



Universidade Federal
do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

EFEITO DA VARIAÇÃO DE TEMPERATURA
EM PONTES INTEGRAIS DE CONCRETO
COM FUNDAÇÕES EM ESTACAS DE AÇO

Rachel Wysard Soares

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadores: Michèle Schubert Pfeil, D.Sc.

Christian Matos de Santana, M.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

AGOSTO DE 2011

EFEITO DA VARIAÇÃO DE TEMPERATURA
EM PONTES INTEGRAIS DE CONCRETO
COM FUNDAÇÕES EM ESTACAS DE AÇO

Rachel Wysard Soares

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Prof. Michèle Schubert Pfeil, D.Sc. (Orientadora)

Eng. Christian Matos de Santana, M.Sc. (Co-orientador)

Prof. Francisco José Costa Reis, M.Sc.

Prof. Ricardo Valeriano Alves, D.Sc.

Prof. Ronaldo Carvalho Battista, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

AGOSTO DE 2011

Soares, Rachel Wysard

Efeito Da Variação De Temperatura Em Pontes
Integrais De Concreto Com Fundações Em Estacas De
Aço/ Rachel Wysard Soares. – Rio de Janeiro: UFRJ/
Escola Politécnica, 2011.

VIII, 137 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Michèle Schubert Pfeil e Christian
Matos de Santana

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/
Curso de Engenharia Civil, 2011.

Referencias Bibliográficas: p. 104-106.

1. Pontes Integrais 2. Variações de Temperatura 3.
Interação solo-estrutura 4. Fundações de Pontes em
Estacas de Aço. I. Pfeil, Michèle Schubert, et al. II.
Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola
Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à minha orientadora, professora Michèle Pfeil pelo incentivo, pelo aprendizado que me foi dado, apoio e disponibilidade ao longo do desenvolvimento deste trabalho e de minha vida acadêmica também.

Ao meu co-orientador, professor Christian Matos, pela ajuda, disponibilidade e incentivo durante o desenvolvimento deste trabalho.

À minha família pela compreensão nos momentos de ausência e incentivo para que eu não desistisse do meu objetivo.

Aos meus amigos que permaneceram ao meu lado em todas as dificuldades e alegrias ao longo desses anos de Universidade.

Ao meu namorado e amigo Igor, pelo apoio, incentivo e pela ajuda na elaboração deste trabalho e por também estar ao meu lado em todas as dificuldades e alegrias.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

EFEITO DA VARIAÇÃO DE TEMPERATURA EM PONTES INTEGRAIS DE CONCRETO COM FUNDAÇÕES EM ESTACAS DE AÇO

Rachel Wysard Soares

Agosto/2011

Orientadores: Michèle Schubert Pfeil, D.Sc.

Christian Matos de Santana, M.Sc.

Curso: Engenharia Civil

Juntas de dilatação podem causar problemas consideráveis e manutenção freqüente ao longo da vida útil de uma ponte de concreto. Uma solução para esses problemas é a eliminação das juntas de dilatação e dos apoios simples nas extremidades das longarinas, resultando nas chamadas Pontes Integrais. Nestas pontes o tabuleiro é construído de forma contínua e integrado aos encontros, formando uma estrutura rígida em pórtico, suportada por uma única fileira de estacas na região dos encontros. Devido às vantagens econômicas, funcionais e aumento da durabilidade, atualmente e em diversas partes do mundo, pontes integrais têm sido consideradas como alternativa a pontes tradicionais. Por serem estruturas contínuas, estas pontes sofrem alongamento e contração significativos devidos às variações de temperatura ao longo de sua vida útil, induzindo grandes deslocamentos horizontais ao sistema formado pelo aterro de aproximação, os encontros e também pelas estacas que suportam o conjunto. Estas ações cíclicas podem ocasionar ruptura por fadiga das estacas de aço. Este trabalho descreve as características das pontes integrais e analisa um modelo numérico deste sistema estrutural sujeito a variações de temperatura considerando a interação solo-estrutura e a ruptura por fadiga das estacas. Com os resultados das análises pode-se, para uma dada variação de temperatura, estabelecer o máximo comprimento da ponte.

Palavras-chave: Pontes Integrais. Variações de Temperatura. Interação solo-estrutura. Fundações de Pontes em Estacas de Aço.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

THERMAL EFFECTS ON CONCRETE INTEGRAL BRIDGES SUPPORTED BY STEEL PILES

Rachel Wysard Soares

August/2011

Advisors: Michèle Schubert Pfeil, D.Sc.

Christian Matos de Santana, M.Sc.

Course: Civil Engineering

Expansion joints in bridges may cause considerable repair work and frequent maintenance problems during the service life of a concrete bridge. These problems may be solved by adopting the integral bridge structural system, in which the continuous deck and the abutments are integrated to form a rigid frame structure supported on a single row of piles at the abutments. Due to the economic and functional advantages and improved durability of the integral bridges they have been considered more recently and in many parts of the world, as an alternative to traditional bridges with joints and separate abutments. Being continuous, such bridges experience significant elongation and contraction deformations due to thermal variations throughout their service life, inducing great horizontal displacements to the abutment–backfill system and the piles supporting the abutments. These cyclic deformations may lead to fatigue collapse of the steel piles. This work describes the characteristics of integral bridges, and analyses their behavior through the results obtained from a numerical modeling of this structural system undergoing temperature variations, for that considering the soil-structure interaction and the piles fatigue limit state. By means of the behavioral analysis it's possible to determine, for a given thermal variation, the maximum length of the bridge.

Key-words: Integral Bridges. Thermal Variation. Soil-structure interaction. Bridges foundations. Steel Piles.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Contexto e motivação	1
1.2 Objetivos e metodologia	7
1.3 Organização	8
2. PONTES INTEGRAIS E SOLUÇÕES PARA ELIMINAÇÃO DAS JUNTAS DE DILATAÇÃO.....	10
2.1 Problemas comuns causados pelas juntas de dilatação.....	10
2.1.1 Danos comuns nas juntas	10
2.1.2 Dificuldades encontradas no tratamento e manutenção.....	11
2.2 As lajes de continuidade e a eliminação parcial das juntas de dilatação.....	11
2.3 Pontes integrais e semi-integrais e a eliminação do problema	14
3. MECANISMOS DE RUPTURA DE PONTES INTEGRAIS SOB VARIAÇÕES DE TEMPERATURA.....	17
3.1 Ruptura no encontro por flexão ou cisalhamento	18
3.2 Fadiga das estacas metálicas.....	19
3.3 Ruptura do solo.....	23
3.4 Ruptura da ligação crítica entre o topo da estaca e a massa de concreto armado do encontro.....	24
4. MODELOS DE INTERAÇÃO SOLO-FUNDAÇÃO PROFUNDA	26
4.1 O coeficiente de reação lateral.....	26
4.1.1 Estacas em argila sobreadensada	29

4.1.2 Estacas em argila normalmente adensada e areias.....	30
4.2 As curvas P-Y	31
4.2.1 Método de Reese <i>Et Al</i>	31
4.2.2 Curvas da API.....	40
5. MODELAGEM NUMÉRICA DE PONTE INTEGRAL	42
5.1 Descrição do modelo	42
5.2 Modelos para consideração da interação solo-estrutura	51
5.2.1 Modelos para estacas metálicas	51
5.2.2 Modelo para consideração de interação aterro-encontro da ponte. 58	
6. RESULTADOS.....	62
6.1 Verificação de hipótese de comportamento linear do solo na região das estacas metálicas.....	63
6.1.1 Solo coesivo- argila rija sobreadensada.....	65
6.1.2 Solos não-coesivos.....	69
6.2 Deslocamentos x variação de temperatura	77
6.2.1 Solo coesivo- argila rija sobreadensada.....	78
6.2.2 Solos não-coesivos.....	80
6.3 Influência da rigidez do solo no comportamento da ponte integral.....	88
6.4 Influência do tipo de solo (coesivo ou não-coesivo) no comportamento da ponte integral	90
6.5 Influência da orientação das estacas no comportamento da ponte integral..	93
6.6 Comprimento máximo viável para execução de ponte integral.....	98

7.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	100
	7.1 Conclusões.....	100
	7.2 Sugestões para trabalhos futuros.....	102
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	104
9.	ANEXOS.....	107
	9.1 Anexo A- Cálculo do momento de ruptura por fadiga das estacas- MATHCAD (2007)	107
	9.2 Anexo B- Cálculo de coeficiente de reação lateral de argila- MATHCAD (2007) 113	
	9.3 Anexo C- Curvas P-Y para introdução de molas não-lineares na região aterro-encontro- MATHCAD (2007)	116
	9.4 Anexo D- Cálculo de carga de ruptura do solo- MATHCAD (2007)	125
	9.4.1 Solos coesivos.....	125
	9.4.2 Solos não-coesivos.....	127

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Fissuração em uma junta de betume, LIMA <i>et al</i> (2007).	1
Figura 2 – Oportunidade de influenciar a qualidade e o custo de um projeto ao longo de sua vida de serviço, MISTRY (2005).	2
Figura 3- Long Island Bridge, Kingsport, Tennessee, USA, BURKE (2009).	4
Figura 4 – Ponte integral típica de dois vãos, adaptado de DICLELI <i>et al</i> (2003).	5
Figura 5 – Amplitude diária e anual de deformação horizontal do tabuleiro da ponte em função do tempo devido à variação de temperatura, DICLELI <i>et al</i> (2003).	6
Figura 6 – Esquema deformado para variações de temperatura em ponte, adaptado de KEISHA (2011).	7
Figura 7 – Desnível causado por movimentação de junta de dilatação na ponte metálica da BR- 458, LIMA <i>et al</i> (2007).	10
Figura 8 – Danos em juntas de dilatação, KAUFFMANN <i>et al</i> (2011).	11
Figura 9 – Laje de continuidade, LIMA (2008).	12
Figura 10 – Ponte convencional com juntas de expansão, adaptado de KAUFFMANN <i>et al</i> (2011).	14
Figura 11 – Ponte semi-integral, adaptado de KAUFFMANN <i>et al</i> (2011).	15
Figura 12 – Ponte integral, adaptado de KAUFFMANN <i>et al</i> (2011).	15
Figura 13 – Reforços na região da laje de transição para evitar fissuras no pavimento, adaptado de DREIER <i>et al</i> (2011).	16
Figura 14 – Deslocamentos e deformações nas estacas impostas pela variação de temperatura em ponte integral, adaptado de PÉTURSSON <i>et al</i> (2011).	18
Figura 15 – Gráfico típico momento- curvatura para carga axial, adaptado de CHEN <i>et al</i> (1991).	22

Figura 16 – Gráfico m-p- ϕ considerando tensão residual, CHEN <i>et al</i> (1991).	23
Figura 17 – Estaca Submetida a uma força transversal, TERZAGHI (1955).	24
Figura 18- Estaca vertical envolta em solo argiloso e arenoso, TERZAGHI (1955)....	28
Figura 19- Bulbo de pressões para estacas de largura B e nB, TERZAGHI (1955).....	29
Figura 20 – Curva p-y para argilas moles na presença de água, REESE <i>et al</i> (2001)....	33
Figura 21 – Curva p-y para argilas rijas na presença de água, REESE <i>et al</i> (2001).....	35
Figura 22 – Curva p-y para argilas rijas sem presença de água, REESE <i>et al</i> (2001)....	36
Figura 23 – Ábaco para obtenção de Ac e As, REESE <i>et al</i> (2001)	38
Figura 24 – Ábaco para obtenção de Bc e Bs, REESE <i>et al</i> (2001).....	39
Figura 25 – Curva p-y típica para areias, REESE <i>et al</i> (2001).....	40
Figura 26 – Coeficientes C ₁ , C ₂ e C ₃ de acordo com a API (2000)	41
Figura 27 – Coeficiente k de acordo com a API (2000).....	41
Figura 28- Seção Transversal da ponte utilizada no exemplo	42
Figura 29- Seção Transversal do perfil das longarinas- tipo AASHTO VI.....	43
Figura 30- Esquema longitudinal do modelo estrutural	43
Figura 31- Modelo típico da ponte (variação de temperatura positiva), SAP2000 (2009).	45
Figura 32- Modelo típico da ponte (variação de temperatura negativa), SAP2000 (2009).	45
Figura 33- Seção Transversal equivalente- Encontros, SAP2000 (2009).	46
Figura 34- Seção Transversal equivalente- Tabuleiro, SAP2000 (2009).....	46
Figura 35- Seção Transversal equivalente- Estaca HP250x85, SAP2000 (2009).....	47

Figura 36- Seção Transversal equivalente- Estaca HP310x125, SAP2000 (2009).....	47
Figura 37- Propriedades dos materiais – Aço ASTM A36 (MR250), SAP2000 (2009).	48
Figura 38- Propriedades dos materiais- Concreto, SAP2000 (2009).	48
Figura 39- Elemento “hinge” para a estaca HP310x125 na posição de maior inércia, SAP2000 (2009).	49
Figura 40- Elemento “hinge” para a estaca HP310x125 na posição de menor inércia, SAP2000 (2009).	50
Figura 41- Elemento “hinge” para a estaca HP250x80 na posição de maior inércia, SAP2000 (2009).	50
Figura 42- Elemento “hinge” para a estaca HP250x80 na posição de menor inércia, SAP2000 (2009).	51
Figura 43- Curva P-Y típica e aproximação considerada no modelo, DICLELI <i>et al</i> (2003)	52
Figura 44- Aproximação quadri-linear para representação dos coeficientes de empuxo referentes à interação aterro-encontro de ponte integral, DICLELI <i>et al</i> (2003).	60
Figura 45- Curva p-y representativa de mola não-linear para a profundidade de 1m, MATHCAD (2007)	60
Figura 46- Elemento “link” para a profundidade de 1 metro, SAP2000 (2009)	61
Figura 47- Numeração dos nós- 1º Trecho, SAP2000 (2009).....	64
Figura 48- Numeração dos nós- 2º Trecho, SAP2000 (2009).....	64
Figura 49- Numeração dos nós- 3º Trecho, SAP2000 (2009).....	65
Figura 50 – Diagrama de momentos típico do modelo na região superior das estacas, SAP2000 (2009).	78

Figura 51 – Gráfico de momentos na estaca x deslocamento horizontal do encontro, solo argiloso.	79
Figura 52 – Gráfico de momentos na estaca x deslocamento horizontal do encontro, solo arenoso ($n_h=2000\text{kN/m}^3$).	81
Figura 53 – Gráfico de momentos na estaca x deslocamento horizontal do encontro, solo arenoso ($n_h=6000\text{kN/m}^3$).	82
Figura 54 – Gráfico de momentos na estaca x deslocamento horizontal do encontro, solo arenoso ($n_h=12000\text{kN/m}^3$).	84
Figura 55 – Gráfico de momentos na estaca x deslocamento horizontal do encontro, solo arenoso ($n_h=6000\text{kN/m}^3$).	85
Figura 56 – Diagrama de momentos na cabeça da estaca para variação de temperatura de 65°C , comparação entre variação positiva e negativa de temperatura.	86
Figura 57 – Diagrama de momentos no encontro retirado do modelo numérico, variação de temperatura negativa, solo arenoso ($n_h=12000\text{kN/m}^3$), variação de temperatura de 80°C , SAP2000 (2009).	87
Figura 58-Deslocamentos máximos em função da rigidez (n_h) das areias para variações positivas de temperatura	88
Figura 59-Deslocamentos máximos em função da rigidez (n_h) das areias para variações positivas de temperatura- comparação com os modelos realizados por DICLELI <i>et al</i> (2003)	89
Figura 60-Deslocamentos máximos em função da rigidez (n_h) das areias para variações negativas de temperatura	90
Figura 61-Deslocamentos máximos x variação de temperatura- Comparação entre solos coesivos e não-coesivos- Perfil HP250x85- Eixo de Menor Inércia.....	91
Figura 62- Deslocamentos máximos x variação de temperatura- Comparação entre solos coesivos e não-coesivos- Perfil HP250x85- Eixo de Maior Inércia.....	91

Figura 63- Deslocamentos máximos x variação de temperatura- Comparação entre solos coesivos e não-coesivos- Perfil HP310x125- Eixo de Maior Inércia	92
Figura 64- Deslocamentos máximos x variação de temperatura- Comparação entre solos coesivos e não-coesivos- Perfil HP310x125- Eixo de Menor Inércia	92
Figura 65-Capacidade de deslocamento x variação de temperatura para estaca HP250x85 assente em argila rijá, nas posições de maior e menor inércia.	94
Figura 66-Capacidade de deslocamento x variação de temperatura para estaca HP250x85 assente em areia fofa ($n_h=2000\text{kN/m}^3$), nas posições de maior e menor inércia.	95
Figura 67-Capacidade de deslocamento x variação de temperatura para estaca Perfil W250x85 assente em areia compacta ($n_h=18000\text{kN/m}^3$), nas posições de maior e menor inércia.	95
Figura 68- Capacidade de deslocamento x variação de temperatura para estaca Perfil HP310x125 assente em argila rijá, nas posições de maior e menor inércia.	96
Figura 69-Capacidade de deslocamento x variação de temperatura para estaca Perfil HP310x125 assente em areia fofa ($n_h=2000\text{kN/m}^3$), nas posições de maior e menor inércia.	96
Figura 70-Capacidade de deslocamento x variação de temperatura para estaca Perfil HP310x125 assente em areia compacta ($n_h=18000\text{kN/m}^3$), nas posições de maior e menor inércia.	97

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Valores recomendados de n_h para areias, BOWLES (1996).....	30
Tabela 2 – Valores de ε_{50} para argilas normalmente adensadas, REESE <i>et al</i> (2001).....	30
Tabela 3 – Valores de c_u para argilas sobreadensadas.....	32
Tabela 4 – Valores de k_s para argilas sobreadensadas.....	34
Tabela 5 – Valores recomendados de k_{py} para areias submersas ou não, REESE <i>et al</i> (2001).....	30
Tabela 6 – Propriedades Geométricas das seções utilizadas nos modelos.....	44
Tabela 7 – Propriedades das areias utilizadas nas análises, DICLELI <i>et al</i> (2003).....	52
Tabela 8 – Molas equivalentes para solos não coesivos- $n_h=2000$ kN/m^3	54
Tabela 9 – Molas equivalentes para solos não coesivos- $n_h=6000$ kN/m^3	54
Tabela 10 – Molas equivalentes para solos não coesivos- $n_h=12000$ kN/m^3	55
Tabela 11 – Molas equivalentes para solos não coesivos- $n_h=18000$ kN/m^3	56
Tabela 12 – Parâmetros da argila rijá sobreadensada selecionada para o modelo.....	57
Tabela 13 – Molas equivalentes para solo argiloso adotado no modelo.....	58
Tabela 14 – Pontos dos gráficos momento-curvatura atribuídos para as estacas, de acordo com CHEN <i>et al</i> (1991).....	62
Tabela 15 – Verificação de carga de ruptura do solo- solo coesivo - HP250x85.....	66

Tabela 16 – Verificação de carga de ruptura do solo- solo coesivo- <i>HP310x125</i>	67
Tabela 17 – Verificação de carga de ruptura do solo- solos arenosos (nh=2000kN/m ³) HP250x85.....	70
Tabela 18 – Verificação de carga de ruptura do solo- arenosos (nh=2000kN/m ³) HP310x125.....	71
Tabela 19 – Verificação de carga de ruptura do solo- solos não-coesivos (nh=6000kN/m ³) HP250x85.....	72
Tabela 20 – Verificação de carga de ruptura do solo- não-coesivos (nh=6000kN/m ³) HP310x125.....	73
Tabela 21 – Verificação de carga de ruptura do solo- solos não-coesivos (nh=12000kN/m ³) HP250x85.....	74
Tabela 22 – Verificação de carga de ruptura do solo- não-coesivos (nh=12000kN/m ³) HP310x125.....	75
Tabela 23 – Verificação de carga de ruptura do solo- solos não-coesivos (nh=18000kN/m ³) HP250x85.....	76
Tabela 24 – Verificação de carga de ruptura do solo- não-coesivos (nh=18000kN/m ³) HP310x125.....	77
Tabela 25 – Deslocamentos e variações de temperatura máxima até ruptura por fadiga das estacas para o solo coesivo (argila sobreadensada) escolhido no modelo.....	79
Tabela 26 – Deslocamentos e variações de temperatura máxima até ruptura por fadiga das estacas para o solo não-coesivo (nh=2000kN/m ³).....	80
Tabela 27 – Deslocamentos e variações de temperatura máxima até ruptura por fadiga das estacas para o solo não-coesivo (nh=6000kN/m ³).....	82
Tabela 28 – Deslocamentos e variações de temperatura máxima até ruptura por fadiga das estacas para o solo não-coesivo (nh=12000 kN/m ³).....	83

Tabela 29 – Deslocamentos e variações de temperatura máxima até ruptura por fadiga das estacas para o solo não-coesivo ($n_h=18000\text{kN/m}^3$).....85

Tabela 30 – Comprimentos máximos viáveis para execução de pontes integrais em tabuleiro de concreto e estacas metálicas levando em conta variação de temperatura e estado limite de ruptura por fadiga das estacas (valores máximos e mínimos grifados).....99

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO E MOTIVAÇÃO

As juntas de dilatação, presentes na grande maioria das pontes e viadutos até então projetadas no Brasil, são foco histórico de problemas nessas estruturas, devido à constante necessidade de manutenção e considerável desconforto experimentado pelos usuários. Logo, inúmeros profissionais no ramo da Engenharia buscam solucionar os problemas causados pelas juntas, buscando alternativas em tratamento, construção e manutenção das mesmas. A figura 1 exemplifica um defeito comum em juntas de betume, a fissuração.



Figura 1 – Fissuração em uma junta de betume, LIMA et al (2007).

As juntas de dilatação permitem a água de escoamento a partir da superfície da estrada atacar as extremidades das vigas, encontros e demais elementos de concreto armado na superestrutura. Juntas de dilatação e seus componentes são caros para comprar, instalar, manter e reparar, e estão sujeitas ao desgaste contínuo e a fortes impactos de repetidas cargas móveis, bem como as fases do movimento contínuo de expansão e contração causado pelas mudanças de temperatura e/ou fluência e retração.

Conforme as juntas de dilatação começam a se deteriorar, podem se tornar um perigo iminente para os motoristas. As estruturas componentes das juntas são rotineiramente os últimos itens a serem instalados em uma ponte e dessa forma, nem sempre é dada a atenção necessária que sua instalação merece para garantir o desempenho desejado. De acordo com MISTRY (2005), as juntas de dilatação podem ter um impacto significativo sobre o custo e desempenho da ponte ao longo de sua vida em serviço, como pode ser observado na figura 2. Como pode ser visto, as decisões tomadas na fase de concepção são responsáveis por mais de 80 por cento de sua influência sobre o custo e qualidade da estrutura.

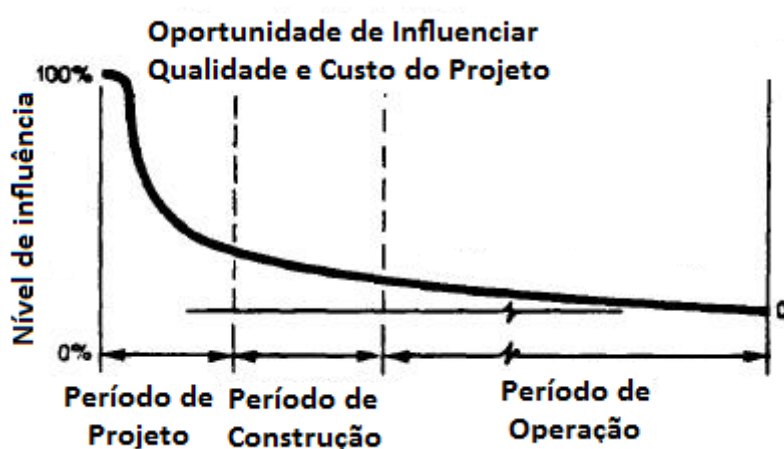


Figura 2 – Oportunidade de influenciar a qualidade e o custo de um projeto ao longo de sua vida de serviço, MISTRY (2005).

Uma grande variedade de juntas de dilatação tem sido desenvolvida ao longo dos anos para acomodar uma ampla gama de movimentos da estrutura, e as promessas de durabilidade levaram a se tentar utilizar muitas delas.

Uma solução já utilizada no Brasil para tratamento de juntas de dilatação e que tem um desempenho consideravelmente positivo são as chamadas juntas asfálticas, onde se coloca uma camada de seixo rolado seguida por uma de CBUQ (concreto betuminoso usinado a quente), nivelando-se com o nível do asfalto da ponte. Por tratar-se de material elástico, o asfalto acompanha as movimentações da ponte, reduzindo-se bastante os danos ao pavimento que geralmente ocorrem em regiões de juntas de dilatação. Outra solução interessante que pode ser utilizada para minimizar os problemas de manutenção em pontes devido à existência de juntas é o asfalto-borracha,

que é um asfalto modificado por borracha moída de pneus. Além de ser uma forma nobre de dar destino aos pneus inservíveis, resolvendo um grande problema ecológico, o uso de borracha moída de pneus no asfalto melhora em muito as propriedades e o desempenho do revestimento asfáltico, pois trata-se de um asfalto mais elástico, que acomoda-se juntamente com os movimentos de contração e expansão da ponte.

Como se pode ver, algumas soluções para redução de problemas de manutenção em juntas de dilatação de pontes apresentam desempenho melhor do que outras, mas todas as soluções eventualmente podem causar problemas de manutenção. Nem a escolha dos materiais utilizados, nem as providências tomadas para atenuar esses problemas podem resolvê-los totalmente.

A busca incessante por soluções em tratamento e manutenção das juntas acaba por levantar as seguintes questões: As juntas de dilatação são realmente dispositivos indispensáveis? Não haveriam soluções viáveis para retirada desses dispositivos, de forma não só a eliminar a constante necessidade de manutenção como também reduzir os inconvenientes causados aos construtores e aos usuários?

No Brasil, a eliminação parcial de juntas já é atualmente empregada em diversas construções, através da adoção de lajes de continuidade. No procedimento em questão, eliminam-se as juntas através da continuidade da laje do tabuleiro, mantendo-se as juntas entre vigas (longarinas). A descrição mais detalhada desse procedimento será apresentada posteriormente.

Porém, seria ideal a eliminação completa das juntas de dilatação, criando uma estrutura completa, a ponte integral. Este tipo de sistema estrutural para pontes já é executado com certa frequência em países como Estados Unidos e Canadá, como por exemplo, a ponte mostrada na figura 3, mas ainda não pode ser encontrado no Brasil. Neste sistema, a variação de temperatura torna-se uma ação determinante no projeto, pois gera esforços de grande magnitude nas extremidades da ponte, na região encontro-terreno natural e nas estacas de extremidade. Torna-se, assim, necessária uma análise da estrutura considerando-se a interação solo-estrutura, para verificar a viabilidade da execução desse tipo de construção.



Figura 3- Long Island Bridge, Kingsport, Tennessee, USA, BURKE (2009).

Desde 1987, inúmeros países optaram por construir pontes integrais quando as condições assim permitiram. Apesar de superestruturas com juntas ainda predominarem, a tendência em construir pontes integrais tem aumentado nas últimas décadas, por causa dos problemas subjacentes à instalação, manutenção e reparação de juntas de dilatação. Nestes trinta anos de execução de pontes sem juntas, tem-se economizado em custos de construção através da eliminação das articulações e muito mais ainda com as despesas de manutenção em longo prazo. Portanto, o projetista deve sempre considerar a possibilidade de projetar as pontes com o mínimo ou nenhuma junta de dilatação para fornecer a estrutura mais durável e econômica possível. Pontes de aço de até 400 metros de comprimento e de concreto de até 800 m de comprimento foram construídas sem juntas (MISTRY, 2005).

Além de reduzir custos iniciais e custos de manutenção futura, a execução de pontes integrais também prevê eficiências adicionais no projeto da estrutura global. A superestrutura de uma ponte contínua é suportada na região dos encontros por uma única linha de estacas, contribuindo para a rapidez na execução. A construção de pontes sem juntas também contribui para distribuir as pressões longitudinais ao longo de uma

área maior do que em estruturas segmentadas. Também se eliminam atrasos devido à instalação de elementos de juntas, que são geralmente instalações complicadas e demoradas. Elimina-se também o transtorno ao usuário tanto por evitar o fechamento da via para realização de manutenção nas juntas quanto pelo desconforto causado ao se atravessar uma região de junta de dilatação.

Pontes Integrais são pontes de um ou vários vãos projetadas com tabuleiros e vigas contínuas, sem nenhuma junta de dilatação ao longo de sua extensão. Elas devem ser projetadas para acomodar principalmente os esforços de variação de temperatura, assim como retração e fluência. Esse trabalho dará ênfase especial ao comportamento de uma ponte integral devido às variações de temperatura experimentadas por ela ao longo de sua vida útil. Na figura 4, segue um exemplo de ponte integral típica, com vigas em concreto protendido, de acordo com DICLELI *et al* (2003).

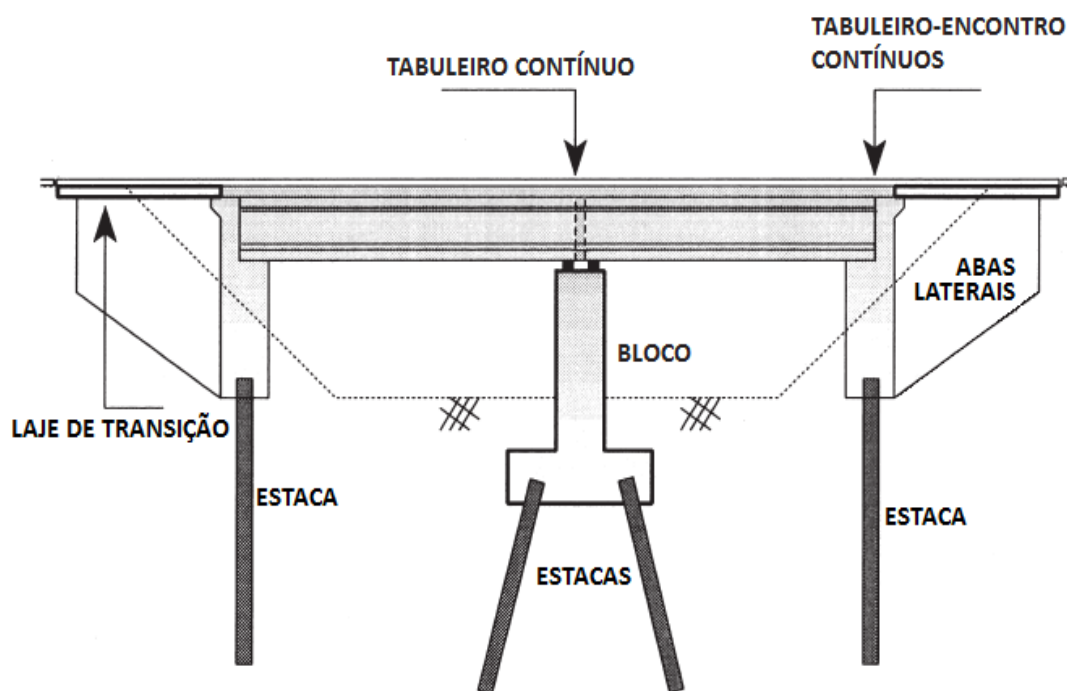


Figura 4 – Ponte integral típica de dois vãos, adaptado de DICLELI *et al* (2003).

Segundo DICLELI *et al* (2003), para minimizar os efeitos dos esforços longitudinais sofridos pelas pontes integrais, elas são compostas por encontros mais curtos que as pontes convencionais, e esses são suportados por estacas flexíveis, que possibilitam a movimentação do sistema. Uma única seqüência transversal de estacas na

região dos encontros também é essencial para permitir movimentos longitudinais devido à variação de temperatura, fluência e retração do concreto. As estacas mais comumente utilizadas em encontros de pontes integrais são as metálicas perfil tipo H, que serão utilizadas nos modelos teóricos constantes no exemplo numérico do presente trabalho.

A variação de temperatura diária e entre estações (anual) resulta em imposição de deslocamentos horizontais no tabuleiro contínuo da ponte integral, e conseqüentemente nos encontros, aterro de aproximação e estacas metálicas. A magnitude desses deslocamentos cíclicos é função da variação de temperatura e do comprimento da estrutura. Quanto maior o comprimento da ponte, maiores são os deslocamentos cíclicos induzidos pela variação de temperatura nos elementos da ponte e no solo que os circunda.

A figura 5 ilustra como ocorrem as deformações devidas aos deslocamentos longitudinais causados pelas variações de temperatura em ciclo curto e longo em uma estrutura.

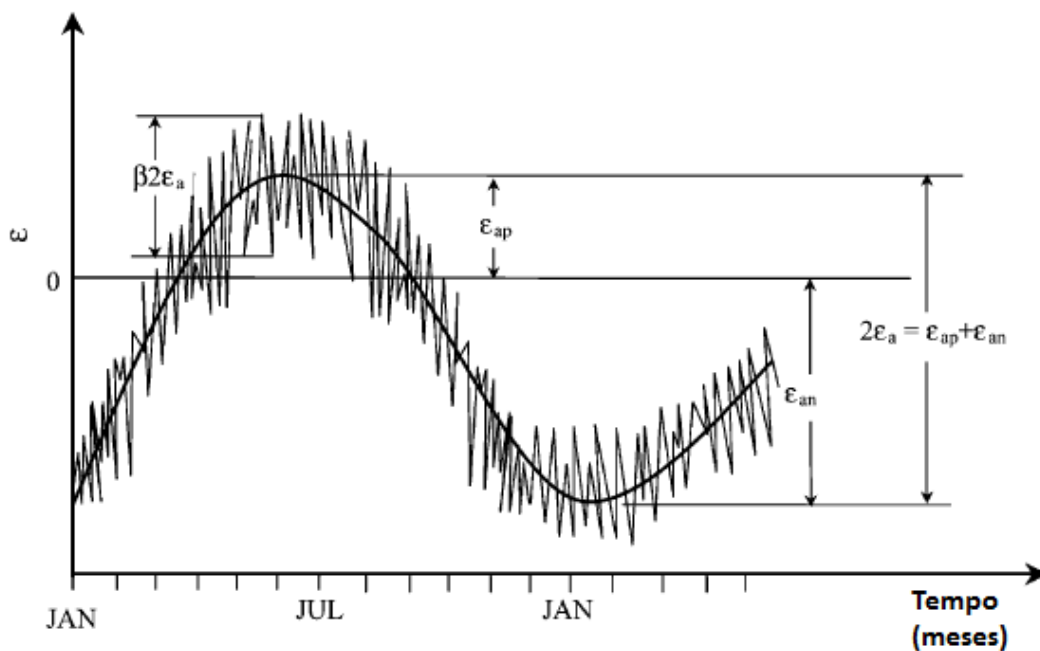


Figura 5 – Amplitude diária e anual de deformação horizontal do tabuleiro da ponte em função do tempo devido à variação de temperatura, DICLELI et al (2003).

A figura 6 ilustra como ocorrem as deformações nos encontros das pontes devido às variações de temperatura impostas.

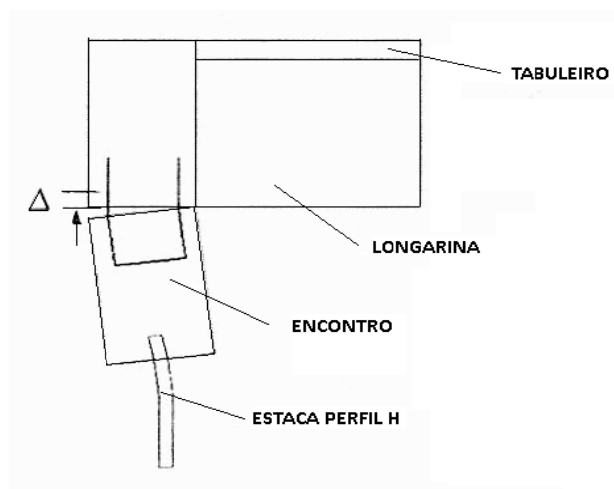


Figura 6 – Esquema deformado para variações de temperatura em ponte, adaptado de KEISHA (2011).

Os seguintes estados limites podem ocorrer em consequência às deformações térmicas:

- Ruptura do aterro de aproximação;
- Ruptura devido às altas cargas axiais geradas no tabuleiro e vigas principais;
- Ruptura nos encontros devido aos altos esforços cortantes e de flexão;
- Ruptura das estacas metálicas devido ao alcance de sua carga última ou por redução de sua resistência devido à ocorrência de fadiga de baixa ciclagem;
- Ruptura da ligação crítica entre o topo da estaca e a massa de concreto armado do encontro.

1.2 OBJETIVOS E METODOLOGIA

O presente trabalho tem como objetivo analisar o comportamento de um exemplo de ponte integral sob ação cíclica de variação de temperatura para determinar o máximo comprimento possível deste sistema estrutural tendo em vista a ruptura das estacas por fadiga. Considera-se uma superestrutura moldada em concreto protendido

com fundações em estacas metálicas de perfil H engastadas no bloco. Nas análises são consideradas as seguintes variações de parâmetros:

- Dois tipos de solos, argilosos e arenosos,
- Orientações das estacas (flexão em torno dos eixos de maior e de menor inércia)
- Variações positivas e negativas de temperatura.

Para atingir este objetivo utiliza-se um modelo numérico bidimensional da estrutura e fundações discretizadas em elementos de pórtico cuja análise é feita no programa SAP2000 (2009). A interação solo-estrutura é considerada por meio de molas representativas do solo acopladas aos elementos que simulam as estacas e os encontros. Os coeficientes de rigidez destas molas são obtidos utilizando-se os modelos expostos por VELLOSO *et al* (2010) e os expostos em REESE *et al* (2001).

Na etapa de modelagem, foi feita suposição de comportamento linear do solo na região das estacas, ou seja, supôs-se que a rigidez não varia conforme se aplica o carregamento. Para a região dos encontros sob variação de temperatura positiva, foi feita aproximação quadri-linear para simular a rigidez, considerando que o coeficiente de empuxo transita desde a condição de repouso até a condição passiva. Foram feitas modelos que simulam um tipo de solo argiloso e quatro tipos de solos arenosos, nas condições de variação de temperatura positiva e negativa. Então, aplicou-se na estrutura variações de temperatura crescentes até que as estacas atingissem o momento fletor limite de fadiga. Com o deslocamento e a variação de temperatura correspondente a esta situação e considerando as variações de temperatura indicadas para o projeto de uma ponte em certa localidade, é possível se obter o máximo comprimento da obra.

1.3 ORGANIZAÇÃO

Após a introdução presente no Capítulo 1, no Capítulo 2 será apresentada a definição de Ponte Integral, os benefícios decorrentes da eliminação de juntas de dilatação, bem como os problemas decorrentes da sua existência em uma obra de arte especial. Também será apresentada nesse trabalho uma breve descrição das soluções intermediárias para eliminação parcial de juntas: as lajes de continuidade e as pontes semi-integrais.

No Capítulo 3, serão apresentados os mecanismos principais de ruptura de uma ponte integral sob variações cíclicas de temperatura, que é o foco deste trabalho. No Capítulo 4, serão apresentados os modelos teóricos de interação solo-fundação profunda, com a apresentação dos conceitos de curvas p-y e métodos que se utilizam dessa conceituação, além da apresentação do conceito de coeficiente de reação lateral.

No Capítulo 5, será apresentada a modelagem numérica de uma ponte integral considerando a interação solo-estrutura. Foram feitos um total de dez modelos para simular a variação de temperatura positiva e negativa da ponte, em cinco tipos de solos diferentes, sendo eles quatro areias de compactidade de fofa a compacta e uma argila rija. O estado limite utilizado para a obtenção dos resultados foi o de ruptura por fadiga das estacas metálicas. A ponte modelada no exemplo numérico foi adotada com comprimento de 120 metros, baseada no modelo de DICLELI *et al* (2003). A modelagem das estruturas do exemplo numérico foi realizada com auxílio do software de análise estrutural SAP2000 (2009) e os cálculos complementares foram realizados em MATHCAD (2007) e EXCEL (2007). No Capítulo 6, serão apresentados os resultados obtidos através da modelagem numérica. São eles:

- Verificação de hipótese de comportamento linear do solo na região das estacas metálicas, que foi utilizada na formulação do modelo;
- Os resultados de deslocamentos em função da variação de temperatura para solos coesivos e não-coesivos;
- A influência da rigidez do solo no comportamento de ponte integral;
- A influência do tipo de solo (argiloso ou arenoso);
- A influência da orientação das estacas no comportamento da ponte (posições de maior e menor inércia);
- A formulação de comprimento máximo viável para execução de ponte integral.

