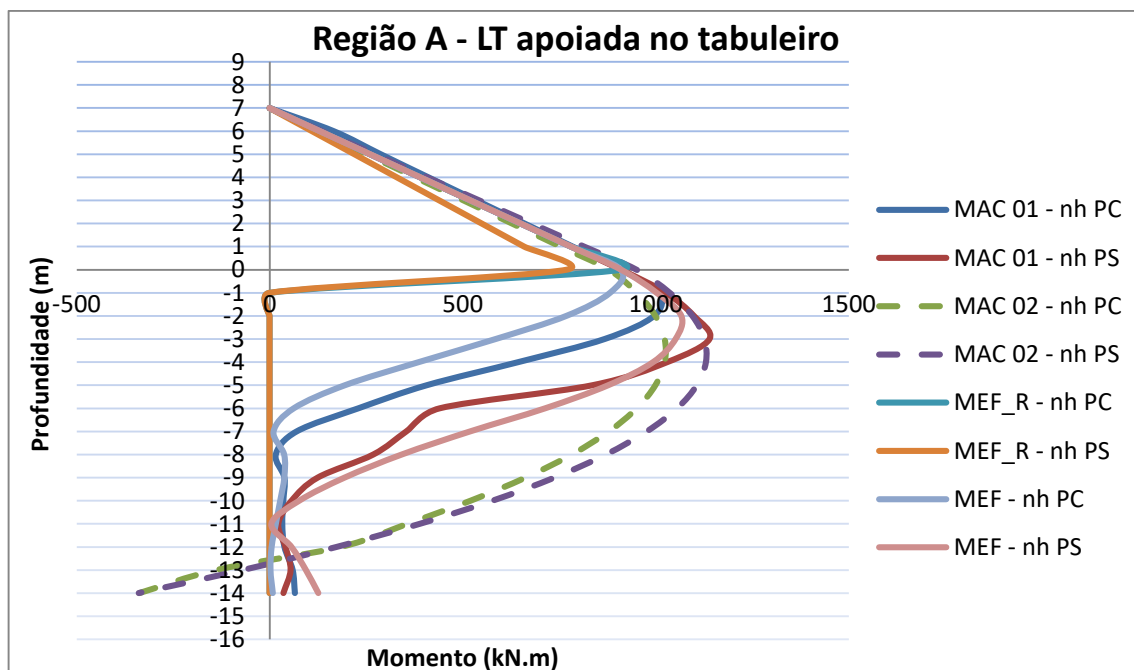


Figura 5.16 - Momentos fletores resultantes da Região A com LT apoiada no tabueiro. Fonte: Autor (2018).

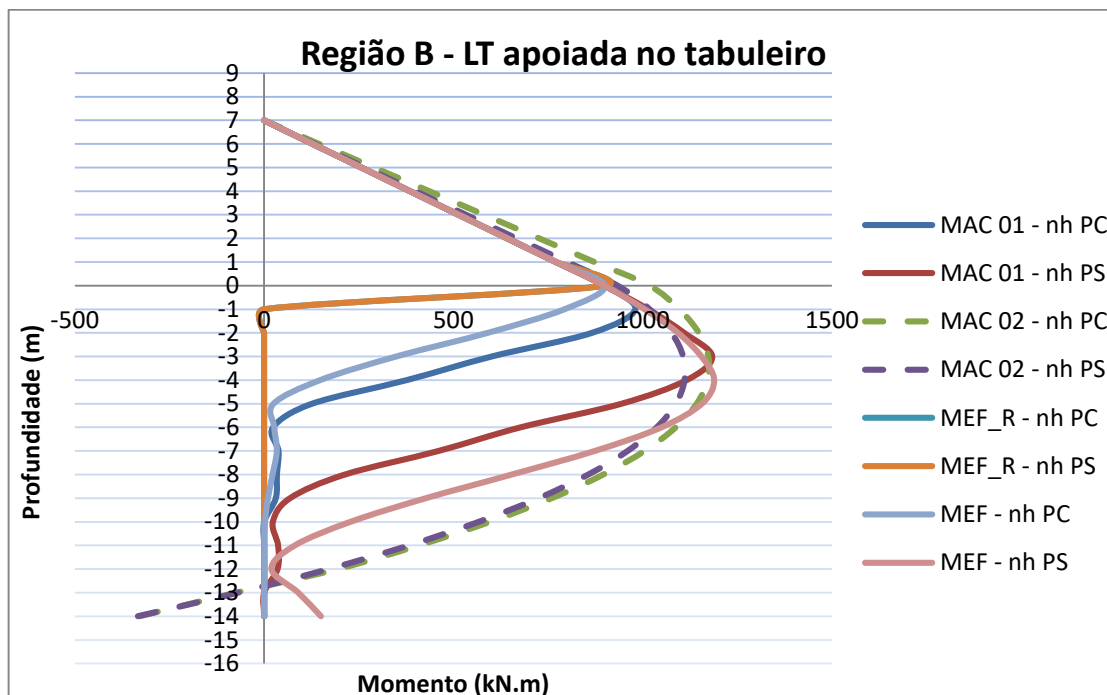


Figura 5.17 - Momentos fletores resultantes da Região B com LT apoiada no tabuleiro. Fonte: Autor (2018).

Conforme já verificado para os deslocamentos, partir das Figuras 5.16 e 5.17, especialmente nas curvas do MEF e de MAC 01, observou-se que houve uma variação relevante nos valores dos momentos fletores. Desta forma, verificou-se que a maneira de calcular o n_h por propriedades do solo (tipo de solo e N_{SPT}) apresentou os momentos fletores máximos resultantes maiores do que as curvas de n_h calculado a partir das provas de carga. Na Região A este acréscimo foi de 17,11% nas curvas de MEF, de 12,95% nas curvas do MAC 01 e 10,49% nas curvas do MAC 02. Na Região B, o acréscimo foi de 32,20% nas curvas de MEF, de 20,71% nas curvas de MAC 01 e um decréscimo de 5,68% nas curvas de MAC 02.

Os demais gráficos provenientes desta análise são mostrados no Anexo B.

5.2.3 Análise comparativa entre os valores de momentos fletores da estrutura inserida no solo da Região A versus inserida no solo da Região B

As Tabelas 5.17 a 5.20 mostram os momentos fletores resultantes máximos no conjunto pilar-tubulão e momentos fletores no nível do solo da ponte nas regiões A e

B obtidos considerando o n_h sendo determinado a partir dos resultados das provas de carga (n_h PC) ou a partir de equações empíricas utilizando os valores de N_{spt} e outras propriedades do solo (n_h PS); além das lajes de transição serem consideradas apoiadas no tabuleiro (LTAT) ou apoiadas em encontros rígidos (LTAER).

Tabela 5.17: Momentos Fletores Resultantes com LT Apoiada no Tabuleiro e n_h determinado por Provas de Carga.

Modelo	Momento Máximo (kN.m)	Momento no nível do solo (kN.m)
MAC 01 - Região A	1008,36	910,09
MAC 01 - Região B	980,81	899,60
MAC 02 - Região A	1022,92	878,54
MAC 02 - Região B	1173,94	1018,59
MEF_R - Região A	910,09	910,09
MEF_R - Região B	899,60	899,60
MEF - Região A	910,09	910,09
MEF - Região B	899,60	899,60

Tabela 5.18: Momentos Fletores Resultantes com LT Apoiada no Tabuleiro e n_h determinado por Propriedades do Solo.

Modelo	Momento Máximo (kN.m)	Momento no nível do solo (kN.m)
MAC 01 - Região A	1138,98	910,09
MAC 01 - Região B	1183,95	899,60
MAC 02 - Região A	1130,29	950,39
MAC 02 - Região B	1110,82	934,07
MEF_R - Região A	910,09	910,09
MEF_R - Região B	899,60	899,60
MEF - Região A	1065,86	910,09
MEF - Região B	1189,33	899,60

Tabela 5.19: Momentos Fletores Resultantes com LT Apoiada em Encontros Rígidos e n_h determinado por Provas de Carga.

Modelo	Momento Máximo (kN.m)	Momento no nível do solo (kN.m)
MAC 01 - Região A	856,25	768,94
MAC 01 - Região B	840,71	768,94
MAC 02 - Região A	912,70	789,41
MAC 02 - Região B	923,02	784,81
MEF_R - Região A	768,94	768,94
MEF_R - Região B	768,94	768,94
MEF - Região A	768,94	768,94
MEF - Região B	768,94	768,94

Tabela 5.20: Momentos Fletores Resultantes com LT Apoiada em Encontros Rígidos e n_h determinado por Propriedades do Solo.

Modelo	Momento Máximo (kN.m)	Momento no nível do solo (kN.m)
MAC 01 - Região A	962,33	768,94
MAC 01 - Região B	1011,99	768,94
MAC 02 - Região A	944,75	802,44
MAC 02 - Região B	927,50	779,89
MEF_R - Região A	768,94	768,94
MEF_R - Região B	768,94	768,94
MEF - Região A	900,54	768,94
MEF - Região B	1016,58	768,94

As Figuras 5.18 a 5.21 mostram as curvas para as regiões A e B, considerando em cada gráfico a mesma condição de carregamento (LTAT ou LTAER) e a mesma forma de determinação do n_h (n_h PC ou n_h PS).

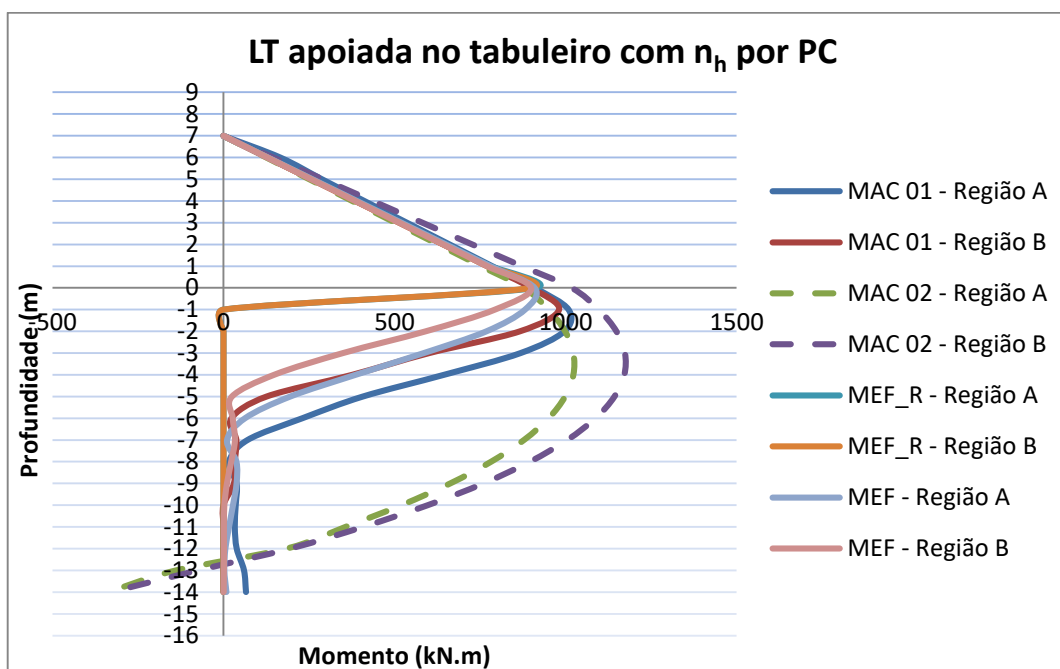


Figura 5.18 - Momentos fletores resultantes considerando LT apoiada no tabuleiro e n_h determinado por provas de carga. Fonte: Autor (2018).

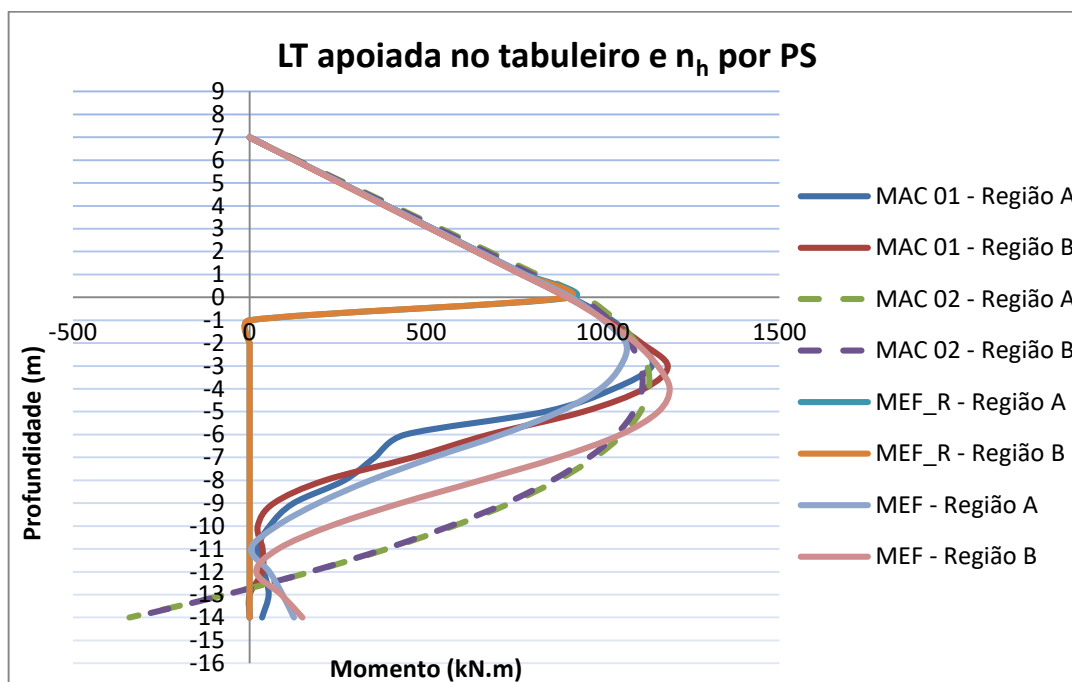


Figura 5.19 - Momentos fletores resultantes considerando LT apoiada no tabuleiro e n_h determinado por propriedade do solo. Fonte: Autor (2018).

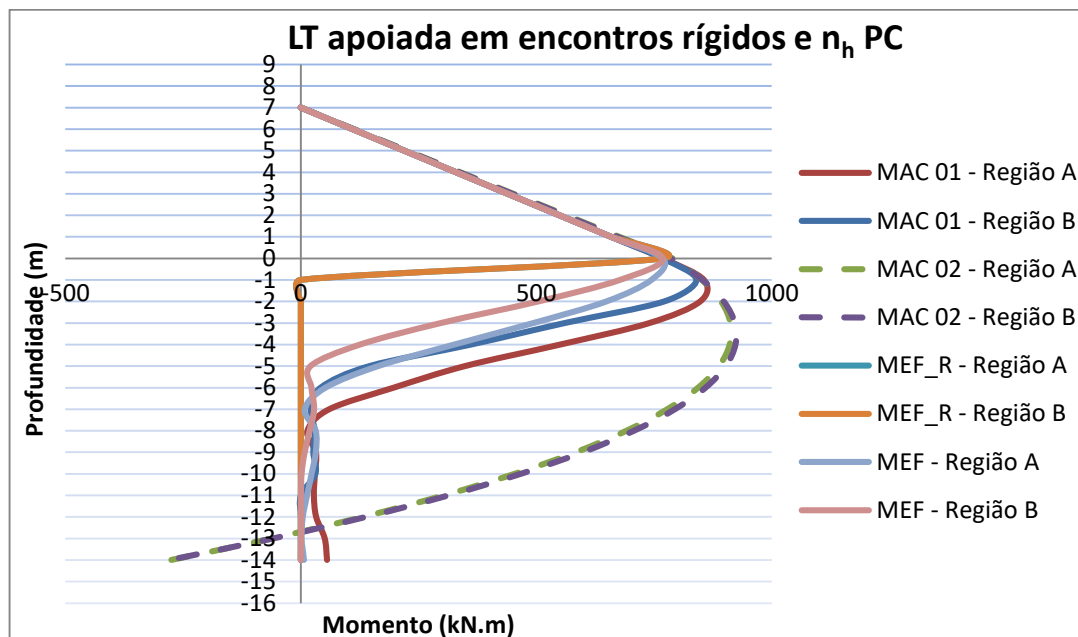


Figura 5.20 - Momentos fletores resultantes considerando LT apoiada em encontros rígidos e n_h determinado por provas de carga. Fonte: Autor (2018).

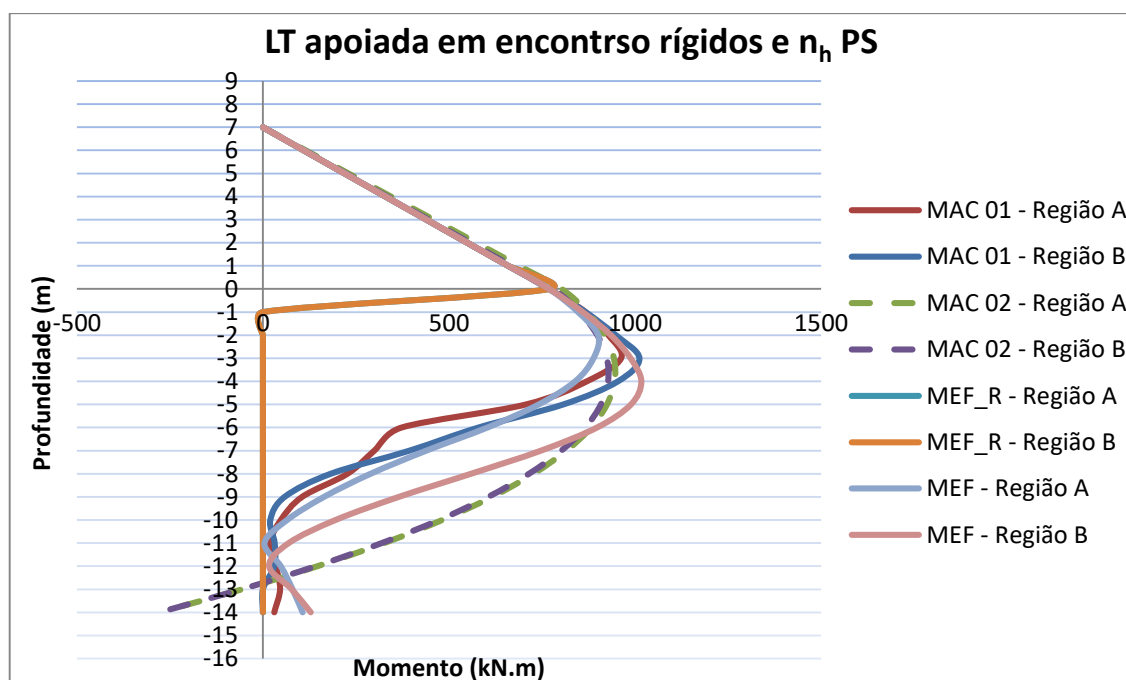


Figura 5.21 - Momentos fletores resultantes considerando LT apoiada em encontros rígidos e n_h determinado por propriedades do solo. Fonte: Autor (2018).

A partir da observação das Figuras 5.18 a 5.21, pode-se notar que os momentos fletores máximos na Região B foram maiores 8% em média do que na Região A quando se considerou o valor de n_h calculado por propriedades do solo. Já

quando se considerou o valor de n_h calculado por provas de carga, o valor dos momentos fletores da região B foram menores 3% em média do que os da Região A.

Para os casos em que o n_h foi determinado por provas de carga e as lajes de transição apoiadas no tabuleiro (LTAT), o solo da Região B apresentou um coeficiente de reação horizontal do solo maior do que a Região A, o que configurou um solo menos deformável (mais rígido) e com momentos fletores um pouco menores. Tomando como referência a Região A, os momentos fletores máximos resultantes apresentam um acréscimo é de 1,16% para as curvas de MEF e de 2,80% para as curvas do MAC 01 em relação aos momentos da Região B.

Para os casos com n_h calculado através das propriedades do solo e as lajes de transição apoiadas no tabuleiro (LTAT), a diferença entre os momentos fletores máximos resultantes das estruturas nas regiões A e B foi um pouco maior (5,76%), sendo os momentos na Região B maiores do que na Região A. Tomando como referência a Região A, a Região B apresenta um acréscimo de 11,58% para as curvas de MEF, de 3,94% para as curvas de MAC 01 e 1,75% para as curvas de MAC 02.

5.2.4 Análise das curvas de momento fletor do modelo MEF rígido

O modelo de análise do MEF_R considerou todos os nós inseridos no solo como indeslocáveis (engaste perfeito), sendo o nível do solo também como um nó indeslocável. Sendo assim, os momentos fletores resultantes finais foram plotados no Figura 5.22.

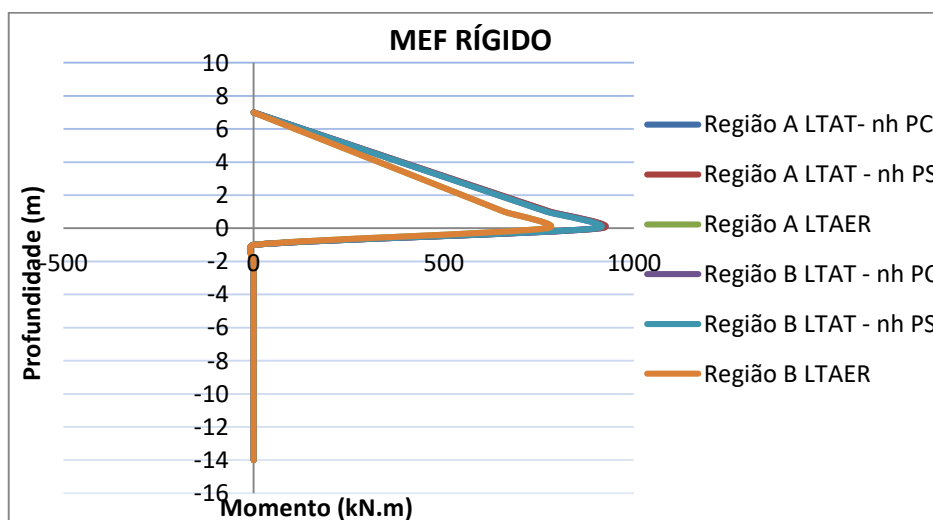


Figura 5.22 – Momentos fletores resultantes pelo MEF_R . Fonte: Autor (2018).

Vale ressaltar que os métodos de cálculo de n_h não foram relevantes nesta análise por não levar em conta os parâmetros do solo. A diferença apresentada diz respeito à condição de vinculação da laje de transição com o tabuleiro, podendo ser apoiada no mesmo ou em encontros rígidos, conforme comentado no item 5.1.4.

5.3. Análise comparativa de momentos fletores e deslocamentos dentro do solo

5.3.1 Análise dos deslocamentos horizontais resultantes na fundação (tubulão reto)

Nesta análise serão apresentados os deslocamentos da fundação obtidos através dos modelos MAC 01, MAC 02 e MEF. O modelo MEF_R (MEF Rígido) não aparecerá nos gráficos subsequentes visto que se trata de um engaste e o deslocamento dentro do solo é nulo.

As Figuras 5.23 a 5.26 mostram os valores de deslocamento horizontal resultante no nível do solo na Região A.

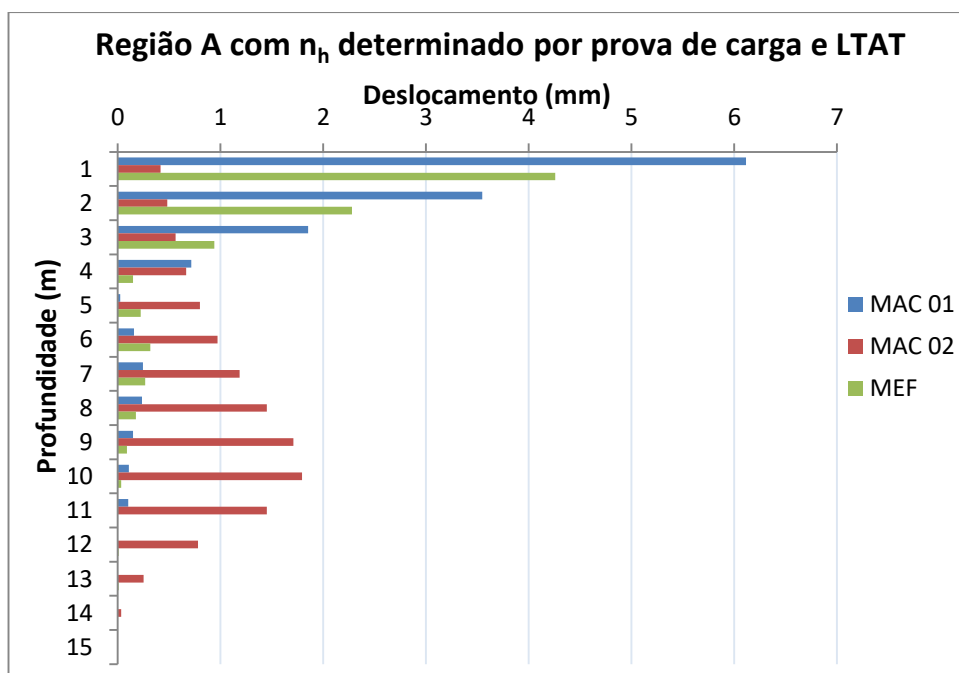


Figura 5.23 - Deslocamento resultante no tubulão reto com n_h determinado por provas de carga e LTAT – Região A. Fonte: Autor (2018).

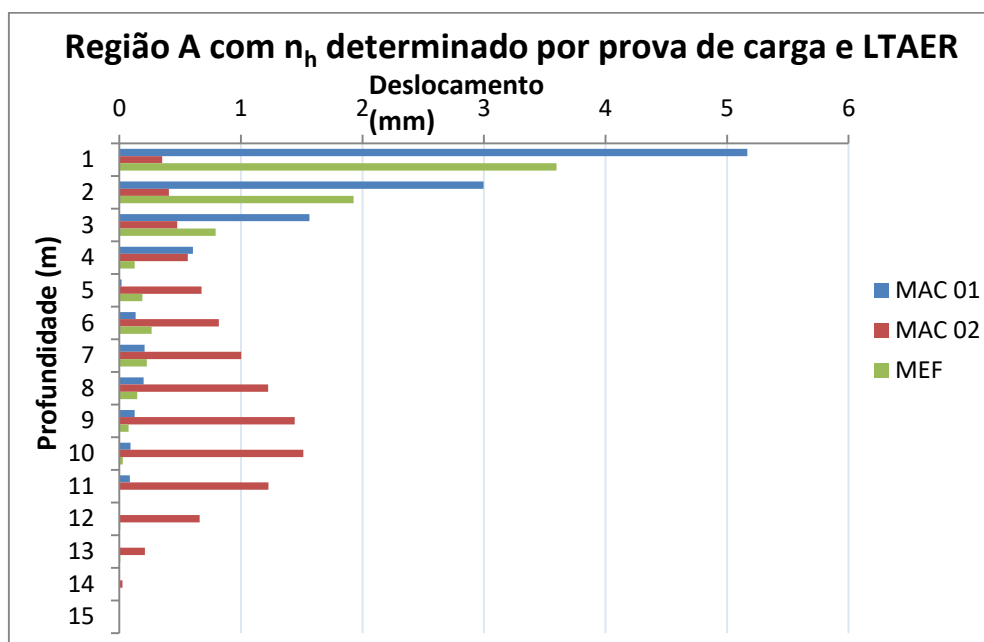


Figura 5.24 - Deslocamento resultante no tubulão reto com n_h determinado por provas de carga e LTAER – Região A. Fonte: Autor (2018).