No Capítulo 7 serão apresentadas as considerações finais e sugestões para continuidade do trabalho, no Capítulo 8 serão apresentadas as referências bibliográficas e ao final os anexos contendo os cálculos e gráficos que ocupariam maior extensão se inseridos no corpo do trabalho.

2. PONTES INTEGRAIS E SOLUÇÕES PARA ELIMINAÇÃO DAS JUNTAS DE DILATAÇÃO

2.1 PROBLEMAS COMUNS CAUSADOS PELAS JUNTAS DE DILATAÇÃO

2.1.1 DANOS COMUNS NAS JUNTAS

De acordo com LIMA *et al* (2007), os problemas mais comumente encontrados em juntas de dilatação são:

- Separação entre bordos da junta, como pode ser visto na figura 7;
- Estado de limpeza entre placas;
- Obstrução ou defeitos nos dispositivos de drenagem;
- Possíveis defeitos de assentamento ou de concavidades em elementos;
- Perdas de mastique de selagem nas caixas de fixação;
- Fissuração do pavimento nas proximidades da junta;
- Danos na proteção anti-corrosiva;
- Fissuras visíveis em elementos metálicos;
- Exposição de armaduras, como pode ser visto na figura 8.



Figura 7 – Desnível causado por movimentação de junta de dilatação na ponte metálica da BR- 458, LIMA et al (2007).

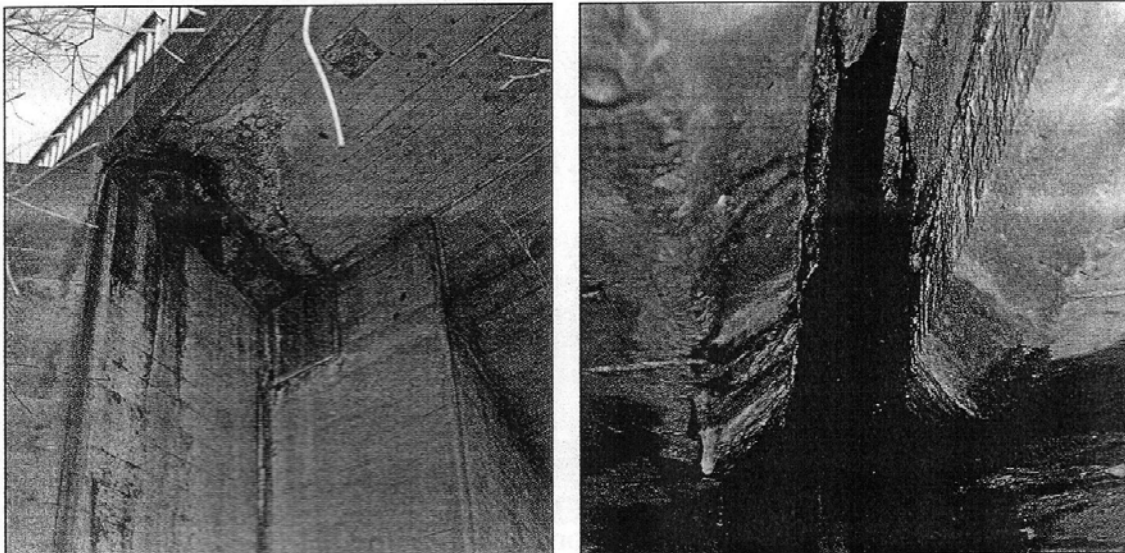


Figura 8 – Danos em juntas de dilatação, KAUFFMANN et al (2011).

2.1.2 DIFICULDADES ENCONTRADAS NO TRATAMENTO E MANUTENÇÃO

A dificuldade principal devido ao tratamento e manutenção dos dispositivos de uma junta de dilatação reside na necessidade de interrupção do tráfego na ponte. Tanto para inspeção quanto para manutenção e troca, é necessária a interdição da via, fato esse que gera engarrafamentos, necessidade de alteração de rota e inúmeros outros transtornos ao usuário. Portanto o ônus não reside somente no gasto inerente a compra de materiais necessários à manutenção e gastos com mão-de-obra, mas também nas conseqüências dispendiosas intrínsecas à interdição de uma via.

2.2 AS LAJES DE CONTINUIDADE E A ELIMINAÇÃO PARCIAL DAS JUNTAS DE DILATAÇÃO

As pontes em geral podem ser executadas com laje contínua e vigas desvinculadas, constituindo ainda em sistema isostático. De acordo com LIMA (2008), esta solução consiste em ligar os diferentes vãos, na zona de apoio, apenas ao nível da laje. As vigas pré-fabricadas são montadas sobre apoios definitivos independentes, concretando-se posteriormente a laje do tabuleiro que é, portanto, o único elemento que estabelece a continuidade entre os vãos. Esta ligação garante uma superfície do tabuleiro contínua, mas a ponte funciona estruturalmente como uma série de vãos

simplesmente apoiados, uma vez que a reduzida rigidez da laje contínua não permite que se instalem na seção de apoio momentos fletores significativos. Esse tipo de solução é conhecida como laje de continuidade. O sistema estrutural pode ser visualizado esquematicamente na figura 9.

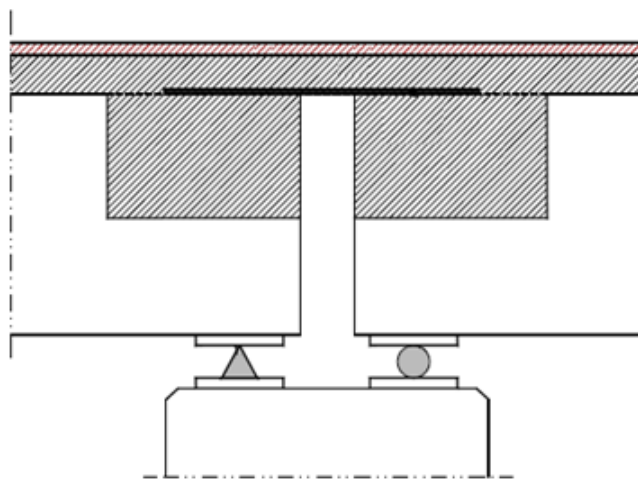


Figura 9 – Laje de continuidade, LIMA (2008).

As rotações por flexão das seções de apoio das vigas (resultantes da ação do peso dos revestimentos, das sobrecargas, da variação diferencial de temperatura, da retração diferencial entre viga e laje e das deformações por fluência devidas às cargas permanentes) constituem deformações impostas à laje de continuidade. Para que essas deformações impostas não originem esforços muito elevados, a laje deve ser desligada da viga pré-fabricada ao longo de um determinado comprimento, de forma a aumentar a sua flexibilidade. A laje de continuidade deverá ter ainda capacidade estrutural suficiente para resistir aos efeitos provocados pelas rodas dos veículos. Este elemento estrutural é, geralmente, realizado em concreto armado, com um grande número de barras de aço de pequeno diâmetro.

De acordo com LIMA (2008), a supressão da junta entre dois vãos adjacentes é obtida prolongando-se a laje do tabuleiro na região sobre a travessa de apoio, por meio da concretagem de uma laje armada em uma só direção (longitudinal da ponte) e considerada como engastada nos tabuleiros dos dois vãos a ela adjacentes.

A presença da laje de continuidade não modifica de modo apreciável o comportamento isostático dos tabuleiros dos vãos adjacentes a ela, que podem ser

dimensionados para a ação das cargas verticais sem considerar os pequenos esforços por ela introduzidos em suas extremidades, ao afetar levemente sua liberdade de deformação. A continuidade só funciona para efeito de cálculo dos esforços horizontais, tanto longitudinais quanto transversais, que atuam nos trechos de tabuleiro formados depois da execução das lajes de continuidade. O dimensionamento da armadura da laje de continuidade é feito basicamente considerando os momentos fletores que solicitam suas seções de engastamento quando ela é submetida às rotações e aos recalques que as extremidades dos vãos adjacentes sofrem sob a ação das sobrecargas permanentes (pavimentação, guarda-rodas, guarda-corpo) e das cargas variáveis (trem-tipo).

As lajes de continuidade constituem em solução estrutural de grande simplicidade e de fácil execução, que dispensa a instalação do dispositivo de vedação da junta entre dois vãos adjacentes nos tabuleiros das pontes com vigas pré-moldadas ou pré-fabricadas. Evitam os inconvenientes das juntas, propiciando mais conforto ao usuário que trafega na ponte, porque suprimem o desconforto causado pelo choque das rodas dos veículos contra os restos de uma junta em mau estado de conservação, e garantem a estanqueidade do pavimento. É uma solução de baixo custo porque sua construção exige quantidades de materiais (forma e concreto) pouco diferentes das necessárias para a construção da junta, sendo a quantidade de aço da ordem do dobro da quantidade de aço da junta. Além disso, suprime os custos de aquisição e de instalação dos dispositivos de vedação das juntas, eliminando totalmente as despesas de manutenção ou de troca dos mesmos. Apresenta grande durabilidade, próxima da vida útil prevista para o resto do tabuleiro. A principal vantagem conseguida com esta solução reside na eliminação parcial das juntas de dilatação sobre os pilares, resultando, conseqüentemente, em melhoria do conforto para a circulação rodoviária (LIMA, 2008).

No entanto, não é garantida a solução dos problemas de durabilidade, uma vez que a membrana de impermeabilização (que pode ser aplicada sobre a laje como proteção adicional) pode ser deteriorada e a fina laje de continuidade pode ter problemas de fissuração dando origem à penetração de água e demais resíduos já que não elimina completamente a existência de junta de dilatação. Esse tipo de solução já pode ser vista no Brasil, como por exemplo, no Elevado da Avenida 31 de Março, no Rio de Janeiro- RJ, na Ponte de Acesso da Linha Vermelha à Ilha do Governador, também no Rio de Janeiro- RJ e na Ponte sobre o Rio Santana em Japeri- RJ

(LIMA, 2008). Demonstra-se dessa forma a tendência à busca de soluções em eliminação de juntas no Brasil, restando somente considerar que a existência de um projeto de Ponte Integral no Brasil seja somente questão de tempo e mais conhecimento a respeito do assunto.

2.3 PONTES INTEGRAIS E SEMI-INTEGRAIS E A ELIMINAÇÃO DO PROBLEMA

Em uma ponte tradicional, o tabuleiro é longitudinalmente desconectado do encontro por juntas de dilatação como pode ser visto na figura 10. Essas juntas liberam os movimentos da ponte devidos às variações de temperatura. No entanto, encontros com juntas possuem problemas de durabilidade e manutenção, como já foi exposto no item 2.1 do presente capítulo.

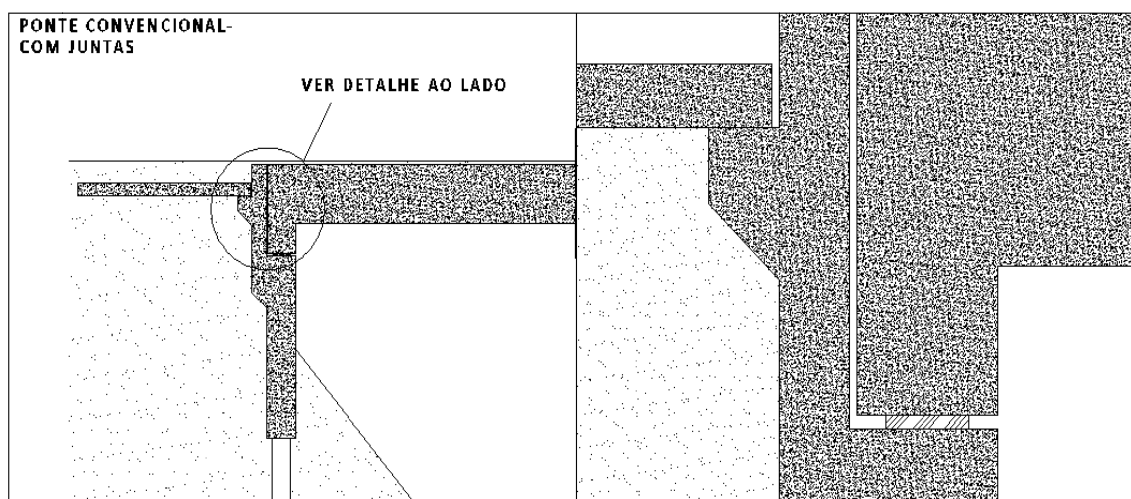


Figura 10 – Ponte convencional com juntas de expansão, adaptado de KAUFFMANN et al (2011).

Encontros de pontes são geralmente construídos com uma laje de transição, que providencia uma transição suave entre o aterro de aproximação e a estrutura da ponte. Pontes semi-integrais são as pontes que não possuem juntas entre as lajes de transição e a ponte, como pode ser visto na figura 11. A ponte semi-integral é uma solução intermediária, eliminando um pouco mais das juntas do que as lajes de continuidade, que eliminam as juntas somente ao longo do tabuleiro, mas mantém os apoios simples nas extremidades. De qualquer forma, ao executar ponte semi-integral, eliminam-se

parcialmente as juntas e dessa forma, se reduz consideravelmente os problemas de manutenção e tratamento de juntas de dilatação em pontes.

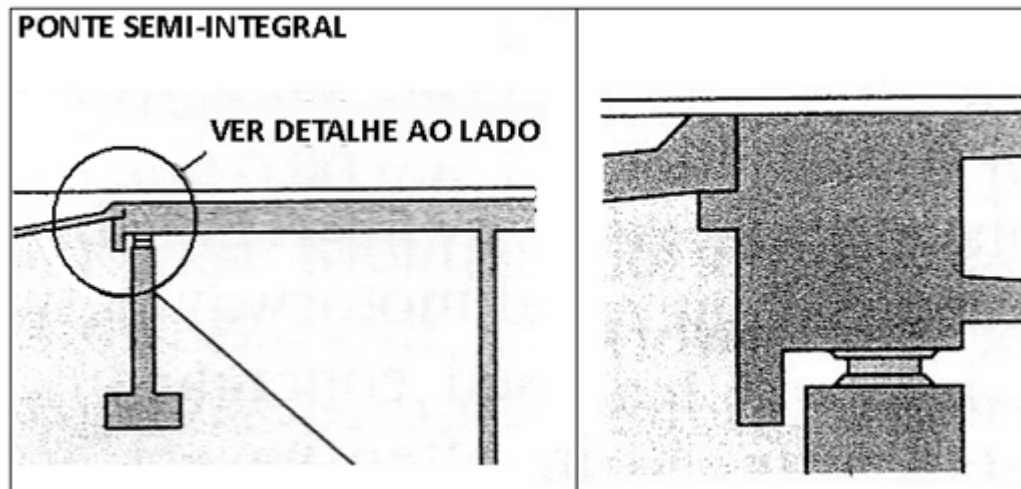


Figura 11 – Ponte semi-integral, adaptado de KAUFFMANN et al (2011).

A solução que elimina totalmente o uso de juntas de expansão trata-se da ponte integral, conforme foi explicitado anteriormente no capítulo 1. Essa configuração estrutural elimina totalmente o problema crônico causado pelas juntas de dilatação, e se analisada considerando os aspectos únicos que a sua configuração possui é uma solução altamente viável. O seu sistema estrutural pode ser observado na figura 12.

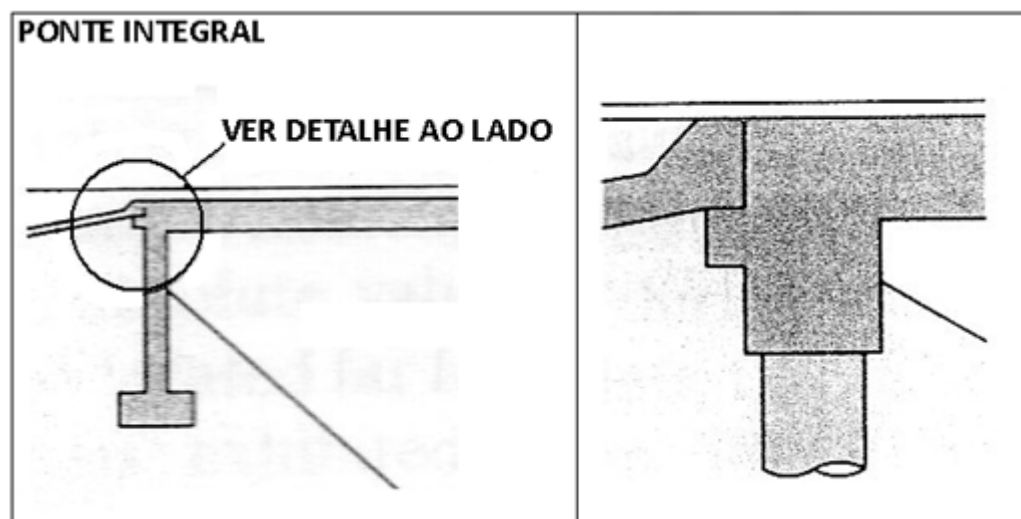


Figura 12 – Ponte integral, adaptado de KAUFFMANN et al (2011).

De acordo com DREIER *et al* (2011), um problema que pode ocorrer com o uso deste tipo de solução (ponte integral e semi-integral), além dos mecanismos de ruptura que serão tratados no próximo capítulo, é na laje de transição, que é concretada juntamente ao tabuleiro. A laje de transição tem por função garantir transição suave entre a via e a ponte, e também acomodar os recalques do aterro de aproximação, causados por compactação, erosão ou adensamento do mesmo. Quando a laje de transição é conectada ao tabuleiro, como no caso das pontes integrais, o movimento horizontal da ponte é transmitido aos encontros e conseqüentemente ao aterro de aproximação. Esses deslocamentos horizontais transmitidos no terreno e os recalques devido à compactação, erosão ou adensamento do aterro combinados causam uma rotação na laje de aproximação, já que a mesma está conectada ao tabuleiro e não está livre para se movimentar. Esse movimento pode causar fissuras no pavimento entre a laje de transição e o tabuleiro. Este problema deve ser analisado particularmente, e o detalhe da ligação entre o tabuleiro e a laje de aproximação deve ser feito de forma a minimizar esse problema. Em DREIER (2011) podem ser encontrados alguns detalhamentos desta ligação, como por exemplo, uso de camadas de suporte sobre a laje de transição e armaduras de reforço na região da ligação entre a laje e o tabuleiro, conforme mostra a figura 13.

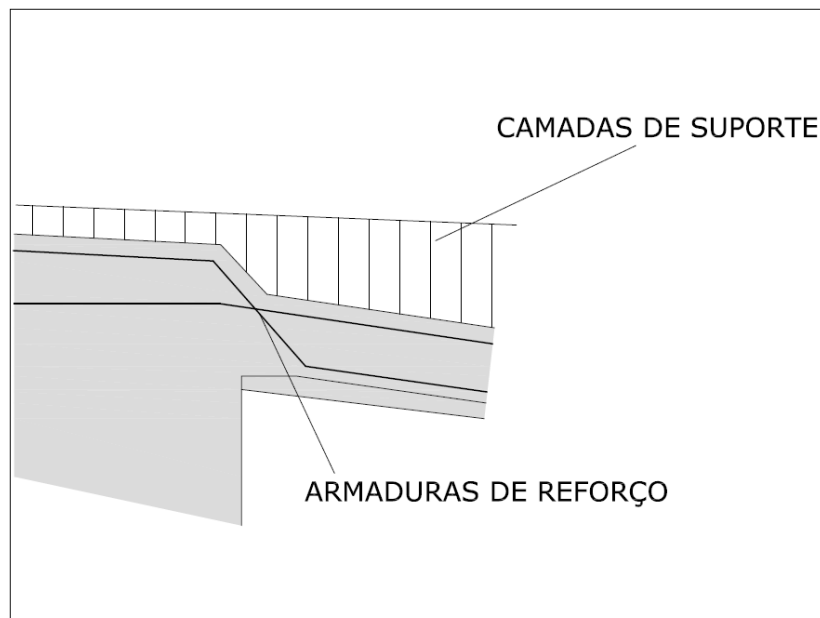


Figura 13 – Reforços na região da laje de transição para evitar fissuras no pavimento, adaptado de DREIER et al (2011).

3. MECANISMOS DE RUPTURA DE PONTES INTEGRAIS SOB VARIACÕES DE TEMPERATURA

Ao analisar o efeito da variação de temperatura diária e anual em estruturas de pontes contínuas, nota-se que a variação de temperatura resulta em imposição cíclica de deslocamentos horizontais no tabuleiro, e conseqüentemente nos encontros e estacas metálicas. Conseqüentemente, considerando somente a análise de esforços devidos à variação de temperatura, que é o escopo desse trabalho, verifica-se que as Pontes Integrais apresentam três Estados Limites principais a serem verificados (ver figura 14): ruptura do encontro (flexão/cisalhamento), ruptura por fadiga das ligações estacas metálicas com os encontros e a ruptura do solo. Nos itens a seguir estes estados limites serão apresentados. Uma consideração que deve ser lembrada é que os efeitos tanto da fluência e da retração do concreto quando da relaxação do aço de protensão devem ser superpostos aos devidos às variações de temperatura. Como estes efeitos reológicos podem ser assimilados a variações equivalentes de temperatura, uma análise pode ser feita a longo do tempo com a imposição lenta destas variações equivalentes de temperatura superpostas às variações de temperatura devido ao clima (KIM & LAMAN, 2010). A variação do módulo de elasticidade do concreto com o tempo poderia também ser considerada. Uma outra observação que deve ser feita é que a ligação entre a estaca e o encontro de concreto também é uma região crítica, já que devido a magnitude dos deslocamentos, podem se formar rótulas plásticas nesta ligação, liberando consideravelmente os momentos na região.

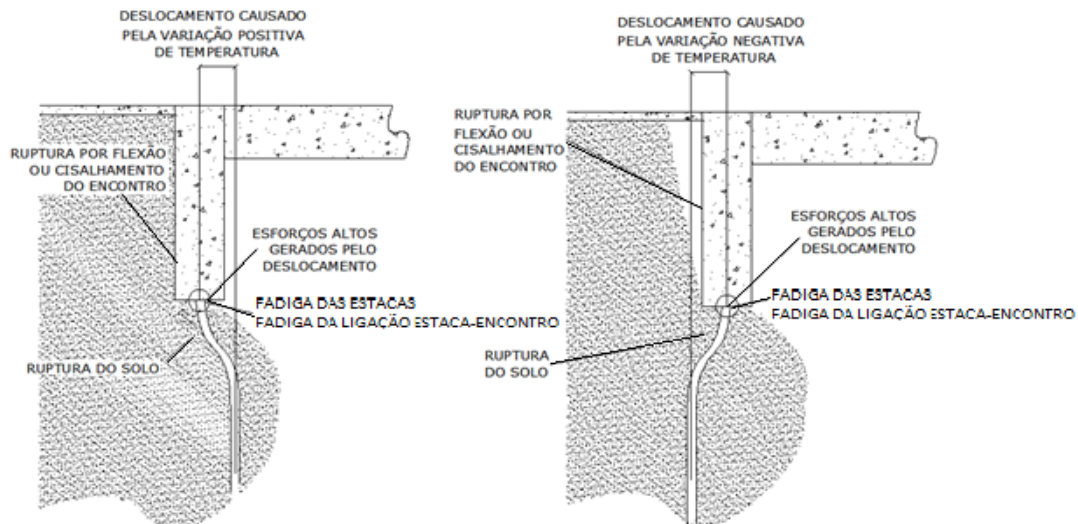


Figura 14 – Deslocamentos e deformações nas estacas impostos pela variação de temperatura em ponte integral, adaptado de PÉTURSSON et al (2011).

3.1 RUPTURA NO ENCONTRO POR FLEXÃO OU CISALHAMENTO

Um Estado Limite Último a ser considerado nas pontes integrais submetidas à variação de temperatura é a ruptura dos encontros. O quanto o tabuleiro da ponte pode se deslocar é determinado ao se obter a capacidade do encontro em resistir aos esforços cisalhantes e de flexão. Quando a ponte é integral os esforços gerados nos encontros são de grande magnitude, como poderá ser verificado no exemplo numérico.

A altura do encontro tem um efeito negativo na capacidade de deslocamento de Pontes Integrais, já que essa capacidade é determinada pela capacidade do encontro em resistir aos esforços cisalhantes e de flexão. Quando a ponte se dilata ou contrai devido a variações de temperatura, quanto maior for a altura do encontro da ponte maiores os esforços de cisalhamento e flexão na região dos encontros.

3.2 FADIGA DAS ESTACAS DE AÇO

Quando a ponte integral experimenta variação de temperatura tanto diária quanto anual, são geradas forças axiais de grande magnitude no tabuleiro. Essas forças fazem com que as estacas metálicas experimentem deformações cíclicas impostas acima do seu limite elástico. Essas deformações podem resultar em ruptura por fadiga das estacas.

A fadiga é um fenômeno que ocorre em materiais sujeitos a cargas de natureza cíclica. As variações de tensões geram deformações que dão origem a pequenos defeitos, as trincas. Com a continuação desse carregamento cíclico, as trincas por sua vez se propagam, até que ocorre a ruptura final da estrutura, de forma abrupta, já que as trincas geradas não provocam mudanças perceptíveis no comportamento da estrutura.

Tradicionalmente em estruturas de aço este fenômeno se manifesta por ação de cargas cíclicas que promovem variações de tensões em regime elástico e que precisam atuar por mais de dezenas de milhares de vezes antes que uma trinca ocorra. A determinação da vida útil à fadiga é feita neste caso utilizando-se as curvas S-N para variações de tensões com amplitude constante e as mesmas curvas em conjunto com a regra de Miner no caso de amplitudes variáveis (ESDEP, 2000).

Para o caso de ações cíclicas que promovem deformações plásticas (i.e., além do regime elástico do aço), pode ocorrer fadiga de baixa ciclagem na qual poucos ciclos são suficientes para promover a ocorrência de uma trinca. Neste caso, a estimativa da vida útil é geralmente efetuada com base na magnitude das deformações.

A magnitude dos deslocamentos cíclicos induzidos pela variação de temperatura nas estacas metálicas perfil tipo H é função da magnitude da variação de temperatura e do comprimento da ponte. Conseqüentemente, para pontes longas, as estacas devem experimentar deformações induzidas pela variação de temperatura acima do seu limite elástico. Isso pode resultar em redução da vida de serviço das estacas devido a efeitos de fadiga de baixa ciclagem (DICLELI *et al*, 2003).

Em KOH *et al* (1991) é proposta equação para cálculo do número de ciclos de deformação constante para ruptura de seções metálicas por fadiga de baixa ciclagem. Essa equação é baseada na amplitude total máxima de deformação, representada por ε_a :

$$\varepsilon_a = 0,0795(2Nf)^{-0,448} \quad (3.1)$$

onde Nf é o número de ciclos até a ruptura.

A equação 3.1 será usada para estimativa da amplitude máxima suportada por estacas metálicas perfis tipo H antes da ruptura por fadiga de baixa ciclagem. Para uma ponte integral funcionar, é necessário que a mesma sustente o efeito do ciclo de deslocamentos impostos pela variação de temperatura ao longo de seu tempo de serviço. As deformações impostas nas estacas metálicas perfil H possuem amplitudes variáveis devido ao ciclo curto e o ciclo longo. Portanto, a equação 3.1, que é proposta para variações constantes de deformações, não poderia ser utilizada para a obtenção da amplitude máxima suportada por uma estaca metálica. Considerando, conservadoramente, que tanto o ciclo curto quanto o longo de variação de temperatura podem levar a estaca à ruptura por fadiga, a regra de Miner é usada em combinação com a equação apresentada acima para a obtenção da amplitude de deformação máxima ε_a suportada por uma estaca.

Na figura 5, no capítulo 1, podem ser verificadas as deformações devido às variações de temperatura em ciclo curto e longo em uma estrutura.

A partir dessas informações, desenvolvendo-se a equação de ε_a e considerando-se que a relação entre a amplitude dos ciclos curtos (n_s) e grandes (n_l) pode ser representada pelo fator $\beta^{2,232}$, de acordo com DICLELI *et al* (2003), chega-se ao valor de ε_a :

$$\varepsilon_a = \frac{1}{[569,6(\beta^{2,232}n_s + n_l)]^{0,448}} \quad (3.2)$$

Para uma ponte com n anos de serviço, pode-se assumir que para cada ciclo maior n_l ocorrem 52 ciclos menores, obtendo-se a relação em função somente dos anos de serviço da ponte. De acordo com a AASHTO (2007), a vida útil de uma estrutura de

ponte pode ser tomada como de 75 anos. Para um valor de $\beta = 0,3$, intermediário, encontra-se:

$$\varepsilon_a = \frac{1}{[569,6(0,3^{2,232} \times 52 \times 75 + 75)]^{0,448}} = 4,277 \times 10^{-3} \quad (3.3)$$

A amplitude de deformação do ciclo menor, ε_{as} , dessa forma pode ser calculada pela equação 3.4.

$$\varepsilon_{as} = 0,3 \times 4,277 \times 10^{-3} = 0,001283 \quad (3.4)$$

Para o aço ASTM A36 (MR250), a deformação no escoamento, ε_y , é igual a 0,00125, o que indica que o valor de ε_{as} é superior ao da deformação no escoamento. Considerando o fato de que a maioria dos ciclos menores ocorre quando a estaca já entrou em escoamento, deve então ocorrer deformação plástica mesmo para ação do ciclo curto isolado, na prática em combinação ao trecho do ciclo longo em que a variação de temperatura é nula em relação à etapa de construção. Logo, a suposição de ocorrência de fadiga de baixa ciclagem é justificada.

A partir desse resultado pode-se obter o valor da curvatura máxima de ruptura por fadiga (ϕ_f), onde d_p é a largura da estaca na direção do deslocamento cíclico.

$$\phi_f = \frac{2\varepsilon_a}{d_p} \quad (3.5)$$

A partir desse valor de curvatura, e através da formulação disponível em CHEN *et al* (1991) pode-se obter o valor do momento M resistente do perfil H solicitado em flexo-compressão, em função da curvatura ϕ e da magnitude do esforço normal de compressão P. Admitiu-se que o valor de P será referente a 30% de P_y , onde P_y é o esforço normal associado ao escoamento generalizado da seção, considerando comportamento típico de acordo com DICLELI *et al* (2003).

De acordo com CHEN *et al* (1991), para obtenção do gráfico momento-curvatura típico de uma estaca perfil HP utiliza-se o gráfico explicitado na figura 15.

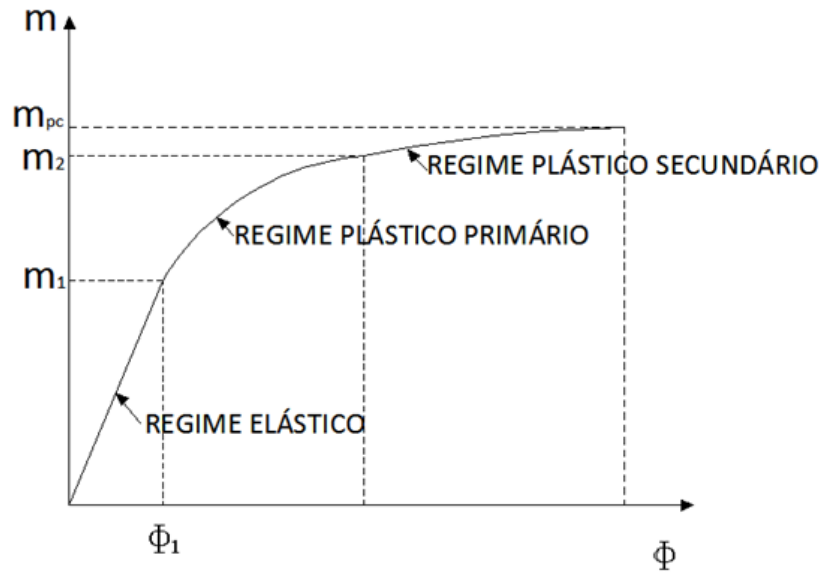


Figura 15 – Gráfico típico momento- curvatura para carga axial, adaptado de CHEN et al (1991).

Para se obter os pontos do gráfico, utilizam-se as seguintes expressões, se considerar a existência de tensão residual no perfil:

Eixo de maior inércia:

Para $0 \leq p \leq 0,8$:

$$m_1 = 0,9 - p \quad (3.6)$$

$$\Phi_1 = 0,9 - p \quad (3.7)$$

Para $0,225 \leq p \leq 1$:

$$m_{pc} = 1,238 - 1,143p - 0,095p^2 \quad (3.8)$$

$$m_2 = 1,1(1 - p) \quad (3.9)$$

$$\Phi_2 = 1,3 - p \quad (3.10)$$

Eixo de menor inércia:

Para $0 \leq p \leq 0,4$:

$$m_1 = 0,9 - p \quad (3.11)$$

$$\phi_1 = 0,9 - p \quad (3.12)$$

$$m_2 = 0,9 + p - 2,5p^2 \quad (3.13)$$

$$\phi_2 = \frac{10}{(1,11 - 2,11p + 2,81p^2)} \quad (3.14)$$

Para $0,225 \leq p \leq 1$:

$$m_{pc} = 2,58(0,52 + p)(1 - p) \quad (3.15)$$

Na figura 16, pode-se verificar gráfico momento-curvatura para diversas relações de P/P_y disponibilizado em CHEN *et al* (1991).

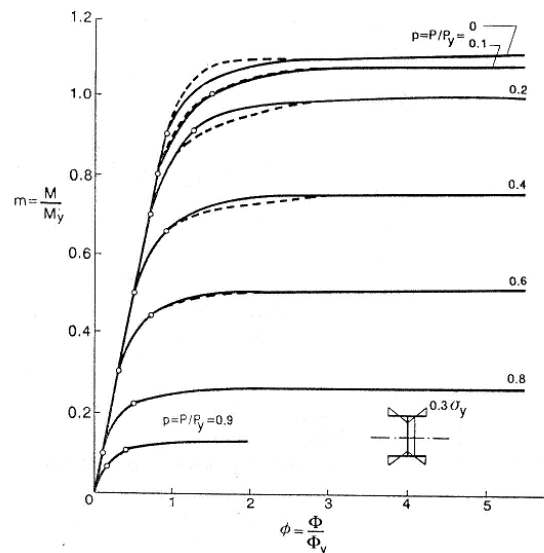


Figura 16 – Gráfico $m-p-\phi$ considerando tensão residual, CHEN *et al* (1991).

3.3 RUPTURA DO SOLO

Uma estaca ao ser carregada transversalmente sofre uma reação do solo, ou seja, o terreno resiste à ação da estaca. O problema de ruptura do solo é complexo, pois a reação depende da natureza do solo, do nível do carregamento, uma vez que o solo é um material não-linear, do tipo de sollicitação (estática ou cíclica) e das dimensões da estaca. A variação de temperatura em uma ponte integral gera esforços transversais nas estacas dos encontros, portanto a análise da interação da estrutura com o terreno é

primordial no estudo de comportamento de uma ponte integral submetida a variações cíclicas de temperatura.

De acordo com TERZAGUI (1955), uma estaca vertical submetida a uma força horizontal aplicada acima da superfície do terreno terá deslocamentos horizontais e conseqüentemente uma reação do terreno, conforme explicita a figura 17.

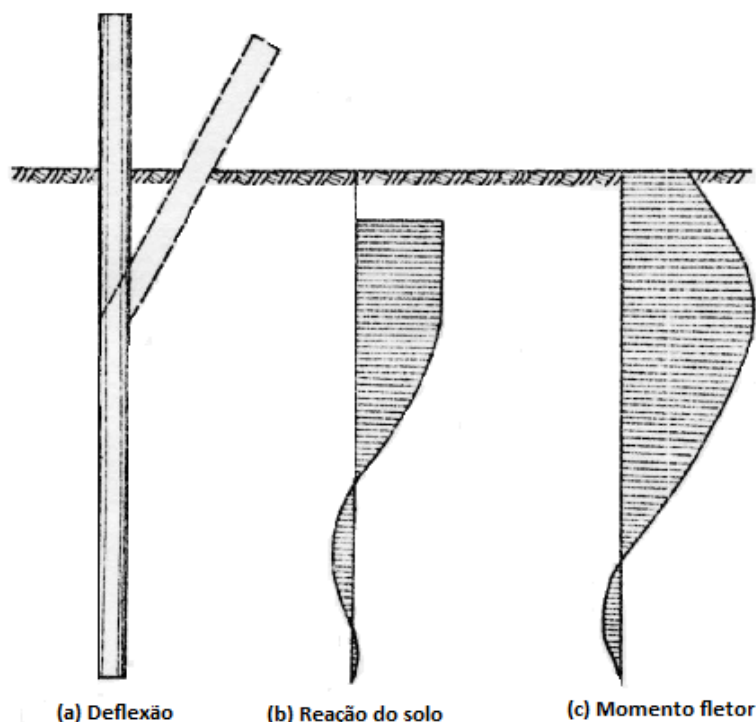


Figura 17 – Estaca Submetida a uma força transversal, TERZAGHI (1955).

De acordo com VELLOSO *et al* (2010), conforme essa força cresce, os deslocamentos horizontais aumentam e também a reação do solo, até atingir a ruptura do terreno, supondo que a estaca resista às solicitações. As tensões despertadas no solo precisam ser verificadas quanto à possibilidade de se esgotar a resistência passiva do mesmo. Como o solo ao redor de uma estaca carregada transversalmente é solicitado em compressão de um lado e em tração do outro, o lado tracionado tende a não acompanhar a estaca, pois os solos não resistem à tração.

Existem inúmeros métodos para simulação do comportamento do solo e verificação à sua ruptura. Alguns desses métodos de simulação do comportamento interativo do solo com as fundações profundas serão explicitados no capítulo 4.

3.4 RUPTURA DA LIGAÇÃO CRÍTICA ENTRE O TOPO DA ESTACA E A MASSA DE CONCRETO ARMADO DO ENCONTRO

No presente trabalho, o efeito da ruptura da ligação crítica entre o topo da estaca e a massa de concreto não foi considerada, portanto, na modelagem, como poderá ser visto no capítulo 5, foi considerado engaste perfeito entre a estaca e o encontro. Porém, como os esforços e deslocamentos na estrutura de uma ponte integral são de grande magnitude, provavelmente ocorrerão rótulas plásticas na região, devido ao esmagamento do concreto, reduzindo o momento, que para a consideração de engastamento foi máximo exatamente na região de ligação entre estaca-encontro.

Desta forma, pode-se concluir que a ligação entre a estaca e o encontro também se trata de um estado limite a ser considerado quando analisada ponte integral submetida a variações de temperatura, já que além de se tratar de situação crítica, a ocorrência de plastificação, ainda que parcial, altera a distribuição dos esforços nas estacas.

4. MODELOS DE INTERAÇÃO SOLO-FUNDAÇÃO PROFUNDA

Conforme afirmado no capítulo anterior, alguns métodos de interação solo-fundação analisam a condição de trabalho e fornecem os deslocamentos horizontais e esforços internos na estaca, para as forças horizontais de serviço. Nesses métodos, o solo pode ser representado por molas horizontais, independentes entre si, estendendo a hipótese de Winkler do estudo das vigas de fundação ou então por um meio contínuo normalmente elástico. Nesses modelos, as tensões no solo devem ser verificadas, conforme afirmado no Capítulo 2, quanto à possibilidade de se esgotar a resistência do terreno, caso as molas sejam consideradas lineares. Ou para uma análise mais elaborada, cria-se uma reação do tipo mola não-linear, modelando o comportamento do solo até a ruptura através das curvas $p-y$, no caso de estacas carregadas transversalmente, considerando no modelo a possibilidade de esgotamento da resistência passiva do solo.

Outros métodos analisam a estaca na condição de ruptura ou equilíbrio plástico, fornecendo a força que leva a ruptura do solo, porém não fornecendo deslocamentos para as cargas de serviço, como por exemplo, o método de Broms (1964a) e o método de Hansen (1961), disponíveis em VELLOSO *et al* (2010). O foco desse trabalho será nos métodos que avaliam a condição de serviço da estrutura, utilizando-se dos conceitos de carga de ruptura, curvas $p-y$ e da hipótese de Winkler de obtenção de molas equivalentes para simular a interação solo-estrutura.

4.1 O COEFICIENTE DE REAÇÃO LATERAL

Qualquer que seja a forma da seção transversal, o solo resiste ao deslocamento horizontal da estaca por pressões contra a frente da estaca, além de tensões cisalhantes que atuam nas laterais, não havendo quase resistência na parte de trás da estaca.

De acordo com TERZAGHI (1955), uma estaca de largura B_1 , antes da atuação de qualquer força horizontal, sofre uma pressão inicial p_0 que é igual ao empuxo no repouso para estacas escavadas e um pouco superior no caso de estacas cravadas. Se a estaca é deslocada para a direita, a pressão na face da esquerda decresce para um valor muito pequeno que é menor que o correspondente ao empuxo ativo e poderá ser

desprezado. Ao mesmo tempo, e como resultado do mesmo deslocamento, a pressão p_p (pressão na face da direita após o deslocamento) cresce de seu valor inicial p_0 para um valor p_0' que será maior que o correspondente ao empuxo no repouso (p_0). O deslocamento lateral y_0 necessário para produzir essa variação é tão pequeno que pode ser desprezado. Então, no início do deslocamento para a direita, $y_1=0$ e as pressões nas duas faces da estaca a uma profundidade z qualquer, serão:

À esquerda:

$$p_a=0$$

À direita:

$$p_p=p_0'>p_0$$

Ao deslocar-se um valor y_1 qualquer para a direita, essas pressões assumem então os valores:

À esquerda:

$$p_a=0$$

À direita:

$$p_p = p_0' + p = p_0' + k_h y_1 \quad (4.1)$$

Onde $p=k_h y_1$ é o acréscimo de pressão na face da direita decorrente do deslocamento y_1 da estaca, de acordo com a hipótese de Winkler, e os valores de k_h e sua variação com a profundidade dependem das características de deformação do terreno. A figura 17 ilustra o conceito apresentado anteriormente. As características de deformação de uma argila rija são aproximadamente independentes da profundidade. Conseqüentemente, em qualquer instante, a reação do solo pode ser considerada uniformemente distribuída ao longo da face da direita da estaca, conforme mostra a figura 18, conforme TERZAGHI (1955), o coeficiente de reação horizontal k_h é:

$$k_h = \frac{p}{y_1} \quad (4.2)$$

Nos solos não-coesivos (arenosos), o módulo de elasticidade cresce proporcionalmente com a profundidade. Conseqüentemente, pode-se admitir sem que a pressão p necessária para produzir um deslocamento y_1 cresce proporcionalmente com a profundidade. Logo, de acordo com TERZAGUI (1955), chega-se à equação:

$$k_h = \frac{p}{y_1} = m_h z \quad (4.3)$$

Sendo m_h a taxa de crescimento linear da rigidez dos solos arenosos.

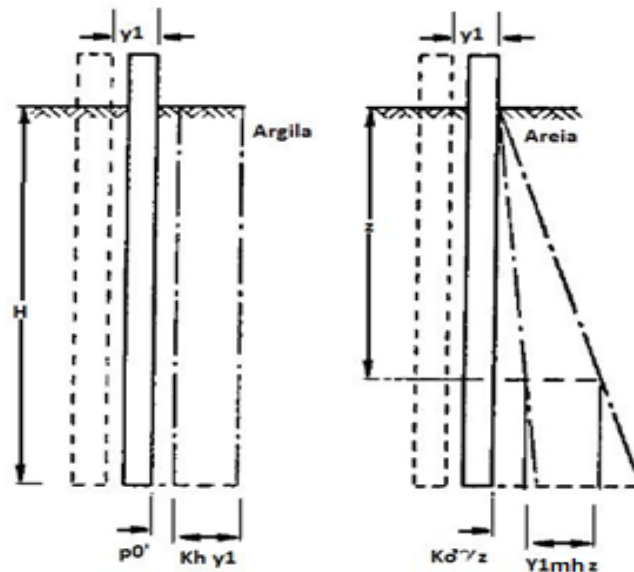


Figura 18- Estaca vertical envolta em solo argiloso e arenoso, TERZAGHI (1955)

A figura 19 mostra o bulbo de pressões para estacas de largura B e de largura nB . As dimensões desses bulbos, medidas na direção do deslocamento y_1 são iguais a L e nL , respectivamente. Na horizontal, tanto nas areias quanto nas argilas, o módulo de elasticidade pode ser considerado constante. Logo, em qualquer caso, o deslocamento y cresce proporcionalmente à largura da estaca, isto é:

$$y_n = n y_1 \quad (4.4)$$

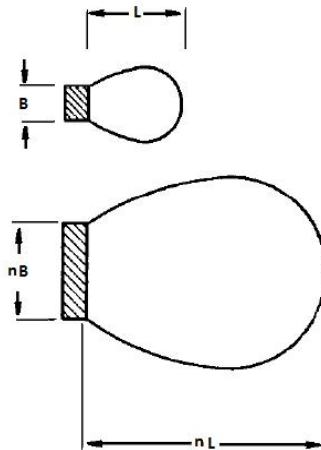


Figura 19- Bulbo de pressões para estacas de largura B e nB, TERZAGHI (1955)

Portanto, chega-se a conclusão de que devemos obter os coeficientes de reação lateral através das expressões expressas nos itens a seguir.

4.1.1 ESTACAS EM ARGILA SOBREADENSADA

$$k_{hn} = \frac{p}{y_n} = \frac{p}{ny_1} = \frac{p}{y_1} \cdot \frac{B}{nB} \quad (4.5)$$

$$k_{hn} = k_h, B = 1m, nB = dp \text{ e } \frac{p}{y_1} = k_{h1}:$$

$$k_h = \frac{p}{y_1} \cdot \frac{1}{dp} = k_{h1} \cdot \frac{1}{dp} \quad (4.6)$$

Onde:

B é a largura de estaca unitária de um metro de largura,

dp é a largura da estaca,

k_{h1} é o coeficiente de reação horizontal para uma estaca de largura unitária,

k_{hn} é o coeficiente de reação horizontal para uma estaca qualquer.

4.1.2 ESTACAS EM ARGILA NORMALMENTE ADENSADA E AREIAS

$$k_{hn} = m_{hn} \cdot z = \frac{p}{y_n} = \frac{p}{ny_1} \quad (4.7)$$

$$\frac{p}{y_1} = m_{h1} \cdot z \quad (4.8)$$

$$k_{hn} = \frac{1}{n} \cdot m_{h1} \cdot z = m_{h1} \cdot B \cdot \frac{z}{n \cdot B} \quad (4.9)$$

$$k_{hn} = k_h, n_h = m_{h1}B \text{ e } n \cdot B = dp$$

$$k_h = n_h \cdot \frac{z}{dp} \quad (4.10)$$

Onde:

dp é a largura da estaca efetiva,

z é a profundidade de assentamento,

k_h é o coeficiente de reação horizontal para uma estaca qualquer e

n_h é a constante de reação horizontal, para estaca unitária, em $[F/L^3]$.

Alguns valores de n_h recomendados por BOWLES (1996) podem ser vistos na tabela 1.

Tabela 1 – Valores recomendados de n_h para areias, BOWLES (1996)

Consistência da areia	n_h (kN/m ³)
Fofa	2000
Média	6000
Medianamente Compacta	12000
Compacta	18000

Para obtenção do coeficiente de mola equivalente para aplicação de mola no modelo estrutural numérico, temos que:

$$k_{mola} = \frac{p}{y_1} \times B \times l \quad (4.11)$$

onde B é a largura da estaca efetiva e l é o comprimento de influência entre nós.

$$k_{mola} = m_{h1} \times z \times B \times l \quad (4.12)$$

Logo:

$$k_{mola} = n_{h1} \times z \times l \quad (4.13)$$

4.2 AS CURVAS P-Y

As curvas p-y são curvas que expressam o comportamento não-linear do solo definidas para cada camada (ver figura 20) e tornam possível considerar diferentes níveis de mobilização da resistência lateral do solo em função do deslocamento sofrido pela estaca. Nos itens seguintes serão apresentados alguns modelos usuais de simulação de curvas p-y para solos argilosos e arenosos.

4.2.1 MÉTODO DE REESE ET AL

a) SOLOS COESIVOS (ARGILAS)

REESE *et al* (2001) propõe métodos de obtenção de curvas p-y para argilas rijas e moles, como ou sem presença de água. Todos eles são baseados em resultados de provas de carga em estacas.

- **SELEÇÃO DA RIGIDEZ DA ARGILA:**

A determinação da rigidez da argila é dependente do valor da deformação na metade da resistência de compressão de determinado tipo de argila (ε_{50}). A resistência não-drenada da argila (c_u) é a tensão de ruptura. Esses parâmetros foram selecionados para caracterização e determinação das curvas p-y e devem ser buscados em laboratório ou ensaios de campo sempre que possível.

A tabela 2 contém valores representativos de ε_{50} para cada consistência de argila, recomendados por REESE *et al* (2001), para argilas normalmente adensadas, e na tabela 3, valores de c_u para argilas sobreadensadas:

Tabela 2 – Valores de ε_{50} para argilas normalmente adensadas, REESE et al (2001)

Consistência da argila	Resistência não drenada (kPa)	ε_{50}
Mole	<48	0,020
Média	48-96	0,010
Rija	96-192	0,005

Tabela 3 – Valores de c_u para argilas sobreadensadas, REESE et al (2001)

Valores de Resistência (kPa)	c_u
50-100	0,007
100-200	0,005
300-400	0,004

- **ARGILA MOLE NA PRESENÇA DE ÁGUA:**

Primeiramente deve-se obter a variação da resistência não-drenada e do peso específico submerso em função da profundidade. Obter também o ε_{50} . Depois se deve obter o valor da carga última por unidade de comprimento de estaca a partir do menor valor obtido pelas expressões 4.14 e 4.15.

$$p_{ult} = \left[3 + \frac{\gamma'}{c_u} z + \frac{J}{b} z \right] c_u b \quad (4.14)$$

$$p_{ult} = 9c_u b \quad (4.15)$$

Onde:

γ' é o valor médio do peso específico submerso da superfície até a profundidade da curva p-y a ser obtida;

z é a profundidade da curva p-y a ser obtida;

b é a largura da estaca e

J é uma constante determinada experimentalmente por Matlock (1970) e referenciada em REESE *et al* (2001) como igual a 0,5.

Então, deve-se obter a deflexão referente à metade da resistência do solo, pela equação seguinte:

$$y_{50} = 2,5\varepsilon_{50}b \quad (4.16)$$

Agora, os pontos da curva p-y são obtidos através da expressão:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0,5 \left[\frac{y}{y_{50}} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (4.17)$$

Um exemplo de curva p-y para argilas moles na presença de água pode ser encontrado na figura 20.

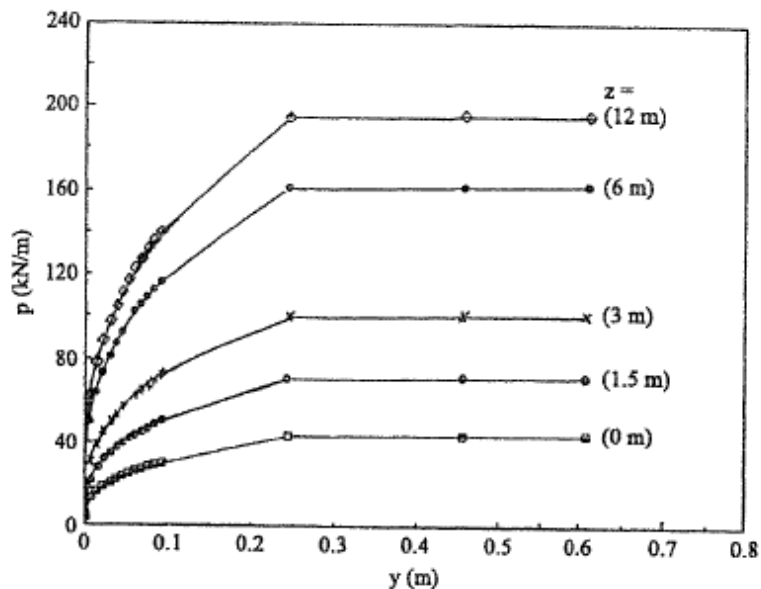


Figura 20 – Curva p-y para argilas moles na presença de água, REESE *et al* (2001)

- **ARGILA RIJA NA PRESENÇA DE ÁGUA:**

Primeiramente deve-se obter a variação da resistência não-drenada e do peso específico submerso em função da profundidade. Obter também a resistência não drenada média acima da profundidade da curva desejada (c_a). Depois se deve obter o valor da carga última por unidade de comprimento de estaca a partir do menor valor obtido pelas equações 4.18 e 4.19.

$$p_{ct} = 2c_a b + \gamma' b z + 2,83c_a z \quad (4.18)$$

$$p_{cd} = 11c_u b \quad (4.19)$$

Onde:

γ' é o valor médio do peso específico submerso da superfície até a profundidade da curva p-y a ser obtida;

z é a profundidade da curva p-y a ser obtida e

b é a largura da estaca.

Então, deve-se obter a tangente inicial do gráfico pela equação:

$$p = k_s z y \quad (4.20)$$

Os valores sugeridos para k_s por REESE *et al* (2001) encontram-se na tabela 4.

Tabela 4 – Valores de k_s para argilas sobreadensadas, REESE et al (2001)

Valores de Resistência (kPa)	k_s (MN/m ³)
50-100	135
100-200	270
300-400	540

Deve-se, então, obter o valor de y_{50} , através de:

$$y_{50} = \varepsilon_{50} b \quad (4.21)$$

Agora, estabelece-se a porção parabólica da curva usando a equação a seguir, utilizando o valor de p_c obtido anteriormente:

$$p = 0,5p_c \left[\frac{y}{y_{50}} \right]^{0,5} \quad (4.22)$$

Um exemplo de curva p - y para argilas rijas na presença de água pode ser encontrado na figura 21.

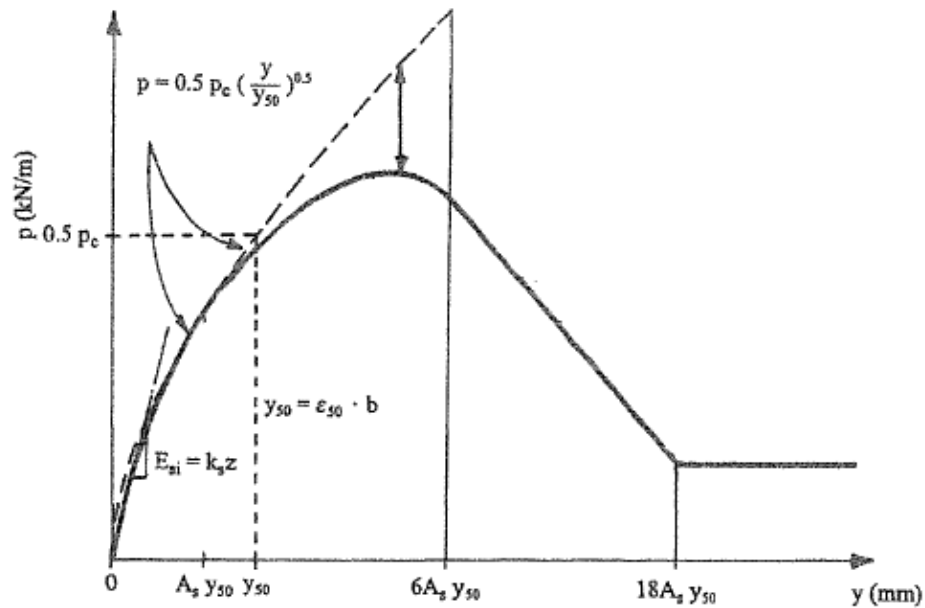


Figura 21 – Curva p - y para argilas rijas na presença de água, REESE et al (2001)

- **ARGILA RIJA SEM PRESENÇA DE ÁGUA:**

Primeiramente deve-se obter a variação da resistência não-drenada e do peso específico em função da profundidade. Obter também o ε_{50} . Depois se deve obter o valor da carga última por unidade de comprimento de estaca a partir do menor valor obtido pelas equações 4.23 e 4.24.

$$p_{ult} = \left[3 + \frac{\gamma'}{c_u} z + \frac{J}{b} z \right] c_u b \quad (4.23)$$

$$p_{ult} = 9c_u b \quad (4.24)$$

Onde:

γ é o valor médio do peso específico da superfície até a profundidade da curva p-y a ser obtida;

z é a profundidade da curva p-y a ser obtida;

b é a largura da estaca e

J é uma constante determinada experimentalmente por Matlock (1970) e referenciada em REESE *et al* (2001) como igual a 0,5.

Feito o procedimento anterior, deve-se obter a deflexão referente à metade da resistência do solo, pela equação seguinte:

$$y_{50} = 2,5\varepsilon_{50}b \quad (4.25)$$

Então, os pontos da curva p-y são obtidos através da expressão:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0,5 \left[\frac{y}{y_{50}} \right]^{0,25} \quad (4.26)$$

Um exemplo de curva p-y para argilas rijas sem presença de água pode ser encontrado na figura 22.

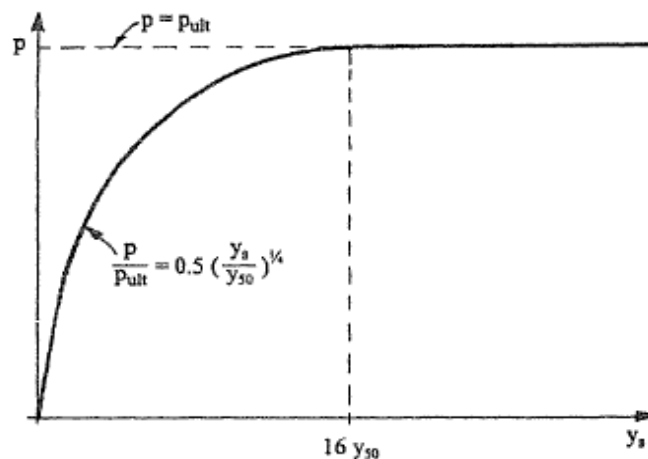


Figura 22 – Curva p-y para argilas rijas sem presença de água, REESE *et al* (2001)

b) SOLOS NÃO- COESIVOS (AREIAS)

• **AREIAS COM E SEM PRESENÇA DE ÁGUA:**

Primeiramente deve-se obter o ângulo de atrito do solo (ϕ) e o peso específico (submerso no caso de presença de água e real se sem presença de água). Depois, realizam-se as operações preliminares descritas nas equações 4.27, 4.28, 4.29 e 4.30.

$$\alpha = \frac{\phi}{2} \quad (4.27)$$

$$\beta = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad (4.28)$$

$$K_0 = 0,4 \quad (4.29)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.30)$$

Onde K_a é o coeficiente de empuxo ativo do solo e K_0 é o coeficiente de empuxo no repouso do solo.

Feito o procedimento descrito anteriormente, deve-se obter a resistência última do solo por unidade de comprimento de estaca entre o menor dos dois valores obtidos pelas expressões a seguir:

$$p_{st} = \gamma z \left[\frac{K_0 z \tan \phi \cdot \text{sen} \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha) + K_0 z \tan \beta (\tan \phi \cdot \text{sen} \beta - \tan \alpha) - K_a b \right] \quad (4.31)$$

$$p_{sd} = K_a \cdot b \cdot \gamma \cdot z (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \cdot b \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta \quad (4.32)$$

Tendo a resistência última calculada, deve-se calcular a deformação referente à carga última (y_u), sendo b a largura da estaca:

$$y_u = 3b/80 \quad (4.33)$$

Posteriormente, deve-se computar o valor da carga última através da expressão que segue, sendo os valores de A_c (carregamento cíclico) ou A_s (carregamento estático) retirados da figura 23.

$$p_{ult} = A_s p_s \quad (4.34)$$

$$p_{ult} = A_c p_s \quad (4.35)$$

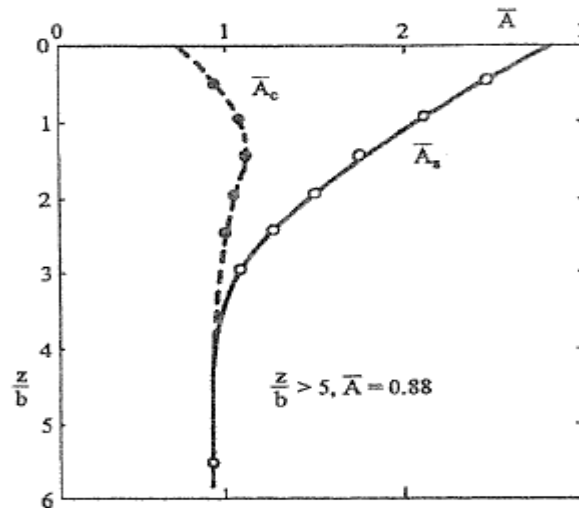


Figura 23 – Ábaco para obtenção de A_c e A_s , REESE et al (2001)

Então, deve-se estabelecer o valor de deslocamento médio (y_m) e carga referente a deslocamento médio (P_m), através das equações 4.36, 4.37 e 4.38 e os valores de B_c (carregamento cíclico) ou B_s (carregamento estático) retirados da figura 24:

$$y_m = b/60 \quad (4.36)$$

$$p_m = B_s p_s \quad (4.37)$$

$$p_m = B_c p_s \quad (4.38)$$

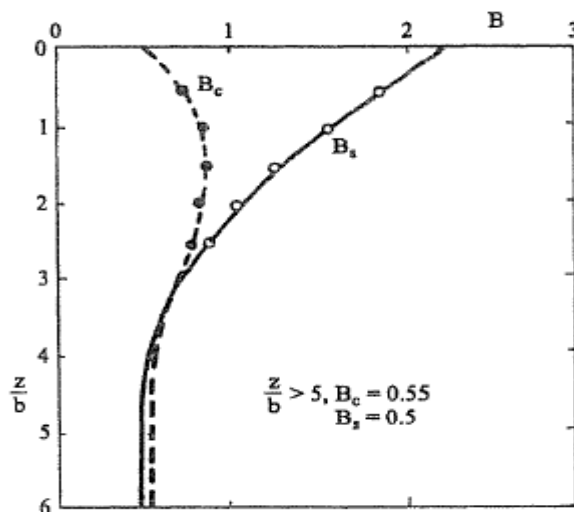


Figura 24 – Ábaco para obtenção de B_c e B_s , REESE et al(2001)

Tendo esses valores, pode-se estabelecer a tangente inicial da curva através da equação 4.39, retirando o valor de k_{py} da tabela 5.

$$p = k_{py}zy \quad (4.39)$$

Tabela 5 – Valores recomendados de k_{py} para areias submersas ou não, REESE et al (2001)

Compacidade da areia	Na presença de água	Sem presença de água
	k_{py} (MN/m ³)	k_{py} (MN/m ³)
Fofa	5,4	6,8
Média	16,3	24,4
Compacta	34	61

Então, deve-se estabelecer a seção parabólica através das equações 4.40, 4.41, 4.42 e 4.43.

$$p = Cy^{1/n} \quad (4.40)$$

$$C = \frac{p_m}{y_m^{1/n}} \quad (4.41)$$

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \quad (4.42)$$

$$n = \frac{p_m}{m y_m} \quad (4.43)$$

Uma curva p-y típica de areias pode ser vista na figura 25.

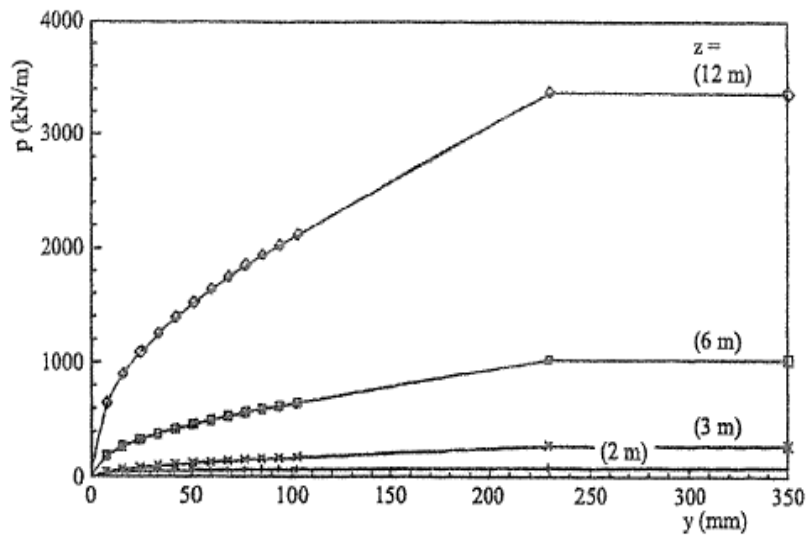


Figura 25 – Curva p-y típica para areias, REESE et al (2001).

4.2.2 CURVAS DA API

A API (2000) recomenda, para projeto de estruturas off-shore, a construção de curvas p-y para areias calculando a carga p através da equação 4.44.

$$p = A'' p_u \tanh\left(\frac{kz}{A'' p_u} y\right) \quad (4.44)$$

Onde A'' é um fator que leva em consideração o tipo de carregamento.

$$A'' = 0,9 \text{ para carregamento cíclico e}$$

$$A'' = \left(3 - \frac{0,8z}{b}\right) \geq 0,9 \quad (4.45)$$

E p_u é a capacidade de carga do solo na profundidade z, determinada pelo menor entre os dois valores obtidos através das equações 4.46 e 4.47.

$$p_{us} = (C_1z + C_2b)\gamma'z \quad (4.46)$$

$$p_{ud} = C_3b\gamma'z \quad (4.47)$$

Os coeficientes C_1 , C_2 e C_3 devem ser retirados da figura 26, onde k é o coeficiente de reação horizontal inicial, função da densidade relativa retirado da figura 27 e γ' o peso específico submerso.

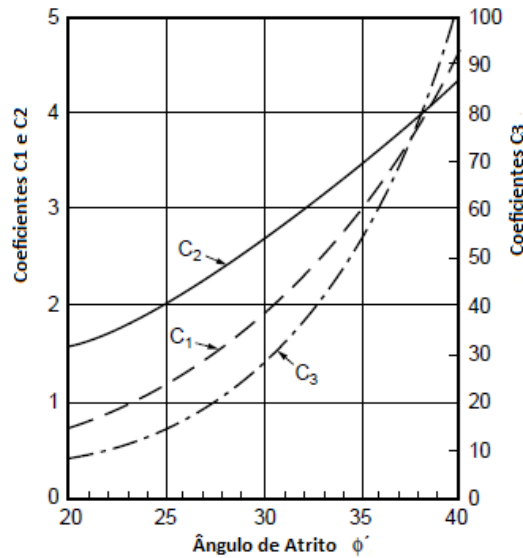


Figura 26 – Coeficientes C_1 , C_2 e C_3 de acordo com a API (2000)

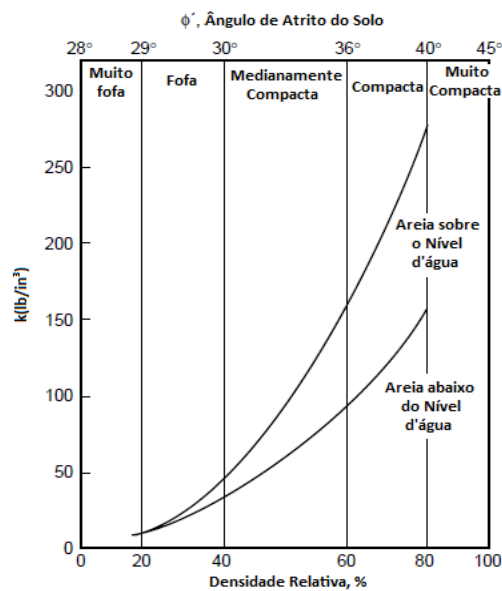


Figura 27 – Coeficiente k de acordo com a API (2000)

5. MODELAGEM NUMÉRICA DE PONTE INTEGRAL

Neste capítulo serão apresentados modelos exemplificando pontes integrais sofrendo efeitos de variação de temperatura, assentes em terrenos arenosos de quatro valores diferentes de constante de reação horizontal e ainda sobre terreno argiloso de um coeficiente de reação horizontal. Os modelos têm por finalidade demonstrar os efeitos da variação de temperatura em ponte integral de três vãos de 40 metros.

5.1 DESCRICÃO DO MODELO

O modelo estrutural utilizado para avaliação numérica de comportamento estrutural de ponte integral sofrendo efeito de variação de temperatura foi elaborado no software SAP2000 (2009) em análise bidimensional, baseado no modelo realizado em DICLELI *et al* (2003). A ponte simulada trata-se de ponte em vigas de concreto protendido, constituída de três vãos de 40 metros de extensão, encontros de 5 metros de altura em concreto e estacas metálicas perfis HP310 × 125 e HP250 × 85 de 12 m de profundidade para as fundações. A seção transversal da ponte pode ser vista na figura 28. As vigas longitudinais escolhidas são do tipo AASHTO VI, conforme pode ser visto na figura 29.

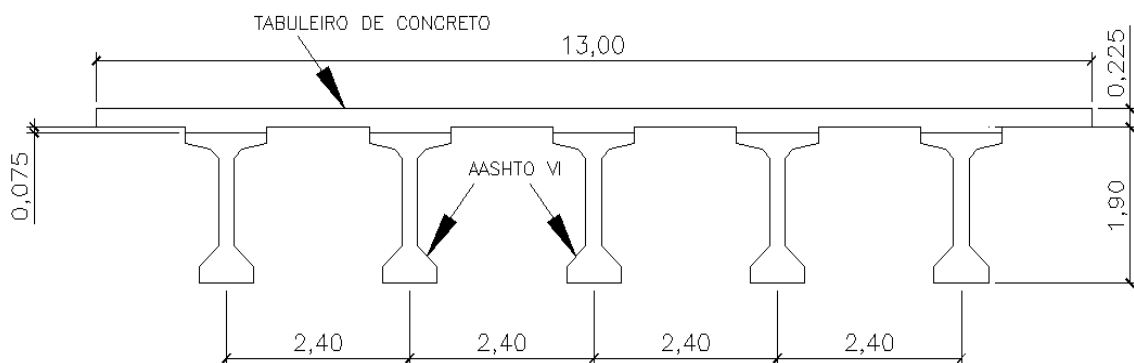


Figura 28- Seção Transversal da ponte utilizada no exemplo

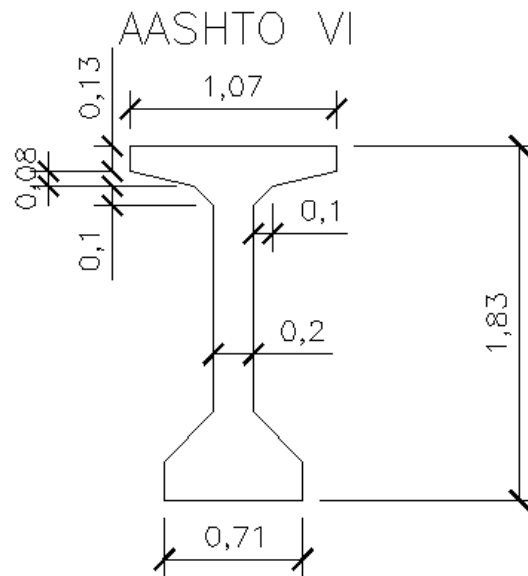


Figura 29- Seção Transversal do perfil das longarinas- tipo AASHTO VI

Um esquema do modelo estrutural pode ser visto na figura 30. Foram colocadas molas para simular a presença do terreno, e o modelo de cálculo dessas molas será explicitado no item 5.2. Foram utilizadas molas lineares para simular o terreno e molas não-lineares para simular a presença do aterro. Na tabela 6 encontram-se as propriedades geométricas dos elementos da ponte, retiradas de DICLELI *et al* (2003).

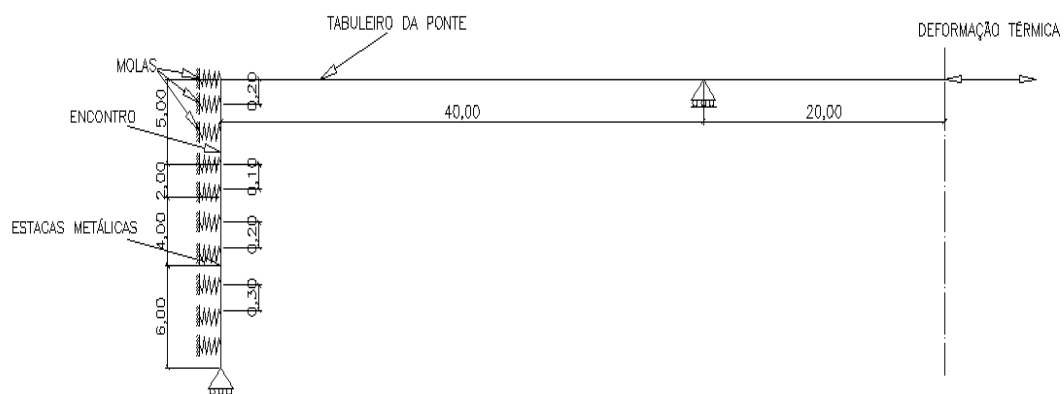


Figura 30- Esquema longitudinal do modelo estrutural

Tabela 6 – Propriedades Geométricas das seções utilizadas nos modelos, DICLELI et al (2003)

Elemento		Área (mm ²)	I (mm ⁴)	E (Mpa)
Tabuleiro (longarinas incluídas)		$1,174 \times 10^6$	646000×10^6	25000
Encontro		$3,600 \times 10^6$	675000×10^6	25000
HP310 × 125	Eixo de Maior Inércia	15900	270×10^6	200000
	Eixo de Menor Inércia		$88,2 \times 10^6$	
HP250 × 85	Eixo de Maior Inércia	10900	123×10^6	200000
	Eixo de Menor Inércia		$42,3 \times 10^6$	

Um modelo de estrutura 2-D foi elaborado para a ponte, considerando uma única viga interior conforme explicitado na figura 31 para temperaturas positivas onde existem molas simulando a rigidez do aterro, e na figura 32, para variações de temperatura negativas, onde o aterro “descola” dos encontros, não existindo molas para simular a sua rigidez. O espaçamento entre vigas considerado é igual a 2,4 m, como pode ser visto na figura 28. As propriedades de rigidez das seções compostas (laje sobre vigas) são expressas em termos das propriedades geométricas do conjunto, através de seção generalizada de propriedades equivalentes como pode ser visto nas figuras 33 e 34. As estacas foram lançadas através do banco de dados do programa, como pode ser visto nas figuras 35 e 36. A rigidez lateral do aparelho de apoio elastomérico é insignificante em comparação com as dos outros componentes da ponte, assim, os apoios intermediários são simplesmente modelados como suportes deslizantes.

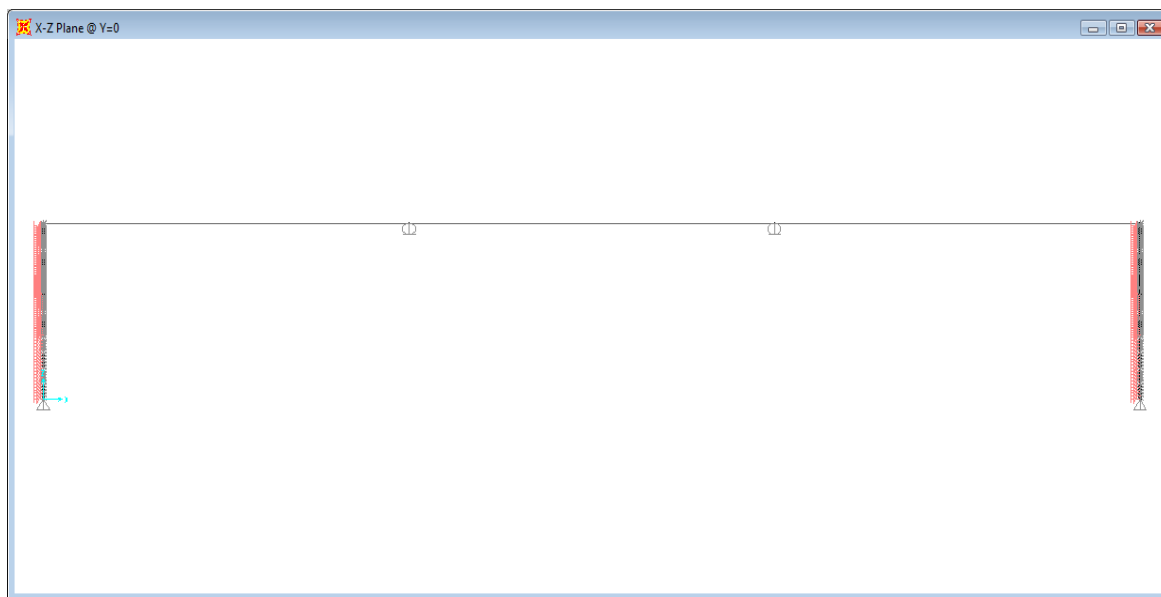


Figura 31- Modelo típico da ponte (variação de temperatura positiva), SAP2000 (2009).

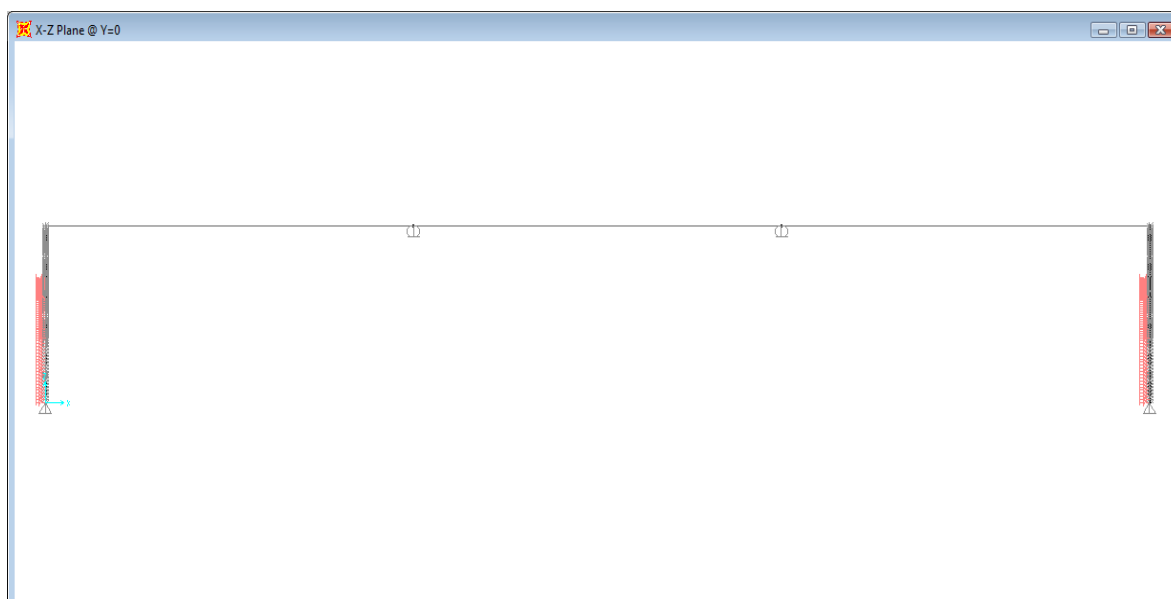


Figura 32- Modelo típico da ponte (variação de temperatura negativa), SAP2000 (2009).

Vale ressaltar que as forças de atrito geradas entre a laje de transição e aterro de aproximação e o tabuleiro e as abas laterais possuem efeito insignificante se comparadas com os esforços impostos e resistidos pelo modelo e, portanto, não são considerados. O

modelo no SAP 2000 (2009) foi lançado com as unidades kN, m e °C. As propriedades dos materiais- aço e concreto- podem ser verificadas nas figuras 37 e 38.