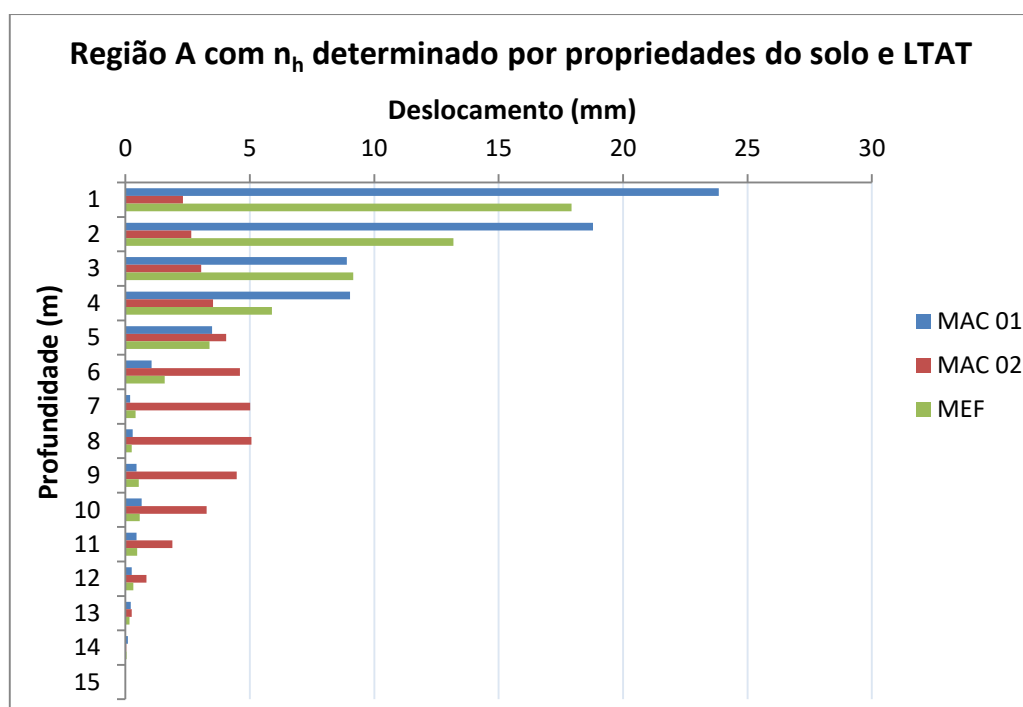


Figura 5.25 - Deslocamento resultante no tubulão reto com n_h determinado por propriedades do solo e LTAT – Região A. Fonte: Autor (2018).

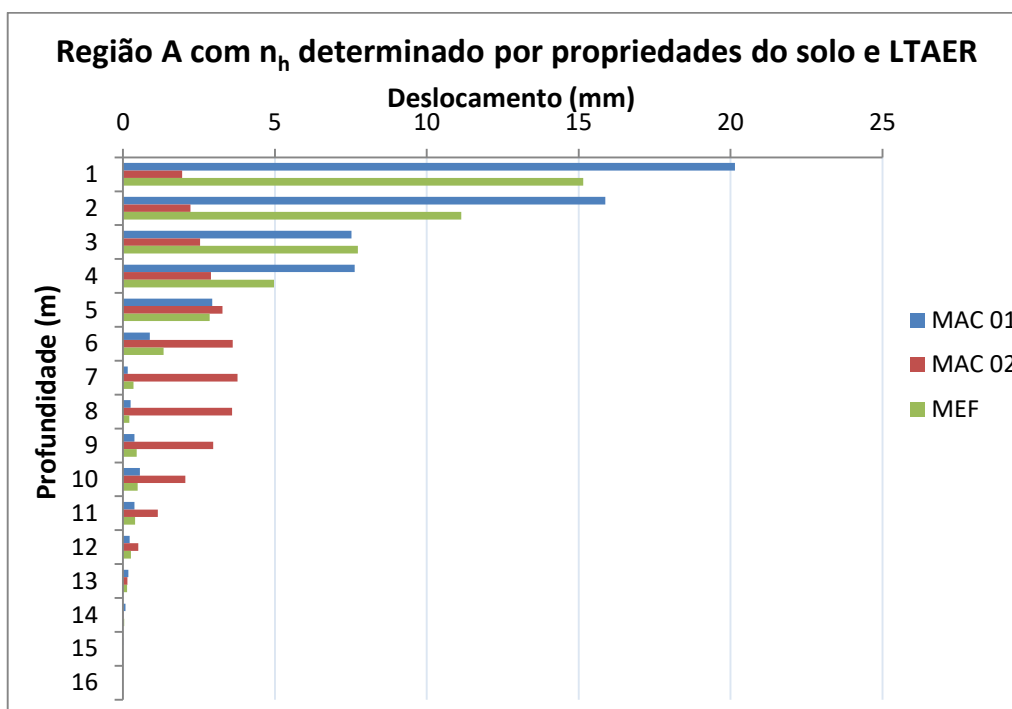


Figura 5.26 - Deslocamento resultante no tubulão reto com n_h determinado por propriedades do solo e LTAER – Região A. Fonte: Autor (2018).

As Figuras 5.27 a 5.30 mostram os valores de deslocamento horizontal resultante no nível do solo na região B.

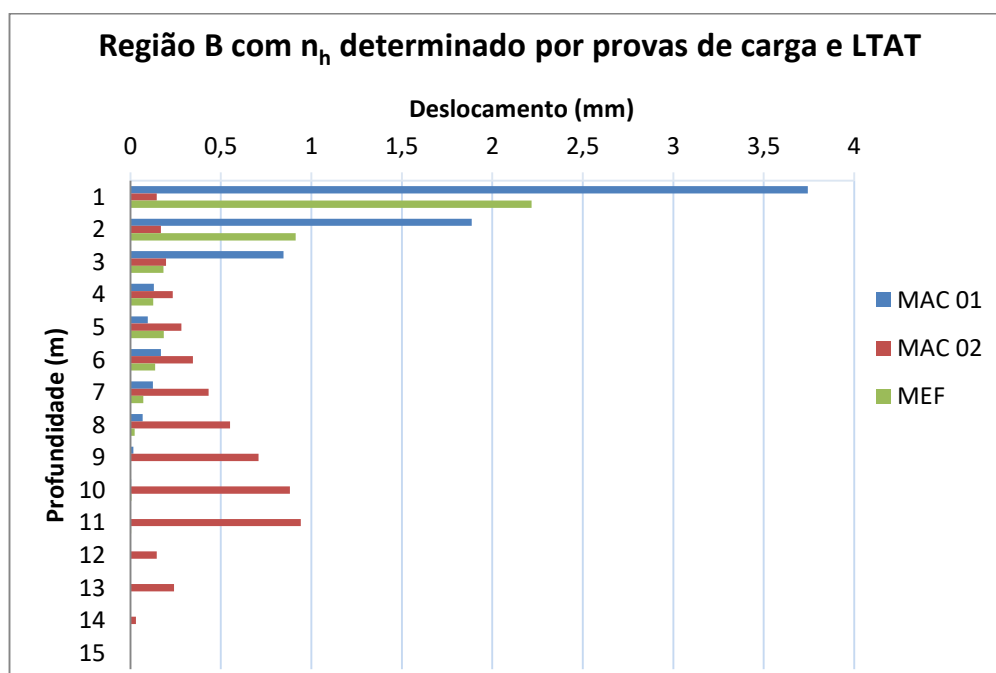


Figura 5.27 - Deslocamento resultante no tubulão reto com n_h determinado por provas de carga e LTAT – Região B. Fonte: Autor (2018).

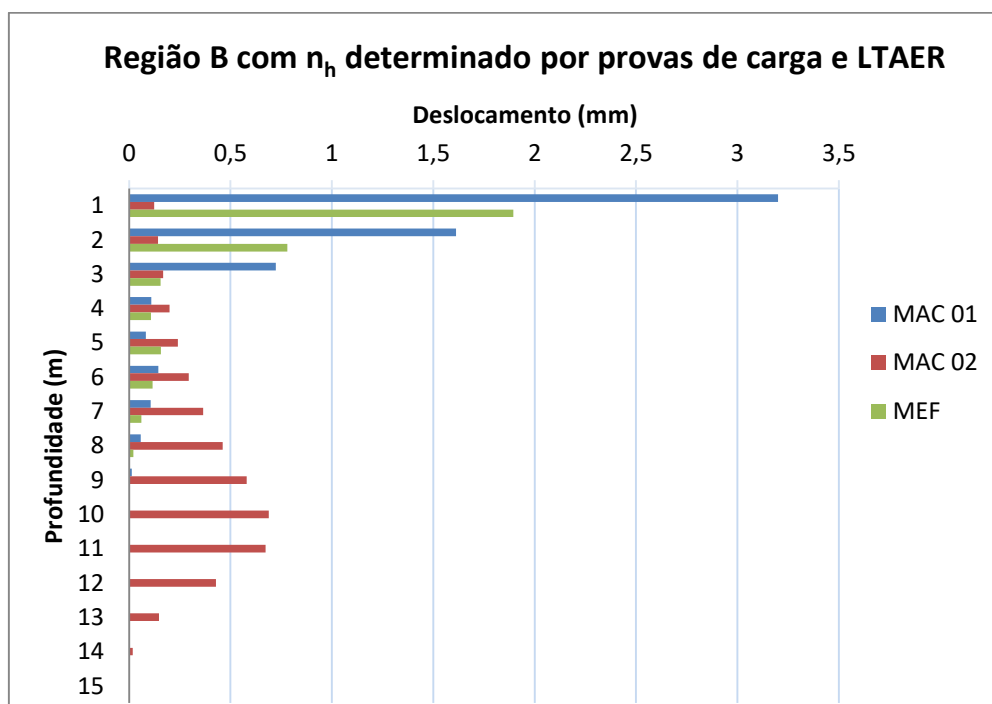


Figura 5.28 - Deslocamento resultante no tubulão reto com n_h determinado por provas de carga e LTAER – Região B. Fonte: Autor (2018).

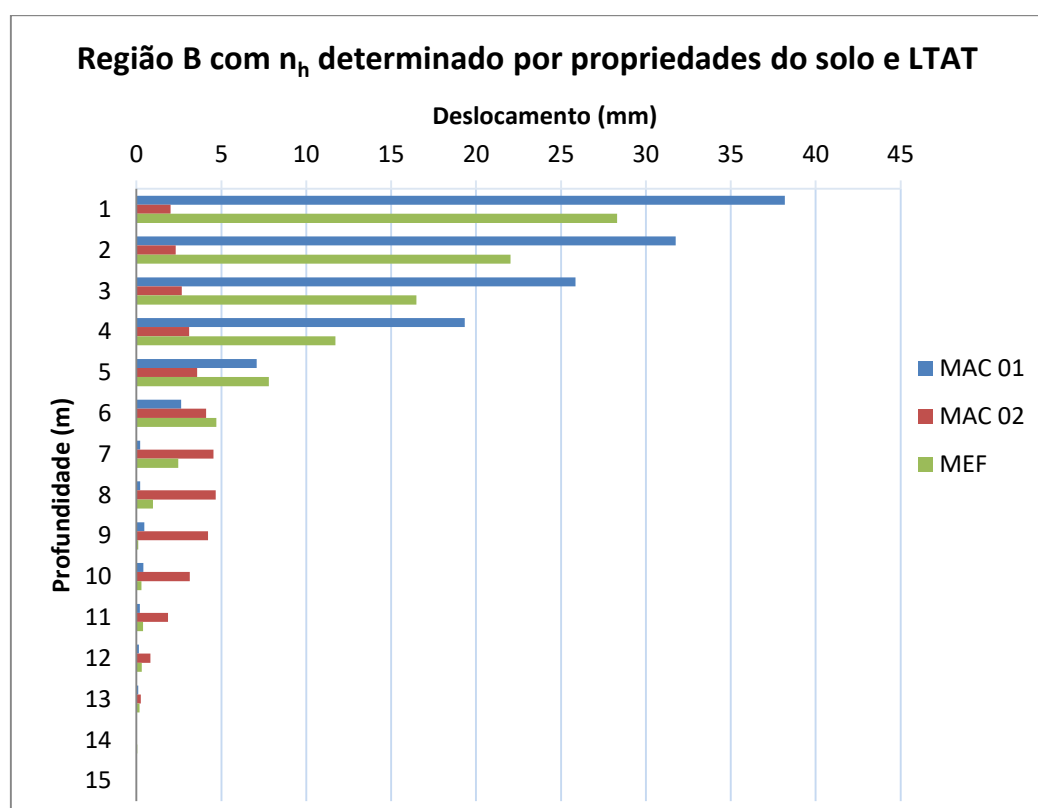


Figura 5.29 - Deslocamento resultante no tubulão reto com n_h determinado por propriedades do solo e LTAT – Região B. Fonte: Autor (2018).

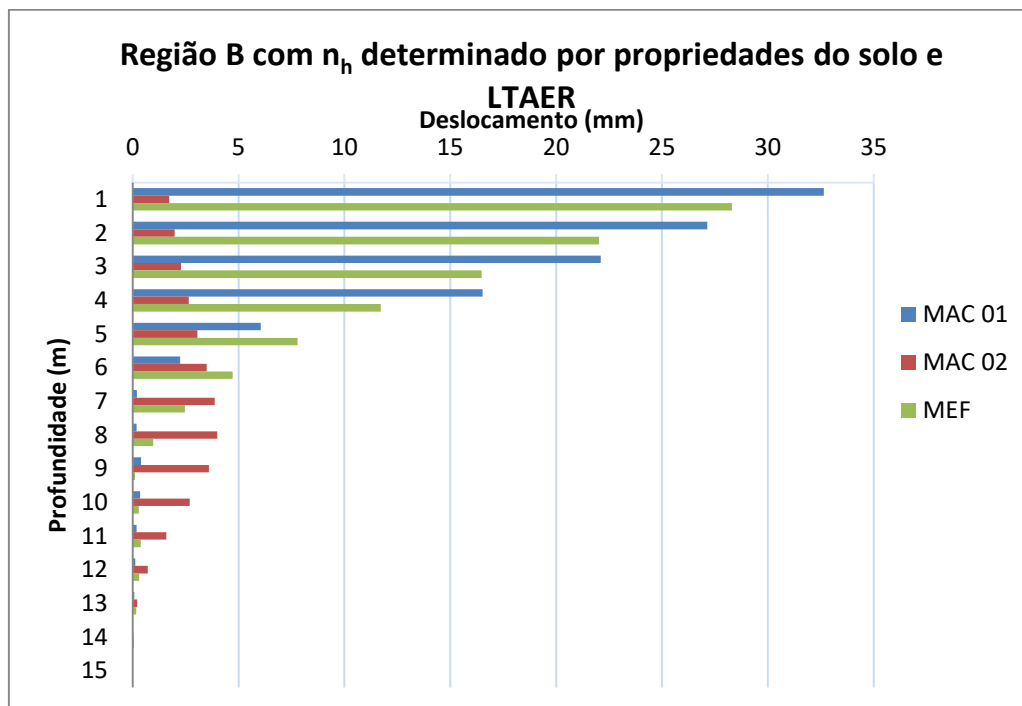


Figura 5.30 - Deslocamento resultante no tubulão reto com n_h determinado por propriedades do solo e LTAER – Região B. Fonte: Autor (2018).

Os valores mostrados nas Figuras 5.23, 5.24, 5.27 e 5.28 foram obtidos com o valor de n_h calculado a partir dos valores de provas de carga, resultando em valores de deslocamento próximos aos encontrados por Melo (2017) (deslocamentos horizontais variaram entre 0,0 mm e 3,0mm). Quando comparados com os valores encontrados por Araújo (2013) (deslocamentos horizontais variando de 22,9 mm a 28,9 mm e entre 17,7 mm e 18,8 mm para os solos das regiões A e B, respectivamente), observou-se que os resultados encontrados corresponderam a aproximadamente 26% dos valores encontrados por Araújo (2013). Já quando comparados com os encontrados por Khouri (2001) (deslocamentos horizontais de aproximadamente 4,1 mm), os valores foram nessa pesquisa foram bem próximos.

Os resultados mostrados nas Figuras 5.25, 5.26, 5.29 e 5.30 foram obtidos com o valor de n_h calculado a partir de propriedades do solo, ou seja, a partir de equações empíricas que correlacionam o valor do N_{SPT} . Porém, por considerar apenas o valor do N_{SPT} no cálculo de n_h , este método, para a ponte em análise, tornou-se limitado e sujeito a erros decorrentes de falhas nos ensaios de sondagem à percussão. Na Região B, por exemplo, os valores de n_h nos primeiros 3 m de profundidade foram baixos, decorrentes dos valores de $N_{SPT} = 0$, obtidos no ensaio. Estes dados

convergir aos deslocamentos no nível do solo entre 2,3 mm e 23,83 mm para a Região A com LTAT, entre 1,95 mm e 20,14 mm para a Região A com LTAER, entre 2,01 mm e 38,18 mm para a Região B com LTAT e entre 1,72 mm e 32,64 mm para a Região B com LTAER.

5.3.2 Análise dos momentos fletores resultantes na fundação (tubulão reto)

A análise específica dos momentos no tubulão contribui para indicar qual o método de cálculo de n_h que mais se assemelha à reação horizontal do solo que ocorre nos solos das regiões A e B.

As Figuras 5.31 a 5.34 mostram os valores dos momentos fletores resultantes em cada profundidade do solo para cada modelo de análise da Região A.

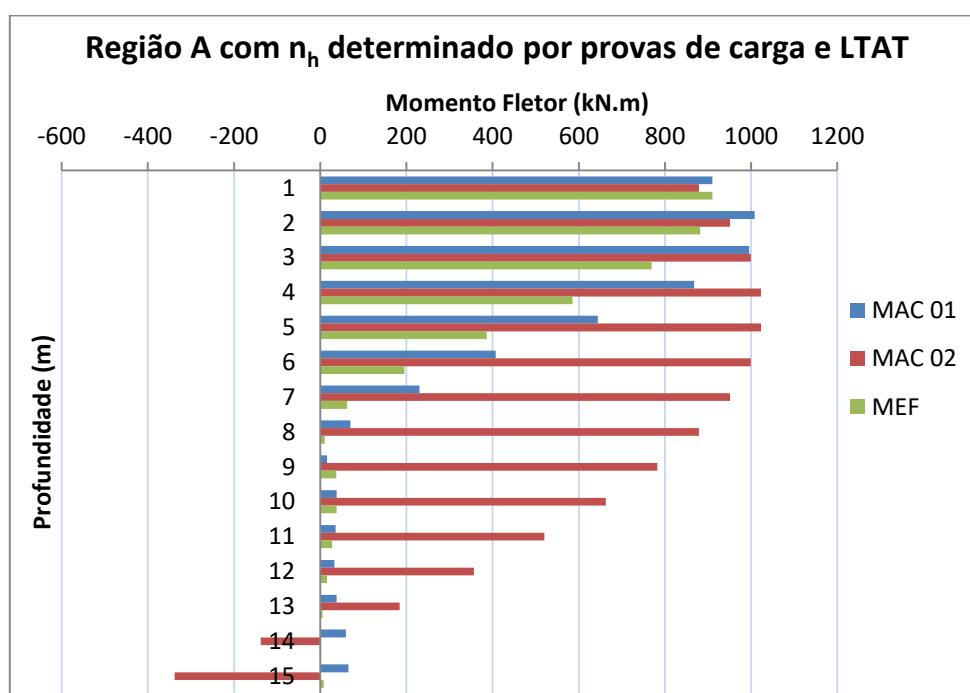


Figura 5.31 - Momentos fletores resultantes no tubulão reto com n_h determinado por provas de carga e LTAT – Região A. Fonte: Autor (2018).

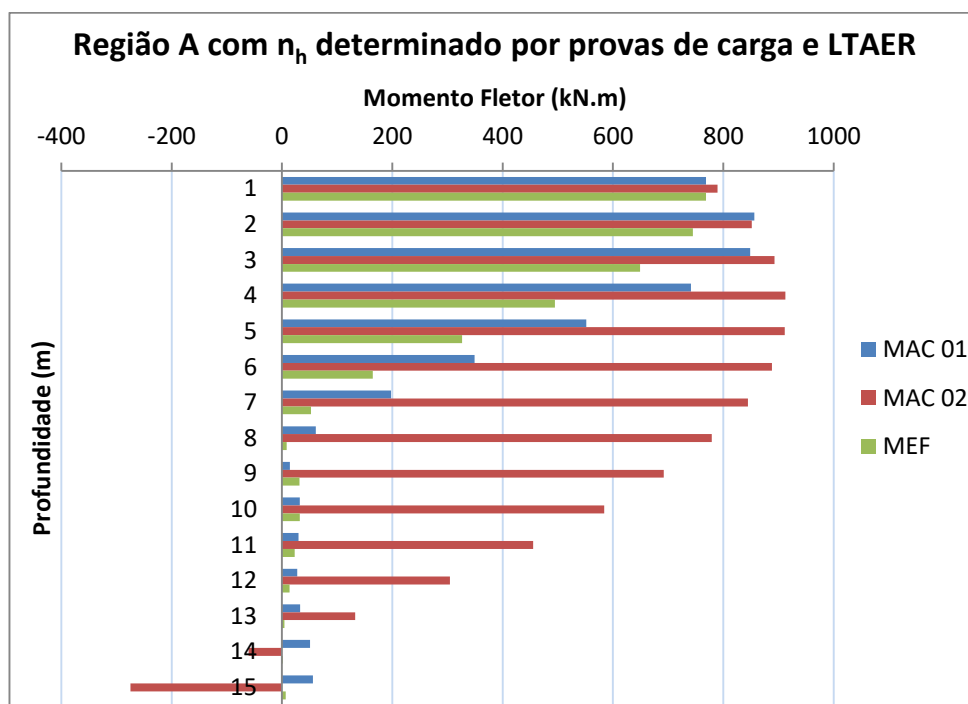


Figura 5.32 - Momentos fletores resultantes no tubulão reto com n_h determinado por provas de carga e LTAER – Região A. Fonte: Autor (2018).

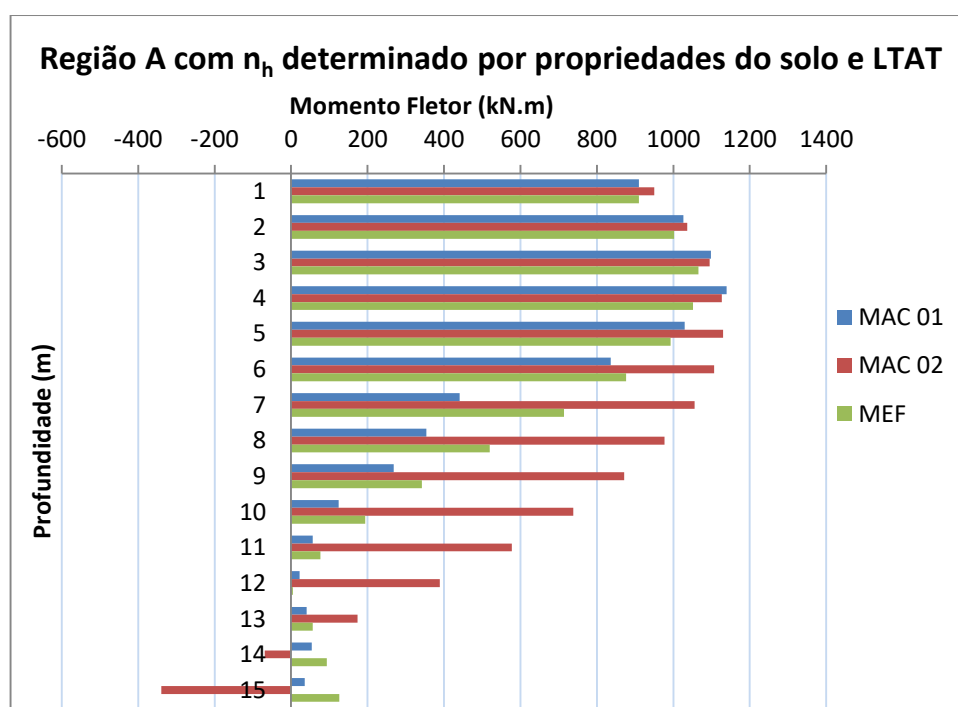


Figura 5.33 - Momentos fletores resultantes no tubulão reto com n_h determinado por propriedades do solo e LTAT – Região A. Fonte: Autor (2018).

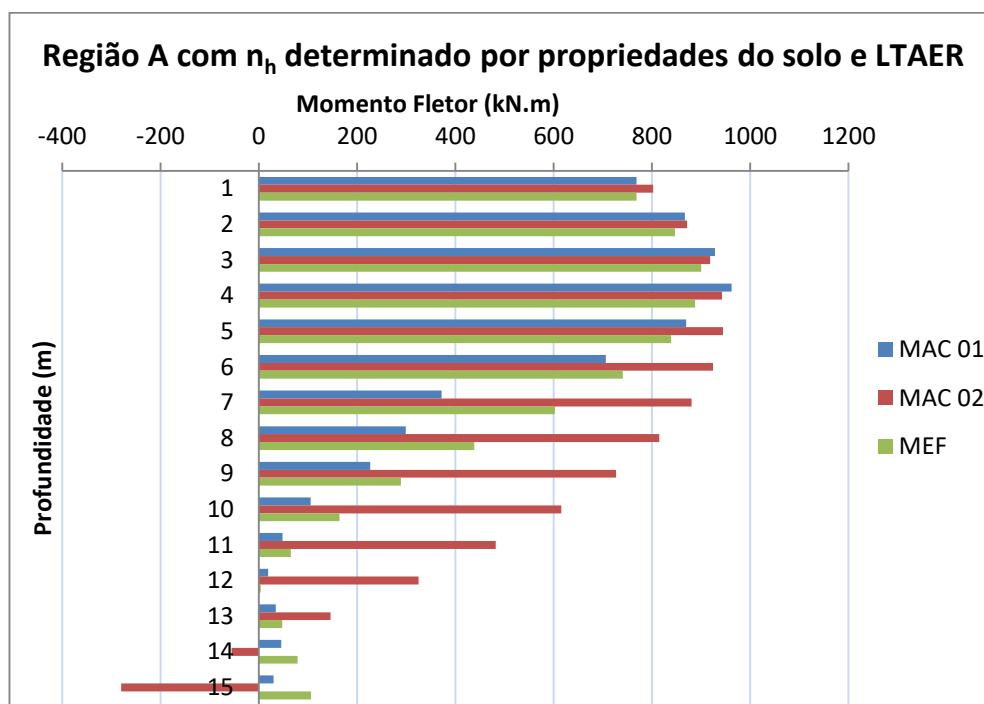


Figura 5.34 - Momentos fletores resultantes no tubulão reto com n_h determinado por propriedades do solo e LTAER – Região A. Fonte: Autor (2018).

As Figuras 5.35 a 5.38 mostram os valores dos momentos fletores resultantes em cada profundidade do solo para cada modelo de análise da Região B.