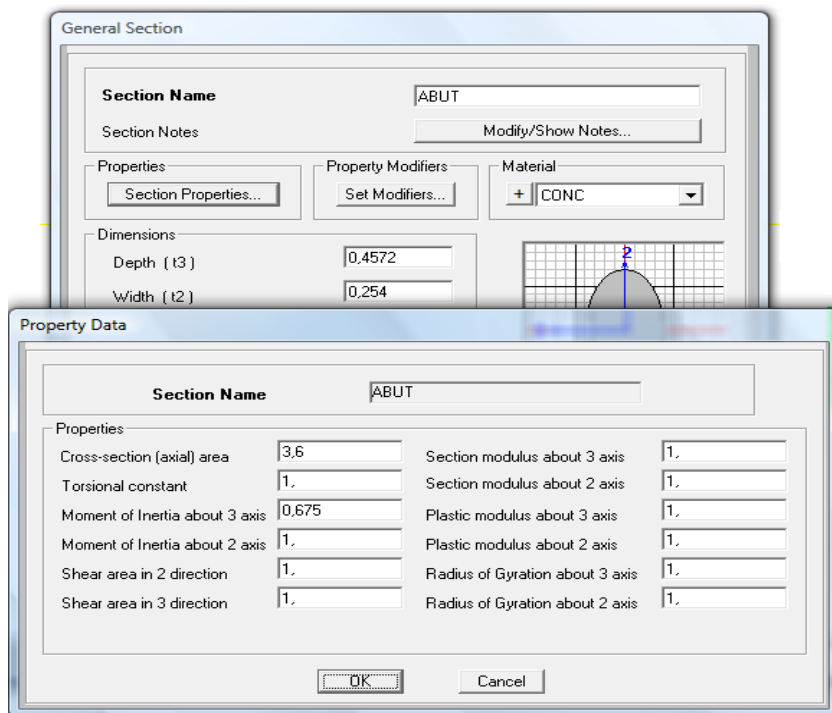


Figura 33- Seção Transversal equivalente- Encontros, SAP2000 (2009).

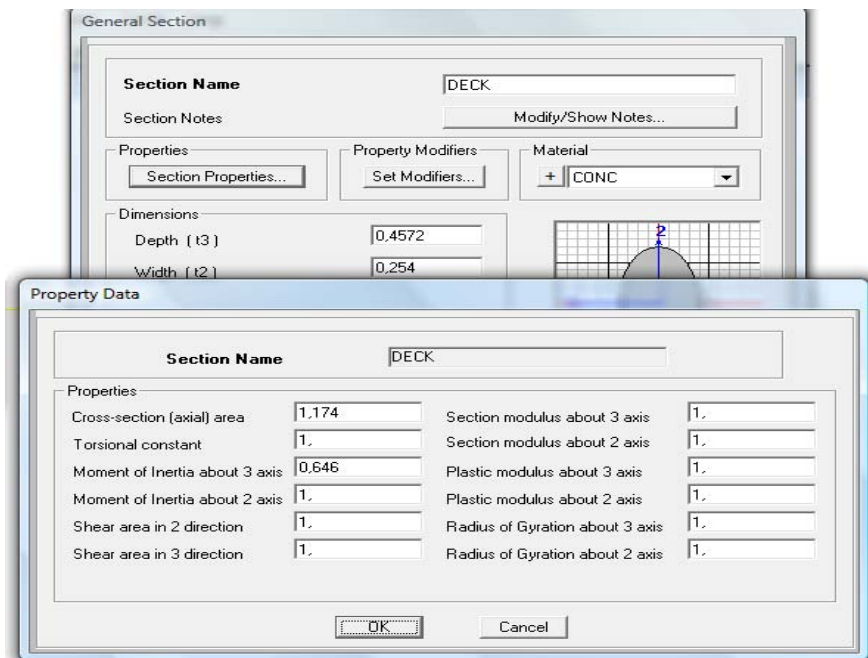


Figura 34- Seção Transversal equivalente- Tabuleiro, SAP2000 (2009).

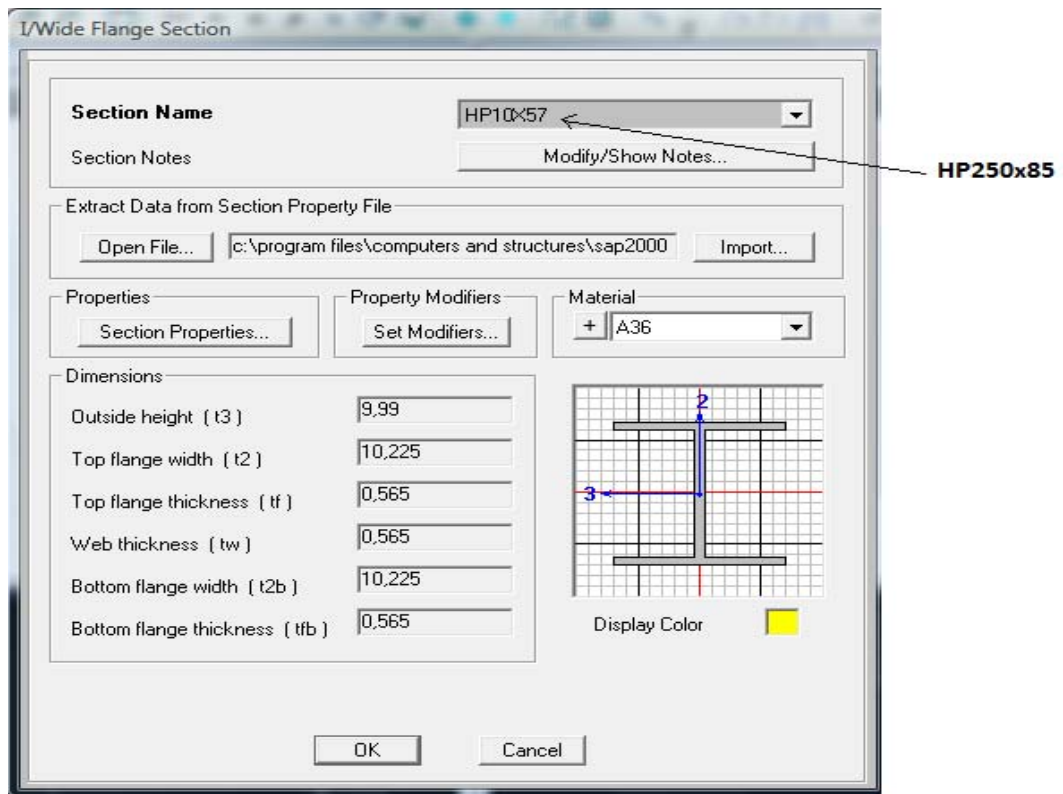


Figura 35- Seção Transversal equivalente- Estaca HP250x85, SAP2000 (2009).

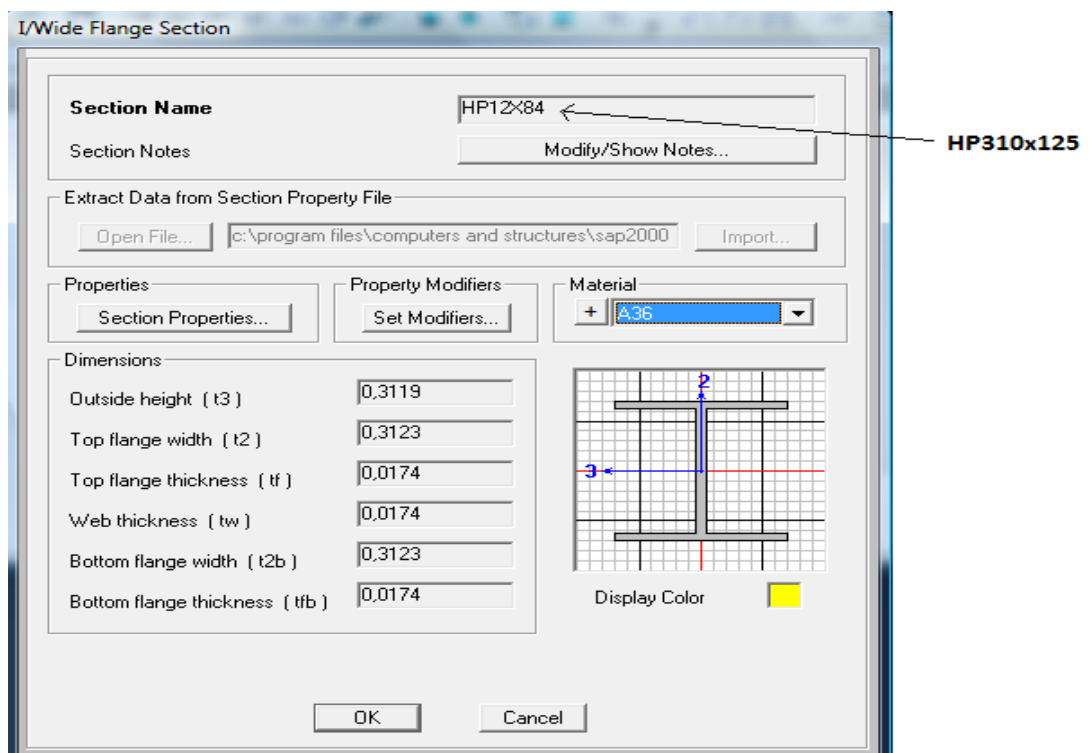


Figura 36- Seção Transversal equivalente- Estaca HP310x125, SAP2000 (2009).

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: A36 ■

Material Type: Steel

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 76.9729

Mass per Unit Volume: 7.849

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 1.999E+08

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 76903069

Other Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 248211.28

Minimum Tensile Stress, Fu: 399896.

Effective Yield Stress, Fye: 372316.9

Effective Tensile Stress, Fue: 439885.6

Switch To Advanced Property Display

Figura 37- Propriedades dos materiais – Aço ASTM A36 (MR250), SAP2000 (2009).

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: CONC ■

Material Type: Concrete

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 25

Mass per Unit Volume: 2.5493

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 25000000

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.100E-05

Shear Modulus, G: 10416667

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 30000.

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

Figura 38- Propriedades dos materiais- Concreto, SAP2000 (2009).

Para simular a situação de não-linearidade do material das estacas (aço), que deve ser considerada em fadiga de baixa ciclagem, foram lançados pelo programa elementos de rótulas plásticas (elementos “hinge”) que simulam o comportamento não-linear no aço até a situação de plastificação total, através do gráfico momento-curvatura. Os pontos do gráfico foram obtidos conforme as recomendações de CHEN *et al* (1991), com as fórmulas disponíveis no capítulo 3, no item 3.2. Os cálculos dos pontos do gráfico encontram-se disponíveis no anexo A e nas figuras 39, 40, 41 e 42 encontram-se as atribuições de elementos “hinge” de cada estaca, nas posições de maior e menor inércia.

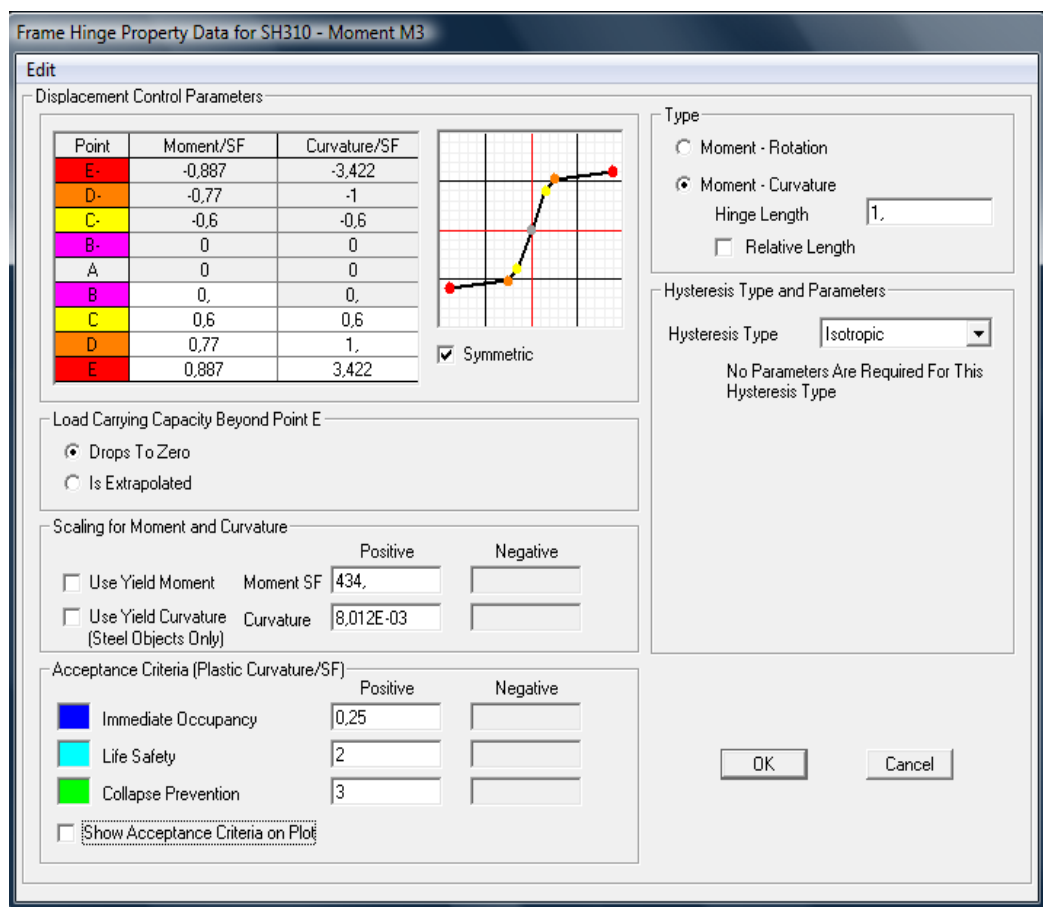


Figura 39- Elemento “hinge” para a estaca HP310x125 na posição de maior inércia, SAP2000 (2009).

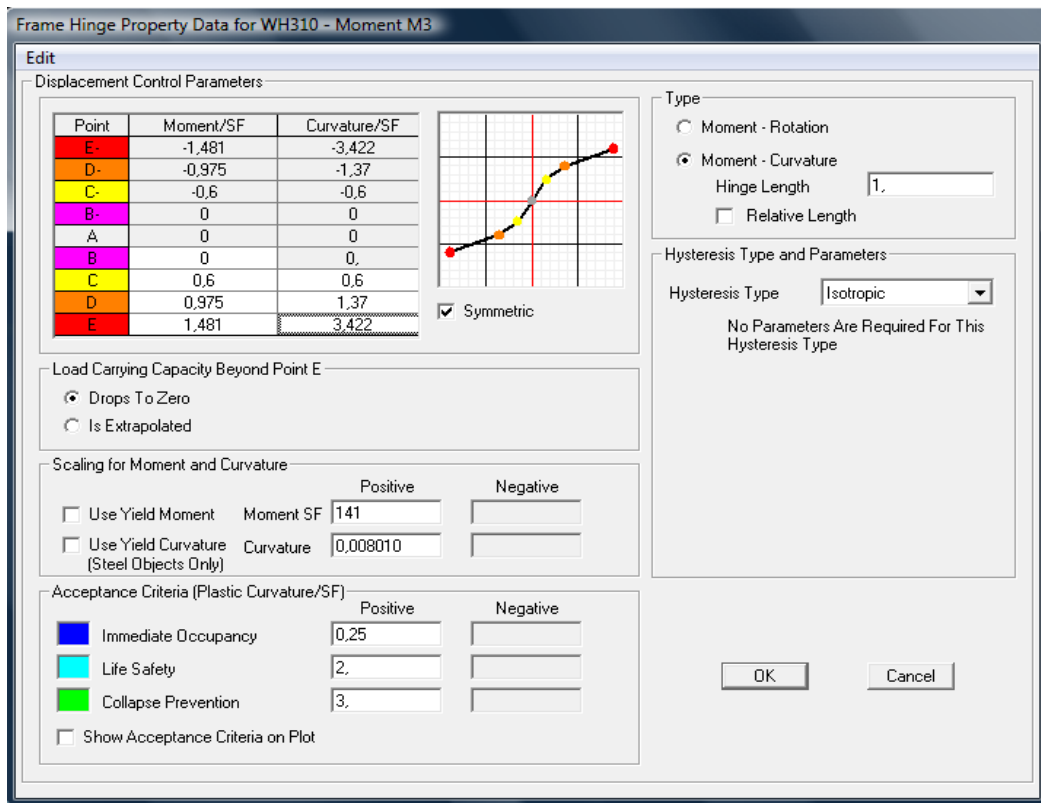


Figura 40- Elemento “hinge” para a estaca HP310x125 na posição de menor inércia, SAP2000 (2009).

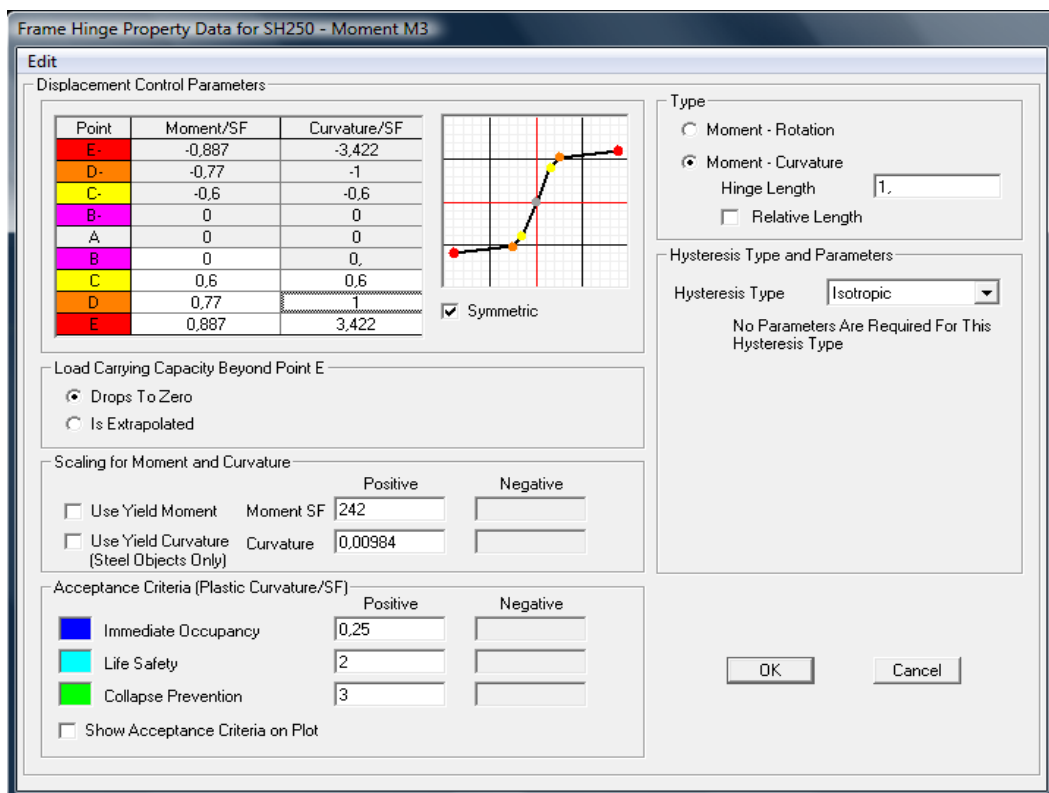


Figura 41- Elemento “hinge” para a estaca HP250x80 na posição de maior inércia, SAP2000 (2009).

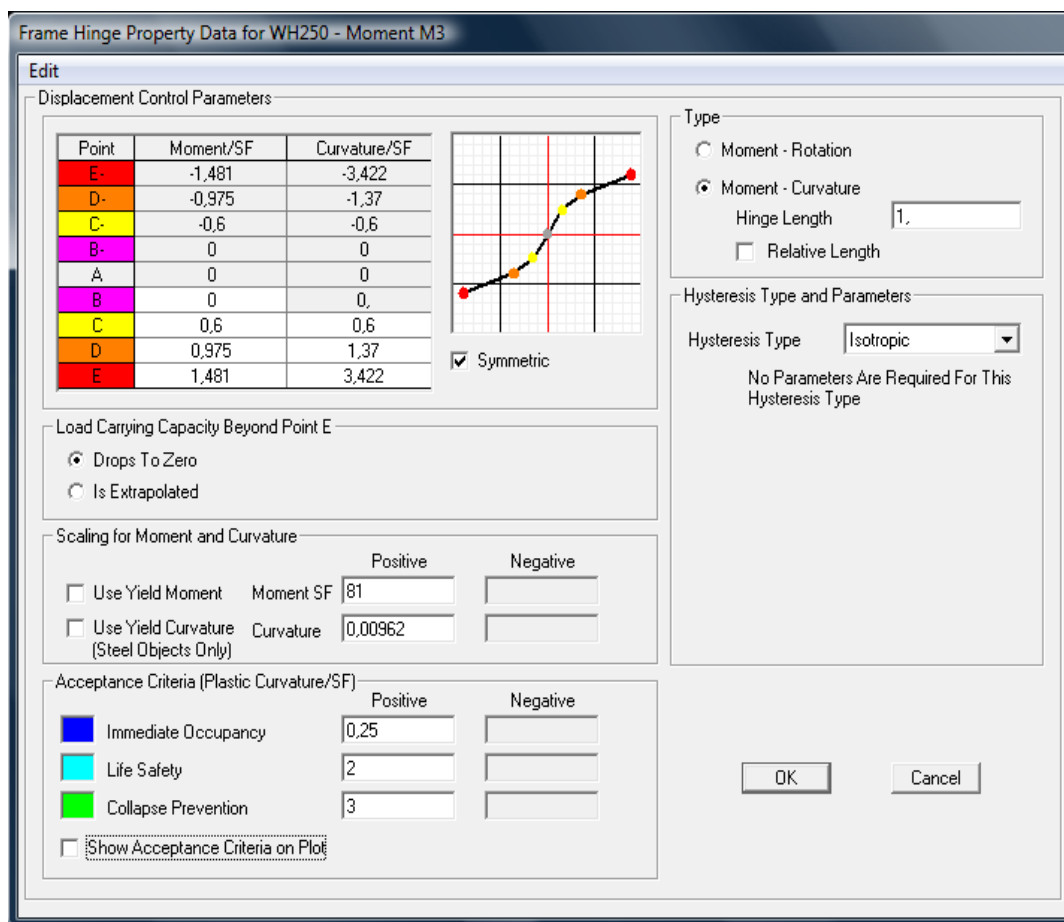


Figura 42- Elemento “hinge” para a estaca HP250x80 na posição de menor inércia, SAP2000 (2009).

5.2 MODELOS PARA CONSIDERAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Neste item serão explicitados os modelos utilizados e os cálculos de rigidez para representar o comportamento do solo na ponte integral, na região das estacas metálicas e a região dos encontros, onde se considerou existência de aterro de aproximação.

5.2.1 MODELOS PARA ESTACAS METÁLICAS

No entorno das estacas metálicas foram calculadas rigidezes de molas equivalentes lineares para simular a presença do solo. Considerando-se as curvas p-y terem a forma explicitada na figura 43, conforme DICLELI *et al* (2003), pode-se fazer uma aproximação para consideração da rigidez como apresentado pelas linhas tracejadas. Calculou-se, portanto, um coeficiente k de mola equivalente simulando a

rigidez do solo, e foram introduzidas molas lineares no programa SAP2000 (2009). A hipótese de comportamento linear é válida somente se a carga atingida for inferior a carga última do solo. No capítulo 6, será feita verificação para cada modelo para validar ou não a hipótese de comportamento linear.

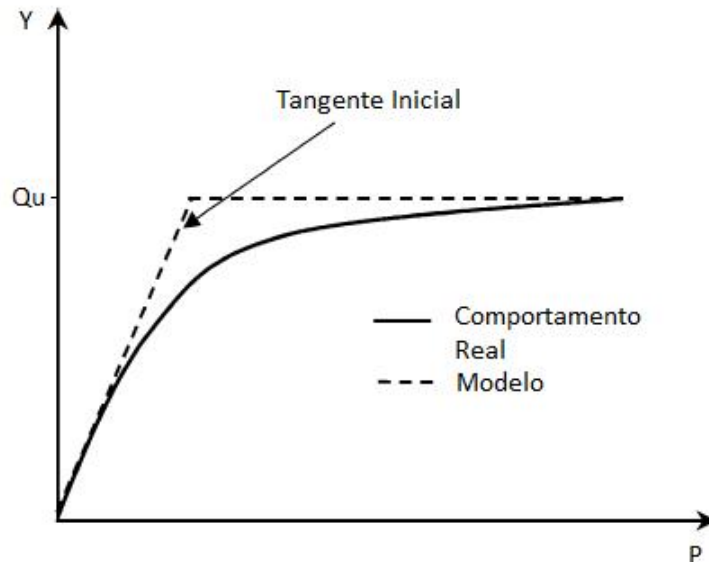


Figura 43- Curva P-Y típica e aproximação considerada no modelo, DICLELI et al (2003)

a) SOLOS NÃO COESIVOS (AREIAS)

Para simulação da rigidez de solo não coesivo, ou seja, areia, a obtenção de molas equivalentes foi realizada pela obtenção do coeficiente de reação horizontal (n_h) conforme explicitado no item 4.2.2 do Capítulo 4. Foram feitas simulações para quatro valores de n_h simulando areias de fofa a compacta, conforme adotado no modelo de DICLELI et al (2003), como pode ser visto na tabela 7.

O cálculo de cada mola, pra cada profundidade de cada n_h foi realizado da maneira explicitada a seguir. Sabe-se que o coeficiente de reação horizontal k_h é, conforme o item 4.1 do Capítulo 4:

$$k_h = \frac{p}{y_n} \quad (4.2)$$

O coeficiente de mola equivalente será, portanto:

$$k_{mola} = k_h \times B \times l = \frac{p}{y_1} \times B \times l \quad (4.11)$$

Onde B é a largura da estaca e L é o comprimento de influência referente ao nó.

Do item 4.1 do Capítulo 4, sabe-se que, para areias o coeficiente de reação horizontal k_h pode ser expresso por:

$$k_h = n_h \frac{z}{B} \quad (4.10)$$

Desta forma, o coeficiente de mola equivalente é expresso por:

$$k_{mola} = k_h \times B \times l = n_h \times \frac{z}{B} \times B \times l = n_h \times z \times l \quad (4.13)$$

Tabela 7 – Propriedades das areias utilizadas nas análises, DICLELI et al (2003)

Propriedades	Densidade Relativa			
	Fofa	Média	Medianamente compacta	Compacta
n_h (kN/m ³)	2000	6000	12000	18000
ϕ Ângulo de Atrito (°)	30	35	37,5	40
γ – Peso Específico (kN/m ³)	16	18	19	20

Nas tabelas de 8 a 11 os valores de rigidez de mola para cada profundidade do modelo podem ser verificados.

Tabela 8 – Molas equivalentes para solos não coesivos- $n_h=2000 \text{ kN/m}^3$

1° Trecho				2° Trecho				3° Trecho			
z (m)	n_h (kN/m ³)	l (m)	k_{mola} (kN/m)	z (m)	n_h (kN/m ³)	l (m)	k_{mola} (kN/m)	z (m)	n_h (kN/m ³)	l (m)	k_{mola} (kN/m)
5,1	2000	0,1	1020	7,2	2000	0,2	2880	11,3	2000	0,3	6780
5,2	2000	0,1	1040	7,4	2000	0,2	2960	11,6	2000	0,3	6960
5,3	2000	0,1	1060	7,6	2000	0,2	3040	11,9	2000	0,3	7140
5,4	2000	0,1	1080	7,8	2000	0,2	3120	12,2	2000	0,3	7320
5,5	2000	0,1	1100	8	2000	0,2	3200	12,5	2000	0,3	7500
5,6	2000	0,1	1120	8,2	2000	0,2	3280	12,8	2000	0,3	7680
5,7	2000	0,1	1140	8,4	2000	0,2	3360	13,1	2000	0,3	7860
5,8	2000	0,1	1160	8,6	2000	0,2	3440	13,4	2000	0,3	8040
5,9	2000	0,1	1180	8,8	2000	0,2	3520	13,7	2000	0,3	8220
6	2000	0,1	1200	9	2000	0,2	3600	14	2000	0,3	8400
6,1	2000	0,1	1220	9,2	2000	0,2	3680	14,3	2000	0,3	8580
6,2	2000	0,1	1240	9,4	2000	0,2	3760	14,6	2000	0,3	8760
6,3	2000	0,1	1260	9,6	2000	0,2	3840	14,9	2000	0,3	8940
6,4	2000	0,1	1280	9,8	2000	0,2	3920	15,2	2000	0,3	9120
6,5	2000	0,1	1300	10	2000	0,2	4000	15,5	2000	0,3	9300
6,6	2000	0,1	1320	10,2	2000	0,2	4080	15,8	2000	0,3	9480
6,7	2000	0,1	1340	10,4	2000	0,2	4160	16,1	2000	0,3	9660
6,8	2000	0,1	1360	10,6	2000	0,2	4240	16,4	2000	0,3	9840
6,9	2000	0,1	1380	10,8	2000	0,2	4320	16,7	2000	0,3	10020
7	2000	0,1	1400	11	2000	0,2	4400	17	2000	0,3	10200

Tabela 9 – Molas equivalentes para solos não coesivos- $n_h=6000 \text{ kN/m}^3$

1° Trecho				2° Trecho				3° Trecho			
z (m)	n_h (kN/m ³)	l (m)	k_{mola} (kN/m)	z (m)	n_h (kN/m ³)	l (m)	k_{mola} (kN/m)	z (m)	n_h (kN/m ³)	l (m)	k_{mola} (kN/m)
5,1	6000	0,1	3060	7,2	6000	0,2	8640	11,3	6000	0,3	20340
5,2	6000	0,1	3120	7,4	6000	0,2	8880	11,6	6000	0,3	20880
5,3	6000	0,1	3180	7,6	6000	0,2	9120	11,9	6000	0,3	21420
5,4	6000	0,1	3240	7,8	6000	0,2	9360	12,2	6000	0,3	21960
5,5	6000	0,1	3300	8	6000	0,2	9600	12,5	6000	0,3	22500
5,6	6000	0,1	3360	8,2	6000	0,2	9840	12,8	6000	0,3	23040
5,7	6000	0,1	3420	8,4	6000	0,2	10080	13,1	6000	0,3	23580
5,8	6000	0,1	3480	8,6	6000	0,2	10320	13,4	6000	0,3	24120

1° Trecho				2° Trecho				3° Trecho			
z (m)	n _h (kN/m ³)	l (m)	k _{mola} (kN/m)	z (m)	n _h (kN/m ³)	l (m)	k _{mola} (kN/m)	z (m)	n _h (kN/m ³)	l (m)	k _{mola} (kN/m)
5,9	6000	0,1	3540	8,8	6000	0,2	10560	13,7	6000	0,3	24660
6	6000	0,1	3600	9	6000	0,2	10800	14	6000	0,3	25200
6,1	6000	0,1	3660	9,2	6000	0,2	11040	14,3	6000	0,3	25740
6,2	6000	0,1	3720	9,4	6000	0,2	11280	14,6	6000	0,3	26280
6,3	6000	0,1	3780	9,6	6000	0,2	11520	14,9	6000	0,3	26820
6,4	6000	0,1	3840	9,8	6000	0,2	11760	15,2	6000	0,3	27360
6,5	6000	0,1	3900	10	6000	0,2	12000	15,5	6000	0,3	27900
6,6	6000	0,1	3960	10,2	6000	0,2	12240	15,8	6000	0,3	28440
6,7	6000	0,1	4020	10,4	6000	0,2	12480	16,1	6000	0,3	28980
6,8	6000	0,1	4080	10,6	6000	0,2	12720	16,4	6000	0,3	29520
6,9	6000	0,1	4140	10,8	6000	0,2	12960	16,7	6000	0,3	30060
7	6000	0,1	4200	11	6000	0,2	13200	17	6000	0,3	30600

Tabela 10 – Molas equivalentes para solos não coesivos- $n_h=12000 \text{ kN/m}^3$

1° Trecho				2° Trecho				3° Trecho			
z (m)	n _h (kN/m ³)	l (m)	k _{mola} (kN/m)	z (m)	n _h (kN/m ³)	l (m)	k _{mola} (kN/m)	z (m)	n _h (kN/m ³)	l (m)	k _{mola} (kN/m)
5,1	12000	0,1	6120	7,2	12000	0,2	17280	11,3	12000	0,3	40680
5,2	12000	0,1	6240	7,4	12000	0,2	17760	11,6	12000	0,3	41760
5,3	12000	0,1	6360	7,6	12000	0,2	18240	11,9	12000	0,3	42840
5,4	12000	0,1	6480	7,8	12000	0,2	18720	12,2	12000	0,3	43920
5,5	12000	0,1	6600	8	12000	0,2	19200	12,5	12000	0,3	45000
5,6	12000	0,1	6720	8,2	12000	0,2	19680	12,8	12000	0,3	46080
5,7	12000	0,1	6840	8,4	12000	0,2	20160	13,1	12000	0,3	47160
5,8	12000	0,1	6960	8,6	12000	0,2	20640	13,4	12000	0,3	48240
5,9	12000	0,1	7080	8,8	12000	0,2	21120	13,7	12000	0,3	49320
6	12000	0,1	7200	9	12000	0,2	21600	14	12000	0,3	50400
6,1	12000	0,1	7320	9,2	12000	0,2	22080	14,3	12000	0,3	51480
6,2	12000	0,1	7440	9,4	12000	0,2	22560	14,6	12000	0,3	52560
6,3	12000	0,1	7560	9,6	12000	0,2	23040	14,9	12000	0,3	53640
6,4	12000	0,1	7680	9,8	12000	0,2	23520	15,2	12000	0,3	54720
6,5	12000	0,1	7800	10	12000	0,2	24000	15,5	12000	0,3	55800
6,6	12000	0,1	7920	10,2	12000	0,2	24480	15,8	12000	0,3	56880
6,7	12000	0,1	8040	10,4	12000	0,2	24960	16,1	12000	0,3	57960
6,8	12000	0,1	8160	10,6	12000	0,2	25440	16,4	12000	0,3	59040
6,9	12000	0,1	8280	10,8	12000	0,2	25920	16,7	12000	0,3	60120
7	12000	0,1	8400	11	12000	0,2	26400	17	12000	0,3	61200

Tabela 11 – Molas equivalentes para solos não coesivos- $n_h=18000 \text{ kN/m}^3$

1° Trecho				2° Trecho				3° Trecho			
z (m)	n_h (kN/m^3)	l (m)	k_{mola} (kN/m)	z (m)	n_h (kN/m^3)	l (m)	k_{mola} (kN/m)	z (m)	n_h (kN/m^3)	l (m)	k_{mola} (kN/m)
5,1	18000	0,1	9180	7,2	18000	0,2	25920	11,3	18000	0,3	61020
5,2	18000	0,1	9360	7,4	18000	0,2	26640	11,6	18000	0,3	62640
5,3	18000	0,1	9540	7,6	18000	0,2	27360	11,9	18000	0,3	64260
5,4	18000	0,1	9720	7,8	18000	0,2	28080	12,2	18000	0,3	65880
5,5	18000	0,1	9900	8	18000	0,2	28800	12,5	18000	0,3	67500
5,6	18000	0,1	10080	8,2	18000	0,2	29520	12,8	18000	0,3	69120
5,7	18000	0,1	10260	8,4	18000	0,2	30240	13,1	18000	0,3	70740
5,8	18000	0,1	10440	8,6	18000	0,2	30960	13,4	18000	0,3	72360
5,9	18000	0,1	10620	8,8	18000	0,2	31680	13,7	18000	0,3	73980
6	18000	0,1	10800	9	18000	0,2	32400	14	18000	0,3	75600
6,1	18000	0,1	10980	9,2	18000	0,2	33120	14,3	18000	0,3	77220
6,2	18000	0,1	11160	9,4	18000	0,2	33840	14,6	18000	0,3	78840
6,3	18000	0,1	11340	9,6	18000	0,2	34560	14,9	18000	0,3	80460
6,4	18000	0,1	11520	9,8	18000	0,2	35280	15,2	18000	0,3	82080
6,5	18000	0,1	11700	10	18000	0,2	36000	15,5	18000	0,3	83700
6,6	18000	0,1	11880	10,2	18000	0,2	36720	15,8	18000	0,3	85320
6,7	18000	0,1	12060	10,4	18000	0,2	37440	16,1	18000	0,3	86940
6,8	18000	0,1	12240	10,6	18000	0,2	38160	16,4	18000	0,3	88560
6,9	18000	0,1	12420	10,8	18000	0,2	38880	16,7	18000	0,3	90180
7	18000	0,1	12600	11	18000	0,2	39600	17	18000	0,3	91800

c) SOLOS COESIVOS (ARGILAS)

Para simulação da rigidez de solo coesivo (argiloso), a obtenção de molas equivalentes foi realizada através do método disponível em REESE *et al* (2001), para argila rija sem presença de água. Os parâmetros escolhidos para argila podem ser vistos na tabela 12.

Tabela 12 – Parâmetros da argila rija sobreadensada selecionada para o modelo

Propriedades	Argila Rija
C_u (kN/m ²)	75
ϕ' (°)	33
γ (kN/m ³)	16

A hipótese de comportamento linear foi estabelecida, assumindo-se que a rigidez de mola equivalente será a derivada no início da curva, representando a tangente inicial à curva p-y obtida através do método de REESE *et al* (2001), no ponto de 10% da carga última. O cálculo da carga última e da expressão referente à curva p-y foram feitos como explicitado no item 4.2.1 do Capítulo 4, referente à argila rija sem presença de água. O coeficiente de mola equivalente é encontrado multiplicando-se o coeficiente de reação horizontal obtido pelo comprimento de influência do nó. O cálculo de rigidez e da carga última pode ser encontrado no anexo B, em forma de planilha MATHCAD (2007).

Os valores de rigidez para o solo argiloso em questão podem ser vistos na tabela 13. Nota-se que desde a primeira profundidade se obtém valor constante de coeficiente de reação horizontal, dado que a carga última desde a primeira profundidade é regida pela equação 4.24.

$$p_{ult} = 9c_u b \quad (4.24)$$

Isto acontece porque a equação 4.24 resulta em valores de carga última inferiores ao da equação 4.23.

$$p_{ult} = \left[3 + \frac{\gamma'}{c_u} z + \frac{J}{b} z \right] c_u b \quad (4.23)$$

Portanto, o coeficiente de reação não varia com a profundidade, o único fator que influencia a sua variação no modelo é a variação de comprimento de influencia do nó. Na tabela 13, encontram-se os valores de coeficiente de molas equivalentes para o solo argiloso adotado.

Tabela 13 – Molas equivalentes para solo argiloso adotado no modelo

1° Trecho				2° Trecho				3° Trecho			
z (m)	k (kN/m ²)	l (m)	k _{mola} (kN/m)	z (m)	k (kN/m ²)	l (m)	k _{mola} (kN/m)	z (m)	k (kN/m ²)	l (m)	k _{mola} (kN/m)
5,1	602700	0,1	60270	7,2	602700	0,2	120540	11	602700	0,3	180810
5,2	602700	0,1	60270	7,4	602700	0,2	120540	12	602700	0,3	180810
5,3	602700	0,1	60270	7,6	602700	0,2	120540	12	602700	0,3	180810
5,4	602700	0,1	60270	7,8	602700	0,2	120540	12	602700	0,3	180810
5,5	602700	0,1	60270	8	602700	0,2	120540	13	602700	0,3	180810
5,6	602700	0,1	60270	8,2	602700	0,2	120540	13	602700	0,3	180810
5,7	602700	0,1	60270	8,4	602700	0,2	120540	13	602700	0,3	180810
5,8	602700	0,1	60270	8,6	602700	0,2	120540	13	602700	0,3	180810
5,9	602700	0,1	60270	8,8	602700	0,2	120540	14	602700	0,3	180810
6	602700	0,1	60270	9	602700	0,2	120540	14	602700	0,3	180810
6,1	602700	0,1	60270	9,2	602700	0,2	120540	14	602700	0,3	180810
6,2	602700	0,1	60270	9,4	602700	0,2	120540	15	602700	0,3	180810
6,3	602700	0,1	60270	9,6	602700	0,2	120540	15	602700	0,3	180810
6,4	602700	0,1	60270	9,8	602700	0,2	120540	15	602700	0,3	180810
6,5	602700	0,1	60270	10	602700	0,2	120540	16	602700	0,3	180810
6,6	602700	0,1	60270	10,2	602700	0,2	120540	16	602700	0,3	180810
6,7	602700	0,1	60270	10,4	602700	0,2	120540	16	602700	0,3	180810
6,8	602700	0,1	60270	10,6	602700	0,2	120540	16	602700	0,3	180810
6,9	602700	0,1	60270	10,8	602700	0,2	120540	17	602700	0,3	180810
7	602700	0,1	60270	11	602700	0,2	120540	17	602700	0,3	180810

5.2.2 MODELO PARA CONSIDERAÇÃO DE INTERAÇÃO ATERRO-ENCONTRO DA PONTE

Uma ponte integral ao longo de sua vida útil se alonga e contrai devido às variações de temperatura diárias e anuais. Quando a ponte se contrai devido à queda de temperatura, se desenvolve um empuxo ativo no encontro, devido à presença do aterro.