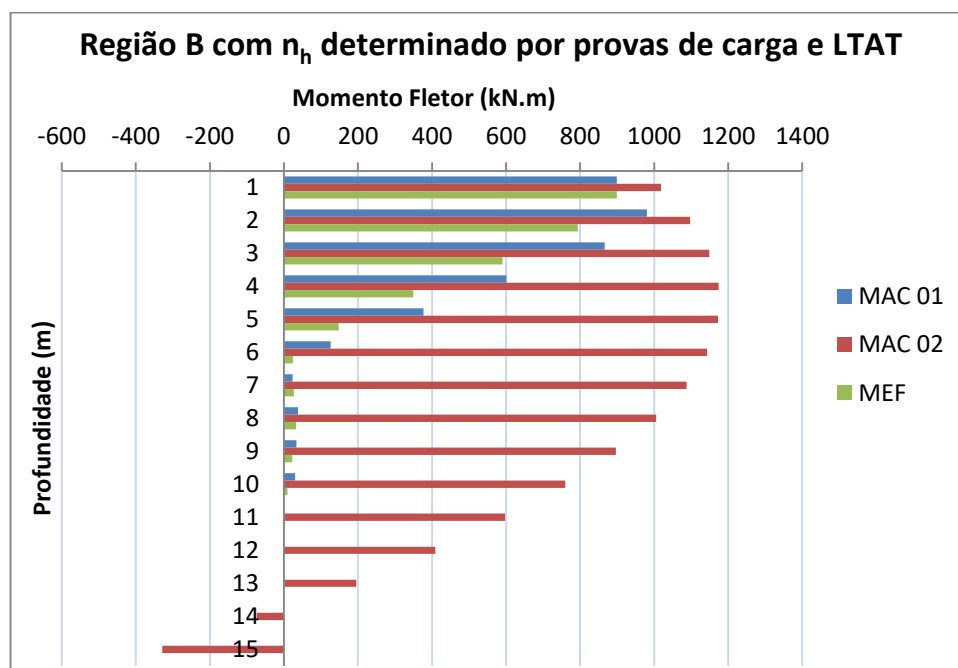


Figura 5.35 - Momentos fletores resultantes no tubulão reto com n_h determinado por provas de cargas e LTAT – Região B. Fonte: Autor (2018).

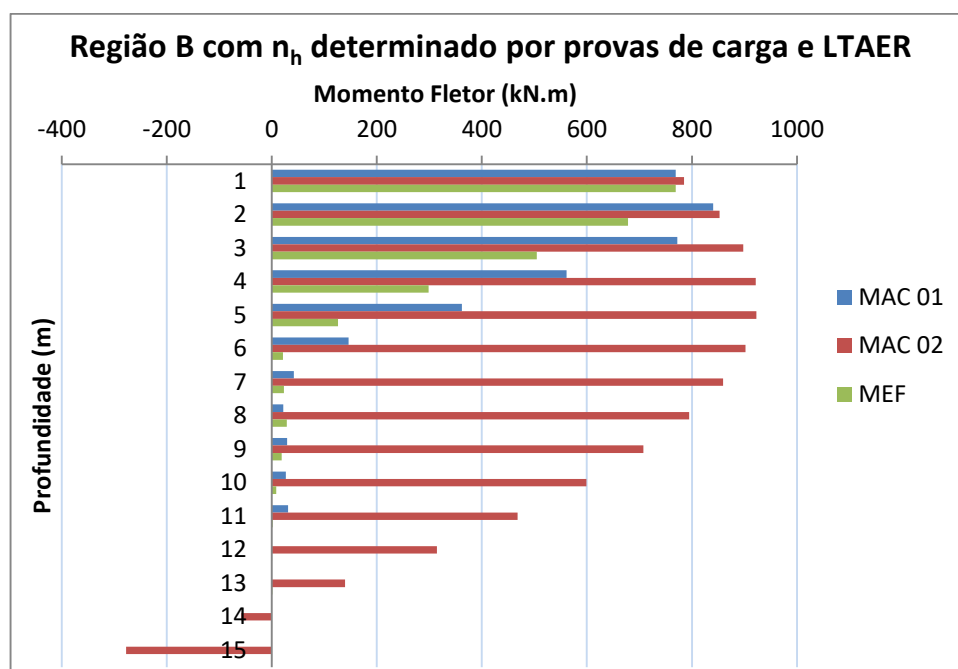


Figura 5.36 - Momentos fletores resultantes no tubulão reto com n_h determinado por provas de cargas e LTAER – Região B. Fonte: Autor (2018).

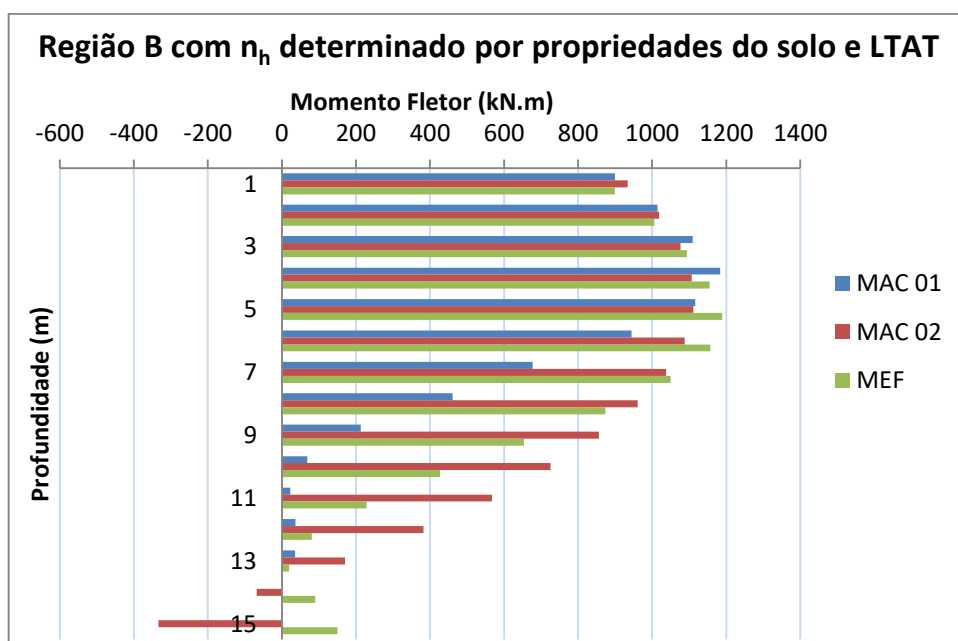


Figura 5.37 - Momentos fletores resultantes no tubulão reto com n_h determinado por propriedades do solo e LTAT – Região B. Fonte: Autor (2018).

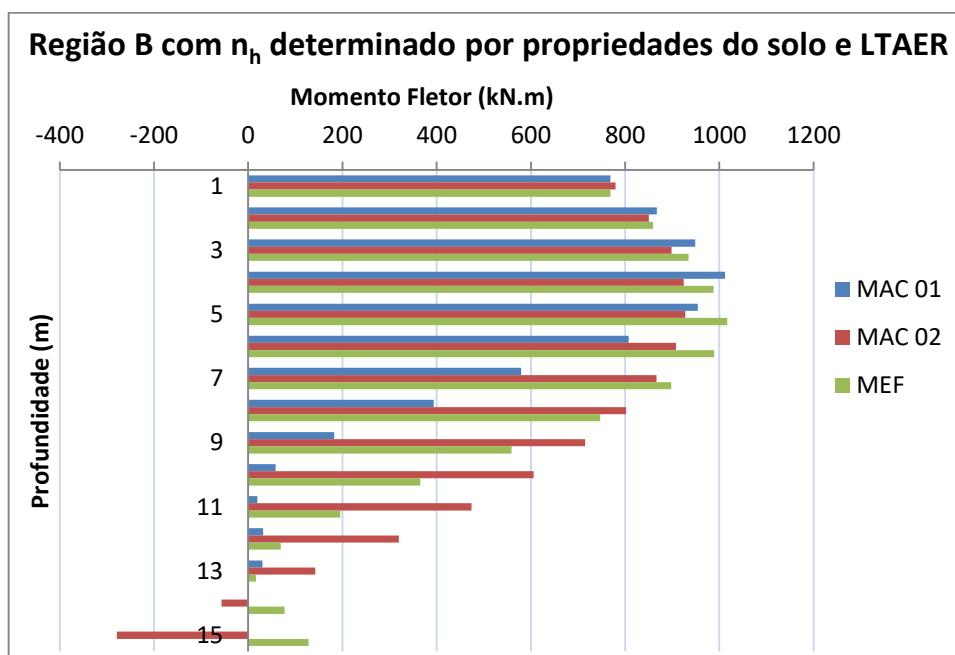


Figura 5.38 - Momentos fletores resultantes no tubulão reto com n_h determinado por propriedades do solo e LTAER – Região B. Fonte: Autor (2018).

Os valores mostrados nas Figuras 5.31, 5.32, 5.35 e 5.36 foram obtidos com o valor de n_h calculado a partir dos valores de provas de carga, gerando valores de momentos fletores resultantes variando entre 878,53 kN.m e 910,09 kN.m na Região A com LTAT, entre 768,93 kN.m e 789,407 kN.m na Região A com LTAER, entre 899,60 kN.m e 1018,589 kN.m para a Região B com LTAT e 768,93 kN.m e 784,812 kN.m para a Região B com LTAER. Esses valores foram um pouco inferiores aos encontrados por Khouri (2001), onde a análise linear do caso 2 de seu estudo mostrou um valor de momento de 1554,08kN.m. Quando comparados com Kim e Jeong (2011) que encontraram valores variando entre 550 kN.m e 2.000 kN.m para uma estaca metálica lateralmente carregada, observou-se que os valores encontrados na pesquisa estão dentro desse intervalo, atestando as análises efetuadas.

Os valores mostrados nas Figuras 5.33, 5.34, 5.37 e 5.38 foram obtidos com o valor de n_h calculado a partir de propriedades do solo, gerando valores de momentos fletores resultantes no nível do solo que variam entre 910,09 kN.m e 950,39 kN.m na Região A com LTAT, entre 768,93 kN.m e 802,44 kN.m na Região A com LTAER, entre 899,60 kN.m e 934,06 kN.m na Região B com LTAT e entre 768,93 kN.m e 779,89 kN.m na região B com LTAER. Valores estes que também corroboram com os valores obtidos em pesquisas anteriores.

5.4. Análise comparativa dos momentos fletores do MEF_R com os demais modelos que consideram a deformabilidade do solo

Os valores mostrados nas Figuras 5.33, 5.34, 5.37 e 5.38 foram obtidos com o valor de n_h calculado a partir de propriedades do solo, gerando valores de momentos fletores resultantes no nível do solo que variam entre 910,09 kN.m e 950,39 kN.m na Região A com LTAT, entre 768,93 kN.m e 802,44 kN.m na Região A com LTAER, entre 899,60 kN.m e 934,06 kN.m na Região B com LTAT e entre 768,93 kN.m e 779,89 kN.m na Região B com LTAER.

Além disso, os valores dos momentos fletores máximos nos modelos que consideram a deformabilidade do solo ocorrem nos nós que estão dentro solo e foram, em média, 6,6% maiores do que os momentos fletores no nível do solo com n_h determinado por provas de carga e 20,67% maiores com n_h determinado por propriedades do solo, na Região A, considerando LTAT. Na região B, também considerando LTAT, os valores foram em média 6,7% maiores do que os momentos no nível do solo, considerando n_h determinado por provas de carga e 15,20% maiores considerando n_h determinado por propriedades do solo.

CAPÍTULO 6

Conclusões e sugestões

A seguir são apresentadas as conclusões obtidas nesta pesquisa após as análises, considerando a laje de transição apoiada no tabuleiro ou em encontros rígidos, os tipos de solos, a forma de obtenção dos coeficientes de reação horizontal do solo (n_h) e o método de cálculo utilizado.

De uma maneira geral, por haver uma relação direta entre os deslocamentos e esforços internos com a magnitude das cargas horizontais aplicadas, a análise considerando a interação solo-estruturas (ISE) se mostrou relevante para os modelos analisados. Isso pode ser estendido para outros tipos de obras tais como torres de linhas de transmissão, aerogeradores, entre outros.

6.1 Conclusões

6.1.1 Deslocamentos resultantes

A partir da observação dos resultados apresentados, pôde-se concluir que os valores de deslocamentos resultantes tanto no nível do solo como no topo do conjunto pilar-tubulão sofreram aumentos quando foi considerada a situação de carregamento com a laje de transição apoiada no tabuleiro. Essa situação possibilitou a contribuição do empuxo de terra na cortina e os efeitos das cargas móveis atuando conjuntamente, o que fez gerar maiores solicitações horizontais e maiores deslocamentos horizontais.

Outra percepção relevante é quanto a forma de obtenção do coeficiente de reação horizontal do solo n_h pois quando este foi obtido através de provas de carga estática (com dados advindos de experimentos) mostrou um solo com maior rigidez (areia pura), apresentando deslocamentos significativos porém inferiores aos valores de deslocamentos obtidos através de propriedades do solo, levando em consideração o tipo do solo e o valor do N_{SPT} . Considerando que os ensaios com provas de carga estática em estacas lateralmente carregadas nem sempre são comuns, pode-se afirmar que os valores obtidos pelo método empírico usado na pesquisa estão a favor

da segurança, sendo uma opção para a obtenção dos deslocamentos horizontais desde que sejam inseridos resultados de ensaios de sondagem à percussão coerentes e representativos do terreno onde se pretende construir uma OAE.

Quanto aos métodos em estudo, especialmente na parte em que é considerada a ISE, o Método de Matlock e Reese (MAC 01) mostrou valores bem próximos dos resultados numéricos da fundação obtidos via (MEF). Além disso, especialmente para fundações profundas, onde a deformabilidade do solo ocorre não só no nível do solo mas em camadas mais profundas de forma significativa, a consideração da ISE foi importante por mostrar deslocamentos horizontais consideráveis como no caso dessa pesquisa em que na fundação o valor chegou a 38,2 mm e que, normalmente, são considerados como zero, no caso do método numérico que não considera a deformabilidade do solo (MEF_R).

Outra conclusão relevante que se pôde fazer a partir do que foi observado na pesquisa, foi a diferença em se considerar ou não a deformabilidade solo para os deslocamentos finais da estrutura, situação muitas vezes praticada em escritórios de cálculo estrutural. Neste caso, observou-se que o acréscimo de deslocamento do modelo com o MEF com molas linearmente elásticas (considerando a deformabilidade do solo) quando comparado com o MEF rígido (MEF_R) foi mais do que o dobro dos deslocamentos médios finais obtidos via MEF em solos com rigidez infinita (MEF_R). Isso mostra que, no caso específico em análise, a ponte estaria com níveis de deslocamentos bem superiores aos previstos em projeto, o que potencializaria o efeito de segunda ordem na estrutura podendo provocar desgastes estruturais irreparáveis ou até mesmo o colapso estrutural.

6.1.2 Momentos fletores resultantes

A partir da observação dos resultados apresentados, pode-se concluir que os momentos fletores resultantes no nível do solo apresentaram valores inferiores aos valores máximos, que ocorreram dentro do solo.

Os diagramas de momentos fletores na fundação mostraram que o Método de Matlock e Reese (MAC 01) apresentou valores bem próximos dos resultados numéricos da fundação obtidos via (MEF). Isto se justifica pelo fato do método

analítico apresentar valores de coeficientes adimensionais calibrados para os possíveis tipos de solo, o que converge para valores próximos da modelagem numérica.

A forma de obtenção do valor de n_h também mostrou resultados diferentes para os momentos fletores, sendo os valores de momento fletor no solo com n_h calculado a partir de propriedades do solo maiores do que os valores de momento para o solo com n_h calculado a partir de provas de carga.

Os valores de momentos fletores obtidos com o valor de n_h calculado a partir dos valores de provas de carga ficaram entre 768,93 kN.m e 910,09 kN.m para o solo Região A e entre 768,93 kN.m e 1018,589 kN.m para a o solo da Região B. Esses valores foram considerados próximos aos encontrados por Araújo (2013) e Khouri (2001). Quando comparados com Kim e Jeong (2011), valores encontrados na pesquisa ficaram dentro do intervalo de momentos obtidos pelos autores, atestando as análises efetuadas nessa pesquisa.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Como trabalhos futuros, recomenda-se:

- Fazer uma análise experimental de pilares de pontes em modelo reduzido, considerando a interação solo-estrutura (ISE);
- Verificar outros modelos analíticos de cálculo que considerem a interação solo-estruturas e suas aplicações em pilares de diferentes materiais como aço e madeira;
- Realizar um estudo dos deslocamentos dos pilares através de uma modelagem numérica da meso e infraestrutura considerando o solo como um meio elástico contínuo (modelos de meio contínuo) e com simulação da interface solo-estaca juntamente com admissão de leis de comportamento elasto-plástico para o solo envolvente.
- Fazer um estudo da alteração da forma e das dimensões da estrutura (sistema estrutural), apresentando pilares com seções vazadas e seções variáveis.

CAPÍTULO 7

Referências

AASHTO (2014) AASHTO LRDF Bridge Design Specifications (7thed.), Washington D.C., USA.

ABNT NBR 7188 (2013) Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, Brasil, 14 p.

ABNT NBR 7187 (2003) Projeto de pontes de concreto armado e protendido. Rio de Janeiro, Brasil, 11 p.

ABNT NBR 6118 (2014) Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro, Brasil, 238 p.

ABNT NBR 6122 (2010) Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, Brasil.

ABNT NBR 6484 (2001) Solo-Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, Brasil.

Alizadeh, M.; Davisson, M.T., (1970) Lateral Load Tests on Piles. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 96, nº5, p.1583-1604.

Alonso, U. R. (1989) Dimensionamento de Fundações Profundas. Editora Edgard Blucher, São Paulo, 169 p.

Alonso, U. R. (2012) Dimensionamento de fundações profundas.: Editora Edgard Blücher LTDA, São Paulo.

Antoniuzzi, J. P. (2011) Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais. Dissertação de Mestrado - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria - UFSM, Santa Maria, 138 p.

ANTT. Agência Nacional de Transportes Terrestres. Resolução nº 3.056. Diário Oficial da União, 2016;

Araújo, A. G. D. (2013) Provas de Carga Estática com Carregamento Lateral em Estacas Escavadas Hélice Contínua e Cravadas Metálicas em Areia. Dissertação de Mestrado – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN, Natal, 221 p;

Bowles, J. E. (1997) Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill, Inc. Fifth Edition. International Edition.

Broms, B.B. (1964b) Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE 90, SM-3, p. 123-156.

Cavalcante, G. H. F. (2016) Contribuição ao estudo da influência de transversinas no comportamento de sistemas estruturais de pontes. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas – UFAL, Maceió, 251 p.

Cintra, J.C.A. (1981) Uma análise de provas de carga lateral em estacas e comparação com os métodos da teoria de reação horizontal do solo. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Universidade de São Paulo, São Paulo, 150 p.

Christian, P. de. (2012) Estudo da interação solo-estrutura sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos. Dissertação de Mestrado, Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UFTPR, Curitiba - PR, 194 p.

CSI Reference Manual (2015) CSI Analysis Reference Manual 2016 for SAP2000, ETABS, SAFE, CSiBridge and SAPFire. Berkeley, Califórnia, EUA.

CSiBridge® (2017) Integrated 3D Bridge Design Software. Computers & Structures, Inc. Berkeley, CA, USA.

Davisson, M. T. (1970) Lateral Load Capacity of Piles. Highway Research Record, nº 333. Pile Foundations, National Research, Council. Washington D.C., 104-112 p.

Davisson, M. T.; Robinson, K. E. (1965). Bending and Bucking of Partially Embedded Piles. Proc. Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, vol. 2, p. 243-246.

DNIT (2006) Manual de Estudos de Tráfego, Publicação IPR-723. Rio de Janeiro, Brasil.

DNIT (2017) Relatórios Gerenciais. Coordenação-Geral de Operações Rodoviárias. Rio de Janeiro, Brasil.

DNER (1996) Manual de Projetos de Obras de Arte Especiais. Rio de Janeiro, Brasil.

Fu, C. C.; Wang, S. (2015) Computacional Analysis and Design of Bridge Structures. CRC Press, USA.

Jovem, T. P. (2017) Estudo analítico e numérico de repartição de carga em tabuleiros de pontes retas com longarinas múltiplas de concreto armado. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN, Natal-RN, 129 p.

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

Khoury, M. E. (2001) Contribuição ao Projeto de Pilares de Pontes de Concreto Armado com consideração das Não Linearidades Física e Geométrica e Interação do Solo-Estrutura. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 215 p.

Lade, P. V. (2005) Overview of constitutive models for soils. Gsp 139 Calibration Of Constitutive Models, Washington, USA, p.1-34, 2005.

Leoni, J. A. (2009) Apunte de coeficiente de balastro. Laboratorio de mecanica de suelos. Facultad de Ingenieria (U.N.L.P). Buenos Aires, Argentina.

Marchetti, O. (2008) Pontes de Concreto Armado, Editora Bluncher, São Paulo.

Matlock, H.; Reese, L.C. (1961) Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures. Proc. 5º International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. ICSMFE, Paris, France, vol. 2, p. 91-97.

Matlock, H.; Reese, L. C. (1956) Non-dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth. Proc. Eighth Texas Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Austin. University of Texas, USA.

Melo, S. T. (2017). Estudo Analítico e Numérico via Método dos Elementos Finitos dos Deslocamentos Horizontais de Pilares de Pontes em Concreto Armado. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília – DF, 136 p.

Miche, R. J. (1930) Investigation of Piles Subject to Horizontal Forces. Application to Quay Walls. Journal of the School of Engineering, nº4, Giza, Egito.

Miguel, M. G. (1996) Execução e Análise de Provas de Carga Horizontal em Estacas em Solo Colapsível. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 168 p.

Plaxis (2004) 3D Foundation – Version 1 User Manual. Eds. R. B. J. Brinkgreve & W. Broere, A. A. Balkema Publishers, Lisse.

Pfeil, W. (1978) Pontes em Concreto Armado, 1ª edição, Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.

Porto, T. B.; Silva, R. M. (2010) Study of a structural masonry building with the analysis of soil-structure interaction. Mecânica Computacional vol XXIX, Buenos Aires, Argentina, p.1555-1574.

Reese, L. C.; Van Impe, W. F. (2001) Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading. Taylor e Francis Group, London, UK.

Reese, L.C.; Cox, W.R.; Koop, F.D. (1974) Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand, Proceedings of the Sixth Annual Offshore Technology Conference. Houston. Texas, nº 2. OTC 2080.

SAP2000® (2016) Integrated Software for Structural Analysis and Design. Computers & Structures, Inc. Berkeley, CA, USA.

Santos, J. A. (2008) Fundações por estacas - Acções horizontais. Elementos Teóricos. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico. Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura. Obras Geotécnicas, Lisboa.

Scarlat, A. S. (1993) Effect of soil deformability on rigidity: related aspects of multistory buildings analysis. ACI Struct.J. Detroit, v. 90, nº 2, p. 156-162.

Schnaid, F. (2000) Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. Oficina de Textos, São Paulo.

Sousa, A. M. D.; Silva Filho, J. N.; Maciel, D. N.; Costa, Y. D. J.; Freitas, M. S. (2017) Estudo da estratificação do solo e coeficientes de engastamento estaca-bloco na interação solo-estrutura em fundações de pontes. Revista IBRACON.

Souza, R. A.; Reis, J. H. C. (2008) Interação solo-estrutura para edifícios de fundações rasas. Acta Sci. Technol. Maringá, v. 30, n. 2, p.161-171.

Terzaghi, K; Peck, R. B. (1948) Soil exploration, soil mechanics in engineering practice. John Wiley and Sons Inc, 1ed., Chapter 7.

Terzaghi, K. (1955) Evaluation of coefficients of subgrade reaction. Geotechnique, vol. 5, nº 4.

U.S. Navy. (1962) Design Manual Soil Mechanics. Foundations and Earth structures. NAVYDOCKS DM-7. Washington, D.C., 2º Edition.

Werner, H. (1970) Flexão de Estacas com Engastamento Elástico. Revista Estrutura, Rio de Janeiro, nº 81, p.90-108.

Winkler, E. (1867) Die lehre von der Elastizitat und Festigkeit. Domicius. Prague.

ANEXO A – Cargas atuantes na superestrutura

O levantamento das ações objetiva chegar a valores de carregamento que possam ser implementados no programa CsiBridge v17 na modelagem da ponte, a fim de ser obtido os deslocamentos e esforços de flexão. Desta forma, alguns carregamentos foram calculados pelo próprio programa, a partir de dados de entrada como: seção transversal (dimensões, tipo, quantidade de longarinas), tipo de material, resistência característica do concreto, classe da ponte, seção longitudinal (dimensões, quantidade de transversinas, quantidade e tamanho dos vãos), entre outras características.

A.1 Ações verticais

A.1.1 Ações verticais permanentes

As ações verticais permanentes consistiram, basicamente, nas cargas oriundas do peso próprio dos elementos estruturais constituintes da superestrutura da ponte. Para o caso em estudo, considerou-se o peso próprio do tabuleiro (barreiras laterais, revestimento asfáltico, lajes em concreto armado), das longarinas e das transversinas internas, de apoio e extremas (cortinas). Vale salientar que o programa CsiBridge v17 calculou os valores de peso próprio automaticamente, a partir das características geométricas dos elementos estruturais e do material constituinte.

A.1.2 Ações verticais móveis

Diante da dificuldade de se determinar, com precisão, os carregamentos reais decorrentes da passagem dos veículos em pontes, a NBR 7188 (2013) prevê a existência das cargas móveis, que são um sistema de cargas representativo dos valores característicos das ações as quais a estrutura está sujeita em serviço.

Desta forma, a norma brasileira substitui o carregamento real dos veículos por carregamentos fictícios distribuídos em pequenas áreas, a fim de reproduzir as solicitações provocadas pelo tráfego.

A NBR 7188 (2013) prevê a composição do trem tipo representativo da carga móvel da ponte através das cargas P e p , onde P é a carga estática concentrada aplicada no nível do pavimento, com valor característica e sem qualquer majoração, e p é a carga uniformemente distribuída, aplicada no nível do pavimento, com valor característico e sem qualquer majoração.

A carga Q , em quilonewtons, e a carga q , em quilonewtons por metro quadrado, são os valores de carga móvel aplicados no nível do pavimento, iguais aos valores característicos ponderados pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA) definidos pelas seguintes equações:

$$Q = P \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA$$

$$q = p \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA$$

Assim, os coeficientes adicionais são dados por:

a) Coeficiente de impacto vertical (CIV)

O coeficiente de impacto vertical (CIV) majora os carregamentos concentrados P e distribuídos q no dimensionamento das peças estruturais. O coeficiente aumenta a carga estática a partir do efeito de amplificação dinâmica da carga em movimento e a suspensão de veículos. É definido como:

$$CIV = 1,35 \text{ para estruturas com vão menor do que } 10,0 \text{ m;}$$

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{Liv + 50} \right), \text{ para estruturas com vão entre } 10,0 \text{ m e } 200,0 \text{ m;}$$

Onde

Liv é o vão (em metros) para o cálculo do CIV, que é dado conforme o tipo de estrutura, sendo:

Para estruturas de vão isostático, Liv é a média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos;

Para estruturas em balanço, Liv é o comprimento do próprio balanço;

L é o vão, expresso em metros (m).

Como a ponte em estudo apresenta vãos contínuos e com comprimento superior a 10,0 m, este coeficiente é dado por:

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{Liv + 50} \right)$$

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{20 + 50} \right)$$

$$CIV = 1,303$$

b) Coeficiente do número de faixas (CNF)

O coeficiente de número de faixas (CNF) ajusta os valores das cargas móveis a partir do número de faixas definido na seção transversal da ponte. O coeficiente leva em conta a probabilidade da carga móvel ocorrer em função do número de faixas. Este coeficiente é dado por:

$$CNF = 1 - 0,05 * (n - 2) > 0,9$$

Onde:

n é o número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia.

Para a ponte em questão, tem-se:

$$CNF = 1 - 0,05 * (n - 2) > 0,9$$

$$CNF = 1,05$$

c) Coeficiente de impacto adicional (CIA)

O coeficiente de impacto adicional (CIA) majora os esforços em função de imperfeições ou descontinuidades da superestrutura para seções com afastamento inferiores à 5 metros desses pontos. O valor deste coeficiente depende do tipo de material do tabuleiro, sendo:

$$CIA = 1,25, \quad \text{para obras em concreto ou mistas;}$$

$$CIA = 1,15, \quad \text{para obras em aço.}$$

Para o caso em questão será considerado para toda a estrutura. Para obras em concreto ou mistas é dado como:

$$CIA = 1,25$$

A carga móvel rodoviária padrão TB-450 é definida por um veículo tipo de 450 kN, com seis rodas, $P = 75$ kN, três eixos de carga afastados entre si de 1,5 m, com área de ocupação de $18,0 \text{ m}^2$, circundada por uma carga uniformemente distribuída $p = 5 \text{ kN/m}^2$.

A.2 Ações Horizontais

As ações horizontais são especialmente relevantes em estruturas de pontes por se tratarem de forças aplicadas, muitas vezes, na superestrutura das pontes que geram um momento solicitante considerável na base da mesoestrutura das pontes e, conseqüentemente para os elementos da infraestrutura também.

A.2.1 Distribuição das ações horizontais longitudinais

Considerando-se os pilares engastados nos blocos, temos que a deformação no topo do pilar fica condicionada às rigidezes do aparelho de apoio e do pilar, conforme ilustrado na Figura A.1.

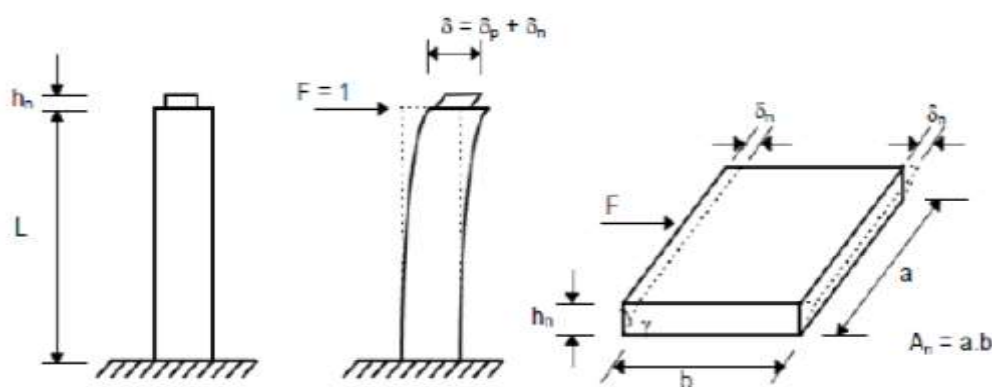


Figura A.1: Deformação de um pilar com apoio de neoprene. Fonte: Araújo (1999).

A rigidez deste conjunto é determinada pelo próprio programa considerando as características geométricas, rigidez flexional e comprimento do pilar e as características geométricas do aparelho de apoio.

A rigidez deste conjunto é dada pela seguinte expressão:

$$K_c = \frac{1}{\delta_p + \delta_n} \rightarrow K_c = \frac{1}{L^3/3EI + h_n/G_n \cdot A_n}$$

Onde:

δ_p e δ_n = deslocamentos horizontais do pilar e do aparelho de apoio;

L = comprimento do pilar;

EI = rigidez à flexão do pilar;

h_n = altura do neoprene no aparelho de apoio;

A_n = área do apoio de neoprene (projeção horizontal da placa);

G_n = módulo de elasticidade transversal do neoprene;

Para este trabalho foram utilizados os seguintes parâmetros de cálculo mostrados na Tabela A.1.

Tabela A.1 – Determinação das rigidezes dos pilares às solicitações longitudinais.

Pilar	L (m)	D (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	A_n (m ²)	h_n (m)	G_n (kN/m ²)	K_i (kN/m)
1	7	1,01	21000000	0.05107	0.21814	0.024	1000	4526.351
2	7	1,01	21000000	0.05107	0.21814	0.024	1000	4526.351
3	7	1,01	21000000	0.05107	0.21814	0.024	1000	4526.351

Fonte: Autor (2018).

A.2.2 Frenagem e aceleração

A NBR 7187 (2003) em seu item 7.2.1.5 define que a carga de frenagem e aceleração deve ser calculada como uma fração das cargas móveis, sem considerar o impacto. Para pontes rodoviárias, deve-se tomar a carga aplicada na superfície de rolamento do tabuleiro como sendo igual ao maior dos seguintes valores: 5% do peso do carregamento do tabuleiro com as cargas móveis distribuídas, excluídos os passeios, ou 30% do peso do veículo tipo.

Considerando-se uma ponte classe 45, o comprimento de 50 m e sua largura de 12,20 m, calcula-se a maior ação horizontal a considerar devido ao tráfego de veículos.

$$F \geq \left\{ \begin{array}{l} F_{aceleração} = 5\% \cdot 5 \cdot 50 \cdot 12,20 = 152,5 \text{ kN} \\ F_{frenagem} = 30\% \cdot 450 = 135 \text{ kN} \end{array} \right\}$$

Logo, deve-se considerar a ação de 152,5 kN distribuída nos 6 pilares da ponte.

A.2.3 Vento longitudinal

De acordo com a AASHTO, para a direção longitudinal, sobre a superestrutura, adota-se 25% da força de vento que atua na direção transversal, já sobre a carga móvel adota-se 40% da força de vento que atua na direção transversal.

Na falta de procedimento atual para determinação da força do vento na direção transversal adota-se o que preconizava a NB-2 (1961). Utiliza-se uma pressão de vento de 1,5 kN/m² para a ponte descarregada e uma pressão de 1,0 kN/m² para a ponte carregada, considerando-se o veículo com 2,0 m de altura.

Para o caso da ponte em estudo, tem-se a superestrutura com altura de 2,0 m, a pavimentação com espessura média de 0,10 m e as barreiras com 0,80 m de altura, em um comprimento total de 50,0 m.

A determinação das ações horizontais devido ao vento longitudinal é apresentada a seguir:

Para a ponte descarregada tem-se:

$$F_{descarregada} = 25\% \cdot 1,5 \cdot 50 \cdot (2,0 + 0,80) = 52,5 \text{ kN}$$

Para a ponte carregada, tem-se:

$$F_{carregada} = 25\% \cdot 1,0 \cdot 50 \cdot (2,0 + 0,10) + 40\% \cdot 1,0 \cdot 50 \cdot 2,0 = 66,25 \text{ kN}$$

Logo, utiliza-se então a ação de 66,25 kN a ser distribuído nos pilares.

A.2.4 - Empuxo de terra na cortina

Para determinação da ação horizontal devido ao empuxo ativo de terra na cortina utilizou-se a expressão de Rankine, sendo adotados os parâmetros de solo de solo de acordo com a região em estudo. Para a Região A, adota-se o ângulo de atrito interno do solo igual a $\varphi = 35,7^\circ$ e o peso específico do solo úmido $\gamma_{solo} = 17 \text{ kN/m}^3$. Para a Região B adota-se o ângulo de atrito interno como sendo $\varphi = 38,8^\circ$ e o peso específico do solo úmido como sendo $\gamma_{solo} = 17,2 \text{ kN/m}^3$.

No caso em estudo, a pista possui 12,50 m de largura e 1,75 m de altura. O resultado do empuxo ativo é dado a seguir para as duas regiões:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \gamma \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{2} \cdot tg^2\left(45 - \frac{35,7}{2}\right) \cdot 17 \cdot 12,5 \cdot 1,75^2 = 85,57 \text{ kN}$$

$$E_b = \frac{1}{2} \cdot t g^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \gamma \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{2} \cdot t g^2 \left(45 - 38,3/2 \right) \cdot 17,2 \cdot 12,5 \cdot 1,75^2 = 77,28 \text{ kN}$$

Para efeito de cálculo toma-se a carga móvel aplicada junto a cabeceira da ponte, transformando-a em distribuída, e compõe-se a carga final computando-se os efeitos da carga de multidão conforme mostrado na Figura A.2.

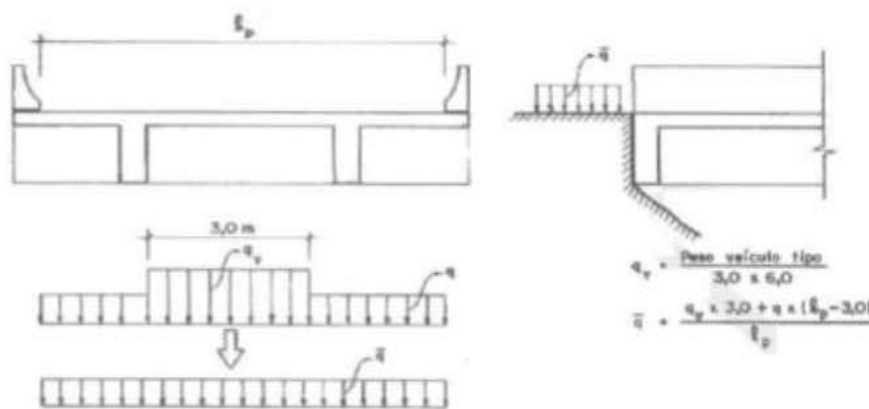


Figura A.2 - Carregamento equivalente ao veículo tipo. Fonte: Marchetti (2008).

Em assim sendo, tem-se:

$$q_v = \frac{450}{3,6} = 25 \text{ kN / m}^2$$

$$\bar{q} = \frac{25 \cdot 3 + 5 \cdot (12,2 - 3,0)}{12,2} = 9,92 \text{ kN / m}^2$$

O empuxo devido as cargas verticais é dado por:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot t g^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \gamma \cdot b \cdot h = \frac{1}{2} \cdot t g^2 \left(45 - 35,7/2 \right) \cdot 9,92 \cdot 12,5 \cdot 1,75 = 28,53 \text{ kN}$$

$$E_b = \frac{1}{2} \cdot t g^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \gamma \cdot b \cdot h = \frac{1}{2} \cdot t g^2 \left(45 - 38,3/2 \right) \cdot 9,92 \cdot 12,5 \cdot 1,75 = 25,47 \text{ kN}$$

O empuxo de terra sobre a cortina e o efeito da passagem dos veículos na laje de transição serão considerados de maneiras distintas para os casos de combinação de ações. No caso que considera a situação em que as lajes de transição apoiam diretamente na estrutura da ponte (situação **(a)** de análise), as cargas horizontais e momentos serão absorvidos pela cortina de contenção e serão transmitidos para o tabuleiro, porém, no caso em que se consideram as lajes de transição apoiadas em encontros rígidos nas extremidades, não vai haver transmissão empuxo de terra na cortina (situação **(b)** de análise) nem os efeitos das cargas móveis atuantes na LT.

Para a situação **(a)** de análise, os esforços irão atuar no topo dos pilares da ponte com um valor de carga total de:

$85,57 + 28,53 = 114,1 \text{ kN}$ para a Região A e $77,28 + 25,47 = 102,75 \text{ kN}$ para a Região B.

A partir destes valores, pode-se determinar a distribuição das ações de aceleração/frenagem, vento longitudinal e empuxo de terra na cortina pois estas ações atuam diretamente sobre o tabuleiro de modo que sua resultante pode ser distribuída em cada pilar de acordo com a rigidez de cada um deles.

O valor da resultante de cada linha longitudinal de pilares é dada por:

Para a Região A:

$$R_A = \frac{114,1 + 152,5 + 66,25}{2}$$

$$R_A = 166,425 \text{ kN}$$

Para a Região B:

$$R_B = \frac{102,75 + 152,5 + 66,25}{2}$$

$$R_B = 160,75 \text{ kN}$$

Como os pilares apresentam os mesmos valores de rigidez, o valor do carregamento no topo de cada pilar será o mesmo que dividir o valor da rigidez total por 3, sendo igual a:

Para a Região A:

$$F_i = 55,475 \text{ kN por pilar}$$

Para a Região B:

$$F_i = 53,583 \text{ kN por pilar}$$

A.2.5 - Empuxo de terra nos pilares

No caso de pilares sobre tubulões reto esta ação tem valor significativo e será modelada com os dados experimentais do solo e simulando o solo por molas, como será mostrado mais adiante.

A.2.6 - Efeitos da temperatura

Para a determinação dos efeitos da dilatação da superestrutura sobre a mesostreutura, na falta de indicações específicas para pontes nas normas atuais,

adota-se o critério da NBR 7187 (1987), onde se considera uma variação uniforme de temperatura de 15°C. Adota-se também como coeficiente de dilatação térmica do concreto $\alpha = 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$.

$$F_i = K_i \cdot x_i \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

Sendo K_i a rigidez de cada pilar e x_i a distância entre o pilar e o centro de rigidez dos pilares.

Os valores desta ação em cada pilar são mostrados na Tabela A.2.

Tabela A.2 - Ações horizontais devido a temperatura. Fonte: Autor (2018).

$\alpha \text{ (}^{\circ}\text{C}^{-1}\text{)}$	$x_i \text{ (m)}$	$K_i \text{ (kN/m)}$	$\Delta T \text{ (}^{\circ}\text{)}$	$F \text{ (kN)}$
0.00001	20	4526.2304	15	13.5786913
0.00001	0	4526.2304	15	0
0.00001	20	4526.2304	15	13.5786913

A.2.7 - Retração

Para consideração dos esforços devido à retração o Anexo A da NBR 6118 (ABNT, 2014). Um dado de entrada necessário é a espessura fictícia, calculada em função da área e do perímetro exposto da seção da longarina, dada por:

$$h_{fic} = \gamma \cdot \frac{A_c}{u_{ar}}$$

Onde:

γ = coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente (U%) (ver Tabela A.1 da NBR 6118/2014), sendo:

$$\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U)$$

A_c = área da seção transversal da peça

u_{ar} = parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar.

Para as condições ambientais típicas da região nordeste usualmente adota-se o valor de $\gamma = 2$. As demais informações foram retiradas do projeto, logo:

$$h_{fic} = 2 \cdot \frac{2,0 \cdot 0,60}{0,60 + 2,2,0} = 0,52 \text{ m}$$

Para uma umidade ambiental de 40% e para uma idade de 30 dias após a concretagem obtêm-se, da referida tabela a deformação específica, o valor de deformação dado por: $\varepsilon_{cs} = -0,038\%$

A força F_i atuante em cada pilar é dada por:

$$F_i = K_i \cdot x_i \cdot \varepsilon_{cs}$$

Sendo K_i a rigidez de cada pilar e x_i a distância entre o pilar e o centro de rigidez dos pilares.

A força em cada pilar é mostrada na Tabela A.3.

Tabela A.3 – Ação horizontal devido a retração. Fonte: Autor (2018).

x_i (m)	K_i (KN/m)	ε_{cs} (%)	F_i (kN)
20	4526.23043	-0.038	-34.3993513
0	4526.23043	-0.038	0
20	4526.23043	-0.038	-34.3993513

A.3 Ações verticais transversais

A.3.1 - Vento Transversal

Conforme observado anteriormente, na falta de procedimento atual para determinação da força do vento na direção transversal adota-se o que preconizava a NB-2 (1961). Utiliza-se uma pressão do vento de 1,5 kN/m² para a ponte descarregada e uma pressão de 1,0 kN/m² para a ponte carregada, considerando-se o veículo com 2,0 m de altura.

Para o caso deste projeto tem-se a superestrutura com altura de 2,0 m, a pavimentação com espessura média de 0,10 m e as barreiras com 0,80 m de altura, em um comprimento total de 50,0 m.

Para a ponte descarregada tem-se:

$$F_{descarregada} = 1,5 \cdot 50 \cdot (2,0 + 0,80) = 210,0 \text{ kN}$$

Para a ponte carregada tem-se:

$$F_{carregada} = 1,0 \cdot 50 \cdot (2,0 + 0,10 + 2,0) = 205,0 \text{ kN}$$

Utiliza-se então 210,0 kN a ser distribuído nos pilares.

A.3.2 - Impacto nos Pilares

O impacto sobre os pilares será absorvido por defensas instaladas para este fim. Deste modo, não serão considerados aqui os seus efeitos.

A.3.4 - Distribuição das ações horizontais transversais

Para a distribuição das ações horizontais transversais considera-se que o tabuleiro da ponte é rígido o suficiente de modo que este somente terá movimento de translação e rotação em torno do centro de rigidez dos pilares. Além disso, considera-se que a rotação do tabuleiro é pequena de modo que as forças devido à rotação e à translação estão na mesma direção.

De acordo com Araújo (2009), a força transversal por pórtico de pilares, F_i , é dada por:

$$F_i = F_R \cdot K_i \cdot \left(\frac{1}{\sum K_i} \pm \frac{e \cdot x_i}{\sum K_i \cdot x_i^2} \right)$$

Sendo F_R a força transversal resultante, K_i , a rigidez de cada pórtico na direção transversal, tomada igual a rigidez longitudinal já calculada, x_i a distância do pórtico ao centro de rigidez e "e" a excentricidade da força resultante em relação ao centro de rigidez. O sinal é tomado positivo quando os deslocamentos do pilar e da força são no mesmo sentido e negativo quando forem em sentidos contrários.

Esse procedimento de distribuição das ações será adotado para a força do vento transversal e, por simplificação, a ação da pressão da água será aplicada diretamente no topo dos respectivos pórticos com o dobro do valor para um pilar individual.

Então, para o vento transversal com resultante de 210,0 kN e excentricidade de 1,49 m, considerando sua atuação no sentido de rotacionar o pilar P1 no sentido horário, tem-se, a partir dos valores de rigidezes e distâncias já calculados na Tabela A.4:

Tabela A.4: Distribuição das ações horizontais transversais. Fonte: Autor (2018).

Pilar	K_i (kN/m)	X_i	$F_{i, positivo}(kN)$	$F_{i, negativo}(kN)$
1	4526.230434	20	70.2625	69.7375
2	4526.230434	0	0	0
3	4526.230434	20	70.2625	69.7375

Neste caso, devem ser adotados os piores valores. Como não existe ação do empuxo da água visto que se trata de um viaduto, os valores mostrados na Tabela A.4 correspondem a ação horizontal transversal total.

A.4 Aparelho de apoio

Ao avaliar a ponte como um todo é possível considerar uma restrição global de rotação de torção, visto que todos os aparelhos de apoio impedem a translação vertical.

Para os modelos em estudo, o aparelho de apoio apresenta as características mostradas na Tabela A.5.

Tabela A.5: Características do aparelho de apoio do tipo Neoprene. Fonte:Autor (2018).

Aparelho de apoio - Neoprene	
Módulo de elasticidade transversal – G (kN/m²)	1000
Altura (m)	0,024
Área (m²)	0,21814

Os valores de deslocamento resultante no aparelho de apoio do tipo Neoprene com características definidas no item A.2.1 deste Anexo são mostrados na Tabela A.6.

Tabela A.6: Deslocamentos horizontais resultantes no aparelho de apoio do tipo Neoprene. Fonte:Autor (2018).

Deslocamentos no Neoprene	
Região A – LTAT	11,384mm
Região B - LTAT	11,176mm
LTAER	9,292 mm

ANEXO B – Curvas complementares

Esse Anexo mostrar os gráficos de deslocamento e momento fletor resultante obtidos nesta pesquisa.

ANEXO B.1 - Curvas de deslocamento

1 – Deslocamentos resultantes finais

1.1 - Análise dos deslocamentos horizontais considerando as lajes de transição como sendo apoiadas no tabuleiro (transferindo o empuxo de terra da cortina do tabuleiro - LTAT) ou apoiadas em encontros rígidos (LTAER).

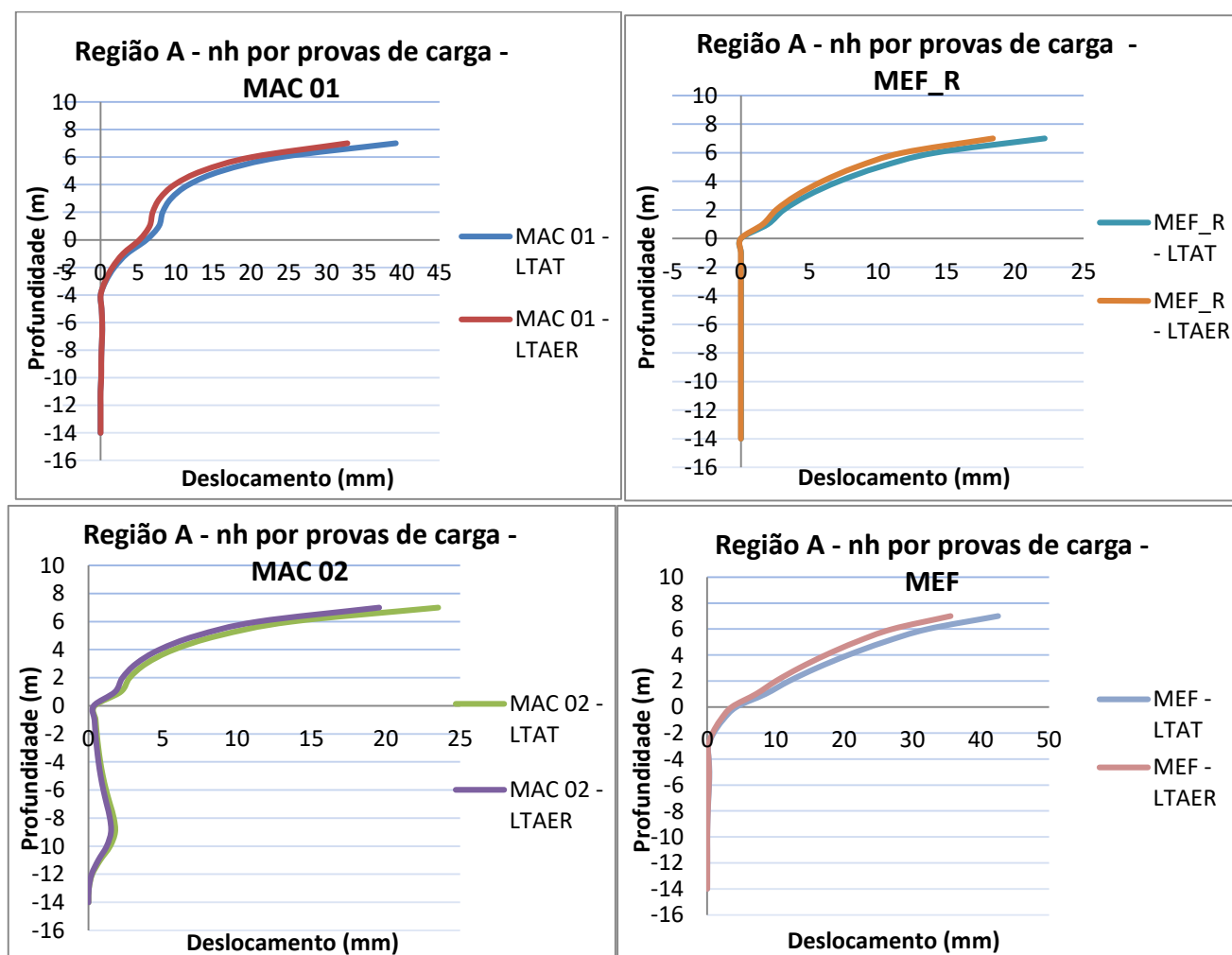


Figura B.1- Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região A com n_h calculado por provas de carga.

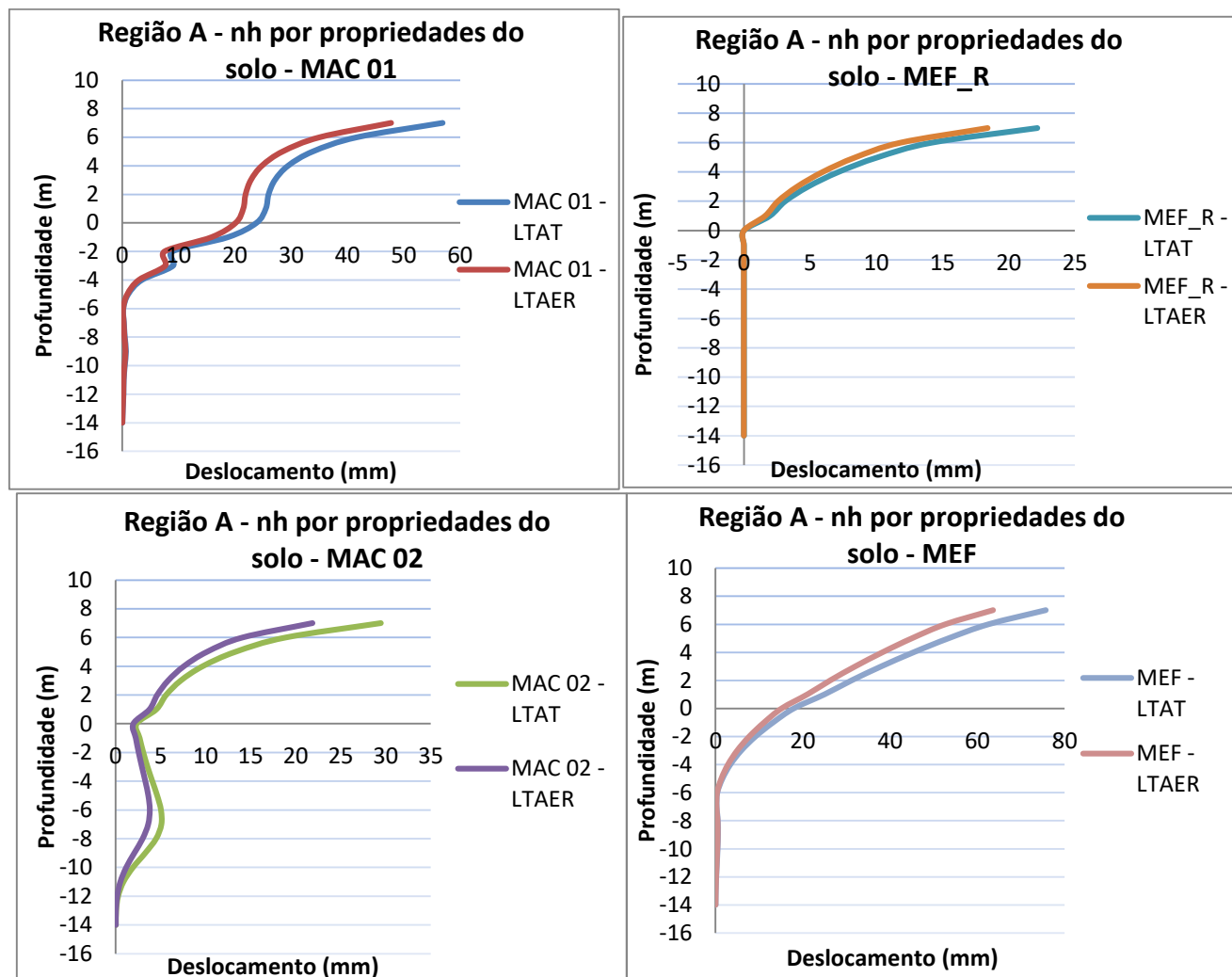


Figura B.2 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região A com n_h calculado por propriedades do solo.

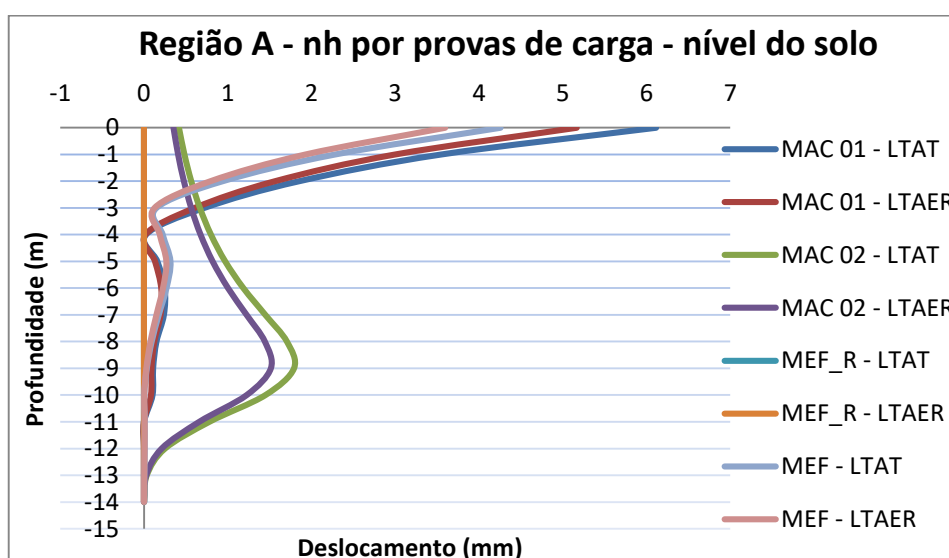


Figura B.3 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região A com n_h calculado por provas de carga no tubulão (parte enterrada).