A intensidade deste empuxo ativo pode ser calculada diretamente pela teoria de Rankine, disponível em BOWLES (1996). A consideração dos efeitos da interação aterro-encontro não é necessária em variações de temperatura negativas, pois a estrutura descola do solo, já que o mesmo não resiste à tração. No modelo, este aspecto se reflete ao modelar a estrutura sem molas na região do encontro para variações negativas de temperatura.

Entretanto quando a ponte dilata devido a um aumento de temperatura, a intensidade do empuxo gerado na região dos encontros depende da magnitude do deslocamento experimentado pela ponte em direção ao aterro. O coeficiente de empuxo varia entre coeficiente de empuxo no repouso (K_0) e coeficiente de empuxo passivo (K_p). Este empuxo representa um impedimento ao deslocamento da ponte, sendo, portanto na modelagem traduzido como molas equivalentes com certa rigidez calculada a partir dos coeficientes de empuxo. De acordo com DICLELI *et al* (2003) pode-se calcular a rigidez dos elementos de mola do encontro a partir da equação 5.1.

$$k_{mola} = \frac{F}{\Delta} = \frac{K \times \gamma \times l \times S \times z}{\Delta} \quad (5.1)$$

Onde:

F é a força resultante no nó;

Δ é o deslocamento do nó;

K é o coeficiente de empuxo, obtido de acordo com DICLELI *et al* (2003) pelo gráfico apresentado na figura 44, referente a certo deslocamento Δ ;

γ é o peso específico do aterro, tomado como 21 kN/m³ neste exemplo;

l é o comprimento de influência do nó;

S é o espaçamento entre as vigas, sendo neste exemplo igual a 2,4 m e

Z é a profundidade do nó.

Desta forma, foram introduzidas molas não-lineares nos modelos representativos de variação de temperatura positiva, através de elementos “link” no programa SAP 2000 (2009). Para cada valor de profundidade foi introduzido um elemento com propriedade de variação de rigidez calculada conforme a equação acima e o gráfico da figura 44.

Uma das curvas p-y calculada pode ser vista como exemplo na figura 45, e seu elemento de link correspondente na figura 46. Os gráficos para todas as profundidades encontram-se no Anexo C.

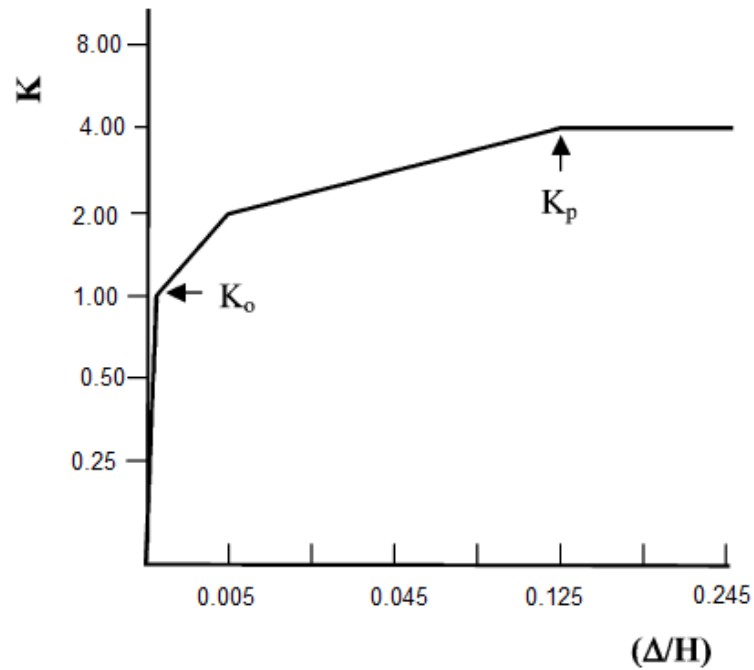


Figura 44- Aproximação quadri-linear para representação dos coeficientes de empuxo referentes à interação aterro-encontro de ponte integral, DICLELI et al (2003).

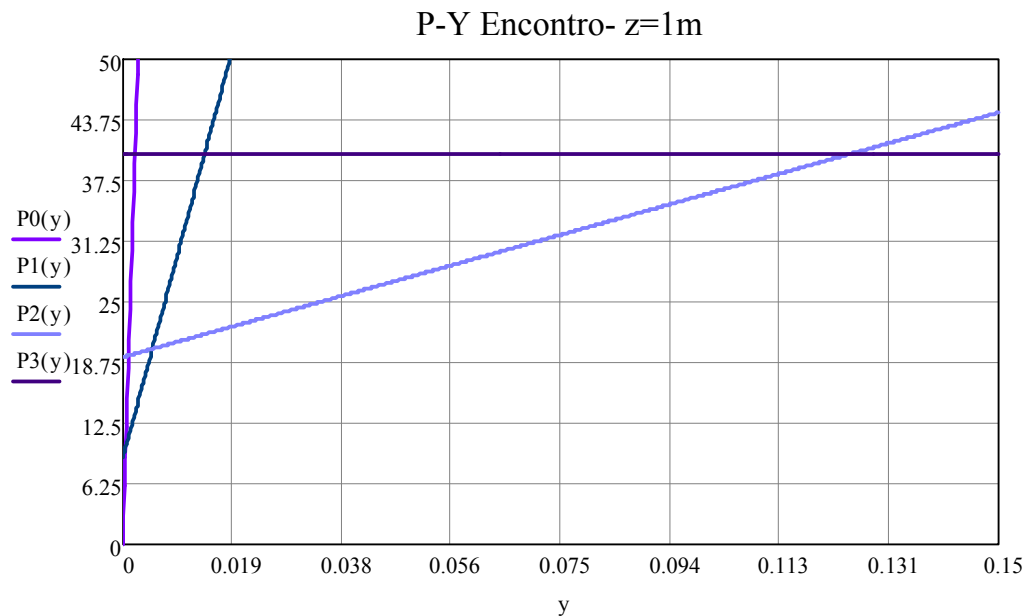


Figura 45- Curva p-y representativa de mola não-linear para a profundidade de 1m, MATHCAD (2007)

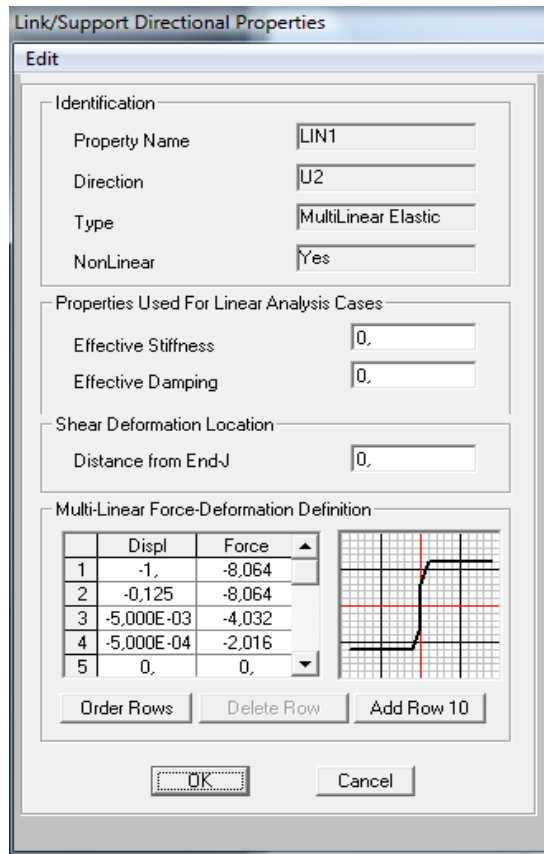


Figura 46- Elemento “link” para a profundidade de 1 metro, SAP2000 (2009)

6. RESULTADOS

Este capítulo trata dos resultados obtidos nas análises da ponte integral utilizada como exemplo. O Estado Limite utilizado para as verificações nesta etapa foi o de ruptura por fadiga de baixa ciclagem das estacas. Supôs-se que o encontro será dimensionado para suportar os esforços de cisalhamento e flexão impostos a ele devido às variações de temperatura. Os pontos dos gráficos momento-curvatura, obtidos por CHEN *et al* (1991) e disponibilizados no anexo A encontram-se resumidos na tabela 14 (ver também figura 15 e equações 3.6 a 3.15).

Tabela 14 – Pontos dos gráficos momento-curvatura atribuídos para as estacas, de acordo com CHEN et al (1991)

MOMENTO-CURVATURA				
	HP 310x125		HP 250x85	
	Maior inércia	Menor inércia	Maior inércia	Menor inércia
M_1 (kNm)	260,34	84,84	145,04	48,75
\varnothing_1 (m^{-1})	0,00481	0,00481	0,00591	0,00577
M_2 (kNm)	334,10	137,87	186,13	79,22
\varnothing_2 (m^{-1})	0,00801	0,01100	0,00984	0,01300
M_{pc} (kNm)	384,67	209,40	214,30	120,33

Foram feitos um total de 10 modelos no programa SAP2000 (2009), dois para cada tipo de solo modelado (foram cinco tipos de solo: quatro areias de compactidade variando de fofa à compacta e um tipo de argila, rijá sobreadensada). Cada um desses dois modelos de cada tipo de solo simulou as seguintes situações:

- Variação de temperatura negativa, onde não existem molas na região dos encontros e
- Variação de temperatura positiva, onde existem molas não-lineares na região dos encontros, simulando a aproximação quadri-linear retirada de DICLELI *et al* (2003) para representação dos coeficientes de empuxo referentes à interação

aterro-encontro de ponte integral, variando desde condição de repouso até condição passiva, conforme explicitado na figura 45.

Para simular a situação de plastificação das estacas foram lançados pelo programa elementos de rótulas plásticas (hinges) que simulavam o gráfico momento-curvatura conforme as recomendações de CHEN *et al* (1991) e já explicitado no capítulo 5.

Em todos os modelos foram lançadas molas lineares na região das estacas, com a rigidez respectiva de cada tipo de solo conforme explicitado no capítulo anterior. Então, aplicaram-se diversos valores de variação de temperatura até que fosse atingido o momento de ruptura por fadiga das estacas. Esse procedimento foi feito em cada modelo para ambos os perfis de estacas HP250x85 e HP310x125, nas posições de maior e menor inércia. A hipótese de comportamento linear da rigidez do solo na região das estacas será verificada no próximo item.

6.1 VERIFICAÇÃO DE HIPÓTESE DE COMPORTAMENTO LINEAR DO SOLO NA REGIÃO DAS ESTACAS METÁLICAS

Para que a hipótese de comportamento linear do terreno na análise seja validada é necessário que se verifique que para ambos os tipos de solo, as cargas resultantes em cada mola sejam inferiores às cargas últimas do terreno na profundidade em questão. Essa situação será verificada nos itens que seguem.

Foi feita uma comparação a partir das reações encontradas nas estacas pelo programa SAP2000 (2009) para os momentos de ruptura por fadiga devido a variações de temperatura com as cargas de ruptura de cada tipo de solo. Para efeito de comparação, deve-se verificar a reação nos nós das estacas quando atingem o momento de ruptura por fadiga. Compara-se este valor com a carga de ruptura multiplicada pelo comprimento de influência de nó. A carga de ruptura de cada tipo de solo foi calculada conforme os modelos propostos por REESE *et al* (2001) e expostos no item 4.2. do capítulo 4 e encontram-se no anexo D.

Foram utilizados os comprimentos de influência de 0,1 m de 0 a 2 m de estaca (profundidade de 5 a 7m, considerando que o encontro possui 5 m), 0,2 m de 2 a 6

metros de estaca (profundidade de 7 a 11m) e 0,3 de 6 a 12 metros de estaca (profundidade de 11 a 17m). A comparação foi feita com os primeiros nós de cada um desses trechos, dado que os valores de reação vão diminuindo com a profundidade. Nas figuras 47, 48 e 49 encontram-se a numeração dos nós dada pelo programa SAP2000 (2009), pois tal conhecimento será necessário para identificação das reações em cada mola.

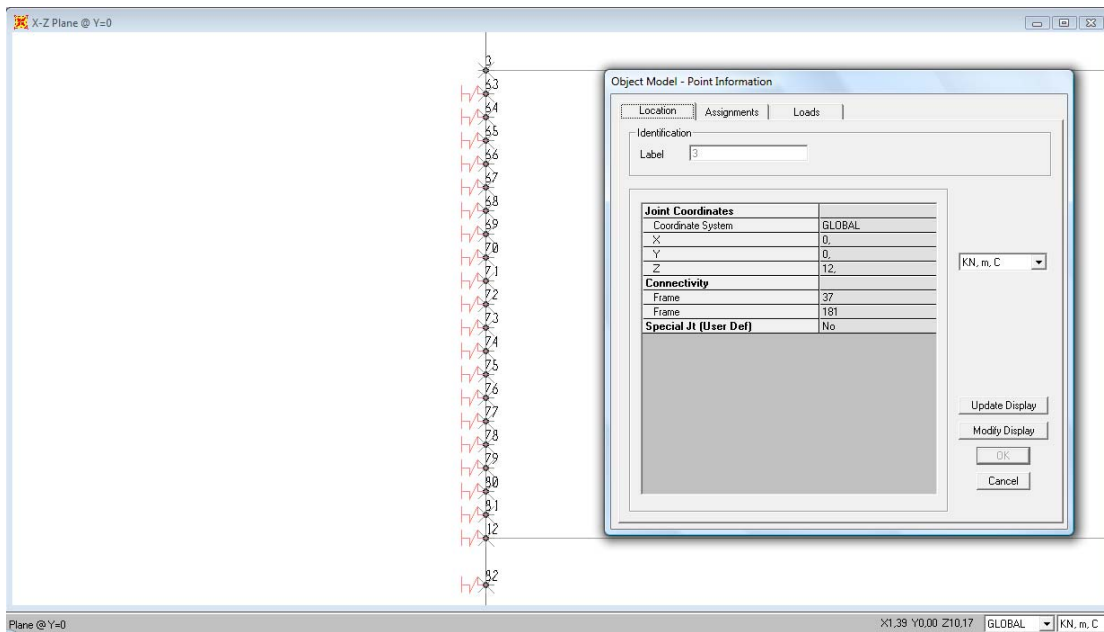


Figura 47- Numeração dos nós- 1º Trecho, SAP2000 (2009)

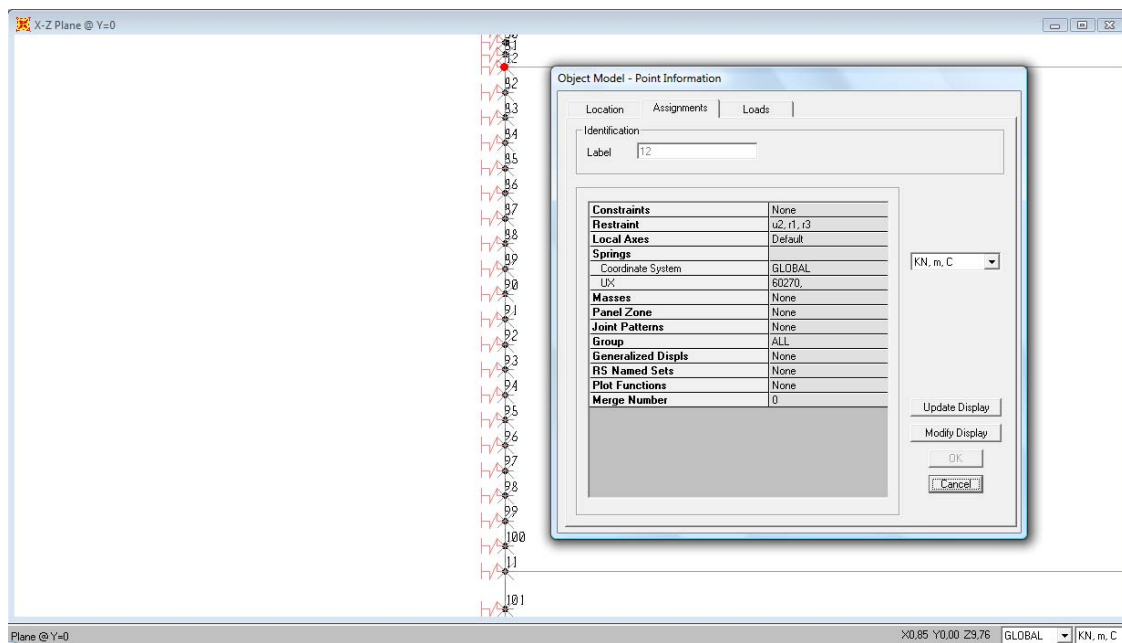


Figura 48- Numeração dos nós- 2º Trecho, SAP2000 (2009)

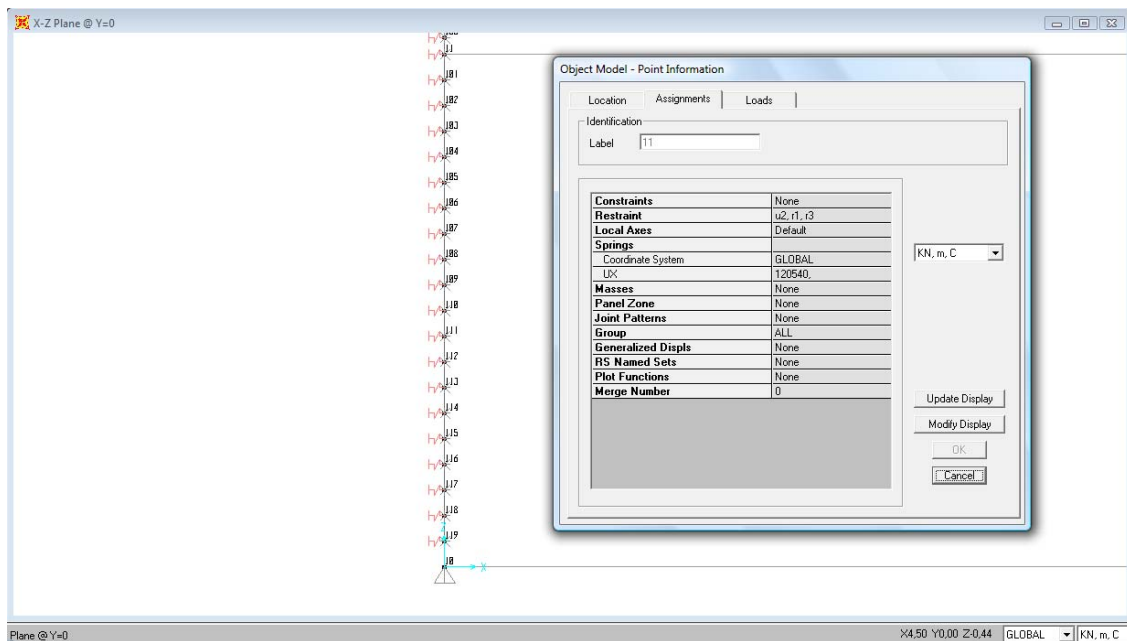


Figura 49- Numeração dos nós- 3º Trecho, SAP2000 (2009)

6.1.1 SOLO COESIVO- ARGILA RIJA SOBREADENSADA

Observa-se nas tabelas 15 e 16 que as reações de apoio nas molas que representam o solo excederam à carga de ruptura da argila em aproximadamente 7,5% do comprimento da estaca, na parte superior. Conclui-se que a rigidez calculada como a inclinação da curva p-y para uma carga igual a 10% da carga última não é consistente com o resultado obtido e deveria ser reduzida por tentativas até que a reação de apoio resultante fosse compatível com o nível de carga para o qual foi calculada a rigidez, de modo a se manter a hipótese de análise linear. Mais correto ainda seria efetuar a análise não-linear. Apesar disso, para efeito deste trabalho, os resultados obtidos desta análise serão apresentados como uma estimativa preliminar.

Tabela 15 – Verificação de carga de ruptura do solo- solo coesivo - HP250x85

Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP250x85 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP-50	-291,34	5,0	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
64	TEMP-50	-246,43	5,1	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
65	TEMP-50	-199,83	5,2	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
66	TEMP-50	-115,38	5,3	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
67	TEMP-50	-81,19	5,4	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
68	TEMP-50	-31,55	5,5	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
69	TEMP-50	-15,34	5,6	175,50	0,1	17,55	OK
12	TEMP-50	2,29	7,0	175,50	0,2	35,10	OK
11	TEMP-50	-0,01	11,0	175,50	0,3	52,65	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP250x85 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP+75	284,23	5,0	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
64	TEMP+75	218,29	5,1	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
65	TEMP+75	154,53	5,2	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
66	TEMP+75	95,43	5,3	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
67	TEMP+75	47,53	5,4	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
68	TEMP+75	29,71	5,5	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
69	TEMP+75	16,90	5,6	175,50	0,1	17,55	OK
12	TEMP+75	-2,33	7,0	175,50	0,2	35,10	OK
11	TEMP+75	0,01	11,0	175,50	0,3	52,65	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP250x85 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP-100	-308,40	5,0	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
64	TEMP-100	-266,91	5,1	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
65	TEMP-100	-225,35	5,2	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
66	TEMP-100	-185,47	5,3	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
67	TEMP-100	-148,52	5,4	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
68	TEMP-100	-115,25	5,5	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
69	TEMP-100	-86,09	5,6	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
70	TEMP-100	-61,15	5,7	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
71	TEMP-100	-40,35	5,8	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
72	TEMP-100	-23,44	5,9	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
73	TEMP-100	-10,09	6,0	175,50	0,1	17,55	OK
12	TEMP-100	24,04	7,0	175,50	0,2	35,10	OK
11	TEMP-100	-0,06	11,0	175,50	0,3	52,65	OK

Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP250x85 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP+110	482,78	5,0	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
64	TEMP+110	375,14	5,1	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
65	TEMP+110	279,55	5,2	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
66	TEMP+110	194,99	5,3	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
67	TEMP+110	122,17	5,4	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
68	TEMP+110	75,58	5,5	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
69	TEMP+110	51,79	5,6	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
70	TEMP+110	33,10	5,7	175,50	0,1	17,55	NÃO OK
71	TEMP+110	7,89	5,8	175,50	0,1	17,55	OK
12	TEMP+110	-14,69	7,0	175,50	0,2	35,10	OK
11	TEMP+110	0,01	11,0	175,50	0,3	52,65	OK

Tabela 16 – Verificação de carga de ruptura do solo- solo coesivo- HP310x125

Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP310x125 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP-75	-413,88	5,0	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
64	TEMP-75	-346,78	5,1	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
65	TEMP-75	-288,78	5,2	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
66	TEMP-75	-233,22	5,3	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
67	TEMP-75	-182,79	5,4	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
68	TEMP-75	-137,59	5,5	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
69	TEMP-75	-99,31	5,6	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
70	TEMP-75	-67,69	5,7	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
71	TEMP-75	-42,35	5,8	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
72	TEMP-75	-22,66	5,9	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
73	TEMP-75	-7,93	6,0	210,60	0,1	21,06	OK
12	TEMP-75	13,44	7,0	210,60	0,2	42,12	OK
11	TEMP-75	-0,02	11,0	210,60	0,3	63,18	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP310x125 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP+100	451,78	5,0	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
64	TEMP+100	352,54	5,1	210,60	0,1	21,06	NÃO OK

Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP310x125 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
65	TEMP+100	257,12	5,2	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
66	TEMP+100	167,60	5,3	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
67	TEMP+100	87,24	5,4	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
68	TEMP+100	39,88	5,5	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
69	TEMP+100	25,79	5,6	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
70	TEMP+100	14,64	5,7	210,60	0,1	21,06	OK
12	TEMP+100	-7,56	7,0	210,60	0,2	42,12	OK
11	TEMP+100	0,01	11,0	210,60	0,3	63,18	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP310x125 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP-90	-504,50	5,0	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
64	TEMP-90	-423,60	5,1	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
65	TEMP-90	-350,09	5,2	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
66	TEMP-90	-283,96	5,3	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
67	TEMP-90	-225,48	5,4	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
68	TEMP-90	-174,57	5,5	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
69	TEMP-90	-131,36	5,6	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
70	TEMP-90	-95,52	5,7	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
71	TEMP-90	-66,34	5,8	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
72	TEMP-90	-42,90	5,9	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
73	TEMP-90	-24,22	6,0	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
74	TEMP-90	-9,68	6,1	210,60	0,1	21,06	OK
12	TEMP-90	41,92	7,0	210,60	0,2	42,12	OK
11	TEMP-90	-0,17	11,0	210,60	0,3	63,18	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP310x125 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP+150	673,66	5,0	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
64	TEMP+150	548,98	5,1	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
65	TEMP+150	431,56	5,2	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
66	TEMP+150	321,71	5,3	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
67	TEMP+150	223,73	5,4	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
68	TEMP+150	145,49	5,5	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
69	TEMP+150	87,56	5,6	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
70	TEMP+150	64,56	5,7	210,60	0,1	21,06	NÃO OK

Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP310x125 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
71	TEMP+150	45,38	5,8	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
72	TEMP+150	29,62	5,9	210,60	0,1	21,06	NÃO OK
73	TEMP+150	16,90	6,0	210,60	0,1	21,06	OK
12	TEMP+150	29,75	7,0	210,60	0,2	42,12	OK
11	TEMP+150	0,12	11,0	210,60	0,3	63,18	OK

6.1.2 SOLOS NÃO-COESIVOS

a) $n_h=2000 \text{ kN/m}^3$

Na tabela 17 encontram-se os valores de reação encontrados para cada caso para o solo não-coesivo de $n_h=2000 \text{ kN/m}^3$, e a comparação com a carga última, para variações de temperatura positivas e negativas, para o perfil HP250x85. Na tabela 18 encontram-se os valores de reação encontrados para cada caso para o solo não-coesivo de $n_h=2000 \text{ kN/m}^3$, e a comparação com a carga última, para variações de temperatura positivas e negativas, para o perfil HP310x125.

Nota-se que para a estaca perfil HP250x85 tanto para variação de temperatura positiva quanto negativa, nos eixos de maior e menor inércia, e na estaca HP310x125 tanto para variação de temperatura positiva quanto negativa, nos eixos de maior e menor inércia encontra-se reação horizontal no topo das estacas superior à carga de ruptura. Porém, como se verificou também que somente no primeiro trechos da estaca a carga ultrapassou a carga última (menos de 1% do comprimento da estaca), essa situação não invalida a análise, pois a hipótese de comportamento linear ocorre na maior extensão da estaca.

Tabela 17 – Verificação de carga de ruptura do solo- solos arenosos ($n_h=2000kN/m^3$)

HP250x85

Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP250x85 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP-80	-43,94	5,0	597,90	0,1	59,79	OK
12	TEMP-80	-0,67	7,0	837,06	0,2	167,41	OK
11	TEMP-80	0,22	11,0	1315,00	0,3	394,50	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP250x85 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP+120	131,23	5,0	597,90	0,1	59,79	NÃO OK
64	TEMP+120	41,23	5,1	609,86	0,1	60,99	OK
12	TEMP+120	1,14	7,0	837,06	0,2	167,41	OK
11	TEMP+120	-0,07	11,0	1315,00	0,3	394,50	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP250x85 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP-65	-31,93	5,0	597,90	0,1	59,79	OK
12	TEMP-65	-14,72	7,0	837,06	0,2	167,41	OK
11	TEMP-65	2,88	11,0	1315,00	0,3	394,50	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP250x85 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP+125	130,41	5,0	597,90	0,1	59,79	NÃO OK
64	TEMP+95	39,97	5,1	609,86	0,1	60,99	OK
12	TEMP+95	14,06	7,0	837,06	0,2	167,41	OK
11	TEMP+95	-2,88	11,0	1315,00	0,3	394,50	OK

Tabela 18 – Verificação de carga de ruptura do solo- arenosos ($n_h=2000\text{kN/m}^3$)

HP310x125

Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP310x125 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP-85	-47,99	5,0	717,48	0,1	71,75	OK
12	TEMP-85	-5,15	7,0	1004,00	0,2	200,80	OK
11	TEMP-85	0,27	11,0	1578,00	0,3	473,40	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP310x125 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP+145	139,92	5,0	717,48	0,1	71,75	NÃO OK
64	TEMP+145	51,67	5,1	731,83	0,1	73,18	OK
12	TEMP+145	4,67	7,0	1004,00	0,2	200,80	OK
11	TEMP+145	-1,07	11,0	1578,00	0,3	473,40	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP310x125 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP-90	-42,11	5,0	717,48	0,1	71,75	OK
12	TEMP-90	-29,26	7,0	1004,00	0,2	200,80	OK
11	TEMP-90	7,99	11,0	1578,00	0,3	473,40	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP310x125 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP+150	137,50	5,0	717,48	0,1	71,75	NÃO OK
64	TEMP+150	46,32	5,1	731,83	0,1	73,18	OK
12	TEMP+150	27,47	7,0	1004,00	0,2	200,80	OK
11	TEMP+150	-7,67	11,0	1578,00	0,3	473,40	OK

b) $n_h=6000 \text{ kN/m}^3$

Na tabela 19 encontram-se os valores de reação encontrados para cada caso para o solo não-coesivo de $n_h=6000\text{kN/m}^3$, e a comparação com a carga última, para variações de temperatura positivas e negativas, para o perfil HP250x85. Na tabela 20 encontram-se

os valores de reação encontrados para cada caso para o solo não-coesivo de $n_h=6000\text{kN/m}^3$, e a comparação com a carga última, para variações de temperatura positivas e negativas, para o perfil HP310x125. Nota-se que para a estaca perfil HP250x85 tanto para variação de temperatura positiva quanto negativa, nos eixos de maior e menor inércia, e na estaca HP310x125 tanto para variação de temperatura positiva quanto negativa, nos eixos de maior e menor inércia em nenhum trecho das estacas encontra-se reação horizontal no topo das estacas superior à carga de ruptura. Logo a hipótese de comportamento linear das estacas é válida para toda a extensão das estacas para solos não coesivos com $n_h=6000\text{kN/m}^3$.

Tabela 19 – Verificação de carga de ruptura do solo- solos não-coesivos

($n_h=6000\text{kN/m}^3$) HP250x85

Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP250x85 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP-55	-72,01	5	1259,00	0,1	125,90	OK
12	TEMP-55	1,01	7	1762,00	0,2	352,40	OK
11	TEMP-55	0,08	11	2769,00	0,3	830,70	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP250x85 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP+90	115,63	5	1259,00	0,1	125,90	OK
12	TEMP+90	-0,90	7	1762,00	0,2	352,40	OK
11	TEMP+90	0,04	11	2769,00	0,3	830,70	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP250x85 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP-55	-61,65	5	1259,00	0,1	125,90	OK
12	TEMP-55	3,65	7	1762,00	0,2	352,40	OK
11	TEMP-55	-0,13	11	2769,00	0,3	830,70	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP250x85 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP+100	116,53	5	1259,00	0,1	125,90	OK
12	TEMP+100	2,88	7	1762,00	0,2	352,40	OK
11	TEMP+100	-0,01	11	2769,00	0,3	830,70	OK

Tabela 20 – Verificação de carga de ruptura do solo- não-coesivos ($n_h=6000\text{kN/m}^3$)

HP310x125

Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP310x125 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P última (kN/m)	l (m)	Q última (kN)	Verificação
63	TEMP-70	-85,61	5	1511,00	0,1	151,10	OK
12	TEMP-70	2,54	7	2115,00	0,2	423,00	OK
11	TEMP-70	-0,17	11	3323,00	0,3	996,90	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP310x125 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P última (kN/m)	l (m)	Q última (kN)	Verificação
63	TEMP+110	120,91	5	1511,00	0,1	151,10	OK
12	TEMP+110	2,47	7	2115,00	0,2	423,00	OK
11	TEMP+110	-0,50	11	3323,00	0,3	996,90	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP310x125 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P última (kN/m)	l (m)	Q última (kN)	Verificação
63	TEMP-80	-82,77	5	1511,00	0,1	151,1	OK
12	TEMP-80	4,2700	7	2115,00	0,2	423	OK
11	TEMP-80	-0,5300	11	3323,00	0,3	996,9	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP310x125 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P última (kN/m)	l (m)	Q última (kN)	Verificação
63	TEMP+130	123,52	5	1511,00	0,1	151,10	OK
12	TEMP+130	28,84	7	2115,00	0,2	423,00	OK
11	TEMP+130	-4,04	11	3323,00	0,3	996,90	OK

c) $n_h=12000\text{ kN/m}^3$

Na tabela 21 encontram-se os valores de reação encontrados para cada caso para o solo não-coesivo de $n_h=12000\text{kN/m}^3$, e a comparação com a carga última, para variações de temperatura positivas e negativas, para o perfil HP250x85. Na tabela 22 encontram-se os valores de reação encontrados para cada caso para o solo não-coesivo

de $n_h=12000\text{kN/m}^3$, e a comparação com a carga última, para variações de temperatura positivas e negativas, para o perfil HP310x125.

Nota-se que para a estaca perfil HP250x85 tanto para variação de temperatura positiva quanto negativa, nos eixos de maior e menor inércia, e na estaca HP310x125 tanto para variação de temperatura positiva quanto negativa, nos eixos de maior e menor inércia em nenhum trecho das estacas encontra-se reação horizontal no topo das estacas superior à carga de ruptura. Logo a hipótese de comportamento linear das estacas é válida para toda a extensão das estacas para solos não coesivos com $n_h=12000\text{kN/m}^3$.

*Tabela 21 – Verificação de carga de ruptura do solo- solos não-coesivos
($n_h=12000\text{kN/m}^3$) HP250x85*

Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP250x85 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP-46	-97,90	5	1839,00	0,1	183,9	OK
12	TEMP-46	2,96	7	2575,00	0,2	515,0	OK
11	TEMP-46	-0,04	11	4047,00	0,3	1214,1	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP250x85 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP+70	105,88	5	1839,00	0,1	183,9	OK
12	TEMP+70	-7,45	7	2575,00	0,2	515,0	OK
11	TEMP+70	0,02	11	4047,00	0,3	1214,1	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP250x85 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP-55	-104,39	5	1839,00	0,1	183,9	OK
12	TEMP-55	7,43	7	2575,00	0,2	515,0	OK
11	TEMP-55	-0,53	11	4047,00	0,3	1214,1	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP250x85 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP+90	109,95	5	1839,00	0,1	183,9	OK
12	TEMP+90	-10,13	7	2575,00	0,2	515,0	OK
11	TEMP+90	0,90	11	4047,00	0,3	1214,1	OK

Tabela 22 – Verificação de carga de ruptura do solo- não-coesivos ($n_h=12000\text{kN/m}^3$)

HP310x125

Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP310x125 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP-60	-118,1700	5	1850,00	0,1	185,0	OK
12	TEMP-60	1,7100	7	3090,00	0,2	618,0	OK
11	TEMP-60	-0,2900	11	4856,00	0,3	1456,8	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP310x125 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP+95	118,77	5	1850,00	0,1	185,0	OK
12	TEMP+95	-9,95	7	3090,00	0,2	618,0	OK
11	TEMP+95	0,42	11	4856,00	0,3	1456,8	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP310x125 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP-80	-133,01	5	1850,00	0,1	185,0	OK
12	TEMP-80	8,34	7	3090,00	0,2	618,0	OK
11	TEMP-80	-0,47	11	4856,00	0,3	1456,8	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP310x125 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP+115	119,31	5	1850,00	0,1	185,0	OK
12	TEMP+115	11,49	7	3090,00	0,2	618,0	OK
11	TEMP+115	-0,74	11	4856,00	0,3	1456,8	OK

d) $n_h=18000\text{ kN/m}^3$

Na tabela 23 encontram-se os valores de reação encontrados para cada caso para o solo não-coesivo de $n_h=18000\text{kN/m}^3$, e a comparação com a carga última, para variações de temperatura positivas e negativas, para o perfil HP250x85. Na tabela 24 encontram-se os valores de reação encontrados para cada caso para o solo não-coesivo

de $n_h=18000\text{kN/m}^3$, e a comparação com a carga última, para variações de temperatura positivas e negativas, para o perfil HP310x125.

Nota-se que para a estaca perfil HP250x85 tanto para variação de temperatura positiva quanto negativa, nos eixos de maior e menor inércia, e na estaca HP310x125 tanto para variação de temperatura positiva quanto negativa, nos eixos de maior e menor inércia em nenhum trecho das estacas encontra-se reação horizontal no topo das estacas superior à carga de ruptura. Logo a hipótese de comportamento linear das estacas é válida para toda a extensão das estacas para solos não coesivos com $n_h=18000\text{kN/m}^3$.

*Tabela 23 – Verificação de carga de ruptura do solo- solos não-coesivos
($n_h=18000\text{kN/m}^3$) HP250x85*

Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP250x85 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP-45	-128,55	5	1947,00	0,1	194,7	OK
12	TEMP-45	2,39	7	3760,00	0,2	752,0	OK
11	TEMP-45	-0,01	11	5957,00	0,3	1787,1	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP250x85 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP+70	105,59	5	1947,00	0,1	194,7	OK
12	TEMP+70	-7,59	7	3760,00	0,2	752,0	OK
11	TEMP+70	0,03	11	5957,00	0,3	1787,1	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP250x85 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP-55	-110,05	5	1947,00	0,1	194,7	OK
12	TEMP-55	11,86	7	3760,00	0,2	752,0	OK
11	TEMP-55	-0,42	11	5957,00	0,3	1787,1	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP250x85 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP+90	122,96	5	1947,00	0,1	194,7	OK
12	TEMP+90	-12,79	7	3760,00	0,2	752,0	OK
11	TEMP+90	0,62	11	5957,00	0,3	1787,1	OK

Tabela 24 – Verificação de carga de ruptura do solo- não-coesivos ($n_h=18000\text{kN/m}^3$)

HP310x125

Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP310x125 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP-60	-147,79	5	2024,00	0,1	202,4	OK
12	TEMP-60	2,76	7	3760,00	0,2	752,0	OK
11	TEMP-60	-0,27	11	7149,00	0,3	2144,7	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP310x125 -Eixo de menor inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP+95	110,89	5	2024,00	0,1	202,4	OK
12	TEMP+95	-12,96	7	3760,00	0,2	752,0	OK
11	TEMP+95	0,16	11	7149,00	0,3	2144,7	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura negativa- Estaca HP310x125 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP-80	-162,95	5	2024,00	0,1	202,4	OK
12	TEMP-80	15,66	7	3760,00	0,2	752,0	OK
11	TEMP-80	-0,03	11	7149,00	0,3	2144,7	OK
Verificação de carga última a partir de reações nos nós- Variação de temperatura positiva- Estaca HP310x125 -Eixo de maior inércia							
Nó	Caso de Carga	Força horizontal (kN)	Profundidade (m)	P ultima (kN/m)	l (m)	Q ultima (kN)	Verificação
63	TEMP+115	162,61	5	2024,00	0,1	202,4	OK
12	TEMP+115	-20,66	7	3760,00	0,2	752,0	OK
11	TEMP+115	2,17	11	7149,00	0,3	2144,7	OK

6.2 DESLOCAMENTOS X VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

Neste item serão verificados os deslocamentos horizontais máximos que os encontros da ponte modelada atingem devido às variações de temperatura até que se que ocorra o momento limite até a ocorrência de fadiga de baixa ciclagem nas estacas metálicas, e a sua respectiva variação de temperatura máxima.

6.2.1 SOLO COESIVO- ARGILA RIJA SOBREADENSADA

Para a argila do exemplo foram obtidos os valores de deslocamentos máximos (no nível do centróide do tabuleiro) e respectivas temperaturas máximas descritos na tabela 25, até que fosse atingido o momento de ruptura por fadiga da estacas (M_{pc}), passando pelos valores intermediários de M_1 e M_2 , conforme o modelo proposto por CHEN *et al* (1991) e representado na figura 15. Na figura 50, pode-se verificar um diagrama de momentos típico na região superior das estacas do modelo, para ilustração. Nota-se que o momento máximo ocorre no topo da estaca (entre a mesma e o encontro). Na figura 51, um gráfico dos momentos na estaca em função dos deslocamentos horizontais do encontro, até que a estrutura atinja o momento máximo de ruptura por fadiga de baixa ciclagem nas estacas. Para cada curva são marcados 3 pontos que correspondem aos deslocamentos em que a estaca atinge respectivamente os momentos M_1 , M_2 e M_{pc} da curva momento x curvatura da estaca ilustrada na Fig. 15.

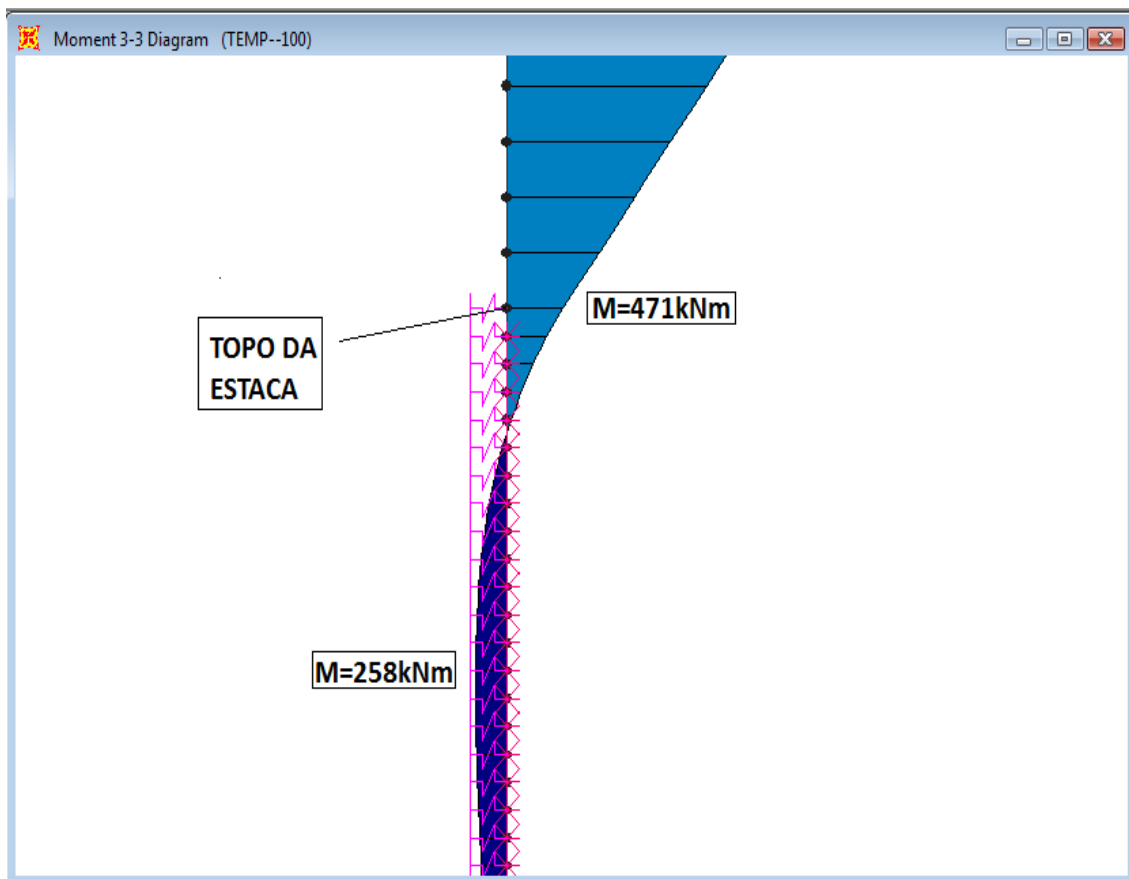


Figura 50 – Diagrama de momentos típico do modelo na região superior das estacas, SAP2000 (2009).

Tabela 25 – Deslocamentos e variações de temperatura máxima até ruptura por fadiga das estacas para o solo coesivo (argila sobreadensada) escolhido no modelo

Perfil	Mpc (kNm)	Δ T (°C)		Δ (m)	M ₂ (kNm)	Δ T (°C)		Δ (m)	M ₁ (kNm)	Δ T (°C)		Δ (m)	
		T- (°C)	-90			T- (°C)	-80			T- (°C)	-60		
310x125	Maior inércia	385	T- (°C)	-90	-0,0552	334	T- (°C)	-80	-0,0491	260	T- (°C)	-60	-0,0368
	Menor inércia	209	T- (°C)	-75	-0,0458	138	T- (°C)	-52	-0,0318	85	T- (°C)	-32	-0,0196
250x85	Maior inércia	214	T- (°C)	-100	-0,0584	186	T- (°C)	-80	-0,0487	145	T- (°C)	-70	-0,0426
	Menor inércia	120	T- (°C)	-50	-0,0305	79	T- (°C)	-30	-0,0183	49	T- (°C)	-20	-0,0122
Perfil	Mpc (kNm)	Δ T (°C)		Δ (m)	M ₂ (kNm)	Δ T (°C)		Δ (m)	M ₁ (kNm)	Δ T (°C)		Δ (m)	
		T+ (°C)	150			T+ (°C)	140			T+ (°C)	120		
310x125	Maior inércia	385	T+ (°C)	150	0,0914	334	T+ (°C)	140	0,0852	260	T+ (°C)	120	0,0728
	Menor inércia	209	T+ (°C)	100	0,0608	138	T+ (°C)	80	0,0481	85	T+ (°C)	70	0,0418
250x85	Maior inércia	214	T+ (°C)	110	0,0669	186	T+ (°C)	100	0,0606	145	T+ (°C)	95	0,0575
	Menor inércia	120	T+ (°C)	75	0,0451	79	T+ (°C)	65	0,0388	49	T+ (°C)	55	0,0325

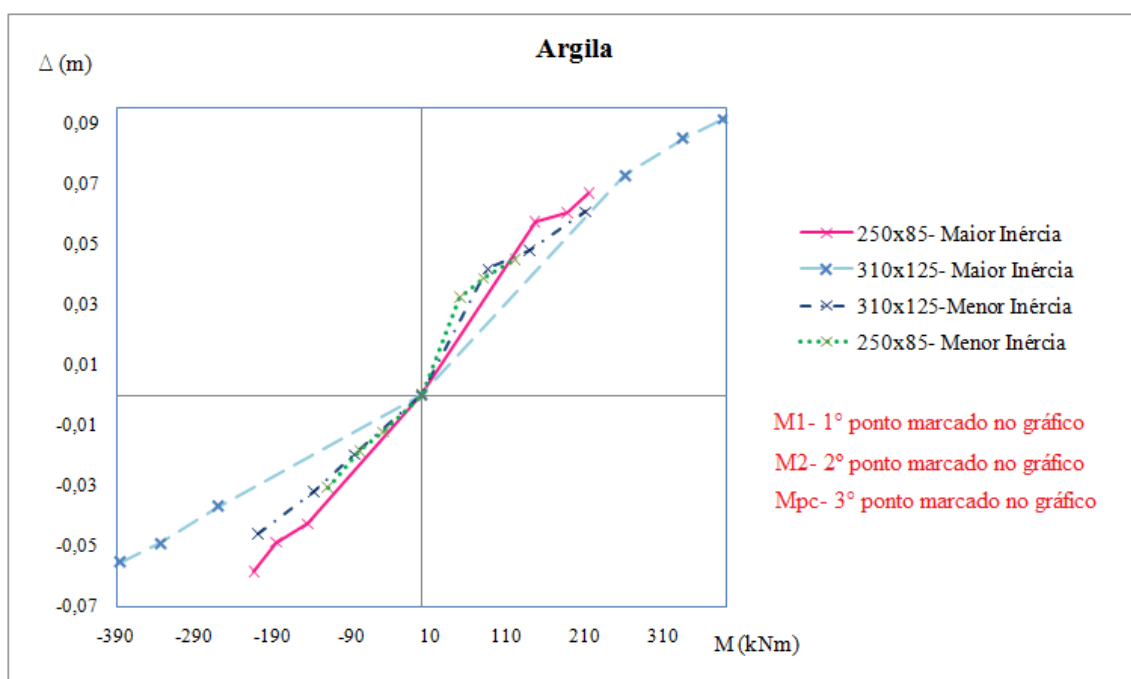


Figura 51 – Gráfico de momentos na estaca x deslocamento horizontal do encontro, solo argiloso.

6.2.2 SOLOS NÃO-COESIVOS

a) $n_h=2000\text{kN/m}^3$

Para o solo coesivo de $n_h=2000\text{ kN/m}^3$ foram obtidos os valores de deslocamento máximo e respectivas temperaturas máximas descritos na tabela 26, até que fosse atingido o momento de ruptura por fadiga da estacas (Mpc). Na figura 52, um gráfico dos momentos na estaca em função dos deslocamentos horizontais do encontro, até que a estrutura atinja o momento máximo de ruptura por fadiga de baixa ciclagem nas estacas.

Tabela 26 – Deslocamentos e variações de temperatura máxima até ruptura por fadiga das estacas para o solo não-coesivo ($n_h=2000\text{kN/m}^3$)

Perfil		Mpc (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)	M ₂ (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)	M ₁ (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)
310x125	Maior inércia	385	T- (°C)	-90	-0,0580	334	T- (°C)	-65	-0,0418	260	T- (°C)	-35	-0,0225
	Menor inércia	209	T- (°C)	-85	-0,0551	138	T- (°C)	-46	-0,0297	85	T- (°C)	-15	-0,0097
250x85	Maior inércia	214	T- (°C)	-75	-0,0520	186	T- (°C)	-50	-0,0323	145	T- (°C)	-35	-0,0226
	Menor inércia	120	T- (°C)	-80	-0,0520	79	T- (°C)	-40	-0,0259	49	T- (°C)	-10	-0,0065
Perfil		Mpc (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)	M ₂ (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)	M ₁ (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)
310x125	Maior inércia	385	T+ (°C)	150	0,0935	334	T+ (°C)	135	0,0839	260	T+ (°C)	95	0,0584
	Menor inércia	209	T+ (°C)	145	0,0906	138	T+ (°C)	95	0,0585	85	T+ (°C)	65	0,0393
250x85	Maior inércia	214	T+ (°C)	125	0,0776	186	T+ (°C)	110	0,0680	145	T+ (°C)	80	0,0489
	Menor inércia	120	T+ (°C)	120	0,0746	79	T+ (°C)	85	0,5535	49	T+ (°C)	58	0,0345

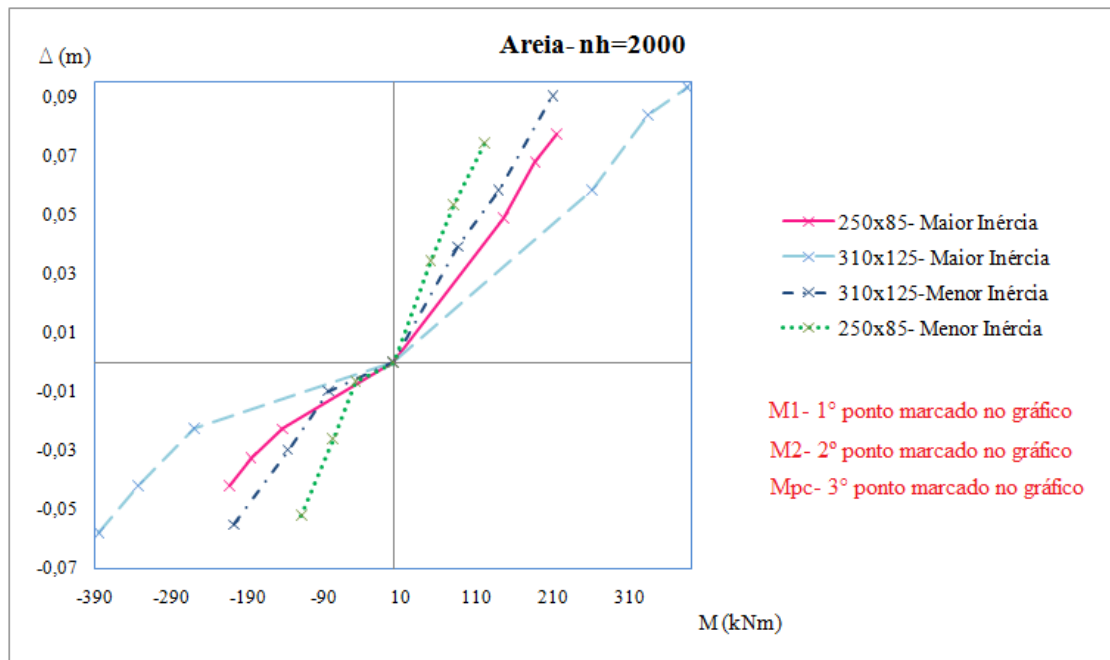


Figura 52 – Gráfico de momentos na estaca x deslocamento horizontal do encontro, solo arenoso ($n_h=2000 \text{ kN/m}^3$).

b) $n_h=6000 \text{ kN/m}^3$

Para o solo coesivo de $n_h=6000 \text{ kN/m}^3$ foram obtidos os valores de deslocamento máximo e respectivas temperaturas máximas descritos na tabela 27, até que fosse atingido o momento de ruptura por fadiga da estacas (Mpc). Na figura 53, um gráfico dos momentos na estaca em função dos deslocamentos horizontais do encontro, até que a estrutura atinja o momento máximo de ruptura por fadiga de baixa ciclagem nas estacas.

Tabela 27 – Deslocamentos e variações de temperatura máxima até ruptura por fadiga das estacas para o solo não-coesivo ($n_h=6000\text{kN/m}^3$)

Perfil		Mpc (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)	M ₂ (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)	M ₁ (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)
310x125	Maior inércia	385	T-	-80	-0,0507	334	T-	-60	-0,0380	260	T-	-35	-0,0221
	Menor inércia	209	T-	-70	-0,0447	138	T-	-40	-0,0255	85	T-	-15	-0,0095
250x85	Maior inércia	214	T-	-55	-0,0350	186	T-	-35	-0,0222	145	T-	-25	-0,0159
	Menor inércia	120	T-	-55	-0,0353	79	T-	-25	-0,0160	49	T-	-10	-0,0064
Perfil		Mpc (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)	M ₂ (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)	M ₁ (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)
310x125	Maior inércia	385	T+	130	0,0802	334	T+	105	0,0643	260	T+	90	0,0549
	Menor inércia	209	T+	110	0,0676	138	T+	80	0,0486	85	T+	70	0,0423
250x85	Maior inércia	214	T+	100	0,0614	186	T+	80	0,0487	145	T+	75	0,0456
	Menor inércia	120	T+	90	0,0552	79	T+	65	0,0393	49	T+	55	0,0330

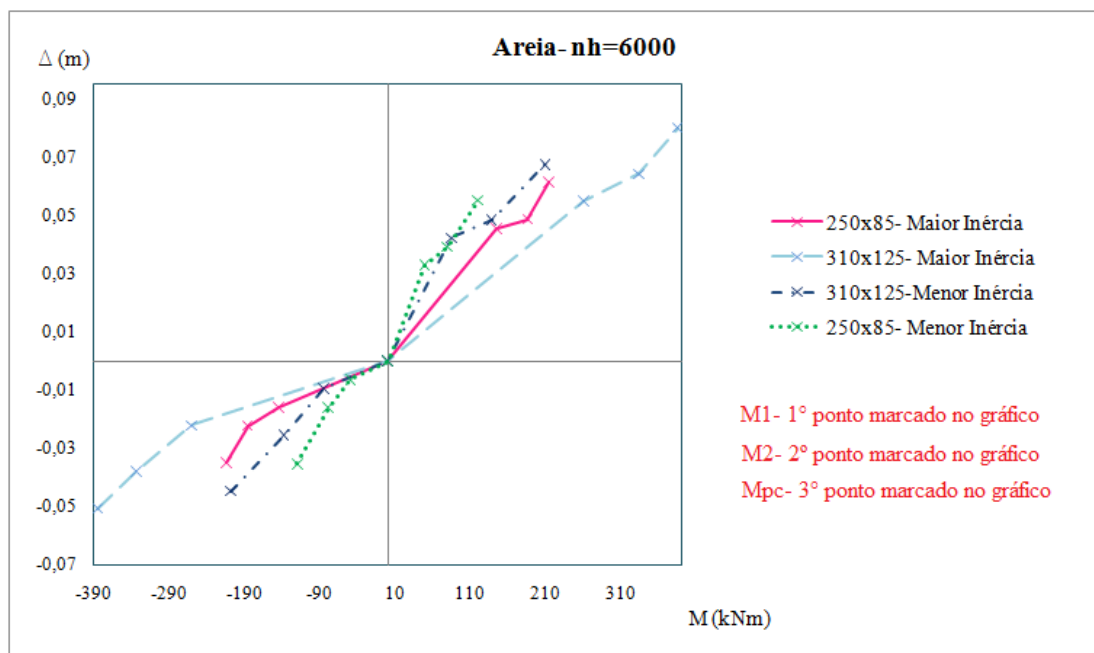


Figura 53 – Gráfico de momentos na estaca x deslocamento horizontal do encontro, solo arenoso ($n_h=6000\text{kN/m}^3$).

c) $n_h=12000 \text{ kN/m}^3$

Para o solo coesivo de $n_h=12000 \text{ kN/m}^3$ foram obtidos os valores de deslocamento máximo e respectivas temperaturas máximas descritos na tabela 28, até que fosse atingido o momento de ruptura por fadiga da estacas (Mpc). Na figura 54, um gráfico dos momentos na estaca em função dos deslocamentos horizontais do encontro, até que a estrutura atinja o momento máximo de ruptura por fadiga de baixa ciclagem nas estacas.

Tabela 28 – Deslocamentos e variações de temperatura máxima até ruptura por fadiga das estacas para o solo não-coesivo ($n_h=12000 \text{ kN/m}^3$)

Perfil		Mpc (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)	M ₂ (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)	M ₁ (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)
310x125	Maior inércia	385	T- (°C)	-80	-0,0503	334	T- (°C)	-58	-0,0364	260	T- (°C)	-35	-0,0219
	Menor inércia	209	T- (°C)	-60	-0,0379	138	T- (°C)	-40	-0,0252	85	T- (°C)	-15	-0,0094
250x85	Maior inércia	214	T- (°C)	-55	-0,0348	186	T- (°C)	-35	-0,0220	145	T- (°C)	-25	-0,0157
	Menor inércia	120	T- (°C)	-46	-0,0292	79	T- (°C)	-25	-0,0158	49	T- (°C)	-10	-0,0063
Perfil		Mpc (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)	M ₂ (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)	M ₁ (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)
310x125	Maior inércia	385	T+ (°C)	115	0,0704	334	T+ (°C)	105	0,0642	260	T+ (°C)	90	0,0548
	Menor inércia	209	T+ (°C)	95	0,0588	138	T+ (°C)	80	0,0406	85	T+ (°C)	65	0,0393
250x85	Maior inércia	214	T+ (°C)	90	0,0549	186	T+ (°C)	80	0,0486	145	T+ (°C)	75	0,0455
	Menor inércia	120	T+ (°C)	70	0,0425	79	T+ (°C)	60	0,0362	49	T+ (°C)	47	0,0280

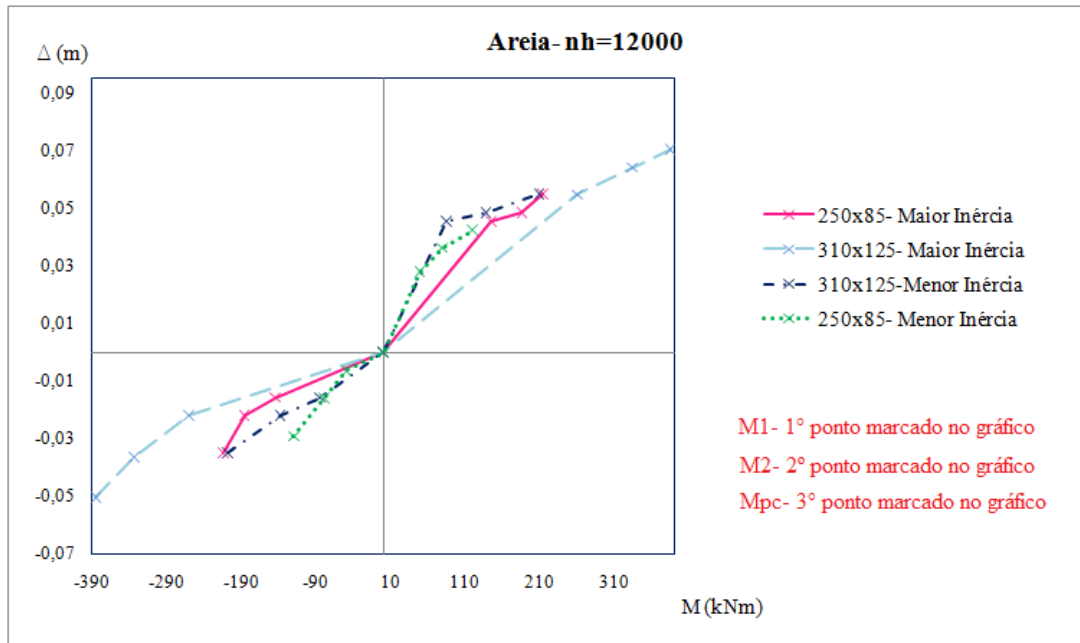


Figura 54 – Gráfico de momentos na estaca x deslocamento horizontal do encontro, solo arenoso ($n_h=12000\text{kN/m}^3$).

d) $n_h=18000\text{ kN/m}^3$

Para o solo coesivo de $n_h=18000\text{ kN/m}^3$ foram obtidos os valores de deslocamento máximo e respectivas temperaturas máximas descritos na tabela 29, até que fosse atingido o momento de ruptura por fadiga da estacas (Mpc). Na figura 55, um gráfico dos momentos na estaca em função dos deslocamentos horizontais do encontro, até que a estrutura atinja o momento máximo de ruptura por fadiga de baixa ciclagem nas estacas.

Tabela 29 – Deslocamentos e variações de temperatura máxima até ruptura por fadiga das estacas para o solo não-coesivo ($n_h=18000kN/m^3$)

Perfil		Mpc (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)	M ₂ (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)	M ₁ (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)
310x125	Maior inércia	385	T- (°C)	-80	-0,0499	334	T- (°C)	-55	-0,0355	260	T- (°C)	-35	-0,0218
	Menor inércia	209	T- (°C)	-60	-0,0377	138	T- (°C)	-35	-0,0219	85	T- (°C)	-15	-0,0094
250x85	Maior inércia	214	T- (°C)	-55	-0,0313	186	T- (°C)	-30	-0,0188	145	T- (°C)	-25	-0,0156
	Menor inércia	120	T- (°C)	-45	0,0289	79	T- (°C)	-25	-0,0157	49	T- (°C)	-10	-0,0063
Perfil		Mpc (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)	M ₂ (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)	M ₁ (kNm)	ΔT (°C)		Δ (m)
310x125	Maior inércia	385	T+ (°C)	115	0,0659	334	T+ (°C)	103	0,0624	260	T+ (°C)	90	0,0544
	Menor inércia	209	T+ (°C)	95	0,0577	138	T+ (°C)	80	0,0394	85	T+ (°C)	65	0,0384
250x85	Maior inércia	214	T+ (°C)	90	0,0545	186	T+ (°C)	80	0,0482	145	T+ (°C)	75	0,0451
	Menor inércia	120	T+ (°C)	70	0,0402	79	T+ (°C)	60	0,0358	49	T+ (°C)	45	0,0265

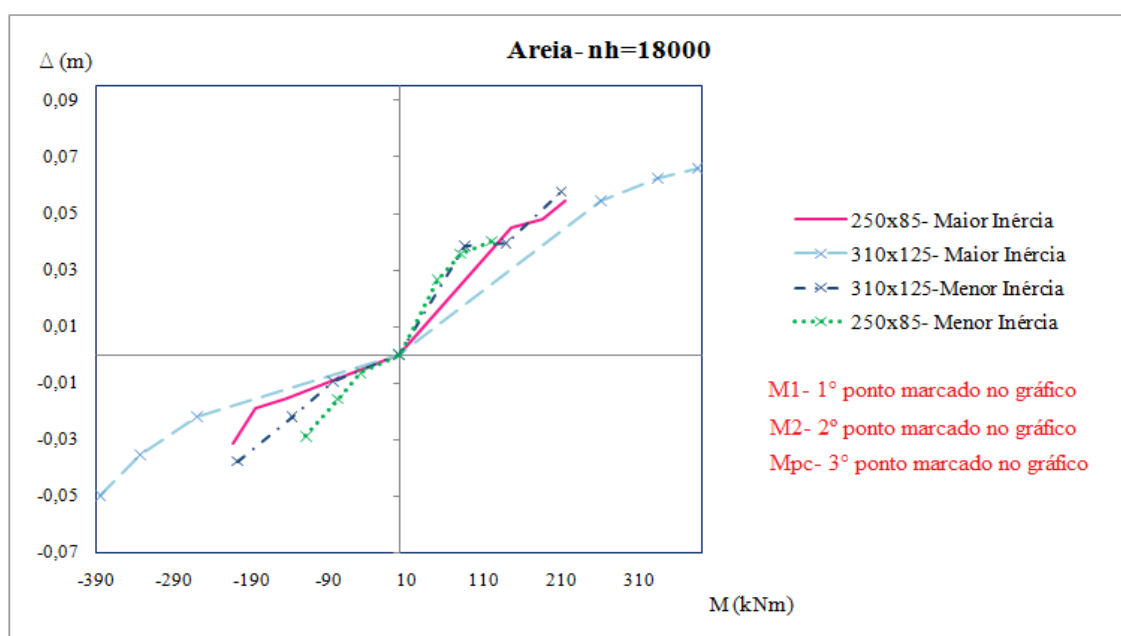


Figura 55 – Gráfico de momentos na estaca x deslocamento horizontal do encontro, solo arenoso ($n_h=6000kN/m^3$).

6.2.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nota-se que para variações positivas de temperatura, a ponte pode chegar a valores maiores de deslocamento e conseqüentemente maiores valores de esforços. Isto ocorre porque o momento fletor máximo na estaca, que ocorre no topo da mesma, quando a variação de temperatura é negativa, é maior do que o momento máximo para o caso de variação positiva, como pode ser visto na figura 56. Este é o resultado esperado, já que para variação negativa de temperatura o encontro descola do aterro.



Figura 56 – Diagrama de momentos na cabeça da estaca para variação de temperatura de 65°C, comparação entre variação positiva e negativa de temperatura.

No entanto, o caso de variação de temperatura positiva pode ser crítico se analisado a partir da ótica da ruptura dos encontros por flexão ou cisalhamento. Esta análise deve ser levada também em consideração por ser também determinante ao se construir ponte com sistema estrutural em pórtico (ponte integral), pois os momentos nos encontros das pontes integrais são de grande magnitude, como pode ser visto na figura 57, extraída do modelo numérico.

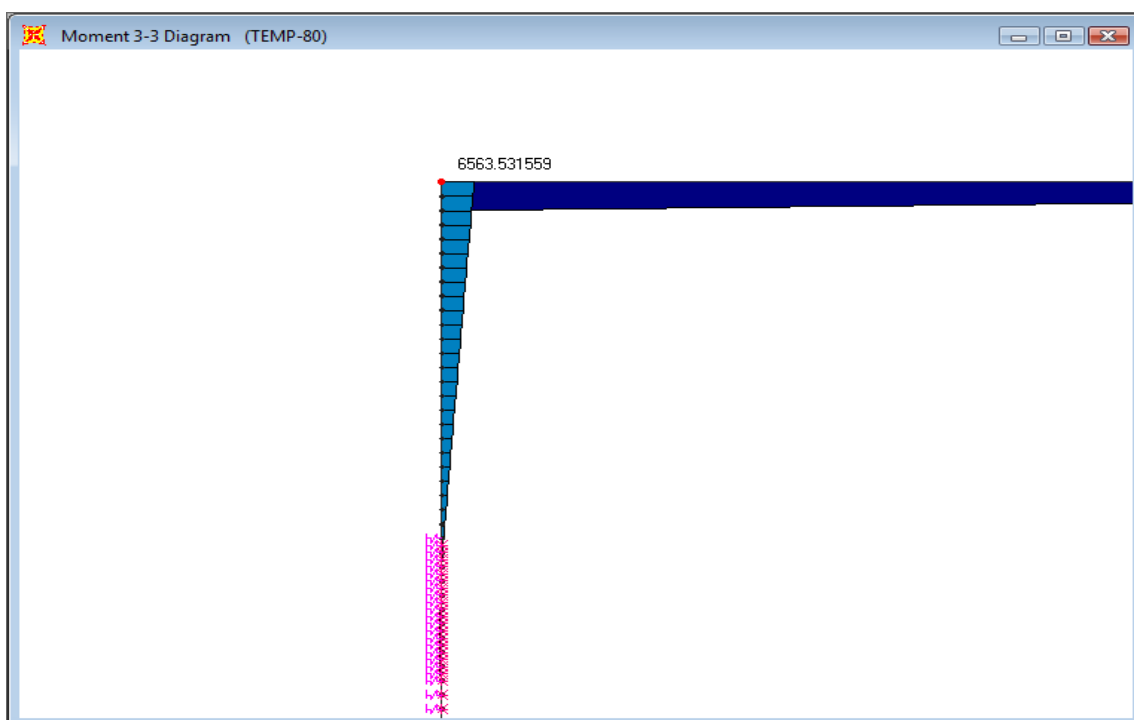


Figura 57 – Diagrama de momentos no encontro retirado do modelo numérico, variação de temperatura negativa, solo arenoso ($nh=12000kN/m^3$), variação de temperatura de $80^{\circ}C$, SAP2000 (2009).

Outra questão a ser observada é que quanto maior for a inércia do perfil da estaca, maior será a sua capacidade para deslocamento devido à variação de temperatura. Isto ocorre porque ao aumentar a inércia do perfil da estaca se aumenta a resistência da estaca à fadiga.

6.3 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO SOLO NO COMPORTAMENTO DA PONTE INTEGRAL

Neste item será feita uma comparação de deslocamentos máximos permitidos na ponte até atingir ruptura por fadiga das estacas em função da rigidez do solo. Esta comparação será feita para os solos não-coesivos, pois para os coesivos foi feita somente análise para um tipo (argila rija sobreadensada) e não é possível fazer a comparação em função da rigidez. Na figura 58 podem-se verificar os deslocamentos máximos permitidos para os dois perfis de estacas, nos eixos de maior e menor inércia, em função da rigidez das areias no caso de variação positiva de temperatura. Na figura 59 encontra-se uma comparação entre os modelos realizados neste trabalho e os modelos de DICLELI *et al* (2003), para verificação dos valores encontrados.

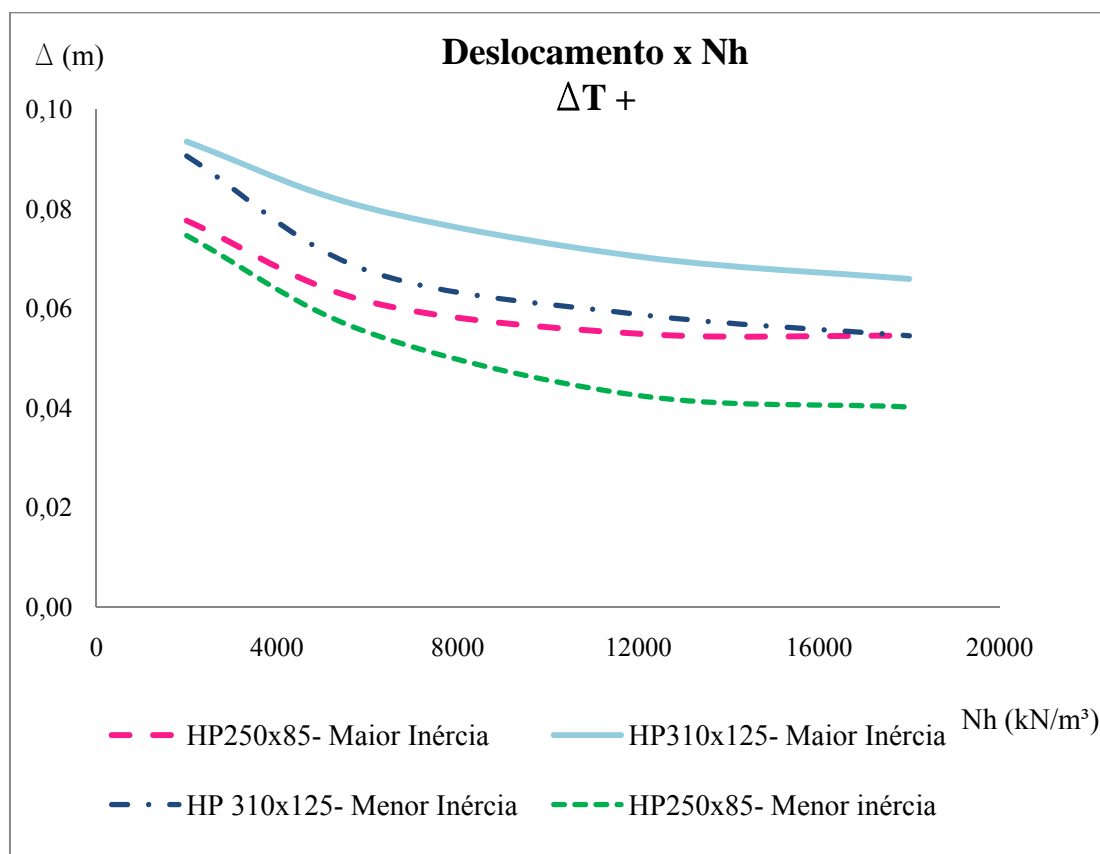


Figura 58-Deslocamentos máximos em função da rigidez (n_h) das areias para variações positivas de temperatura

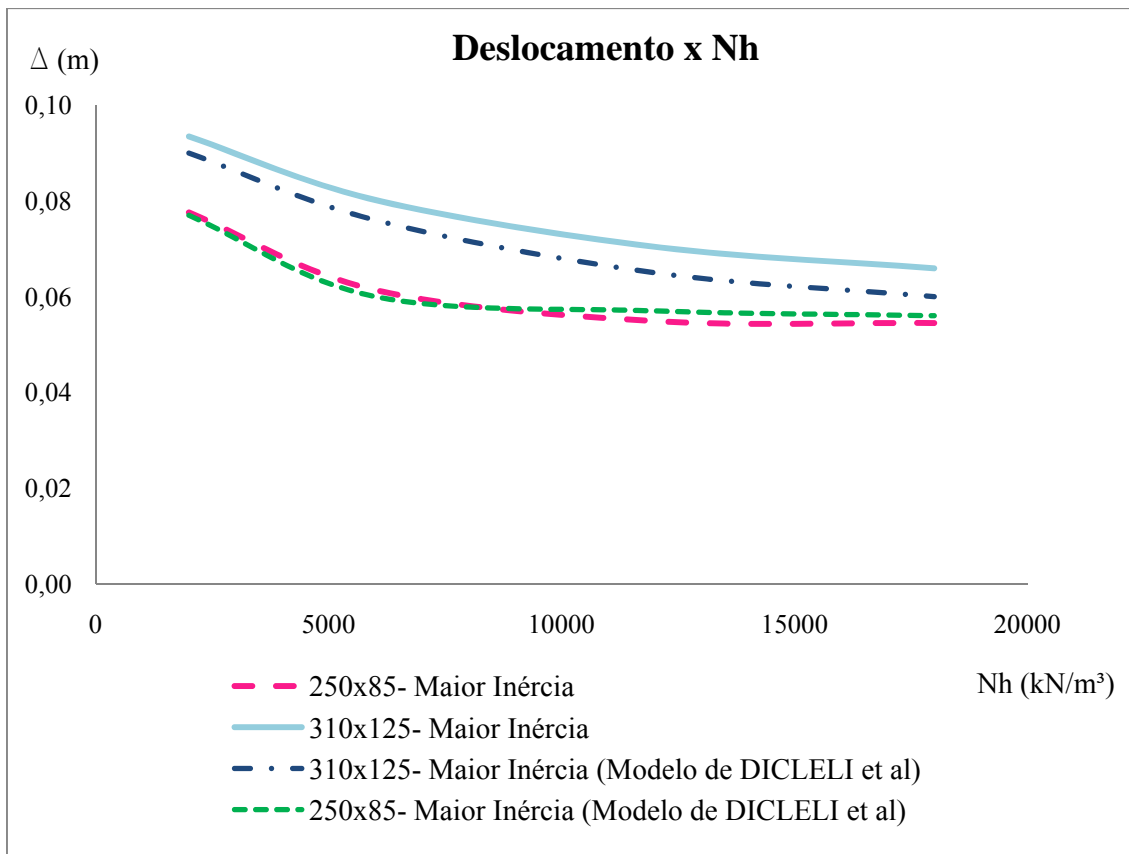


Figura 59-Deslocamentos máximos em função da rigidez (n_h) das areias para variações positivas de temperatura- comparação com os modelos realizados por DICLELI et al (2003)

Na figura 60 podem-se verificar os deslocamentos máximos permitidos para os dois perfis de estacas, nos eixos de maior e menor inércia, em função da rigidez das areias no caso de variação negativa de temperatura.

Conclui-se que a rigidez do solo tem um efeito importante na capacidade de deslocamento máxima da ponte devido a variações de temperatura que uma ponte integral pode acomodar. Conforme a rigidez da areia diminui a capacidade de deslocamento aumenta, conforme pode ser observado nas figuras 58 e 60. Quanto mais rígido o solo menos liberdade de deslocamento tem a ponte, e maiores são os esforços nas estacas devido à variação de temperatura, resultando assim na redução da capacidade de deslocamento da ponte em função do aumento da rigidez. Para a areia fofa a variação de deslocamentos entre estacas nas posições de menor e maior inércia é menor em função do aumento da rigidez relativa.

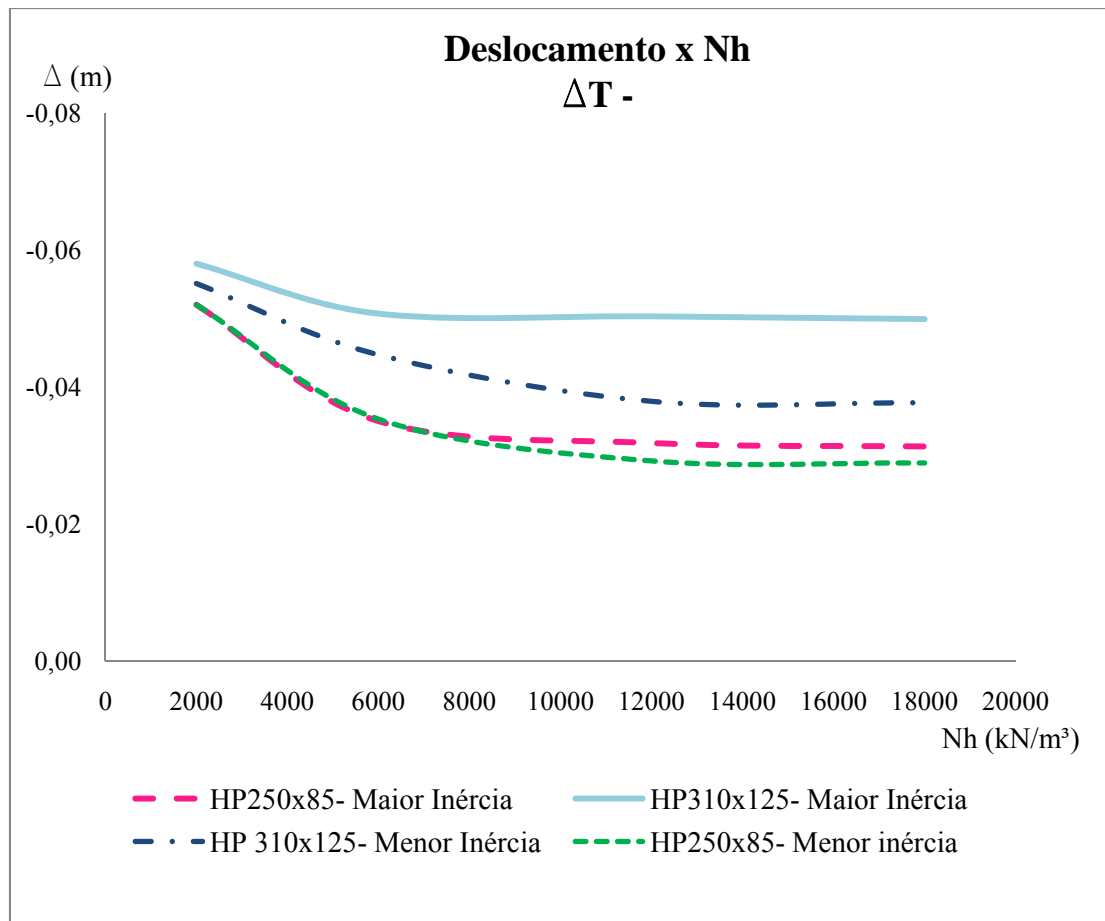


Figura 60-Deslocamentos máximos em função da rigidez (n_h) das areias para variações negativas de temperatura

6.4 INFLUÊNCIA DO TIPO DE SOLO (COESIVO OU NÃO-COESIVO) NO COMPORTAMENTO DA PONTE INTEGRAL

Neste item compara-se a influência do tipo de solo (coesivo e não-coesivo) no comportamento da ponte integral sob variações de temperatura, através de uma avaliação da capacidade de deslocamento. Nas figuras 61 a 64 pode-se verificar como o tipo de solo (coesivo ou não-coesivo) influencia na capacidade de deslocamento para cada tipo de perfil de estaca adotado (perfis HP250x85 e HP310x125) nas posições de menor e maior inércia.