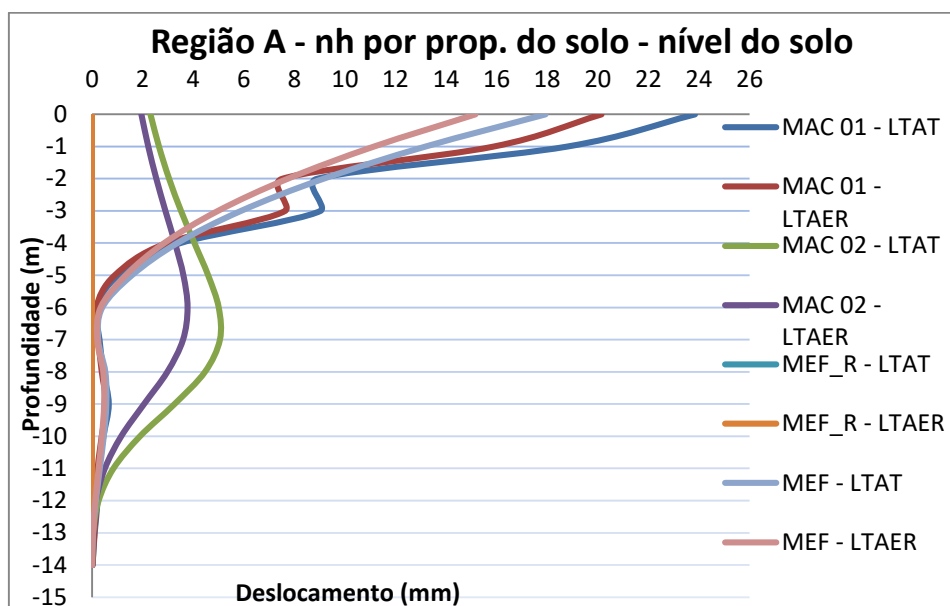


Figura B.4 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região A com n_h calculado por propriedades do solo no tubulão (parte enterrada).

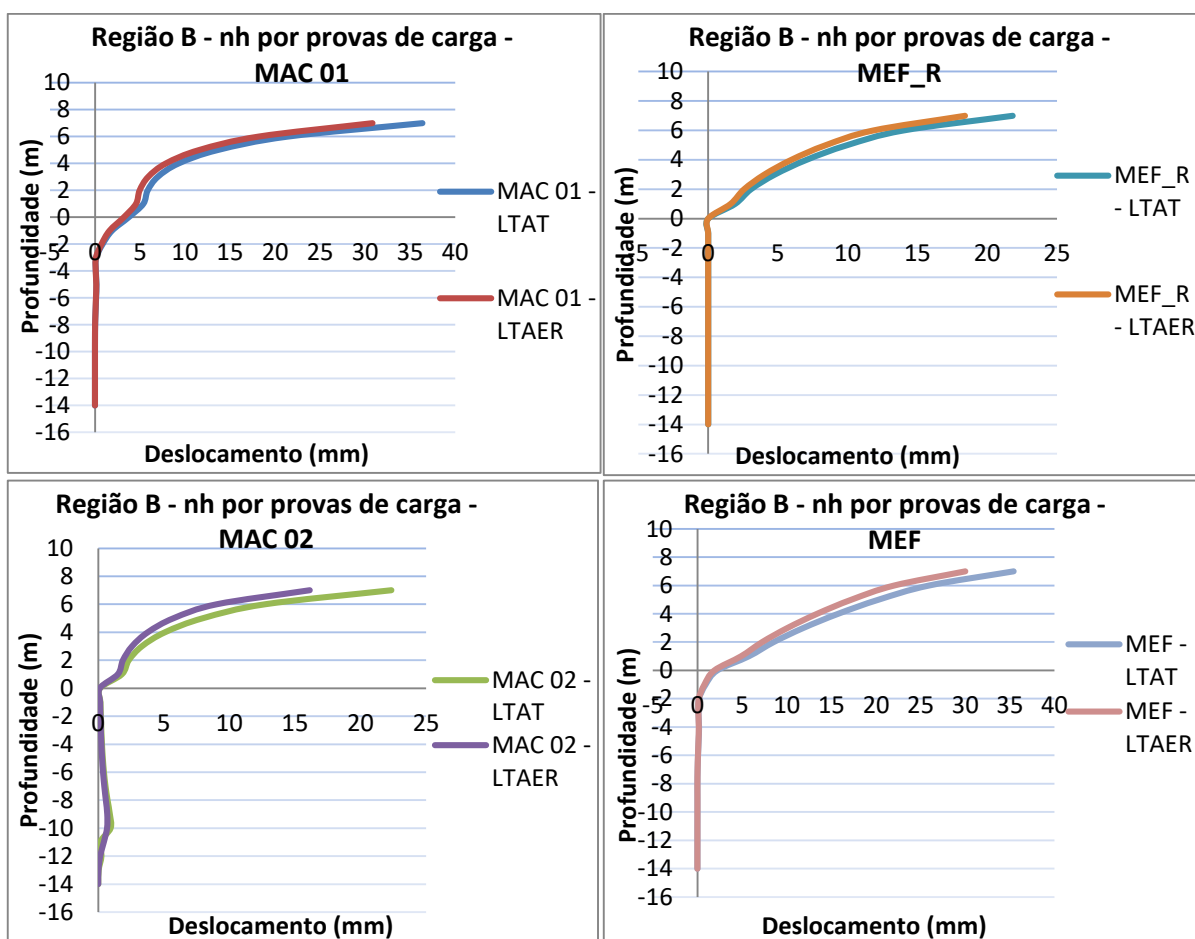


Figura B.5 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região B com n_h calculado por provas de carga.

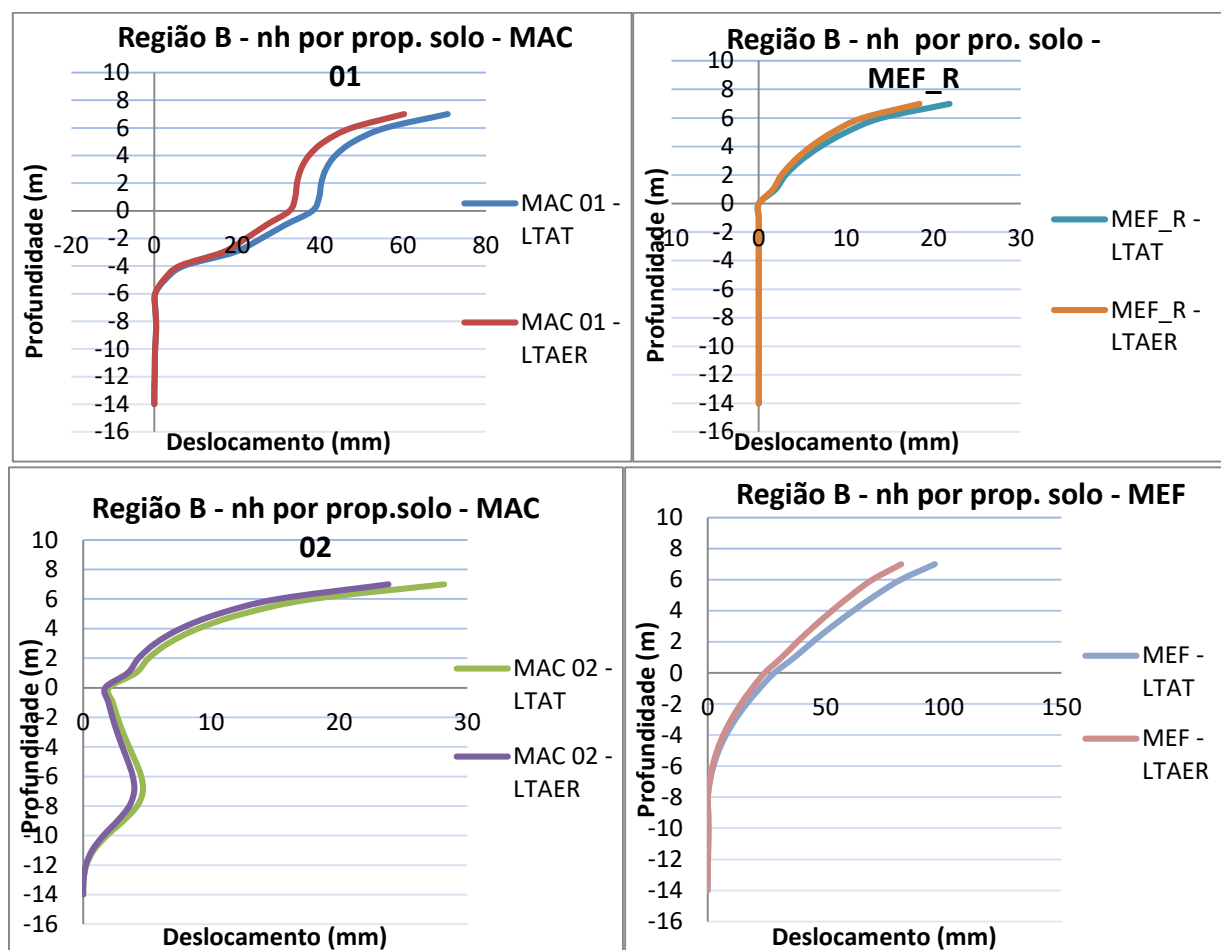


Figura B.6 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região B com n_h calculado por propriedades do solo.

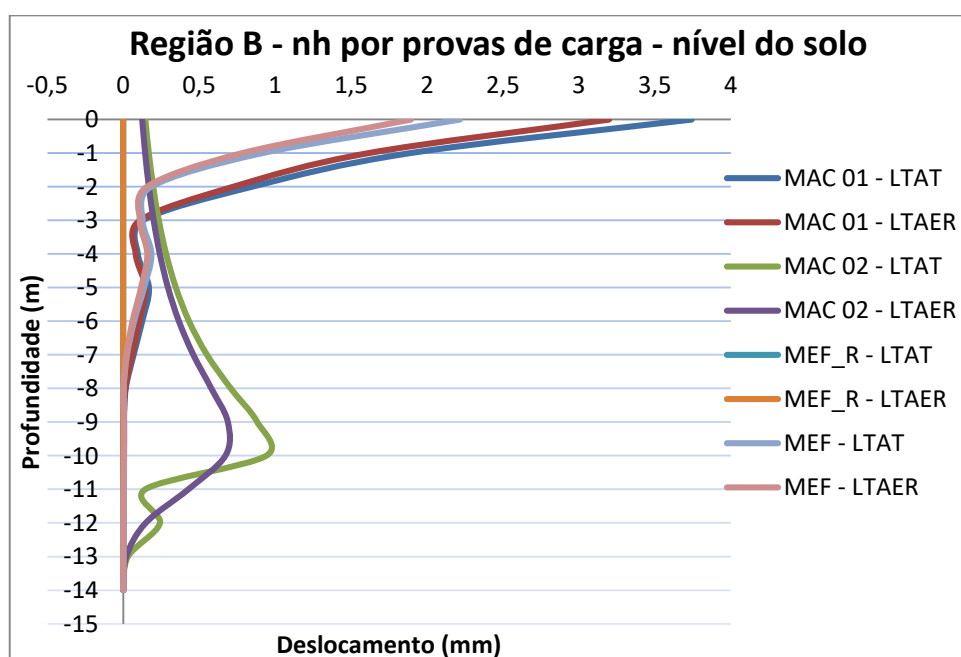


Figura B.7 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região B com n_h calculado por provas de carga no tubulão (parte enterrada).

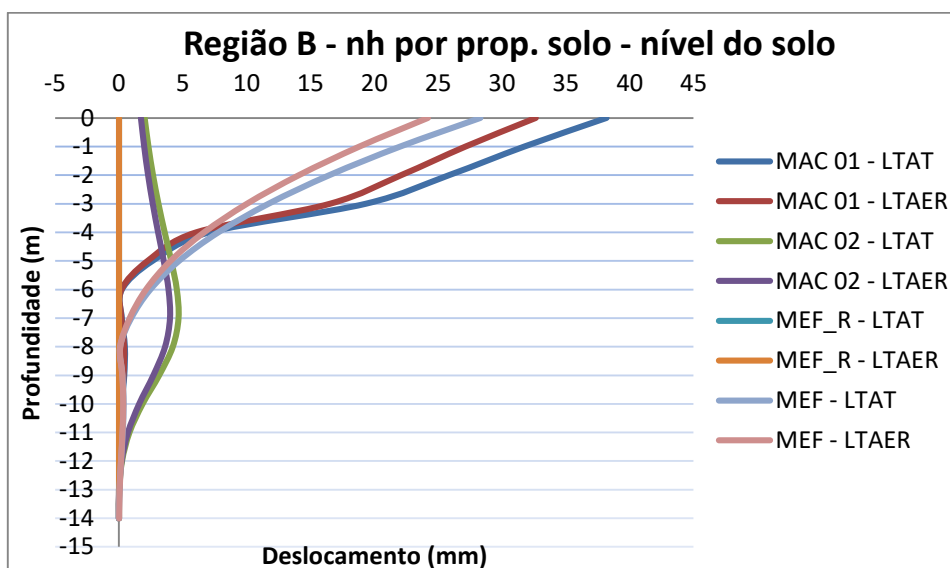


Figura B.8 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região B com n_h calculado por propriedades do solo no tubulão (parte enterrada).

1.2 - Análise do efeito do valor de n_h na estrutura, sendo calculado por propriedades do solo (equações empíricas que correlacionam o N_{spt}) ou por provas de carga para a condição de maior carregamento horizontal (LTAT).

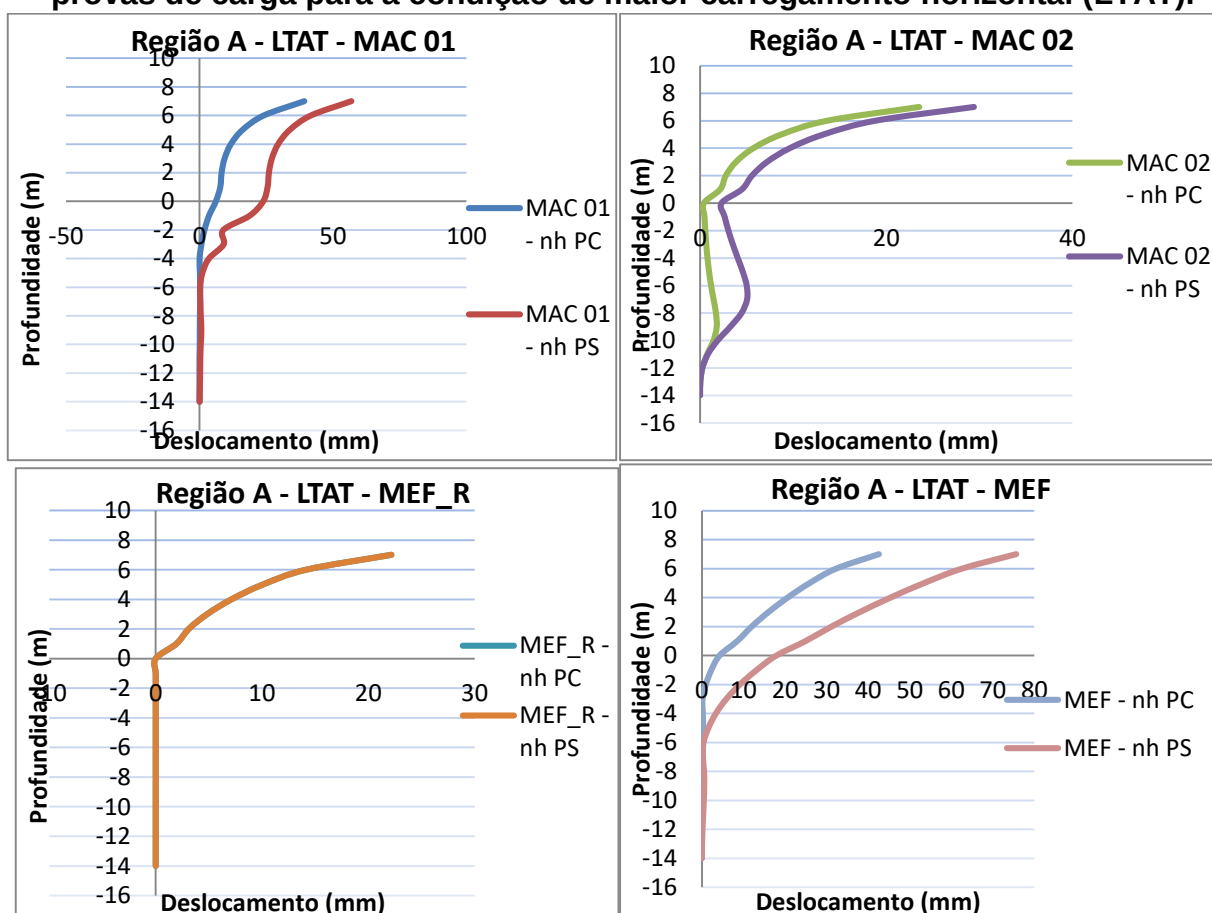


Figura B.9 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região A com LTAT.

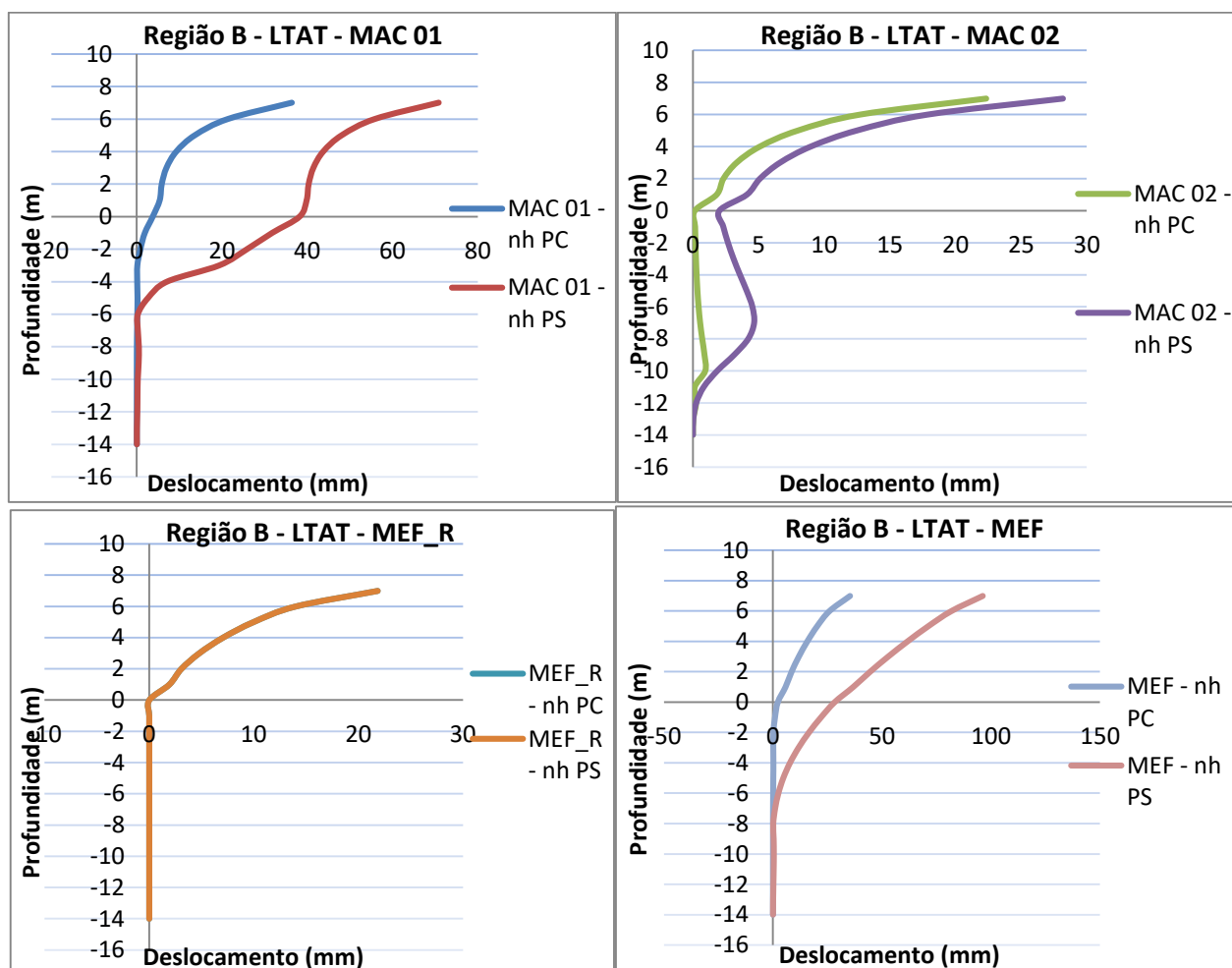


Figura B.10 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região B com LTAT.

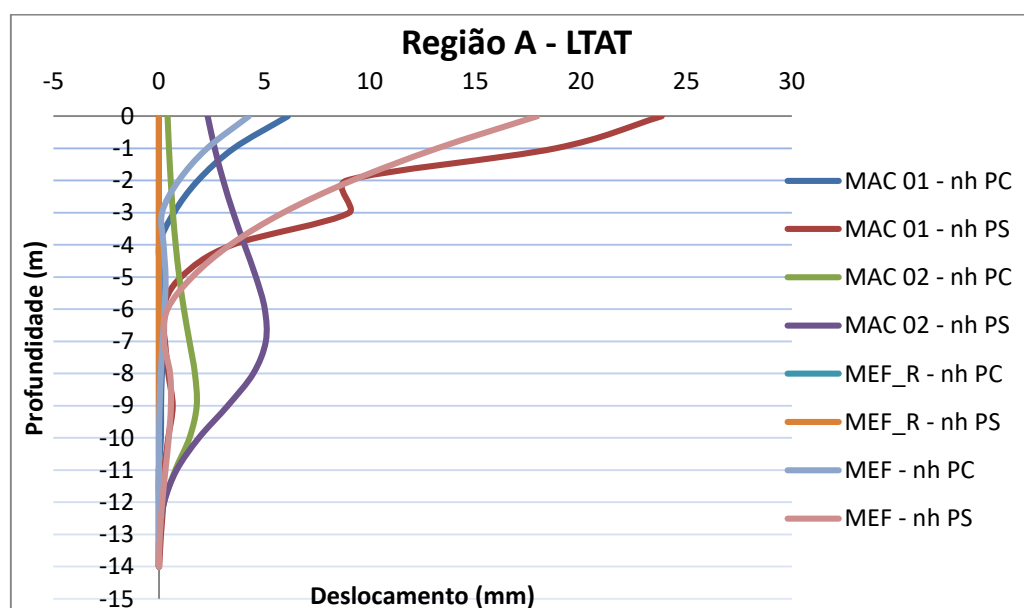


Figura B.11 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região A com LTAT do tubulão (parte enterrada).

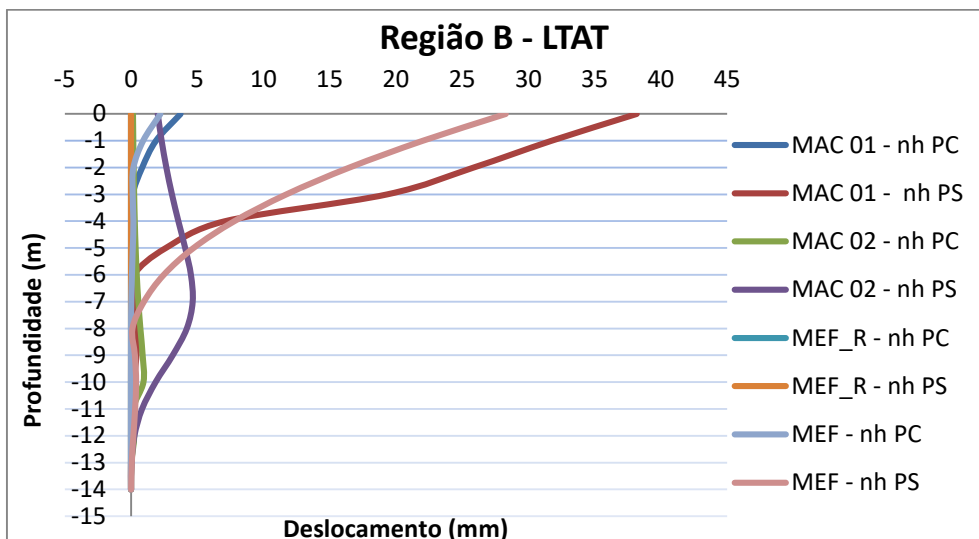


Figura B.12 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região B com LTAT do tubulão (parte enterrada).

1.3 - Análise comparativa entre os valores de deslocamentos resultantes da estrutura inserida no solo da região A *versus* inserida no solo da região B.

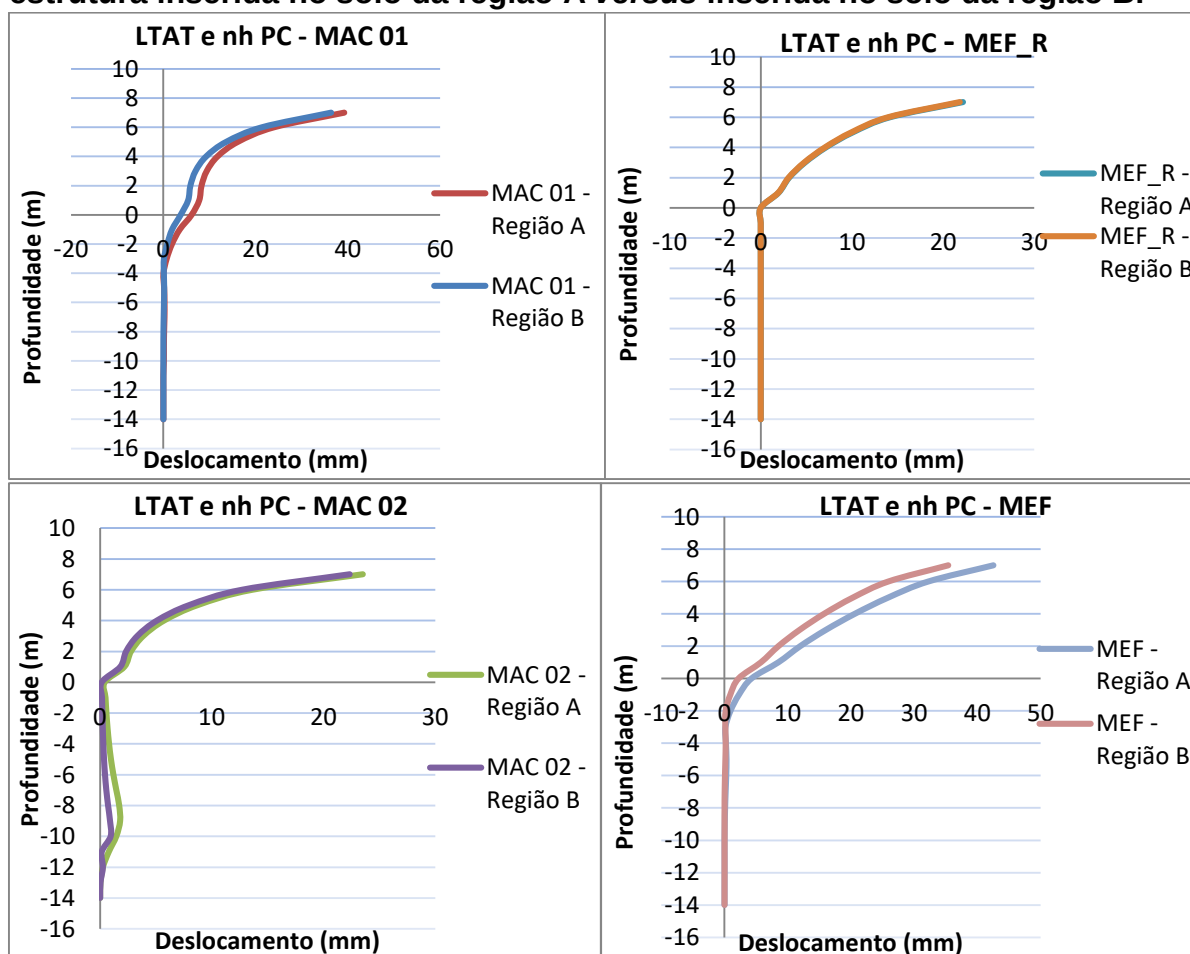


Figura B.13 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) com LTAT e n_h determinado por provas de carga.