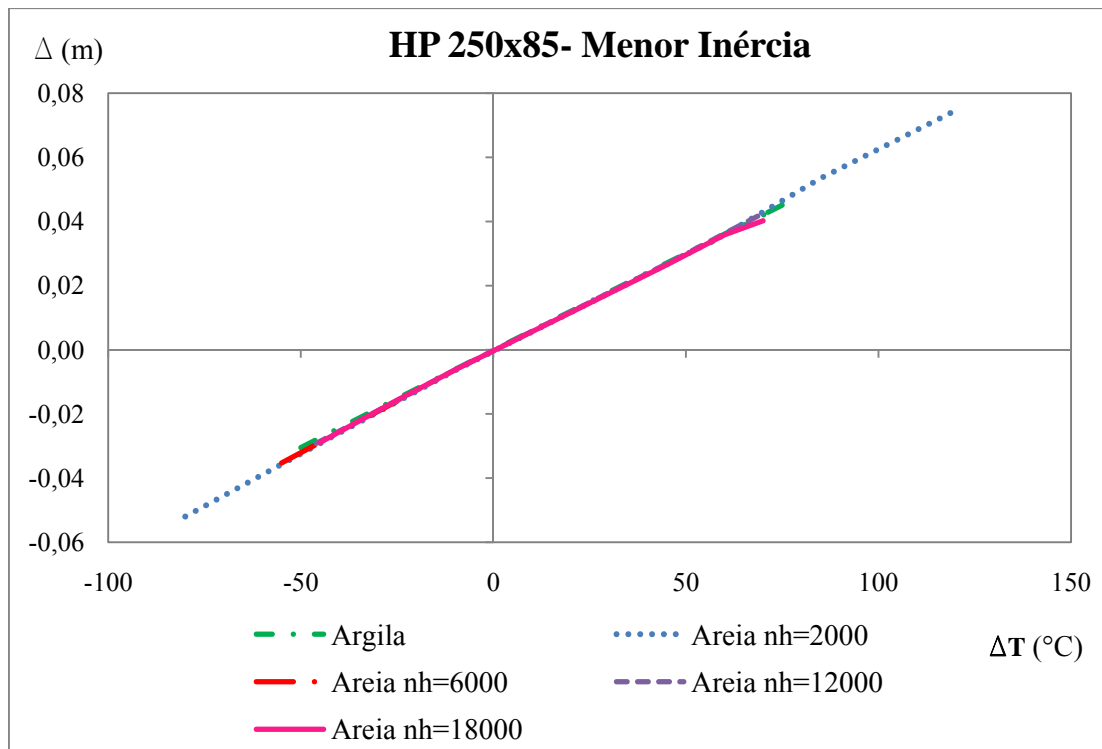


Figura 61-Deslocamentos máximos x variação de temperatura- Comparação entre solos coesivos e não-coesivos- Perfil HP250x85- Eixo de Menor Inércia

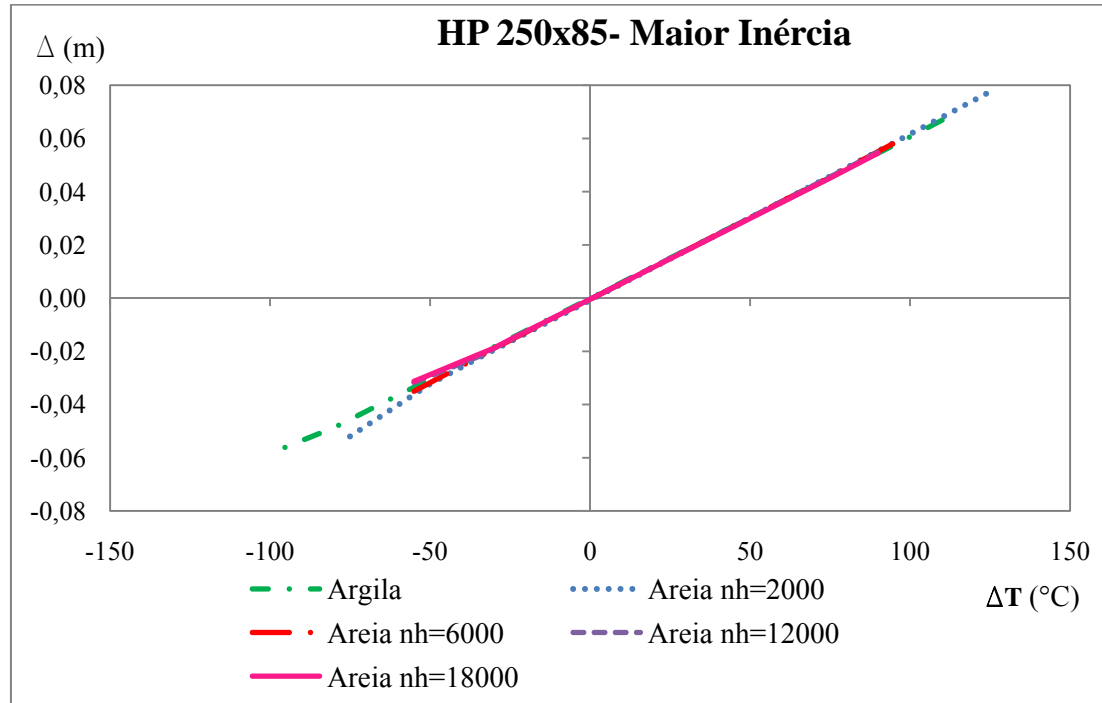


Figura 62- Deslocamentos máximos x variação de temperatura- Comparação entre solos coesivos e não-coesivos- Perfil HP250x85- Eixo de Maior Inércia

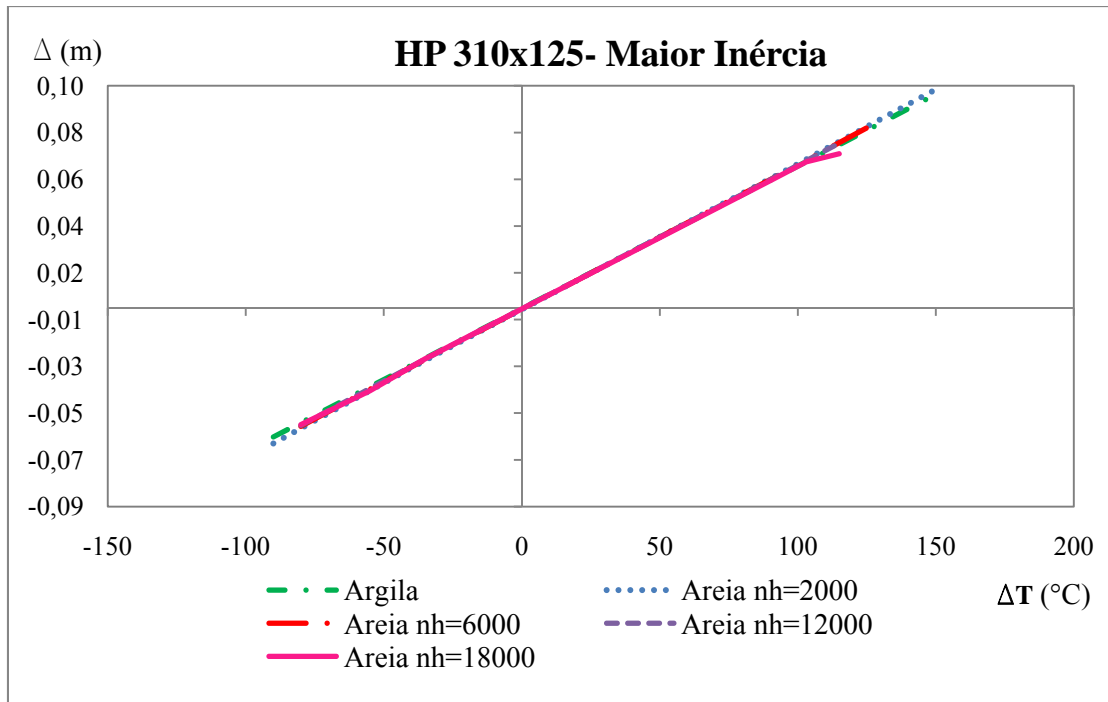


Figura 63- Deslocamentos máximos x variação de temperatura- Comparação entre solos coesivos e não-coesivos- Perfil HP310x125- Eixo de Maior Inércia

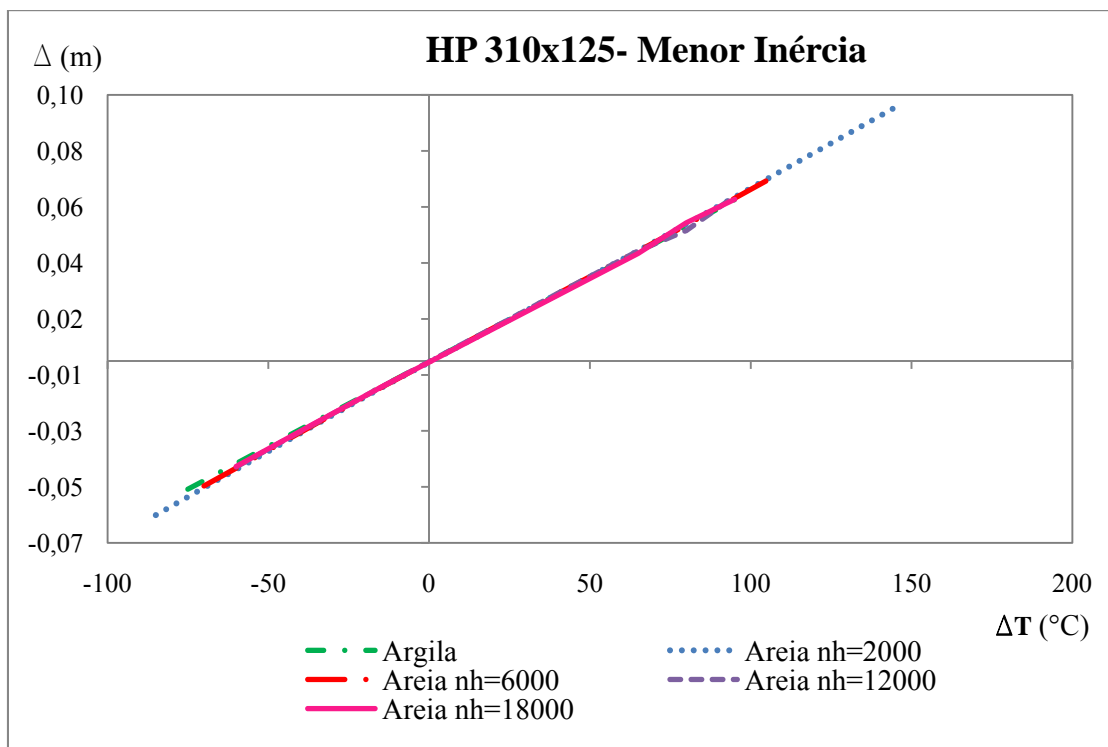


Figura 64- Deslocamentos máximos x variação de temperatura- Comparação entre solos coesivos e não-coesivos- Perfil HP310x125- Eixo de Menor Inércia

Percebe-se que a análise com o solo argiloso produziu resultado semelhante ao de um solo arenoso médio para perfil trabalhando com a menor inércia. Para perfil posicionado com a maior inércia o resultado com solo argiloso foi semelhante ao da areia fofa.

Ao se analisar os gráficos expostos nas figuras 62, 63, 64 e 65, percebe-se que a tangente ao gráfico é de 0,0006, que é o mesmo valor que pode ser calculado através da equação 6.1 exposta abaixo.

$$\frac{\alpha L}{2} = D = 10^{-5} \times \frac{120}{2} = 0,0006 \quad (6.1)$$

O valor encontrado pela equação é o valor de deslocamento no nível do centróide do tabuleiro se estivesse livre. Desta forma, conclui-se que o deslocamento não é restringido pelos encontros nem pelas estacas (as supostas restrições horizontais de extremidade não conseguem reduzir o deslocamento em relação ao da ponte livre), ou seja, o tabuleiro desloca-se como se estivesse livre.

6.5 INFLUÊNCIA DA ORIENTAÇÃO DAS ESTACAS NO COMPORTAMENTO DA PONTE INTEGRAL

Neste item é avaliada a influência da orientação das estacas no comportamento da ponte integral quando submetida a variações de temperatura. Avalia-se a capacidade de deslocamento para atingir o momento de ruptura por fadiga das estacas. Nas figuras 65, 66 e 67 encontram-se os dados referentes à capacidade de deslocamento da estaca perfil HP250x85 para solo argiloso, arenoso fofo ($n_h=2000\text{kN/m}^3$) e arenoso compacto ($n_h=18000\text{kN/m}^3$), respectivamente. Nas figuras 68, 69 e 70 encontram-se os dados referentes à capacidade de deslocamento da estaca perfil HP310x125 para solo argiloso, arenoso fofo ($n_h=2000\text{kN/m}^3$) e arenoso compacto ($n_h=18000\text{kN/m}^3$), respectivamente.

Conclui-se que estacas orientadas a fletirem no eixo de maior inércia possuem capacidade de deslocamento superior quando em solos coesivos e não-coesivos mais rígidos. No caso de areia fofa, a orientação das estacas não influencia significativamente nos resultados.

Deve-se atentar, entretanto, para a seguinte questão: a capacidade de deslocamento da ponte é governada pela resistência do encontro ao cisalhamento e à flexão além da resistência à fadiga das ligações entre as estacas e os encontros de concreto armado. Portanto, orientar a estaca para fletir no seu eixo de maior inércia pode ser vantajoso do ponto de vista de ruptura por fadiga das estacas, porém, induzem a esforços maiores nas ligações com os encontros, devido à força cortante e momentos maiores na cabeça da estaca.

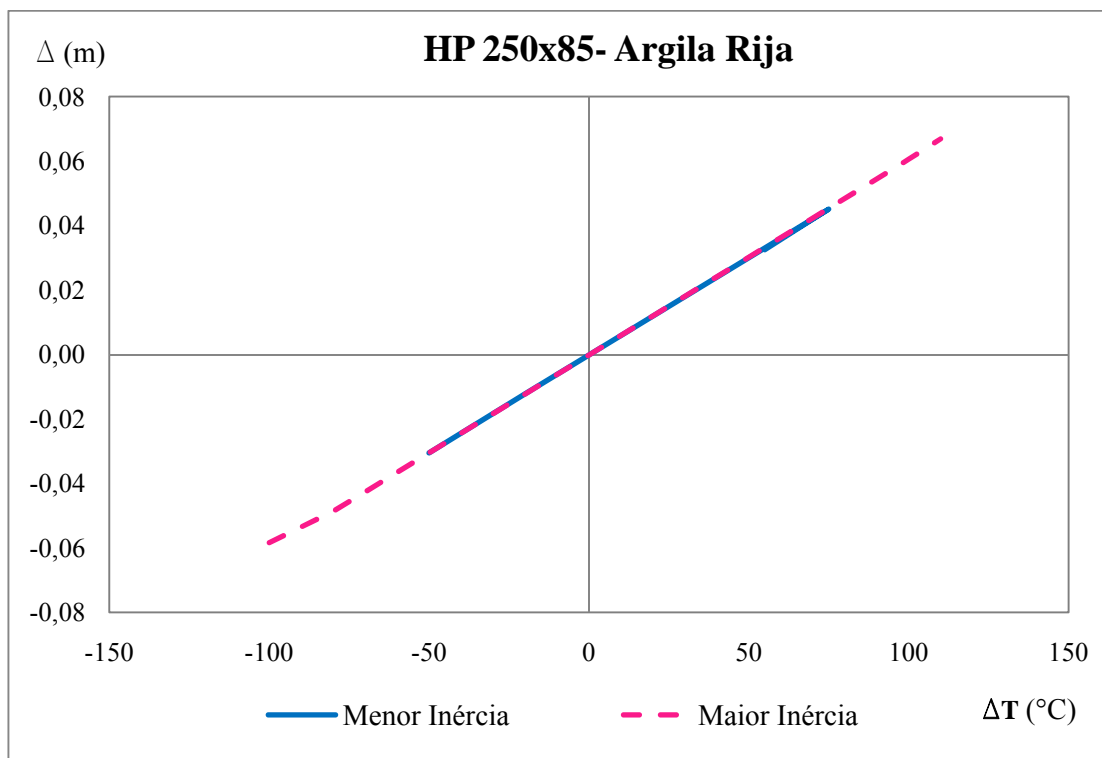


Figura 65-Capacidade de deslocamento x variação de temperatura para estaca HP250x85 assente em argila rija, nas posições de maior e menor inércia.

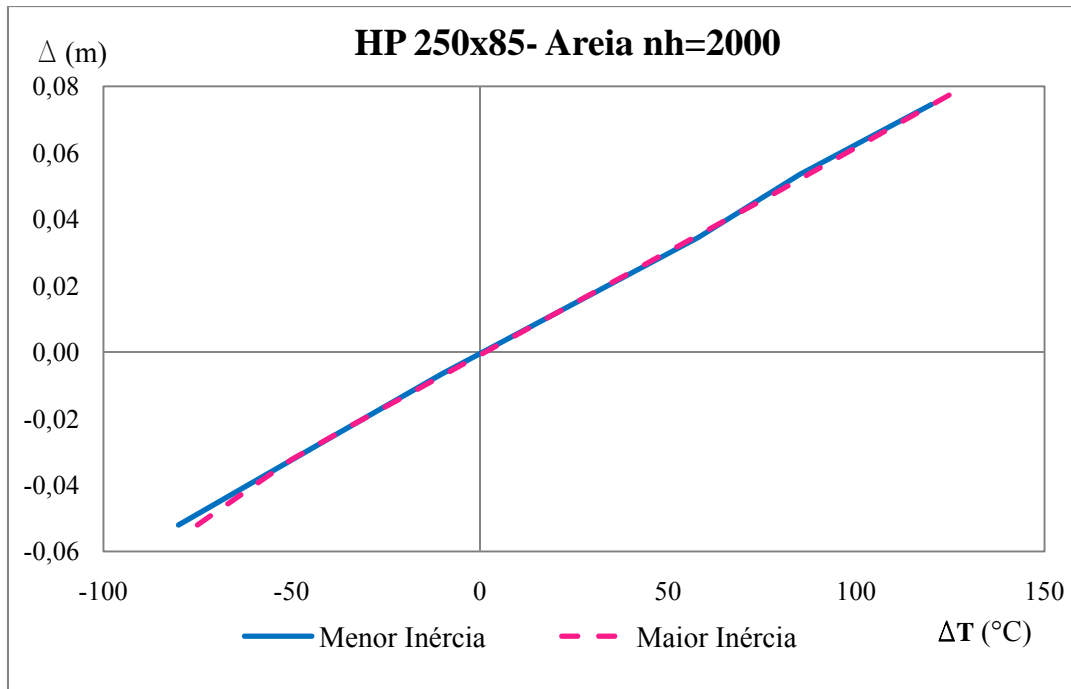


Figura 66-Capacidade de deslocamento x variação de temperatura para estaca HP250x85 assente em areia fofa ($n_h=2000\text{kN/m}^3$), nas posições de maior e menor inércia.

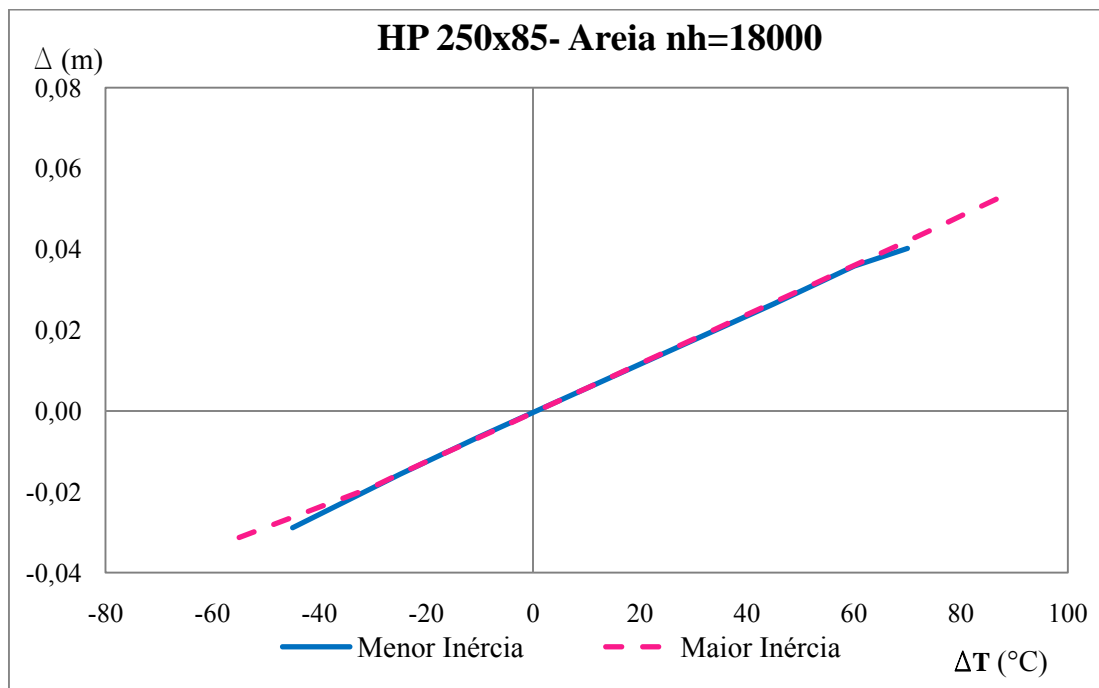


Figura 67-Capacidade de deslocamento x variação de temperatura para estaca Perfil W250x85 assente em areia compacta ($n_h=18000\text{kN/m}^3$), nas posições de maior e menor inércia.

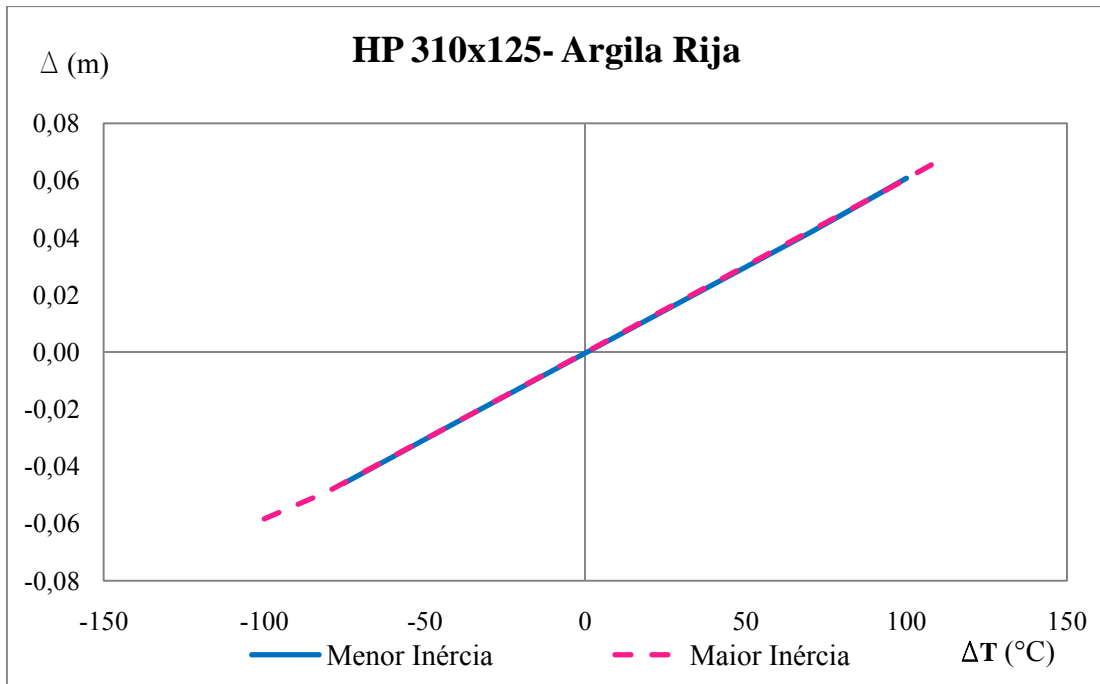


Figura 68- Capacidade de deslocamento x variação de temperatura para estaca Perfil HP310x125 assente em argila rijas, nas posições de maior e menor inércia.

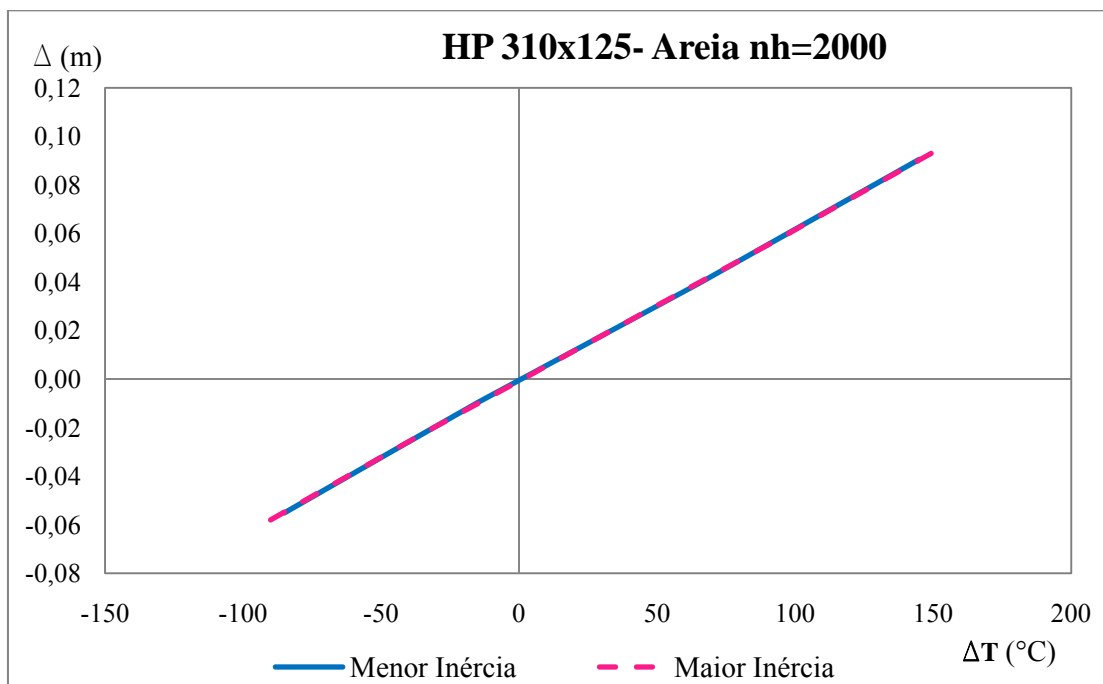


Figura 69- Capacidade de deslocamento x variação de temperatura para estaca Perfil HP310x125 assente em areia fofa ($n_h=2000\text{kN/m}^3$), nas posições de maior e menor inércia.

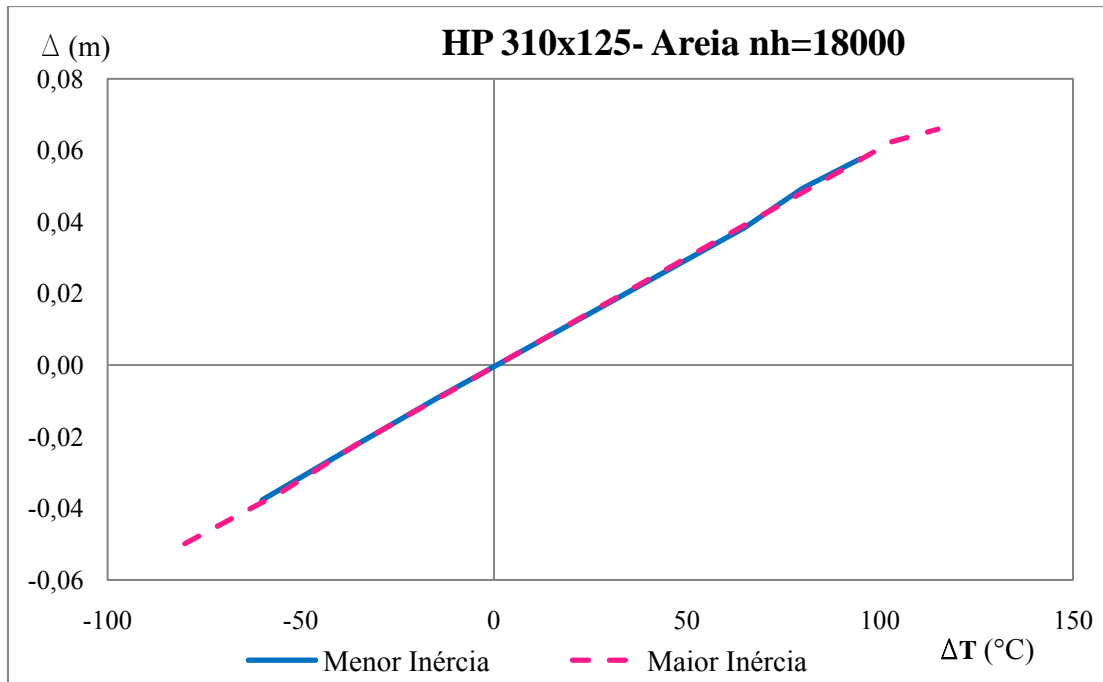


Figura 70-Capacidade de deslocamento x variação de temperatura para estaca Perfil HP310x125 assente em areia compacta ($n_h=18000kN/m^3$), nas posições de maior e menor inércia.

6.6 COMPRIMENTO MÁXIMO VIÁVEL PARA EXECUÇÃO DE PONTE INTEGRAL

Neste item é avaliado, a partir da capacidade de deslocamento da ponte e de variações de temperatura típicas no Brasil, qual o comprimento máximo viável para execução de pontes integrais, levando em conta a ruptura por fadiga das estacas metálicas. O comprimento máximo pode ser calculado através da equação 6.2.

$$\gamma\alpha\Delta TL_{max} = 2D \quad (6.2)$$

Onde γ é o fator de segurança para variação de temperatura, especificado pela NBR8681(2003) como 1,2 para combinações normais, α é o coeficiente de expansão térmica do concreto, sendo estabelecido neste trabalho como igual $10^{-5}^{\circ}\text{C}^{-1}$, ΔT é a variação de temperatura, em $^{\circ}\text{C}$, L_{max} será o comprimento máximo viável da ponte e D é a capacidade de deslocamento da ponte tendo como estado limite a ruptura por fadiga das estacas metálicas.

Os dados de variação de temperatura foram retirados da base de dados do INMET (2011). A tabela 30 apresenta os comprimentos limites de execução de ponte integral para algumas regiões do Brasil.

Percebe-se que, levando em conta o estado limite de ruptura das estacas por fadiga de baixa ciclagem, pode-se chegar a um comprimento de ponte integral bastante grande, no caso de solos não muito rígidos, em ambientes onde a variação de temperatura não seja muito elevada e utilizando-se uma estaca com resistência à ruptura por fadiga considerável. Verifica-se que pode-se chegar a comprimentos superiores a 400 metros de ponte, sendo o menor de todos os comprimentos da ordem de 110 metros.

Outra questão a ser reiterada é que esta análise foi feita inteiramente levando em consideração o estado limite de ruptura por fadiga das estacas. A hipótese de ruptura por flexão ou cisalhamento dos encontros também é determinante em análise de pontes integrais, assim com a influência da fluência e retração, especialmente se em concreto protendido. Um outro aspecto importante ao se analisar a estimativa viável das pontes integrais diz respeito à ruptura da ligação crítica entre o topo da estaca e a massa de concreto armado do encontro. Estas situações expostas devem ser avaliadas juntamente com a análise de ruptura por fadiga das estacas para assim determinar o comprimento máximo viável da ponte de ponte integral sob variações de temperatura.

Tabela 30 – Comprimentos máximos viáveis para execução de pontes integrais em tabuleiro de concreto e estacas metálicas levando em conta variação de temperatura e estado limite de ruptura por fadiga das estacas (valores máximos e mínimos grifados)

	ΔT (°C)	Estaca e orientação	Lmax (m)		
			Argila Rija	Areia Fofa	Areia Compacta
Rio de Janeiro	34	W250x85 Maior Inércia	286	206	153
		W250x85 Menor Inércia	150	255	142
		W310x125 Maior Inércia	271	284	245
		W310x125 Menor Inércia	225	270	185
Curitiba	41	W250x85 Maior Inércia	237	171	127
		W250x85 Menor Inércia	124	211	117
		W310x125 Maior Inércia	224	236	203
		W310x125 Menor Inércia	186	224	153
Natal	23	W250x85 Maior Inércia	423	304	227
		W250x85 Menor Inércia	221	377	209
		W310x125 Maior Inércia	400	420	362
		W310x125 Menor Inércia	332	399	273

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

7.1 CONCLUSÕES

Pôde-se concluir que, utilizando como limitante a ruptura por fadiga de baixa ciclagem das estacas metálicas sob variação de temperatura, a hipótese de comportamento linear do solo foi válida para a maioria dos solos estudados. No caso dos solos argilosos, ocorreu que a reação ultrapassou a carga última consideravelmente em cerca de 7,5% da estaca, sendo neste caso a hipótese de comportamento linear com carga equivalente a 10% da carga última inconsistente. Porém, para uma estimativa preliminar dos resultados a hipótese foi considerada. O mais correto seria uma análise não-linear do solo, neste caso, ou ainda uma análise interativa até que a reação de apoio ser compatível com o nível de carga para o qual foi calculada a rigidez. Para os demais solos, a reação nas molas somente ultrapassou a carga última em pequenos trechos, portanto a suposição de comportamento linear do solo é correta, e o uso de molas lineares representa resultados satisfatórios.

Quanto aos deslocamentos máximos apresentados pôde-se perceber que para variações positivas de temperatura, a ponte pode chegar a valores maiores de deslocamento e conseqüentemente maiores variações de temperatura. Isto ocorre porque os momentos nas estacas no caso de variação de temperatura positiva são menores do que no caso de variação de temperatura negativa, ou seja, a curvatura da seção de momento máximo é menor para variações positivas de temperatura. Portanto, o momento de ruptura M_{pc} será atingido para variações maiores de temperatura. No entanto, o caso de variação de temperatura positiva é crítico se analisado a partir da ótica da ruptura dos encontros por flexão ou cisalhamento. Esta análise deve ser levada também em consideração por ser também determinante ao se construir ponte com sistema estrutural em pórtico (ponte integral). Outra questão que pôde ser observada é que quanto maior for a inércia do perfil da estaca, maior será a sua capacidade para deslocamento devido à variação de temperatura. Isto ocorre porque ao aumentar a inércia do perfil da estaca se aumenta a resistência da estaca à fadiga.

Percebe-se que a tangente ao gráfico de deslocamentos horizontais do encontro no nível do centro de gravidade do tabuleiro em função da variação de temperatura é de $0,0006 \text{ m}/^\circ\text{C}$, que é o mesmo valor de taxa de deslocamentos horizontais máximos no nível do centróide do tabuleiro. Desta forma, conclui-se que o deslocamento horizontal do tabuleiro não é restringido pelos encontros nem pelas estacas (as supostas restrições horizontais de extremidade não conseguem reduzir o deslocamento em relação ao da ponte livre), ou seja, o tabuleiro desloca-se com o se estivesse livre.

Ao comparar-se o comportamento dos solos coesivos e dos não-coesivos, percebe-se que a análise com o solo argiloso produziu resultado semelhante ao de um solo arenoso médio para perfil trabalhando com a menor inércia. Para perfil posicionado com a maior inércia o resultado com solo argiloso foi semelhante ao da areia fofa.

Conclui-se que estacas orientadas a fletirem no eixo de maior inércia possuem capacidade deslocamentos superiores ao das estacas orientadas a fletirem no eixo de menor inércia quando submetidas a variações de temperatura, para solos coesivos e não-coesivos mais rígidos, mas no caso de areia fofa, a orientação das estacas não influencia significativamente nos resultados. Também se pôde concluir que, levando em conta o estado limite de ruptura das estacas por fadiga, pode-se chegar a comprimentos de ponte integral bastante grande. Ou seja, a execução de ponte integral é viável para grandes vãos.

A conclusão principal que pode ser retirada a partir do estudo realizado neste trabalho é de que a execução de pontes integrais é possível do ponto de vista estrutural. Apesar de requerer uma análise um pouco mais detalhada de alguns estados de ruptura que não são dimensionantes em pontes com juntas, como a análise da fadiga das estacas e ruptura dos encontros devido a variações de temperatura, trata-se de verificações que podem ser simplificadas e inseridas no contexto de um projeto de ponte facilmente. Economicamente, é notável que a opção de execução de ponte sem juntas pode reduzir os custos de manutenção e também melhorar consideravelmente o conforto proporcionado ao usuário, reduzindo a ocorrência de danos aos veículos e aumentando o desempenho do projeto ao longo da vida útil da obra de arte. A construção de uma ponte integral também é mais rápida e menos complexa, reduzindo desta forma custos do ponto de vista de execução.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Nas pontes semi-integrais, o tabuleiro em viga simples ou contínua tem apoios deslizantes nas extremidades sobre os encontros têm apoios deslizantes nas extremidades sobre os encontros. Com esta solução, por um lado, permanecem os problemas de manutenção em apoios de pontes convencionais. Por outro lado, eliminam-se os problemas de fadiga de baixa ciclagem nas estacas e ruptura do concreto na ligação encontro-estaca das pontes integrais. Uma solução que poderia ser considerada seria uma solução intermediária entre a ponte integral e a semi-integral, utilizando-se de apoios do tipo Freyssinet entre os encontros e a fundação, reduzindo assim necessidade de manutenção juntamente com a eliminação de duas situações críticas, a fadiga de baixa ciclagem nas estacas e ruptura do concreto na ligação encontro-estaca. Sugerem-se, dessa forma, estudos comparativos de comportamento destas duas concepções estruturais, além de comparações em termos construtivos.

Para análises a serem feitas futuramente, sugere-se a adoção de molas não lineares para representar a rigidez do solo sobre as estacas, assim como foi feito neste trabalho para a região dos encontros. Para tal sugere-se a utilização das curvas p-y, com algum dos métodos mencionados previamente. Também se podem realizar análises com variações de rigidez de solos argilosos e comparar valores com os demais apresentados neste trabalho. Sugere-se também a inserção de trecho rígido nos elementos do encontro que se sobrepõem à altura da longarina, conforme foi feito por DICLELI *et al* (2003), pois o mesmo deve afetar a deformada da estrutura.

Quanto à verificação de estados limites, sugere-se que se verifique também a ruptura por cisalhamento ou flexão dos encontros, de forma a certificar quanto a esta situação qual o comprimento máximo viável de ponte e a melhor posição para os perfis metálicos, refinando os resultados aqui apresentados. Sugere-se também que seja considerada a influência dos efeitos de fluência e retração do concreto, pois a consideração destes efeitos deve alterar significativamente os resultados obtidos considerando-se somente o efeito da variação de temperatura (etapa de início de operação da ponte). Ao longo do tempo a consideração destes efeitos pode minorar o efeito da variação de temperatura podendo até ocorrer inversão nos sentidos dos esforços para o caso de variação de temperatura positiva.