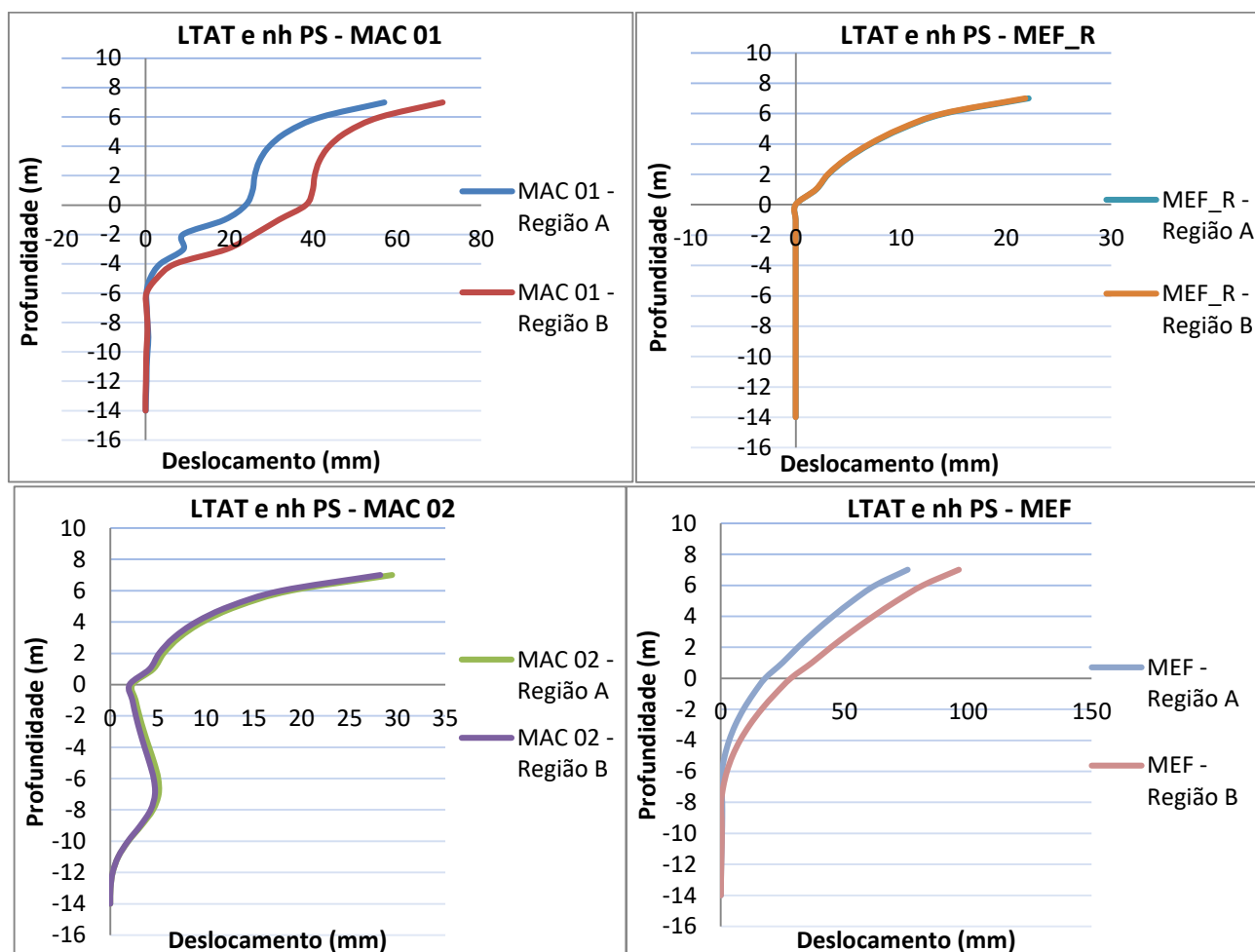


Figura B.14 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) com LTAT e n_h determinado por propriedades do solo.

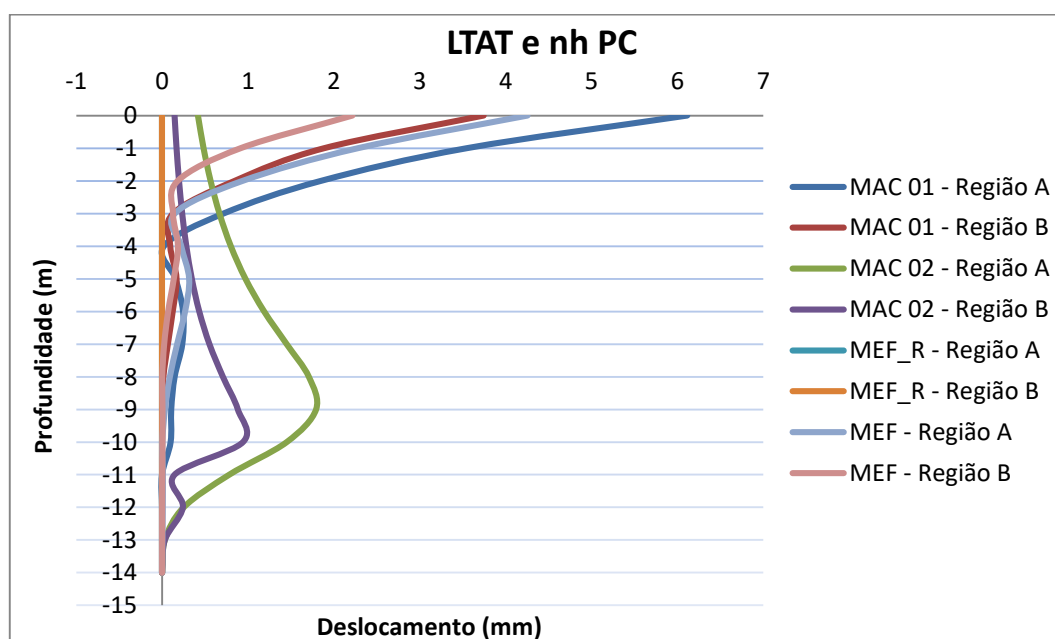


Figura B.15 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) com LTAT e n_h determinado por provas de carga no tubulão (parte enterrada).

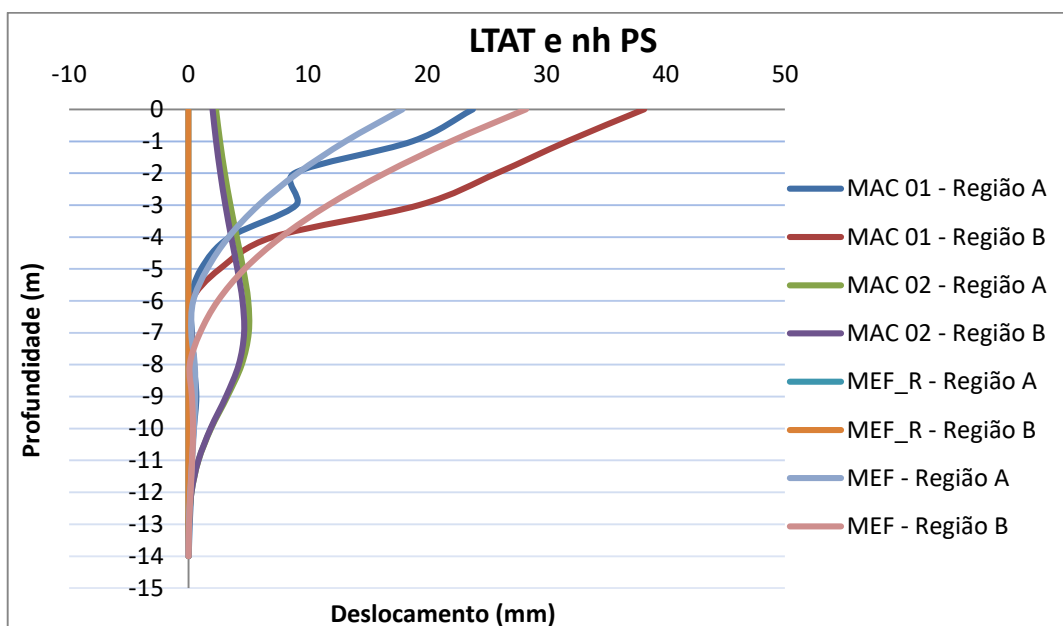


Figura B.16 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) com LTAT e n_h determinado por propriedades do solo no tubulão (parte enterrada).

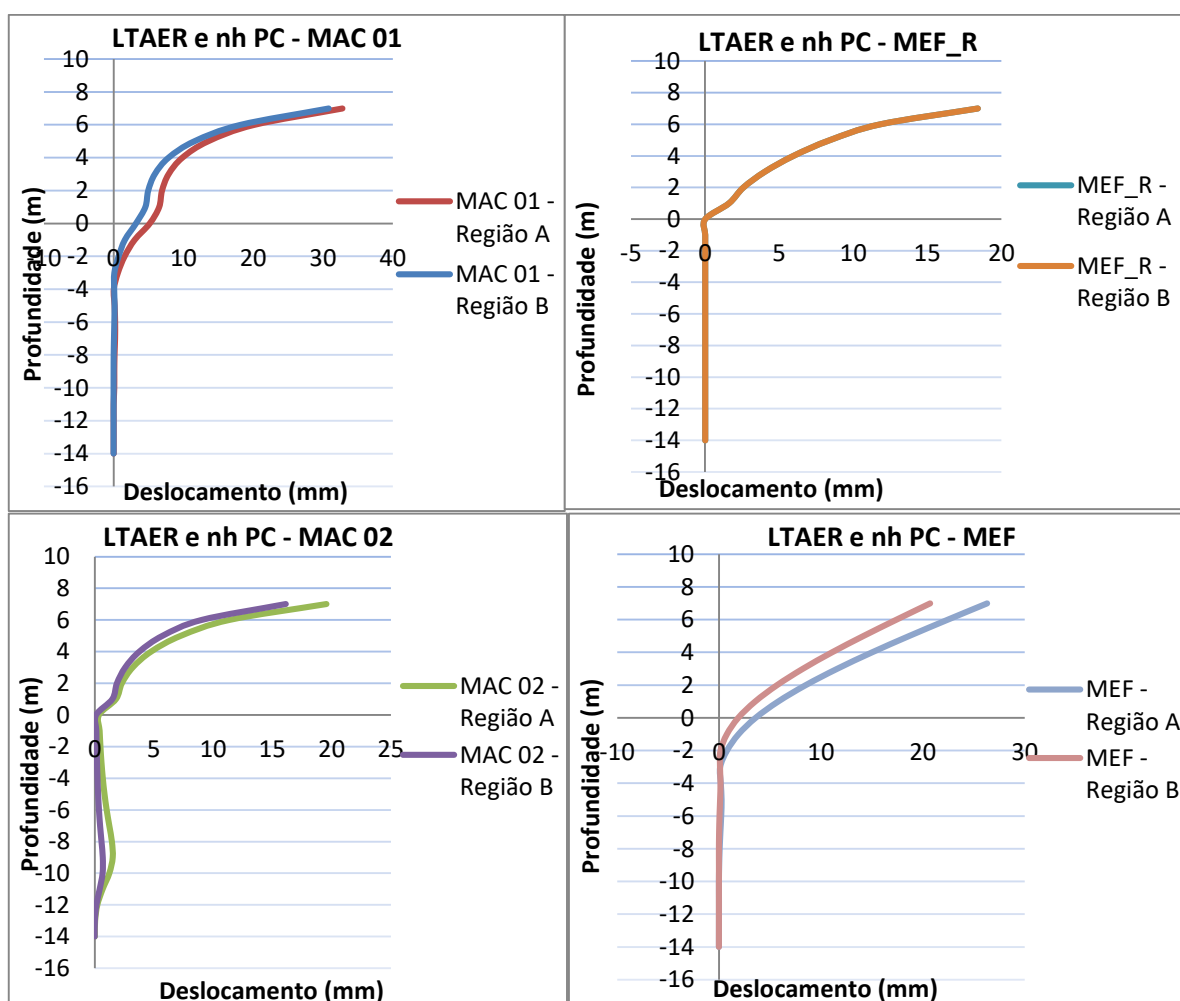


Figura B.17 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) com LTAER e n_h determinado por provas de carga.

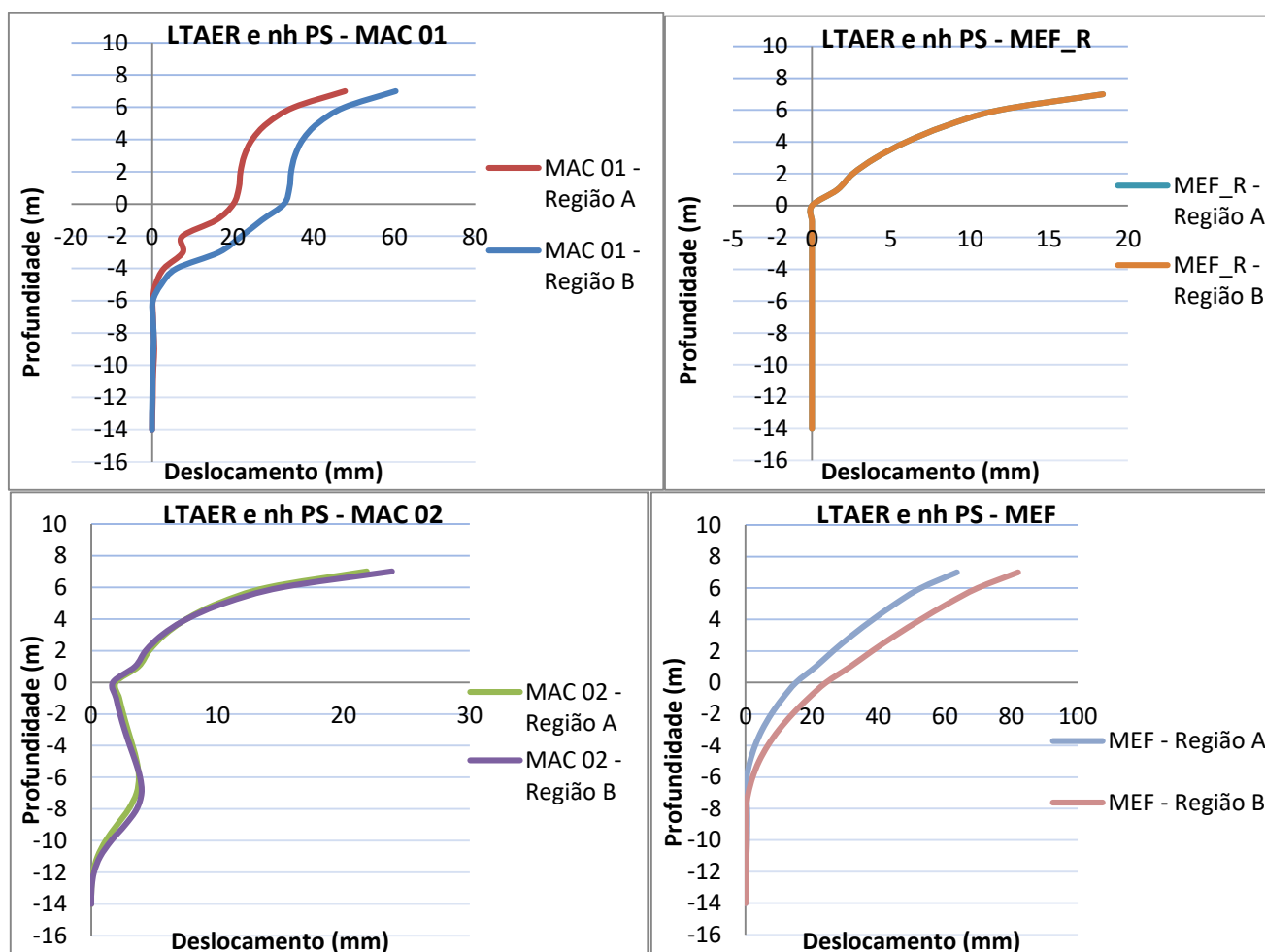


Figura B.18 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) com LTAER e n_h determinado por propriedades do solo.

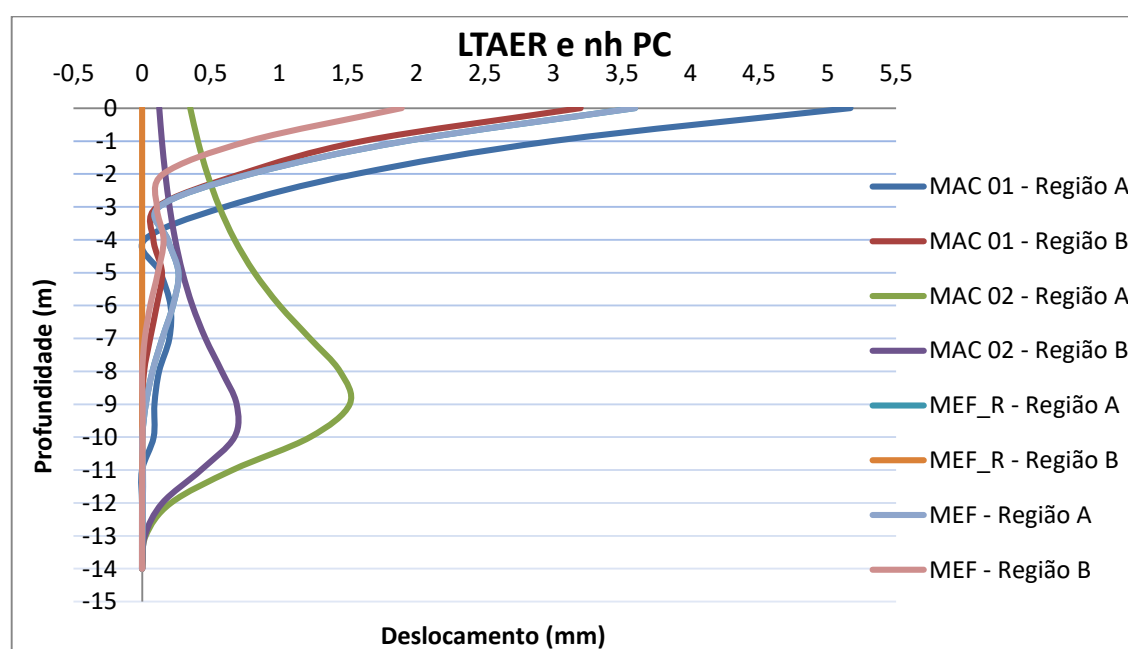


Figura B.19 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) com LTAER e n_h determinado por provas de carga no tubulão (parte enterrada).

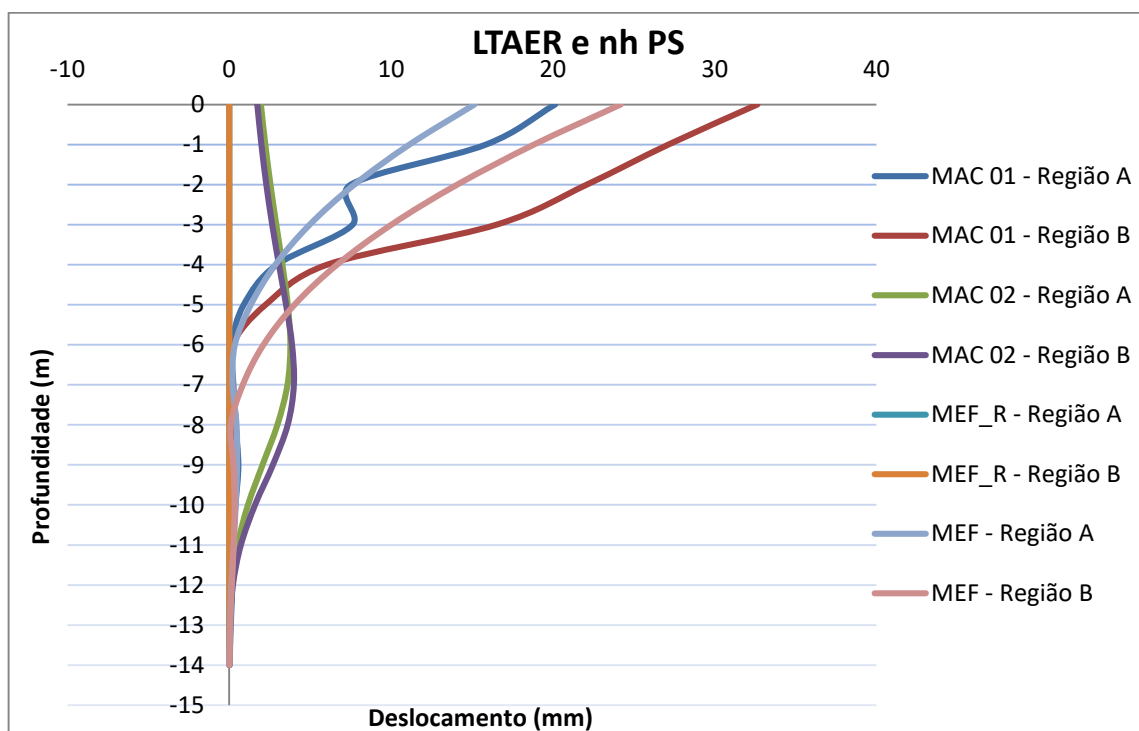


Figura B.20 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) com LTAER e n_h determinado por propriedades do solo no tubulão (parte enterrada).

ANEXO B.2: Gráficos de momentos fletores

2.1 Análise dos esforços de flexão considerando as lajes de transição (LT) como sendo apoiadas no tabuleiro (transferindo o empuxo de terra da cortina para o tabuleiro - LTAT) ou apoiadas em encontros rígidos (LTAER).

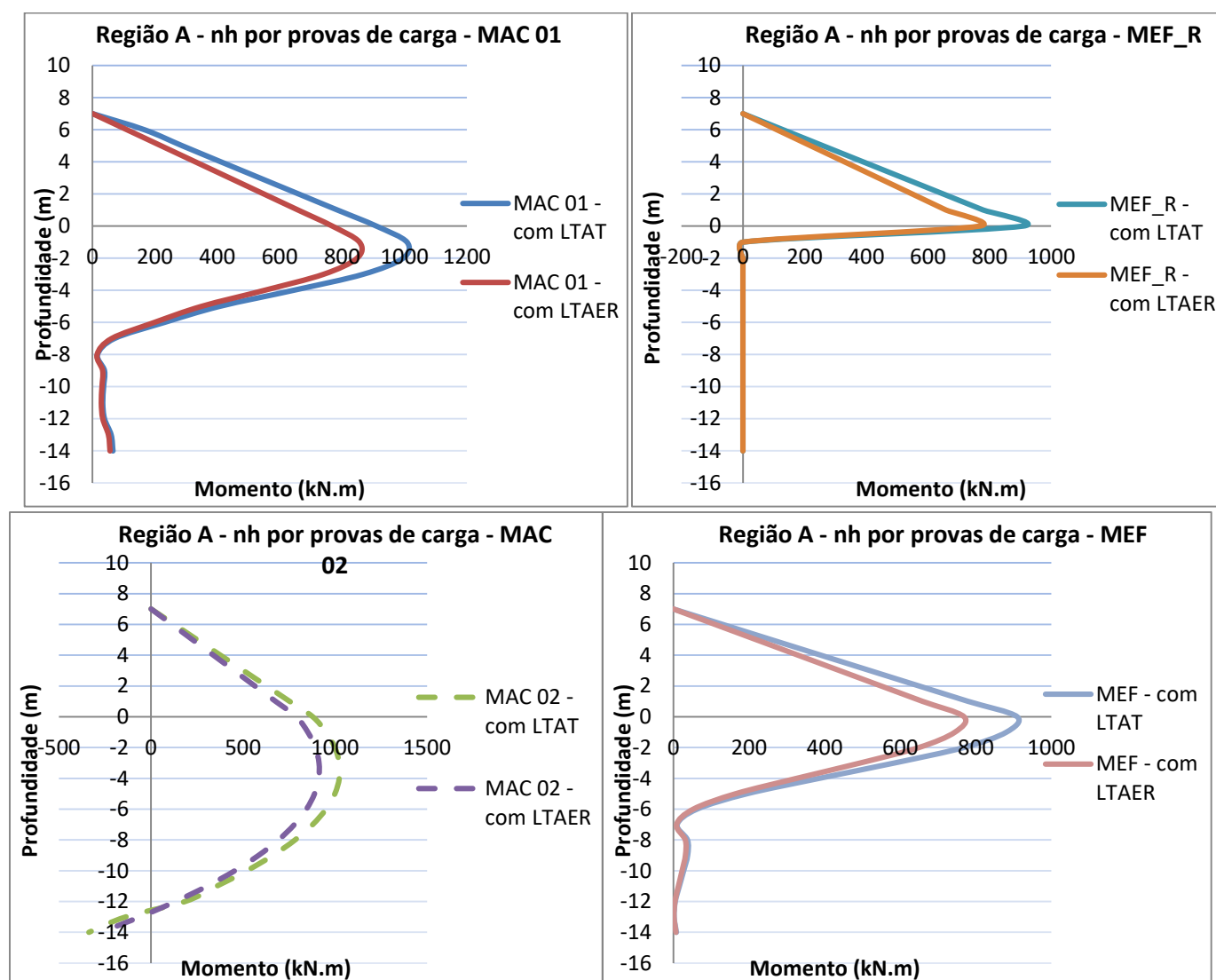


Figura B.21- Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região A e n_h determinado por provas de carga.

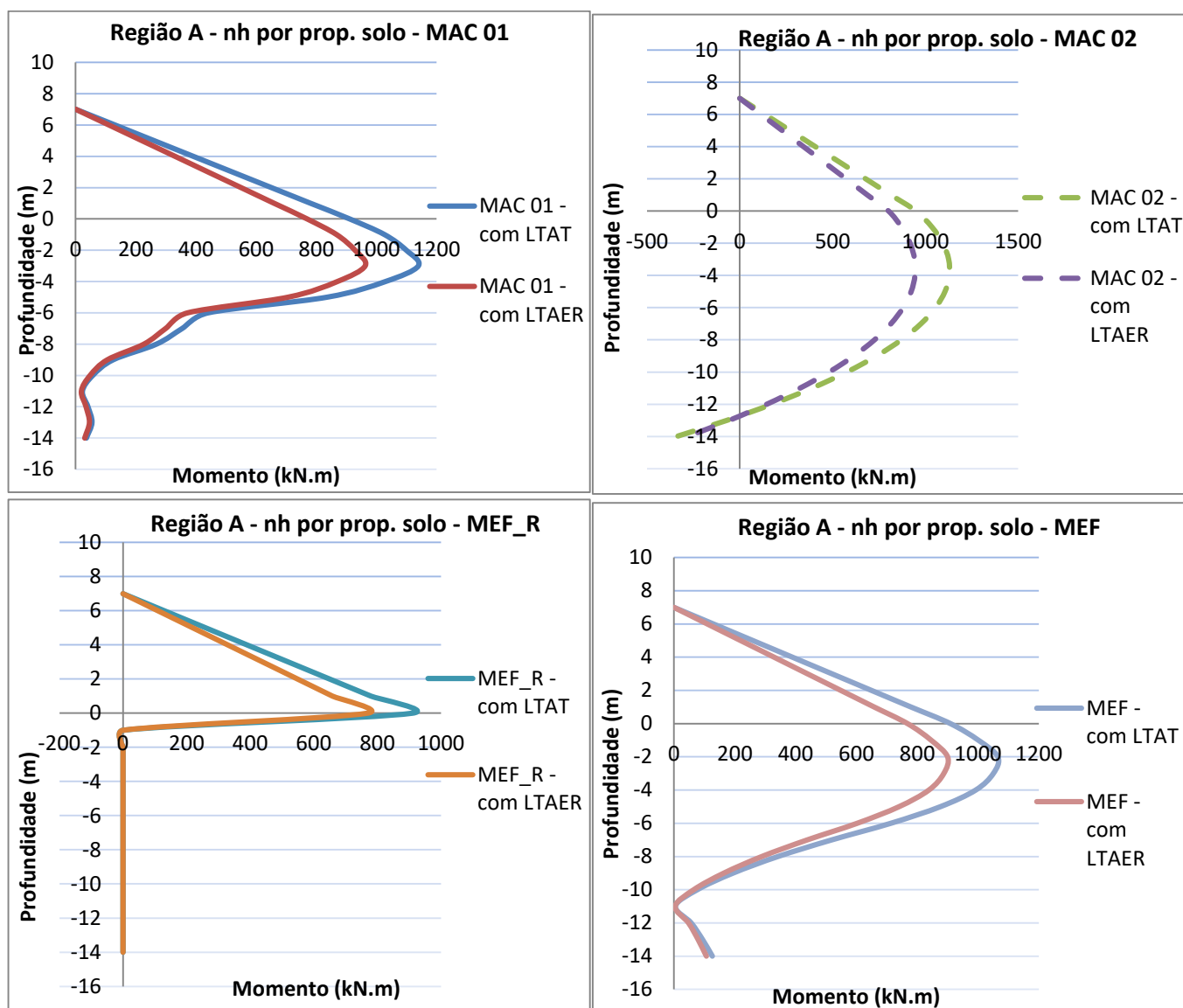


Figura B.22 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região A e n_h determinado por propriedades do solo.

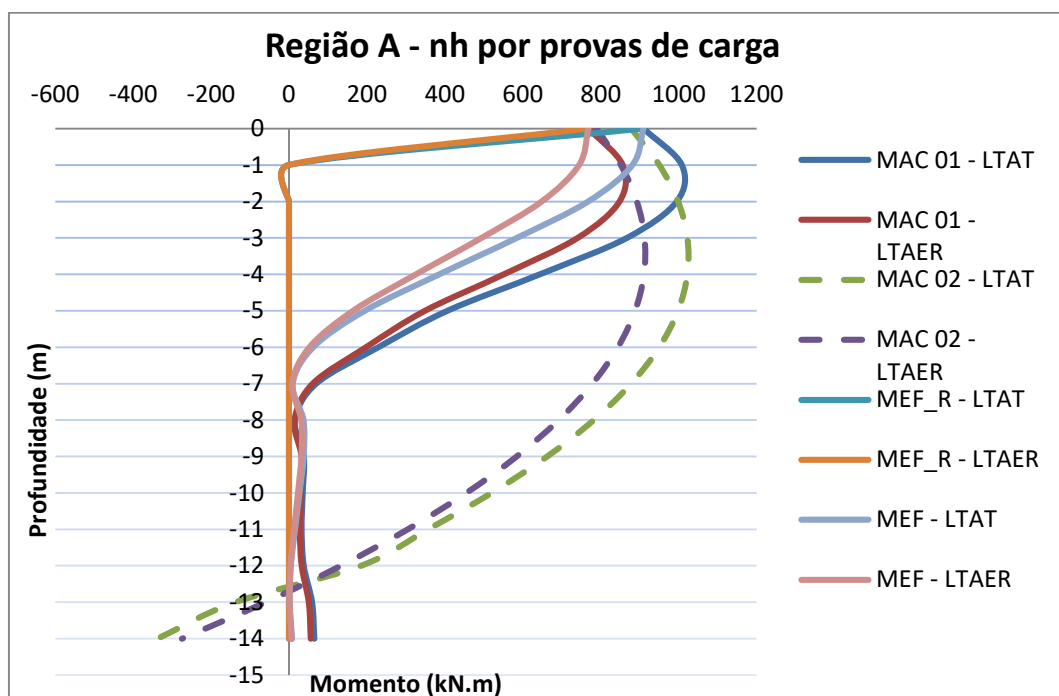


Figura B.23 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região A e n_h determinado por provas de carga no tubulão (parte enterrada).

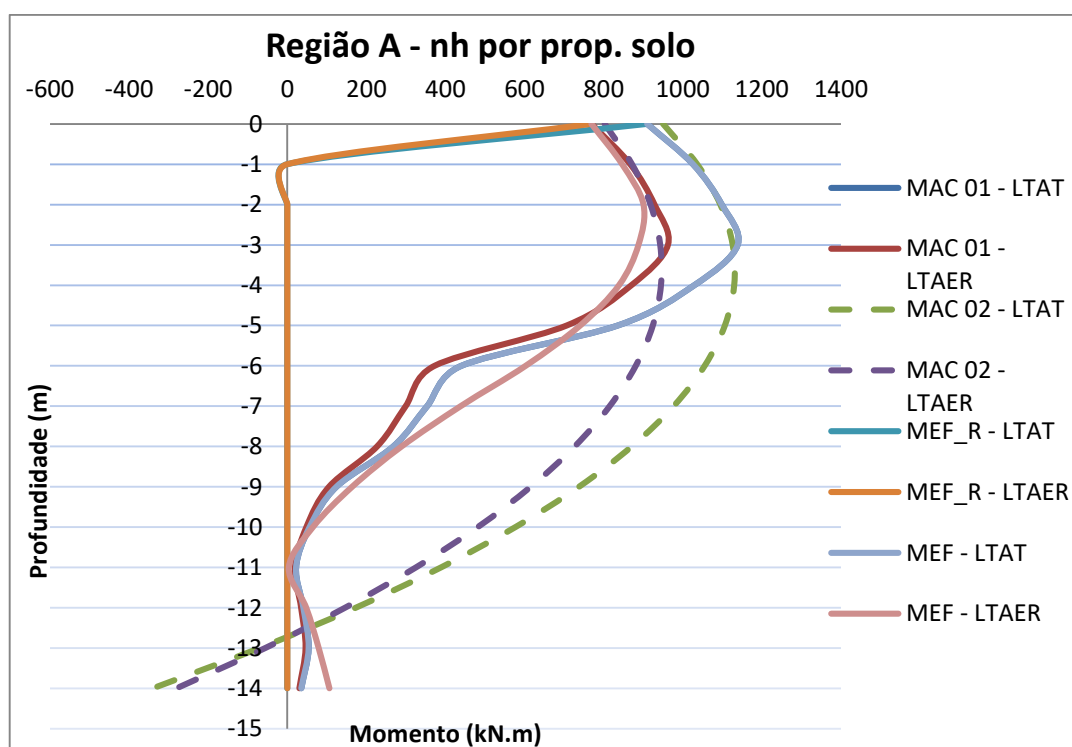


Figura B.24 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região A e n_h determinado por propriedades do solo no tubulão (parte enterrada).

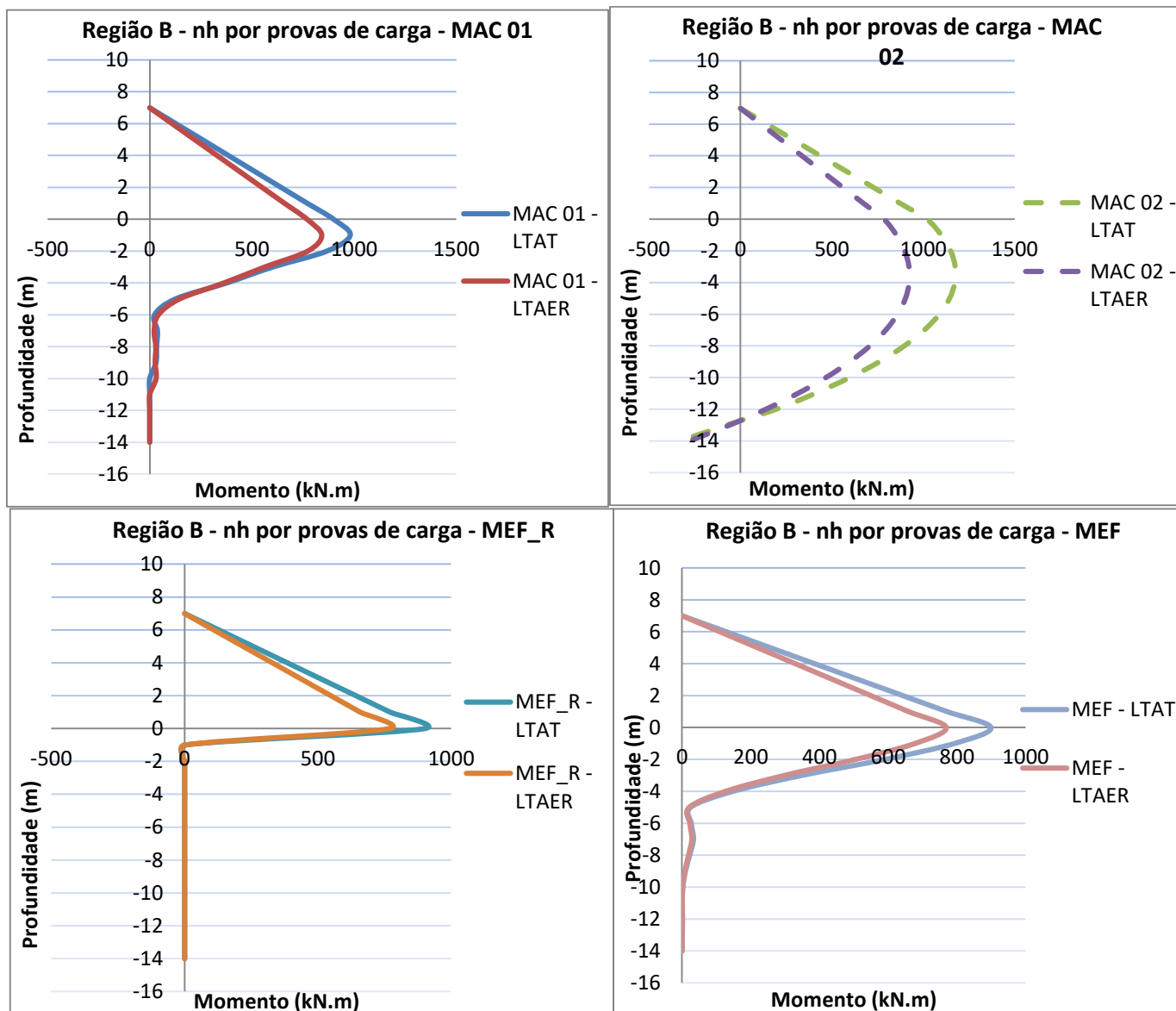


Figura B.25 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região B e n_h determinado por provas de carga.

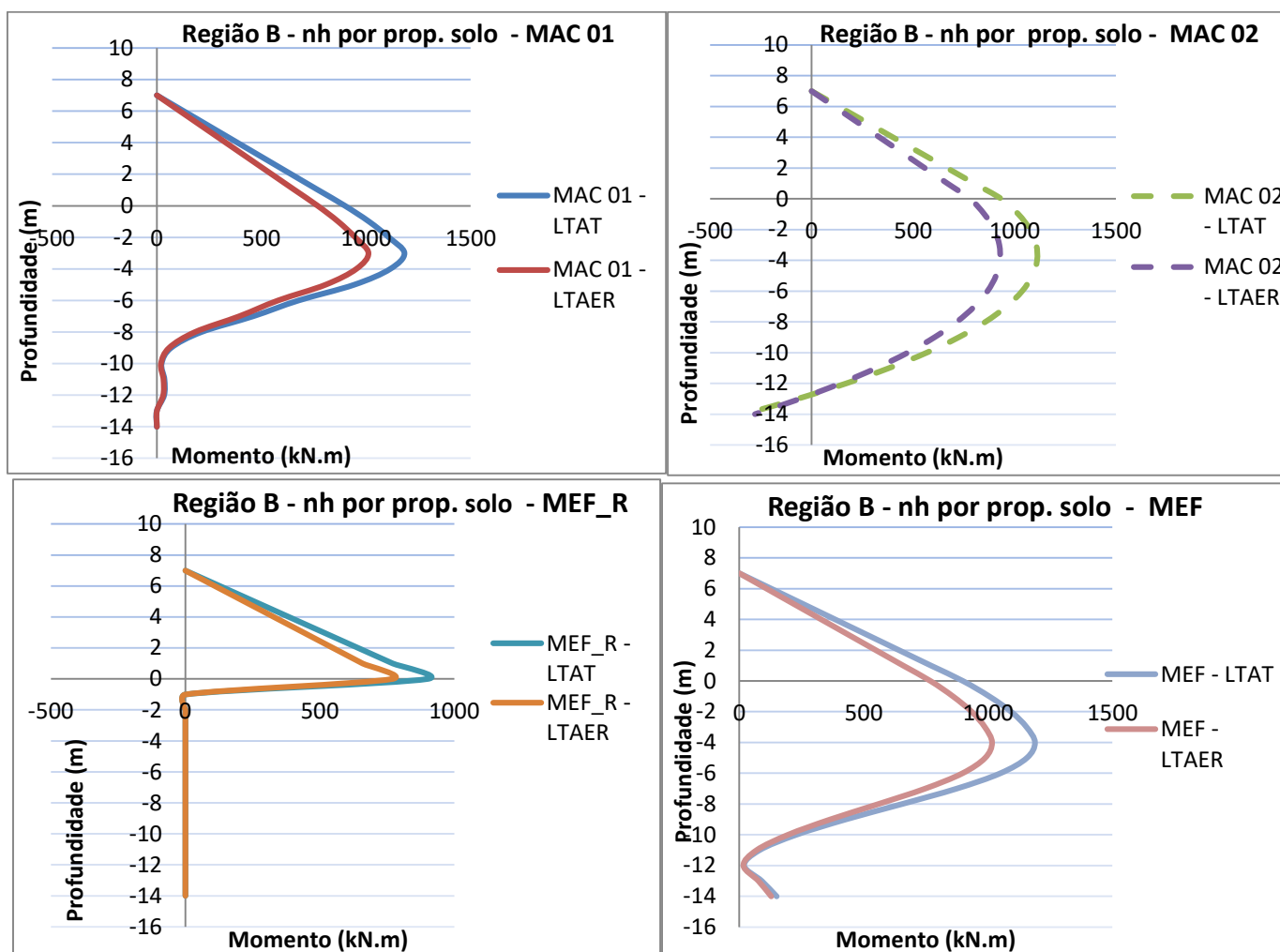


Figura B.26 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região B e n_h determinado por propriedades do solo.

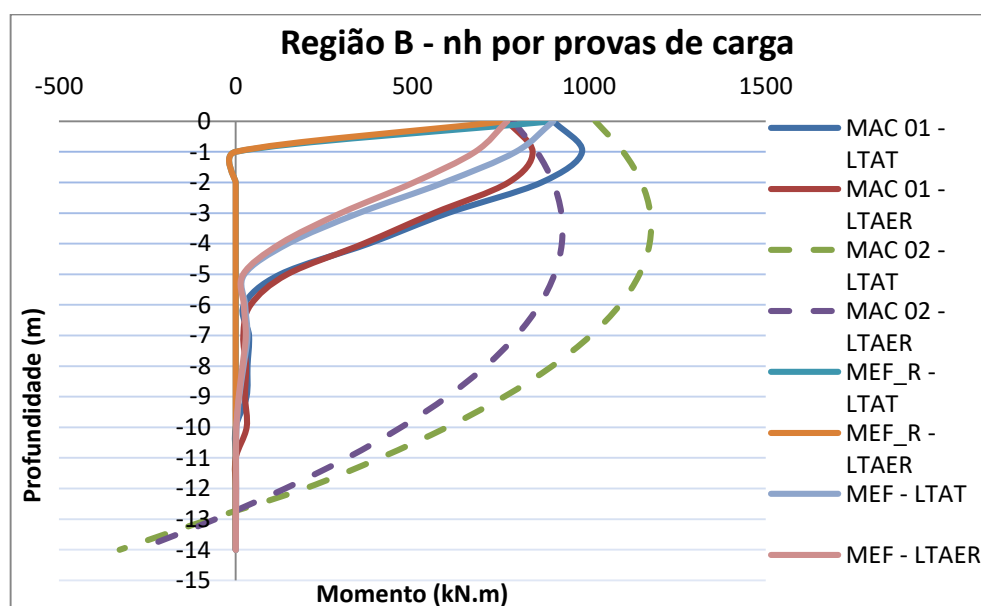


Figura B.27 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região B e n_h determinado por provas de carga no tubulão (parte enterrada).

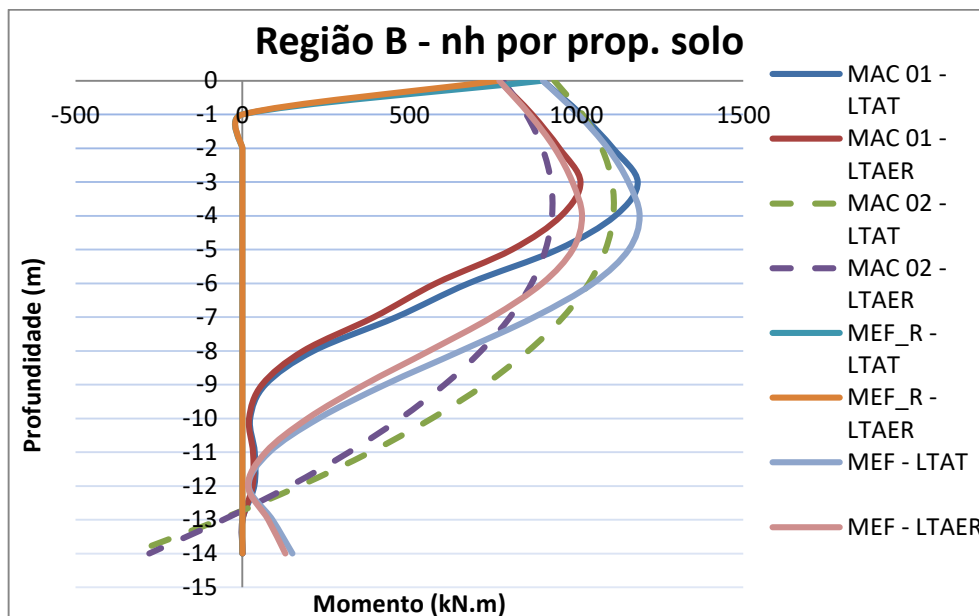


Figura B.28 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região B e n_h determinado por propriedades do solo no tubulão (parte enterrada).

2.2 - Análise do efeito do valor de n_h na estrutura, sendo calculado por propriedades do solo (equações empíricas que correlacionam o N_{SPT}) ou por provas de carga para a condição de maior carregamento horizontal (LTAT).

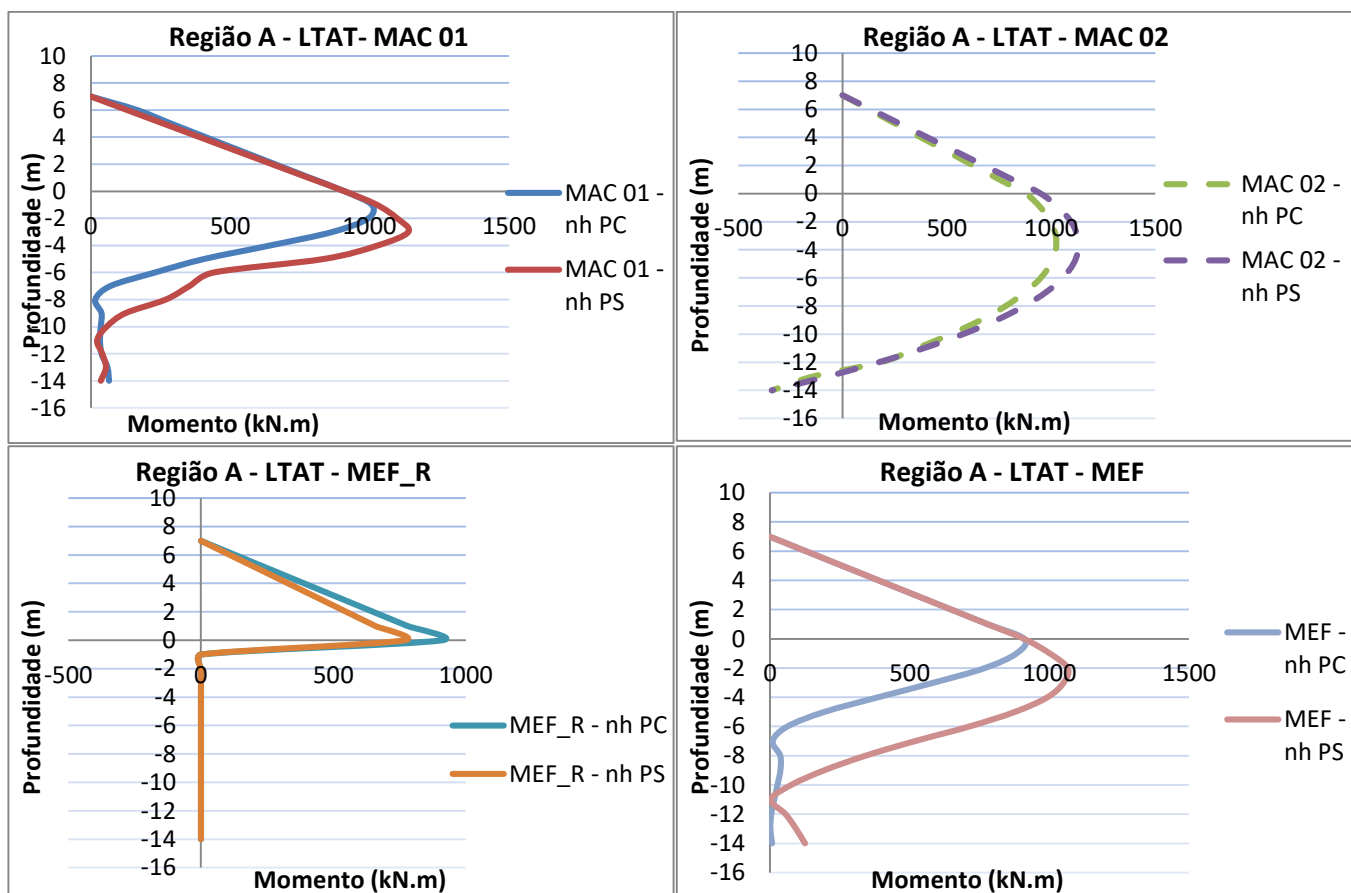


Figura B.29 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região A com LTAT.

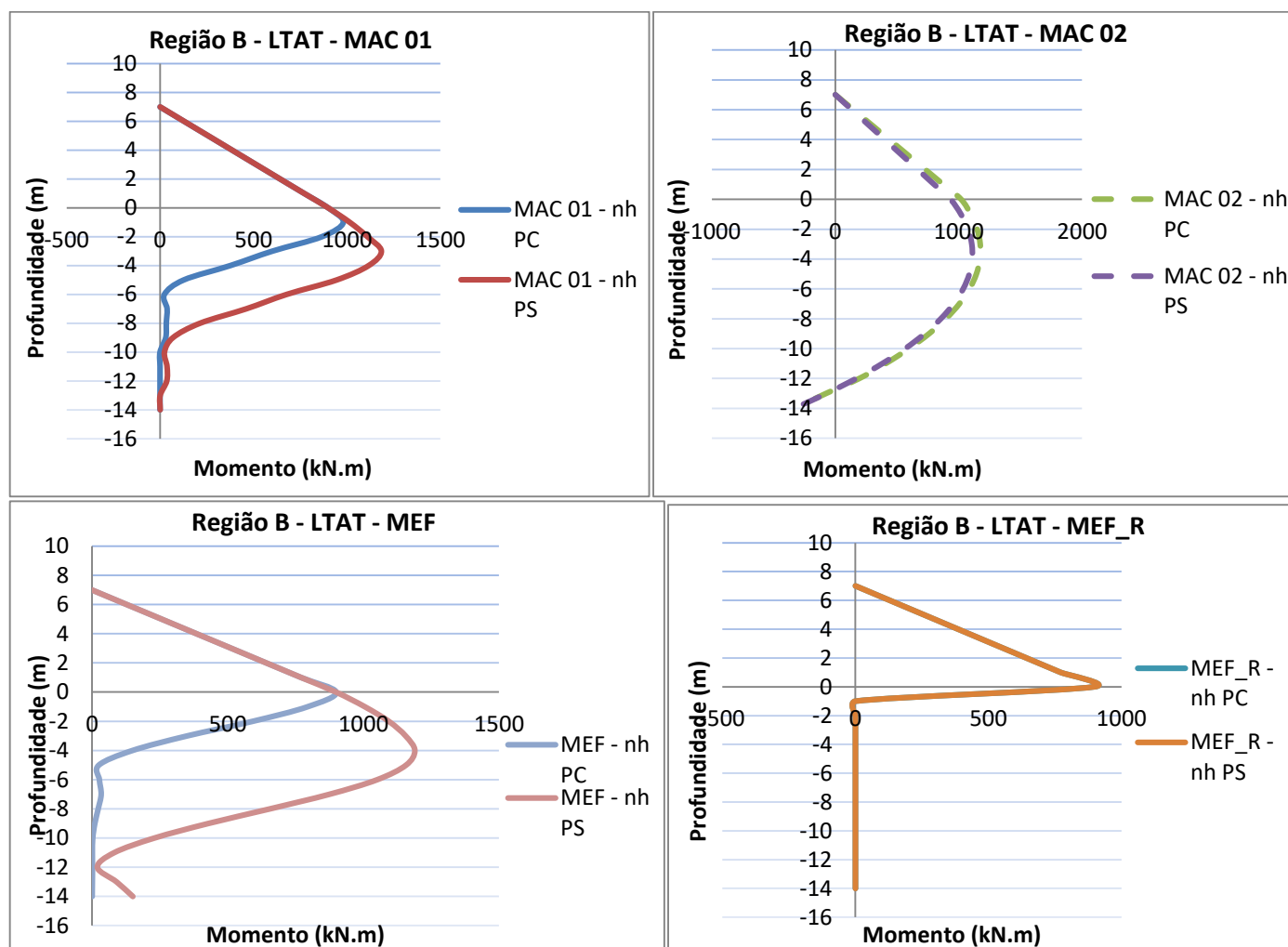


Figura B.30 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região B com LTAT.

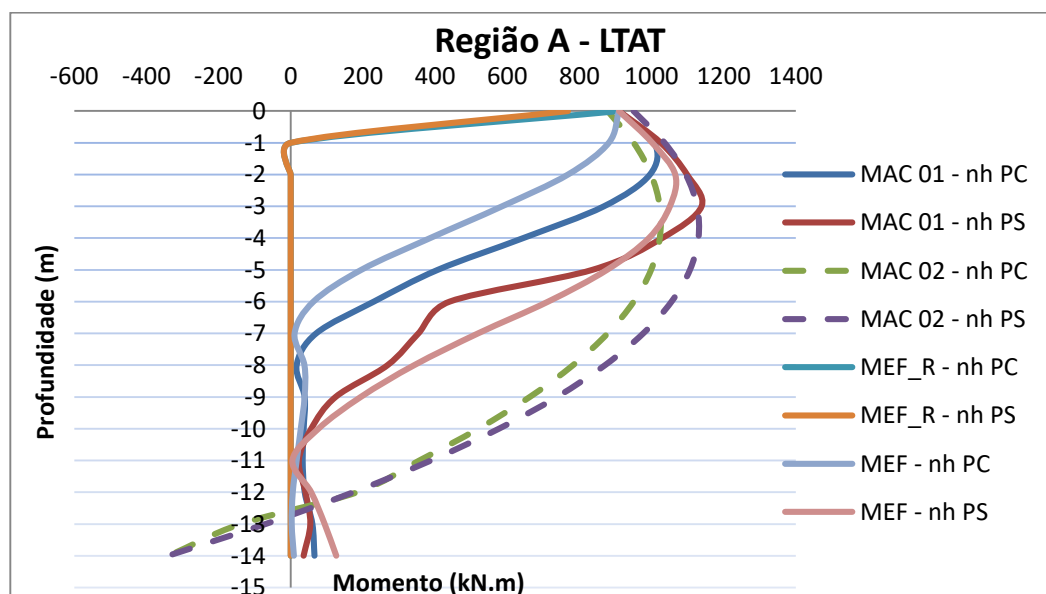


Figura B.31 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região A com LTAT no tubulão (parte enterrada).

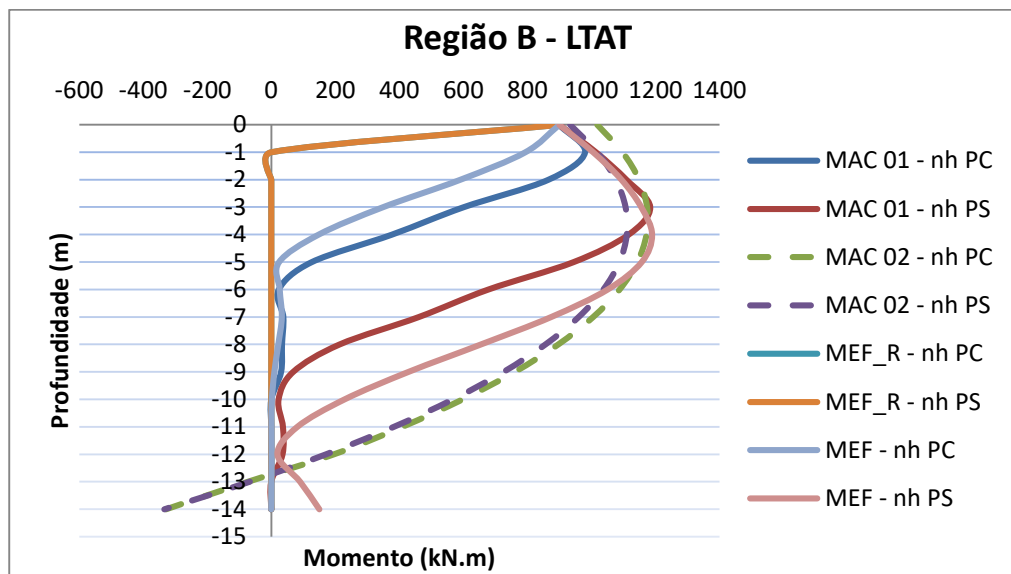


Figura B.32 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) na Região B com LTAT no tubulão (parte enterrada).

2.3 - Análise comparativa entre os valores de deslocamentos resultantes da estrutura inserida no solo da região A *versus* inserida no solo da região B.

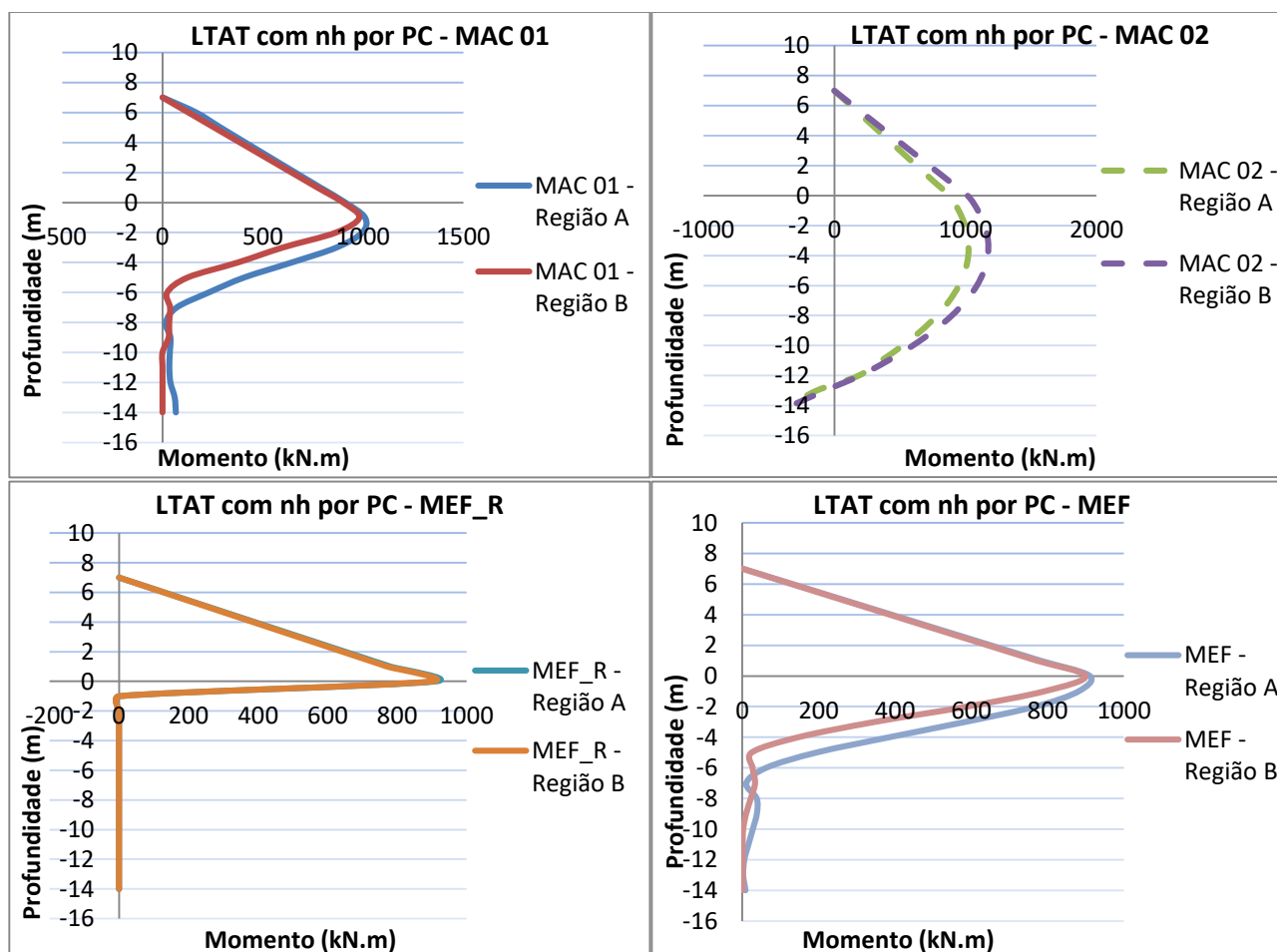


Figura B.33 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) com LTAT com n_h determinado por provas de carga.

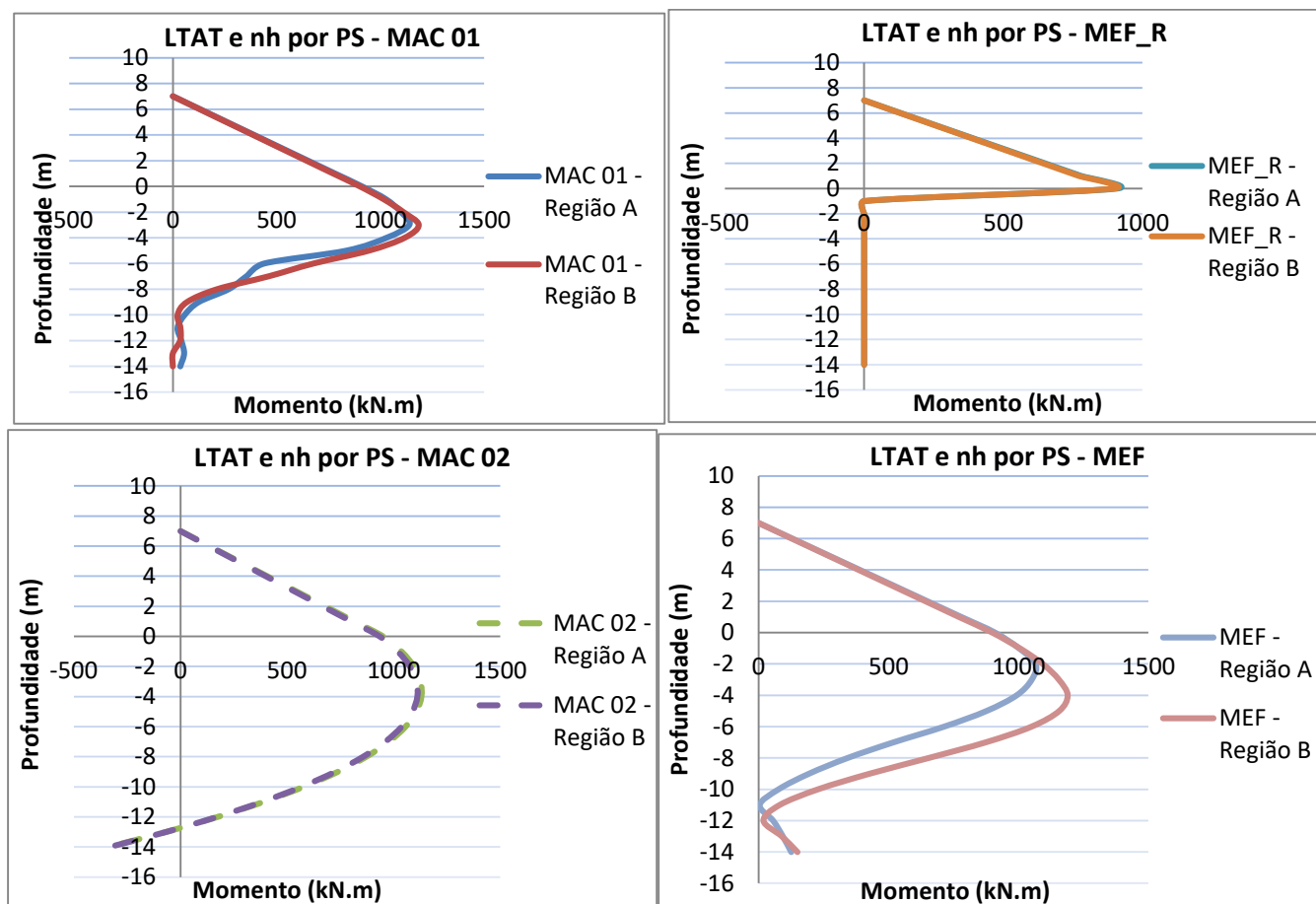


Figura B.34 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) com LTAT com n_h determinado por propriedades do solo.

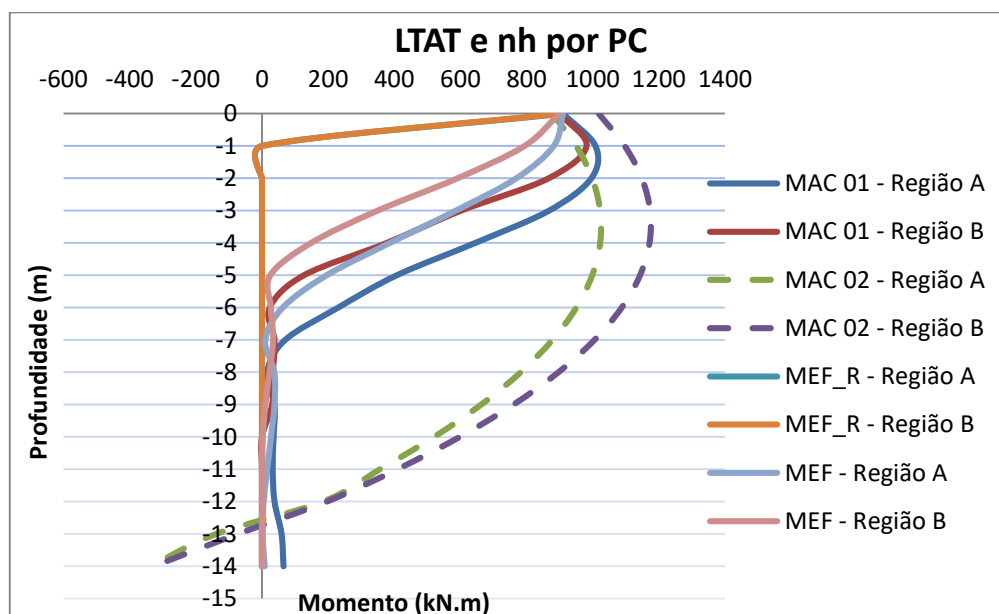


Figura B.35 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) com LTAT e n_h determinado por provas de carga no tubulão (parte enterrada).

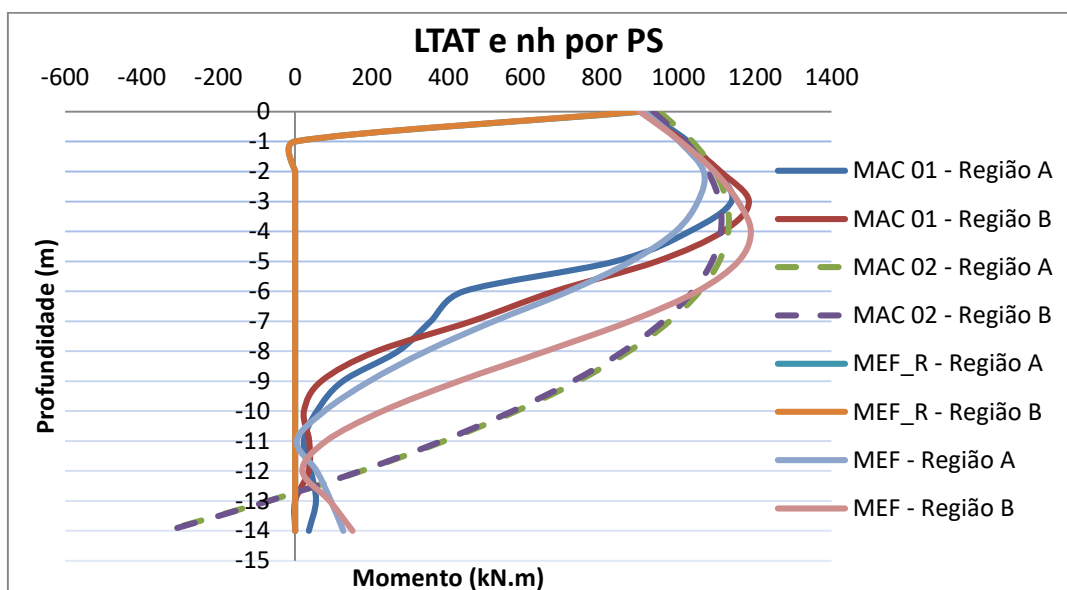


Figura B.36 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) com LTAT e n_h determinado por propriedades do solo no tubulão (parte enterrada).

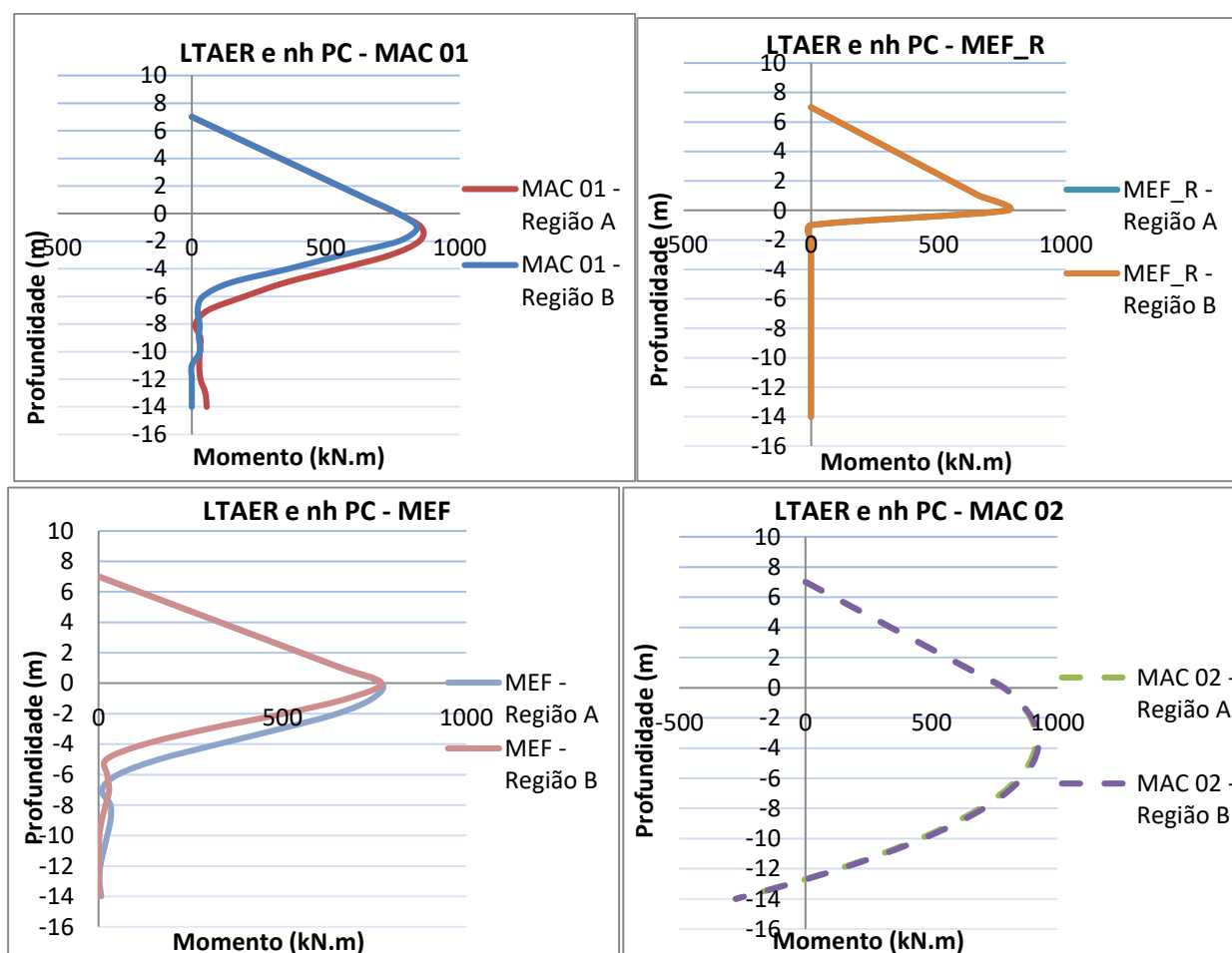


Figura B.37 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) com LTAER com n_h determinado por provas de carga.

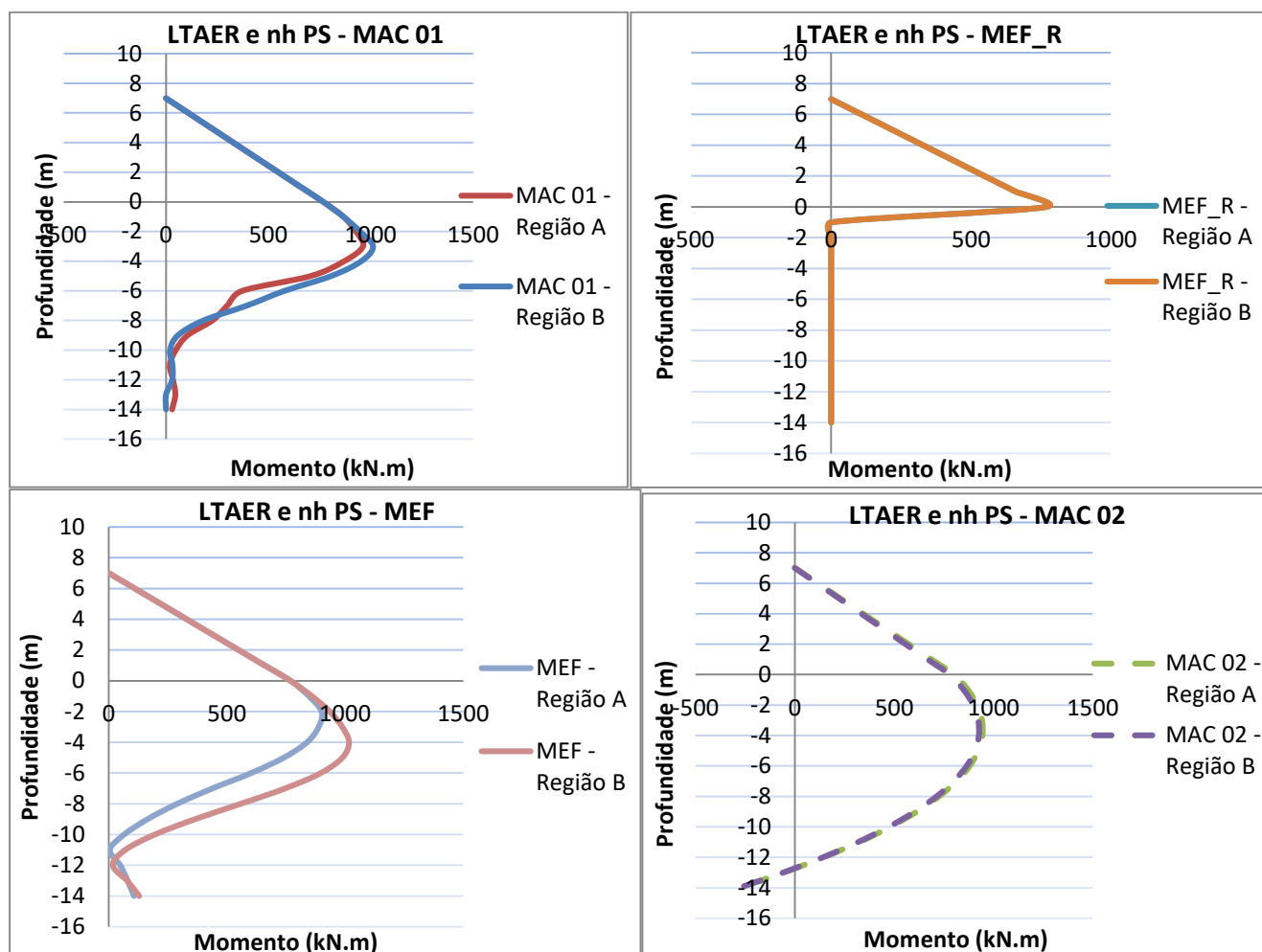


Figura B.38 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) com LTAER com n_h determinado por propriedades do solo.

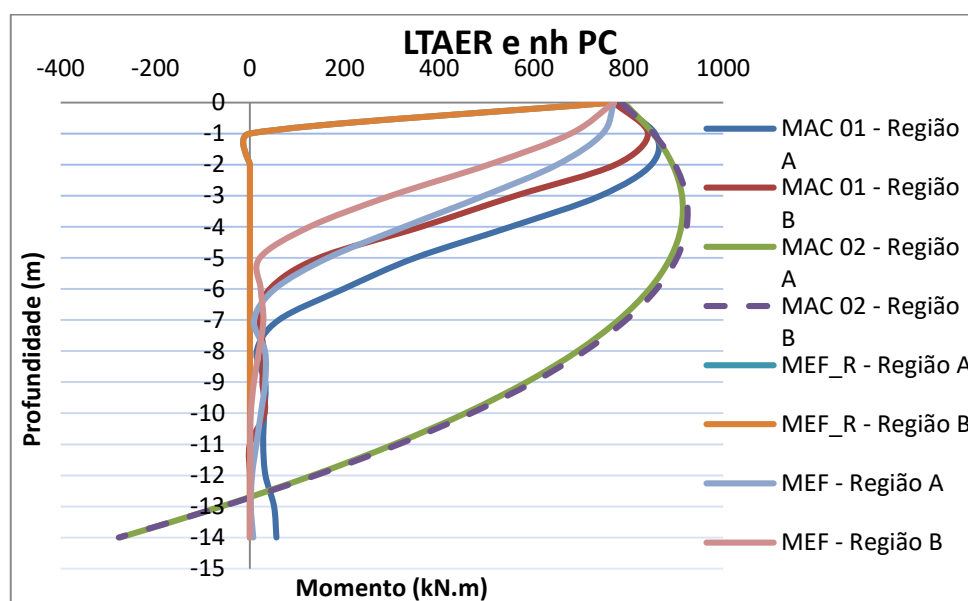


Figura B.39 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) com LTAER com n_h determinado por provas de carga no tubulão (parte enterrada).

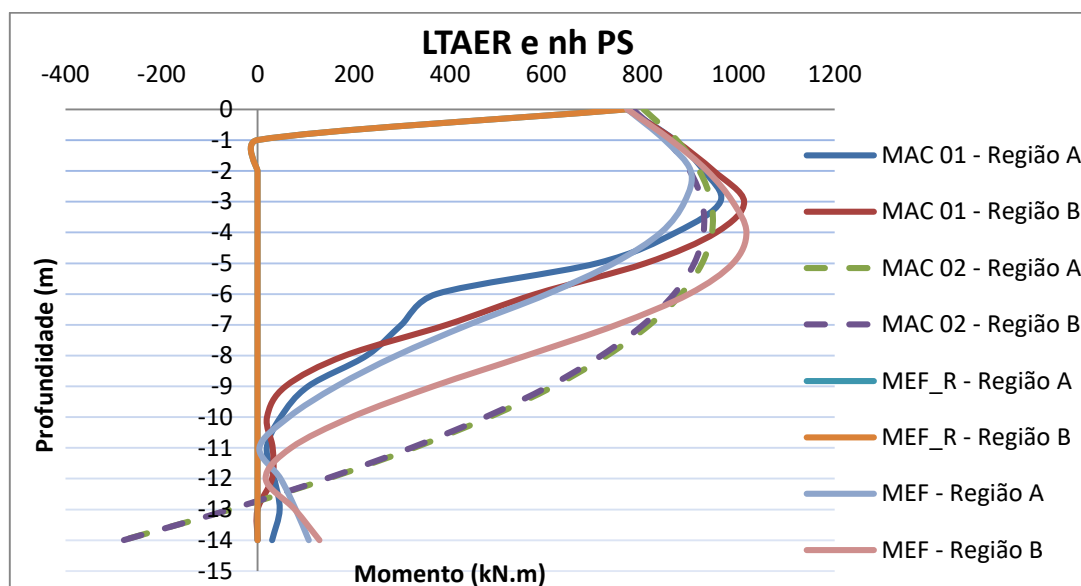


Figura B.40 - Gráficos Profundidade (m) x Deslocamento (mm) com LTAER com n_h determinado por propriedades do solo no tubulão (parte enterrada).