Outro estado limite a ser considerado deve ser o de ruptura por plastificação do concreto na ligação entre estacas e encontros. Esta ligação é crítica, e a ocorrência de plastificação altera a distribuição dos esforços nas estacas. Outra sugestão para continuidade do trabalho futuramente seria o estudo da execução de uma ponte integral protendida, ou seja, como seriam as etapas construtivas utilizadas para esta solução estrutural, e também a análise do comportamento de ponte integral quando curva e/ou esconsa.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO (2007), *AASHTO LRFD Bridge design specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, USA.

ABNT (2003), *NBR8681- Ação e segurança nas estruturas- Procedimento*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

API (2000), *Recommended Practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms, working stress design, RP 2A-WSD*, 21th ed., American Petroleum Institute, USA.

BOWLES, J.E., 1996, *Foundation analysis and design*, 5th ed., New York, USA, McGraw-Hill.

BURKE, M.P., 2009, *Integral and semi-integral bridges*, 1st ed., Oxford, United Kingdom, Blackwell Publishing.

CHEN, W. F., LUI, E. M., 1991, *Stability design of steel frames*, Florida, USA, CRC Press.

DICLELI, M., ALBHAISI S. M., 2003, “Maximum length of integral bridges supported on steel H-Piles driven in sand”. *Engineering Structures*, Elsevier, v.25, n.12, pp. 1491-1504, USA, October, 2003.

DREIER, D., BURDET, O., MUTTONI, A., 2011, “Transition slabs of integral abutment bridges”. *Structural Engineering International*, International Association for Bridge and Structural Engineering, v.21, n.2, pp. 144-150, Zurich, Switzerland, May, 2011.

ESDEP (2000), *European Steel Design Education Programme*, ESDEP, disponível em: <<http://www.esdep.org>>. Acesso em: 25 jul. 2011, 20:15:00.

INMET (2011), *Gráficos Meteorológicos*, Brasil, INMET- Instituto Nacional de Meteorologia, disponível em: <<http://www.inmet.gov.br>>. Acesso em: 26 jun. 2011, 18:30:00.

KAUFFMANN, W., ALVAREZ, M., 2011, "Swiss federal roads office guidelines for integral bridges". *Structural Engineering International*, International Association for Bridge and Structural Engineering, v.21, n.2, pp. 189-194, Zurich, Switzerland, May, 2011.

KEISHA, T.B., 2011, "Parametric Study and Length Limitations for Prestressed Concrete Girder Integral Abutment Bridges". *Structural Engineering International*, International Association for Bridge and Structural Engineering, v.21, n.2, pp. 151-156, Zurich, Switzerland, May, 2011.

Kim, W; Laman, J.A., 2010. "Integral abutment bridge response under thermal loading", *Engineering structures* 32, pp.1495-1508, Elsevier.

KOH, S.K., STEPHENS, R.I., 1991, "Mean stress effects on low cycle fatigue for a high strength steel", *Fatigue and Fracture of Engineering Materials and Structures Journal*, Blackwell Publishing, v.14, n.4, pp. 413-428, USA, 1991.

LIMA, J. M., BRITO, J., 2007, "Inspeção e diagnóstico de juntas de dilatação em obras de arte rodoviárias". *Revista Engenharia Civil*, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, v.28, n.5, pp. 59-72, Portugal, 2007.

LIMA, N. A., 2008, *A importância das lajes de continuidade nos tabuleiros das pontes com vigas pré-moldadas*, RJ, Brasil, ABPE- Associação Brasileira de Pontes e Estruturas 2008.

MATHCAD 14.0, 2007, PTC.

MICROSOFT OFFICE EXCEL, 2007, MICROSOFT.

MISTRY, V. C, 2005, "Integral Abutment and Jointless Bridges". In: *The 2005 FHWA Conference (IAJB 2005)*, Constructed Facilities Center, College of Engineering and Mineral Resources, West Virginia University Baltimore, Session 1, pp.3-11, Maryland, USA, March 16- 18, 2005.

PÉTURSSON, H., COLLIN, P., VELJKOVIC, M. *et al*, 2011, "Monitoring of a Swedish integral abutment bridge". *Structural Engineering International*, International

Association for Bridge and Structural Engineering, v.21, n.2, pp. 175-180, Zurich, Switzerland, May, 2011.

REESE, L.C., VAN IMPE, W.F., 2001, *Single piles and pile groups under lateral loading*, Rotterdam, Netherlands, Balkema.

SAP2000 14.1.0, 2009, CSI.

TERZAGUI, K., 1955, "Evaluation of Coefficients of subgrade reaction", *Géotechnique Journal*, v.5, n.4, pp. 297-326, France, 1955.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R., 2010, *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas- volume único*, Brasil, Oficina de Textos.

9. ANEXOS

9.1 ANEXO A- CÁLCULO DO MOMENTO DE RUPTURA POR FADIGA DAS ESTACAS- MATHCAD (2007)

$$M = 0.0795$$

$$m = -0.448$$

$$\epsilon_a = M(2Nf)^m$$

$$\epsilon_a = \frac{1}{\left[569.6 \left(\beta^{2.232} n_s + n_l\right)\right]^{0.448}}$$

$$n_s = 25n$$

$$n_l = n$$

$$\epsilon_a = \frac{1}{\left[569.6 \left(\beta^{2.232} 25n + n\right)\right]^{0.448}}$$

$$n := 75 \text{ anos}$$

$$\beta := 0.3$$

$$\epsilon_a := \frac{1}{\left[569.6 \left(\beta^{2.232} 25n + n\right)\right]^{0.448}} = 4.277 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{as} := 0.3 \cdot \epsilon_a = 0.12831\%$$

Curvatura de ruptura por fadiga:

$$\Phi_f = \frac{2 \cdot \epsilon_a}{d_p}$$

Curvatura de início de plastificação:

$$\Phi_y = \frac{2 \cdot \epsilon_y}{d_p}$$

Aço MR250

$$\epsilon_y := 0.125\%$$

Sendo d_p a largura da estaca na direção do ciclo. Sendo utilizado os perfis HP310x125 e HP250x85, temos:

HP310x125:

Eixo de maior inércia:

$$d_{p310s} := 312\text{mm}$$

$$\Phi_{f310s} := \frac{2 \cdot \varepsilon a}{d_{p310s}} = 0.02742 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\Phi_{y310s} := \frac{2 \cdot \varepsilon y}{d_{p310s}} = 0.00801 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\phi_{310s} := \frac{\Phi_{f310s}}{\Phi_{y310s}} = 3.422$$

Eixo de menor inércia:

$$d_{p310w} := 312\text{mm}$$

$$\Phi_{f310w} := \frac{2 \cdot \varepsilon a}{d_{p310w}} = 0.02742 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\Phi_{y310w} := \frac{2 \cdot \varepsilon y}{d_{p310w}} = 0.00801 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\phi_{310w} := \frac{\Phi_{f310w}}{\Phi_{y310w}} = 3.422$$

HP250x85:

Eixo de maior inércia:

$$d_{p250s} := 254\text{mm}$$

$$\Phi_{f250s} := \frac{2 \cdot \varepsilon a}{d_{p250s}} = 0.03368 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\Phi_{y250s} := \frac{2 \cdot \varepsilon y}{d_{p250s}} = 0.00984 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\phi_{250s} := \frac{\Phi_{f250s}}{\Phi_{y250s}} = 3.422$$

Eixo de menor inércia:

$$d_{p250w} := 260\text{mm}$$

$$\Phi_{f250w} := \frac{2 \cdot \varepsilon_a}{d_{p250w}} = 0.0329 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\Phi_{y250w} := \frac{2 \cdot \varepsilon_y}{d_{p250w}} = 0.00962 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\phi_{250w} := \frac{\Phi_{f250w}}{\Phi_{y250w}} = 3.422$$

$$f_y := 250\text{MPa}$$

HP310x125:

Eixo de maior inércia:

$$W_{x310} := 1735.6 \cdot \text{cm}^3$$

$$M_{y310s} := W_{x310} \cdot f_y = 433.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Eixo de menor inércia:

$$W_{y310} := 565.6 \cdot \text{cm}^3$$

$$M_{y310w} := W_{y310} \cdot f_y = 141.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

HP250x85:

Eixo de maior inércia:

$$W_{x250} := 966.9 \cdot \text{cm}^3$$

$$M_{y250s} := W_{x250} \cdot f_y = 241.725 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

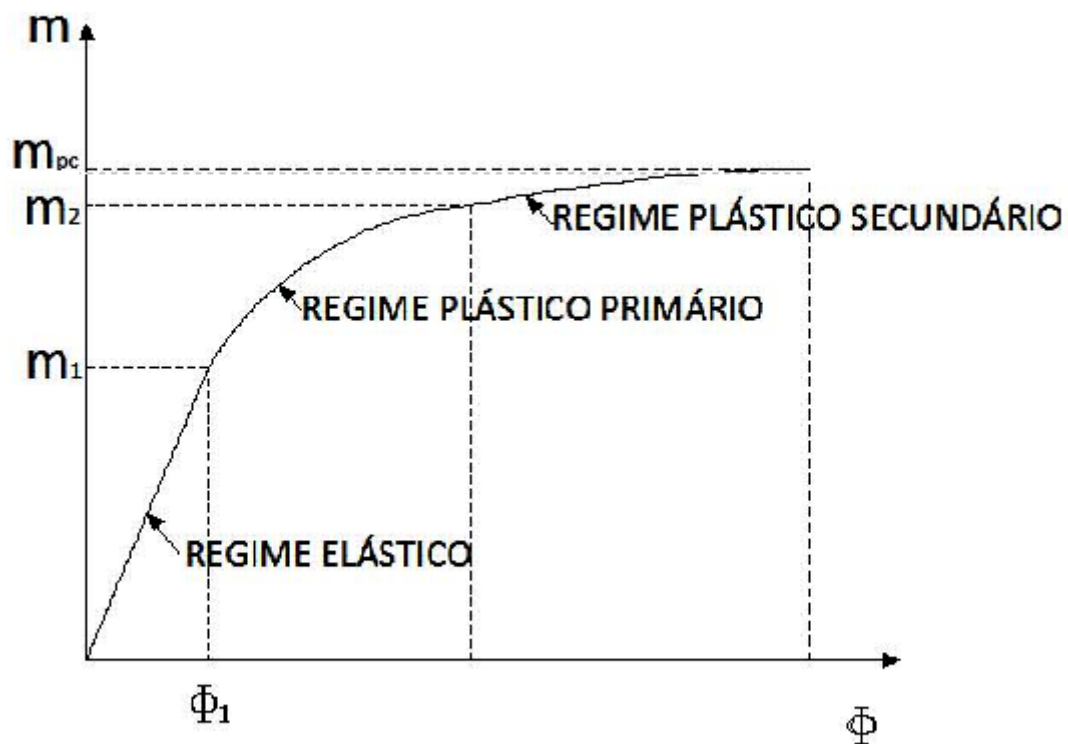
Eixo de menor inércia:

$$W_{y250} := 325.0 \cdot \text{cm}^3$$

$$M_{y250w} := W_{y250} \cdot f_y = 81.25 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Onde M_y é o momento de início de plastificação.

CHEN *et al* (1991): Obtenção do gráfico momento-curvatura das estacas



Eixo de maior inércia considerando que exista tensão residual:

$$p := 30\% \quad \text{onde } p=P/P_y$$

$$m1s := 0.9 - p = 0.6$$

$$\phi1s := 0.9 - p = 0.6$$

$$mpcs := 1.238 - 1.143 \cdot p - 0.095 \cdot p^2 = 0.887$$

$$m2s := 1.1(1 - p) = 0.77$$

$$\phi2s := 1.3 - p = 1$$

Eixo de menor inércia considerando que exista tensão residual:

$$p = 30\% \quad \text{onde } p=P/P_y$$

$$m1w := 0.9 - p = 0.6$$

$$\phi1w := 0.9 - p = 0.6$$

$$mpcw := 2.58 \cdot (0.52 + p)(1 - p) = 1.481$$

$$m2w := 0.9 + p - 2.5 \cdot p^2 = 0.975$$

$$\phi2w := \frac{1}{(1.11 - 2.11p + 2.81p^2)} = 1.37$$

HP310x125:

Maior Inércia:

$$M_{1310s} := m_{1s} \cdot My_{310s} = 260.34 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi_{1310s} := \phi_{1s} \cdot \phi_{y310s} = 4.808 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_{2310s} := m_{2s} \cdot My_{310s} = 334.103 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi_{2310s} := \phi_{2s} \cdot \phi_{y310s} = 8.013 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_{pc310s} := m_{pcs} \cdot My_{310s} = 384.674 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Menor Inércia:

$$M_{1310w} := m_{1w} \cdot My_{310w} = 84.84 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi_{1310w} := \phi_{1w} \cdot \Phi_{y310w} = 4.808 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_{2310w} := m_{2w} \cdot My_{310w} = 137.865 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi_{2310w} := \phi_{2w} \cdot \Phi_{y310w} = 0.011 \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_{pc310w} := m_{pcw} \cdot My_{310w} = 209.402 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

HP250x85:

Maior Inércia:

$$M_{1250s} := m_{1s} \cdot My_{250s} = 145.035 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi_{1250s} := \phi_{1s} \cdot \Phi_{y250s} = 5.906 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_{2250s} := m_{2s} \cdot My_{250s} = 186.128 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi_{2250s} := \phi_{2s} \cdot \Phi_{y250s} = 9.843 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_{pc250s} := m_{pcs} \cdot My_{250s} = 214.301 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Menor Inércia:

$$M_{1250w} := m_{1w} \cdot M_{y250w} = 48.75 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi_{1250w} := \phi_{1w} \cdot \Phi_{y250w} = 5.769 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_{2250w} := m_{2w} \cdot M_{y250w} = 79.219 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi_{2250w} := \phi_{2w} \cdot \Phi_{y250w} = 0.013 \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_{pc250w} := m_{pcw} \cdot M_{y250w} = 120.325 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

9.2 ANEXO B- CÁLCULO DE COEFICIENTE DE REACÃO LATERAL DE ARGILA- MATHCAD (2007)

Rigidez de Argila: Método de Reese *et al* (2001)

Argila rija sem a presença de água

$C_u := 75 \text{ kPa}$ (resistência não drenada- adotada como constante em toda a profundidade- Argila sobreadensada)

$\gamma_{\text{arg}} := 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ (peso específico seco da argila adotada)

$\epsilon_{50} := 0.007$ (deformação correspondente à metade da resistência à compressão da argila adotada)

$J := 0.5$ (constante determinada experimentalmente por Matlock)

$b := 0.260 \text{ m}$ (largura da estaca- perfil W250X85)

Resistência última do solo por unidade de comprimento da estaca, deve ser o menor entre os dois valores:

$$P_{ult1}(z) := \left(3 + \frac{\gamma_{\text{arg}}}{C_u} \cdot z + \frac{J}{b} \cdot z \right) \cdot C_u \cdot b \rightarrow 41.66 \cdot z + 58.5$$

$$P_{ult2} := 9 \cdot C_u \cdot b = 175.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$y_{50} := 2.5 \cdot b \cdot \epsilon_{50} = 4.55 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\phi := 33^\circ$$

$$k_0 := 1 - \sin(\phi) = 0.455$$

$$L_{nt2} := 0.1 \text{ m} \quad z := 5$$

$$z := z + L_{nt2} \text{ m}$$

$$P_{ult1}(z) = 270.966 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{ult} := \begin{cases} P_{ult} \leftarrow P_{ult1}(z) & \text{if } P_{ult1}(z) \leq P_{ult2} \\ P_{ult} \leftarrow P_{ult2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$P_{ult} = 175.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$0.1 P_{ult} = 17.55$$

$$P(y) := 0.5 \cdot P_{ult} \cdot \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0.25}$$

$$dP(y) := \frac{d}{dy} P(y) \rightarrow \frac{4821.4285714285714286}{(219.78021978021978022 \cdot y)^{0.75}}$$

$$y := 0$$

Given

$$0.5 \cdot Pult \cdot \left(\frac{y}{y50} \right)^{0.25} = 0.1 Pult$$

$$y := \text{Find}(y)$$

$$y = 7.28 \times 10^{-6} \text{ m}$$

$$k := dP(y) = 6.027 \times 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad z = 5.1 \text{ m}$$

Como a partir dessa profundidade a carga última é regida pela expressão de Pult2

$$Pult2 = 175.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

que é constante com a profundidade, o k será o mesmo em toda a extensão da estaca.

Argila: Método de Reese *et al* (2001)

Argila rija sem presença de água

$C_u := 75 \text{ kPa}$ (resistência não drenada- adotada como constante em toda a profundidade Argila sobreadensada)

$\gamma_{arg} := 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ (peso específico seco da argila adotada)

$\epsilon_{50} := 0.007$ (deformação correspondente à metade da resistência à compressão da argila adotada)

$J := 0.5$ (constante determinada experimentalmente por Matlock)

$b := 0.312 \text{ m}$ (largura da estaca- perfil HP310X125)

Resistência última do solo por unidade de comprimento da estaca, deve ser o menor entre os dois valores:

$$Pult1(z) := \left(3 + \frac{\gamma_{arg}}{Cu} \cdot z + \frac{J}{b} \cdot z \right) \cdot Cu \cdot b \rightarrow 42.492 \cdot z + 70.2$$

$$Pult2 := 9 \cdot Cu \cdot b = 210.6 \frac{kN}{m}$$

$$y50 := 2.5 \cdot b \varepsilon 50 = 5.46 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\phi := 33^\circ$$

$$k0 := 1 - \sin(\phi) = 0.455$$

$$Lnt2 := 0.1 \text{ m} \quad z := 5$$

$$z := z + Lnt2 \text{ m}$$

$$Pult1(z) = 286.909 \frac{kN}{m}$$

$$Pult := \begin{cases} Pult \leftarrow Pult1(z) & \text{if } Pult1(z) \leq Pult2 \\ Pult \leftarrow Pult2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Pult = 210.6 \frac{kN}{m}$$

$$0.1Pult = 21.06$$

$$P(y) := 0.5 \cdot Pult \cdot \left(\frac{y}{y50} \right)^{0.25}$$

$$dP(y) := \frac{d}{dy} P(y) \rightarrow \frac{4821.4285714285710755}{(183.15018315018313677 \cdot y)^{0.75}}$$

$$y := 0$$

Given

$$0.5 \cdot Pult \cdot \left(\frac{y}{y50} \right)^{0.25} = 0.1Pult$$

$$y := \text{Find}(y)$$

$$y = 8.736 \times 10^{-6} \text{ m}$$

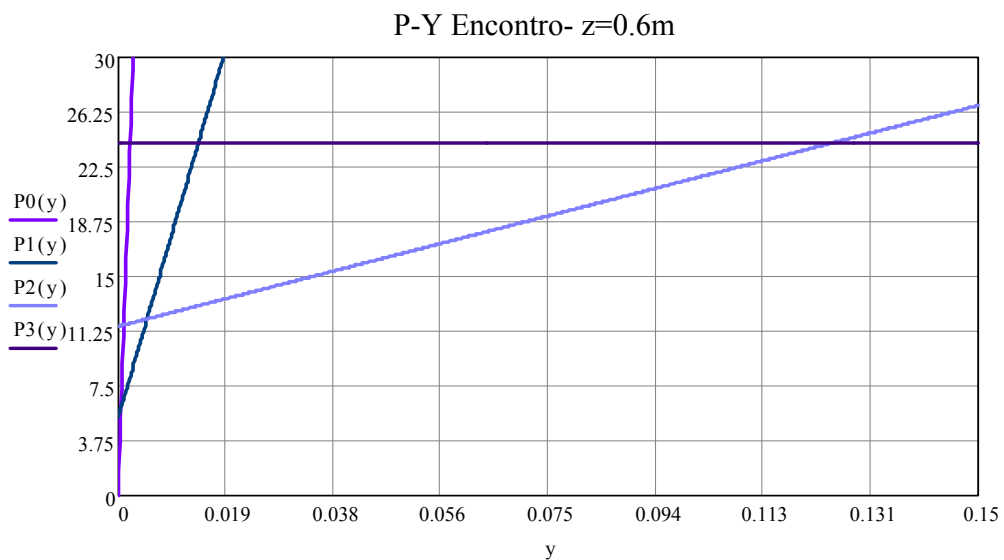
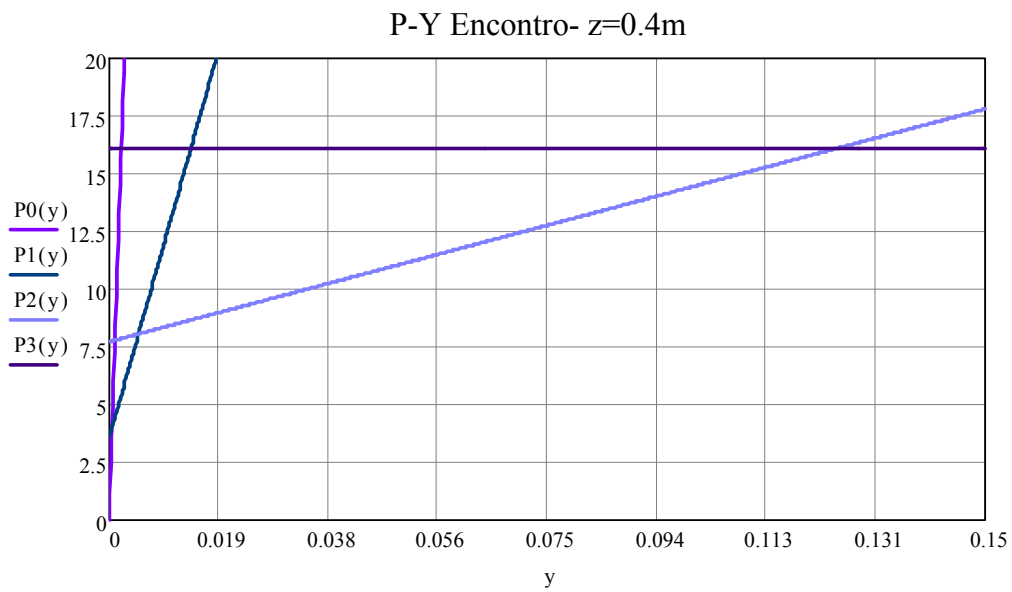
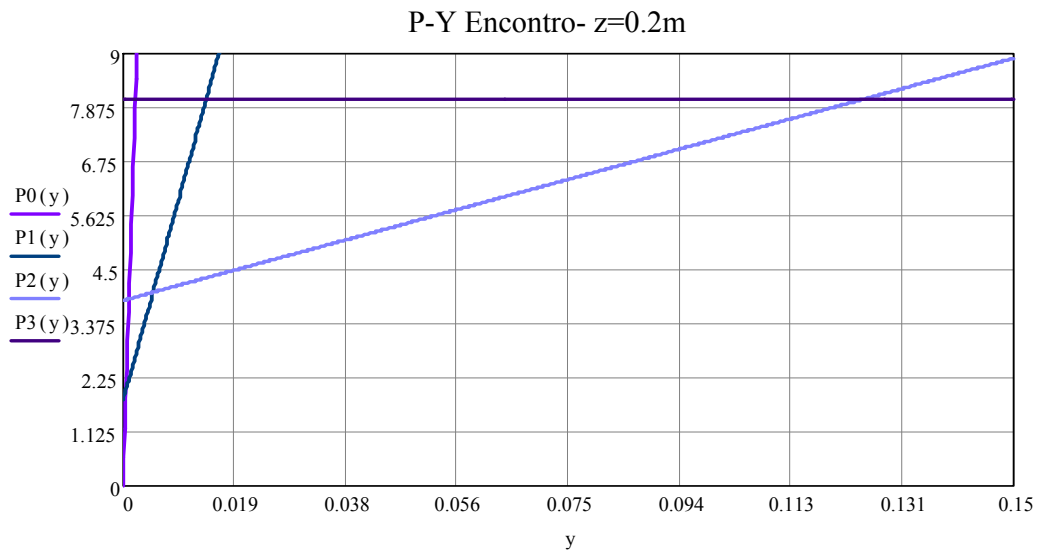
$$k := dP(y) = 6.027 \times 10^5 \frac{kN}{m^2} \quad z = 5.1 \text{ m}$$

Como a partir dessa profundidade a carga última é regida pela expressão de Pult2

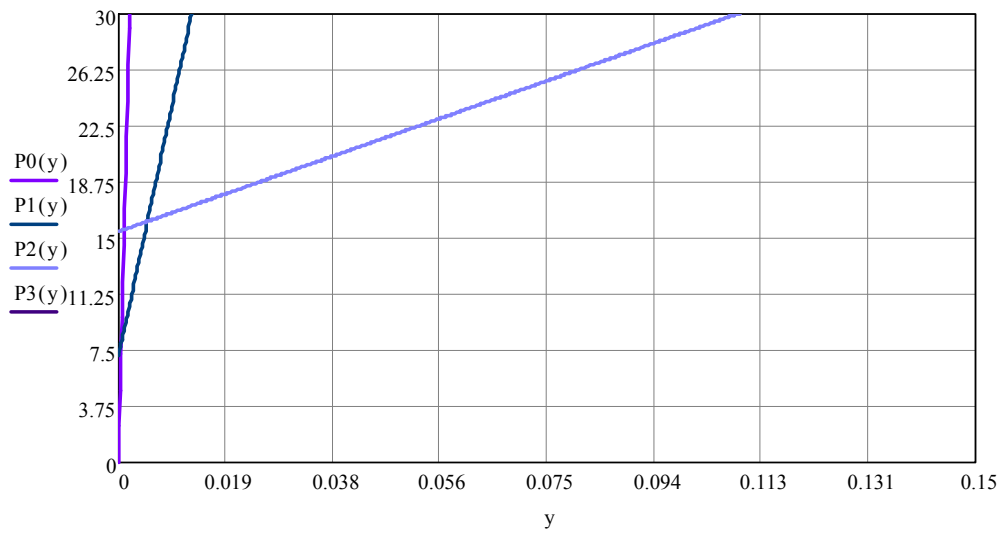
$$Pult2 = 210.6 \frac{kN}{m}$$

que é constante com a profundidade, o k será o mesmo em toda a extensão da estaca.

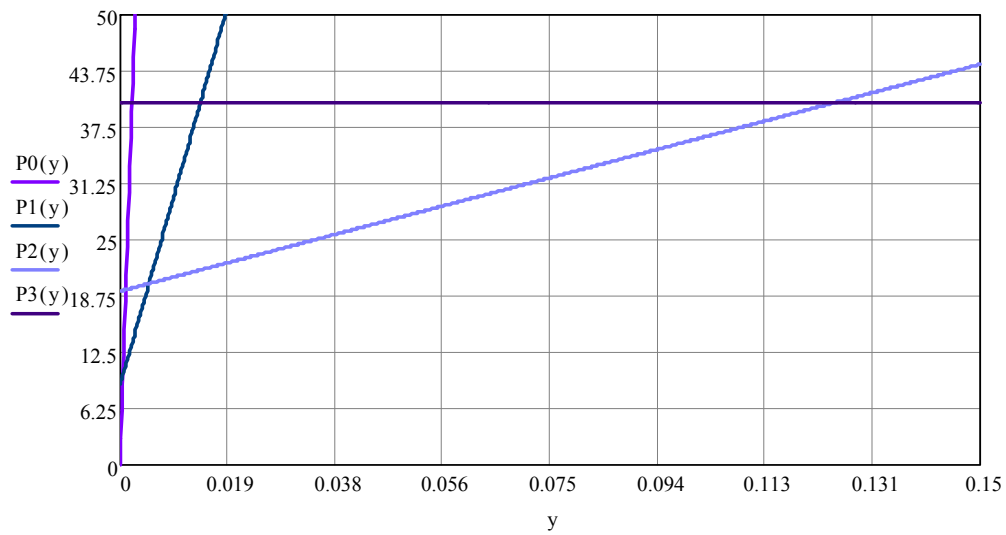
9.3 ANEXO C- CURVAS P-Y PARA INTRODUÇÃO DE MOLAS NÃO-LINEARES NA REGIÃO ATERRO-ENCONTRO- MATHCAD (2007)



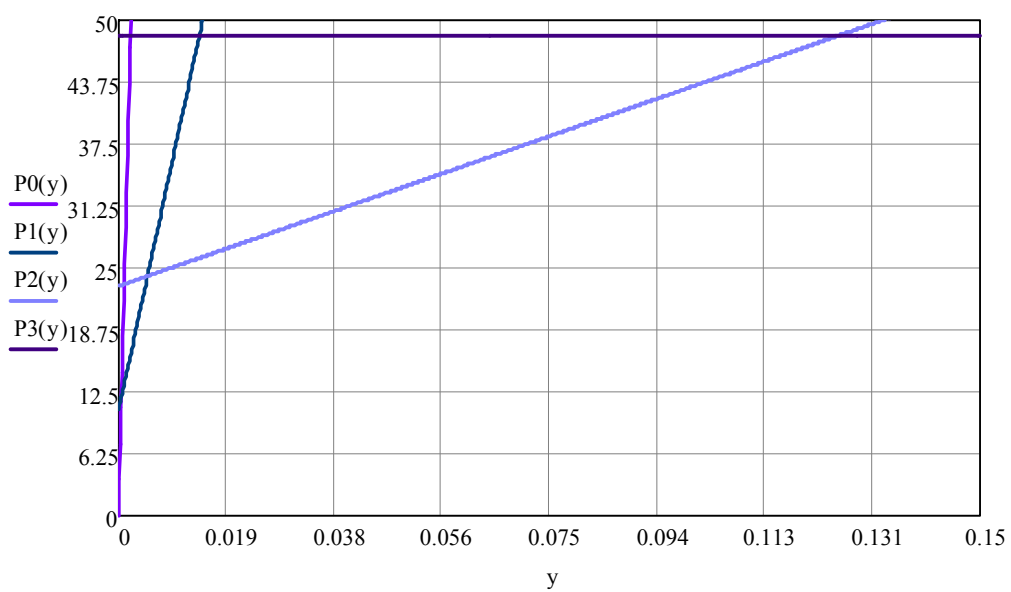
P-Y Encontro- $z=0.8m$



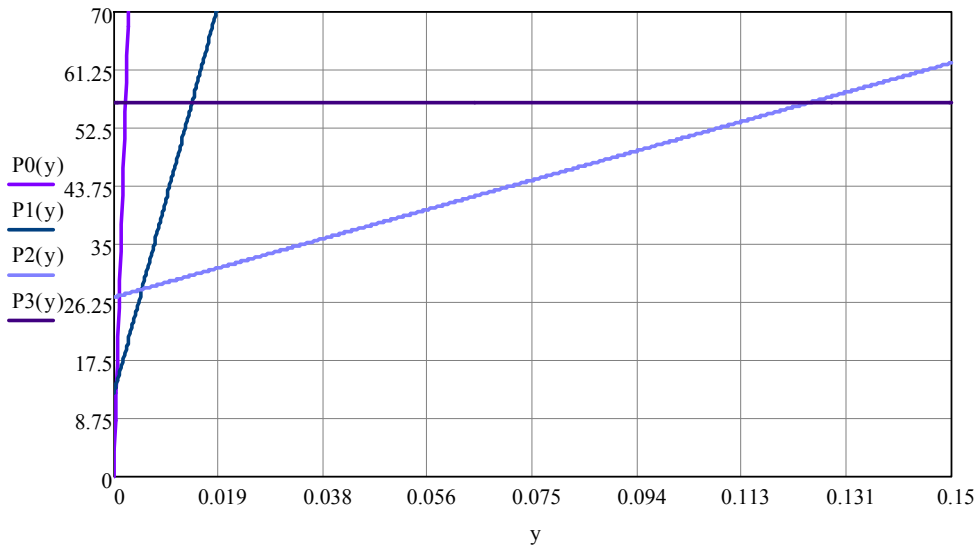
P-Y Encontro- $z=1m$



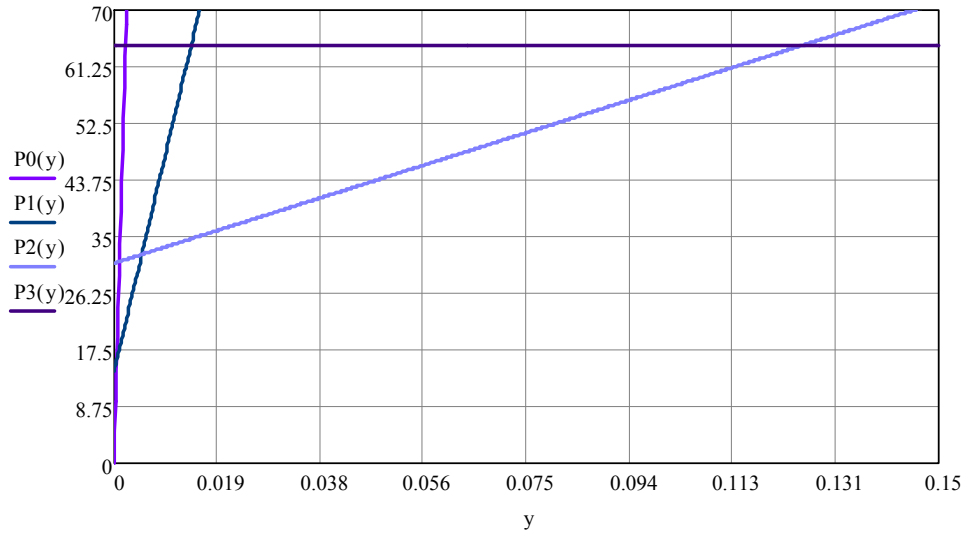
P-Y Encontro- $z=1.2m$



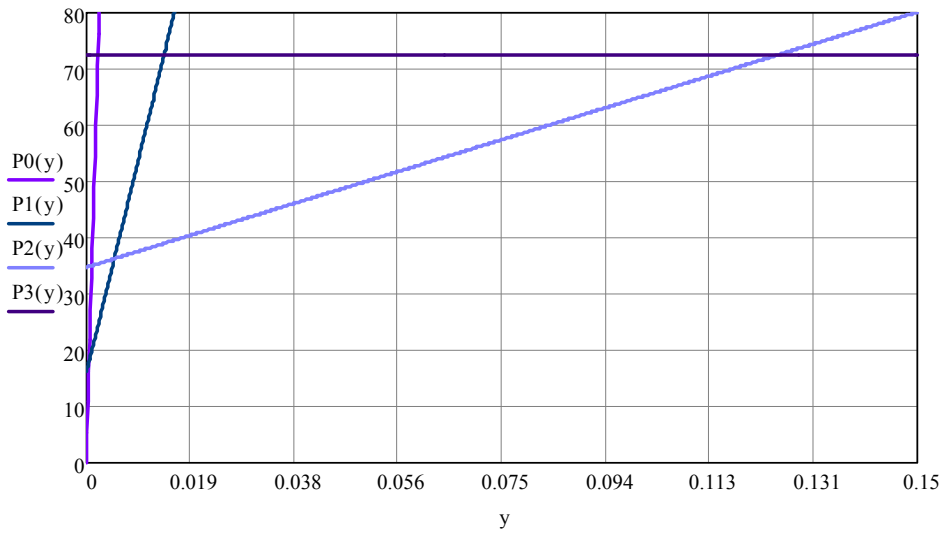
P-Y Encontro- z=1.4m



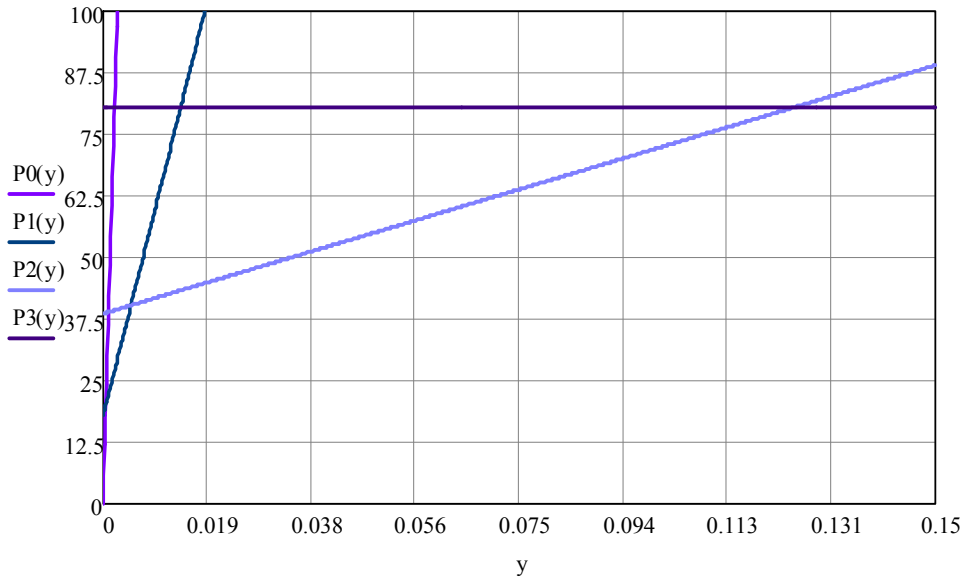
P-Y Encontro- z=1.6m



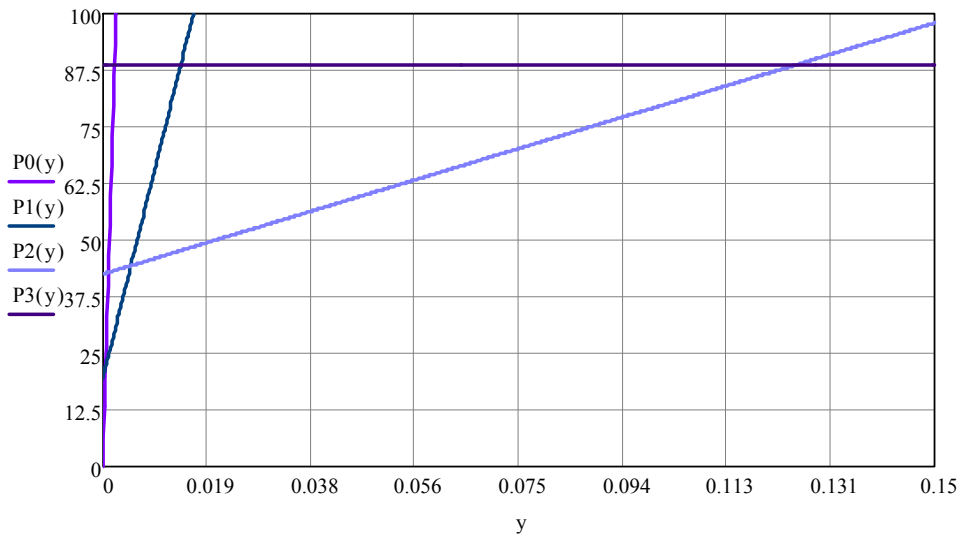
P-Y Encontro- z=1.8m



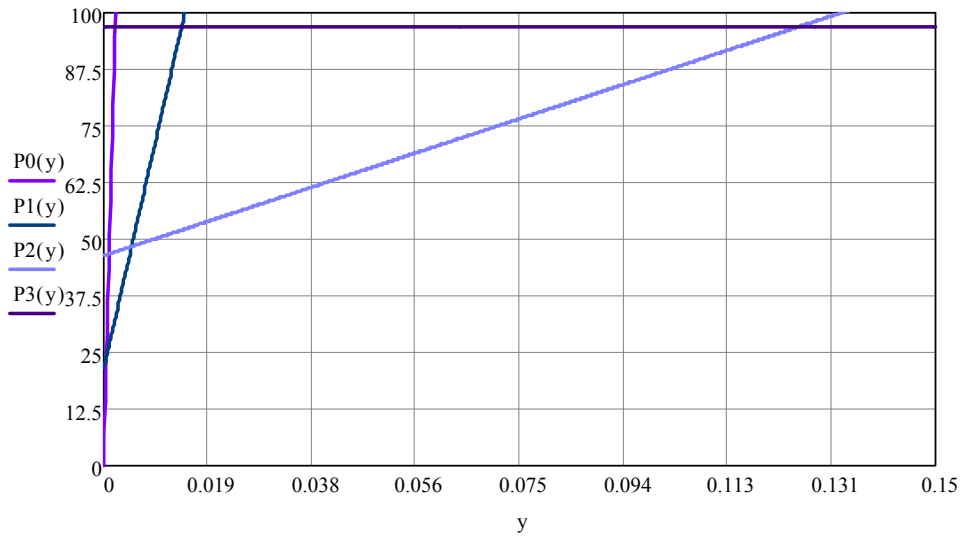
P-Y Encontro- z=2m



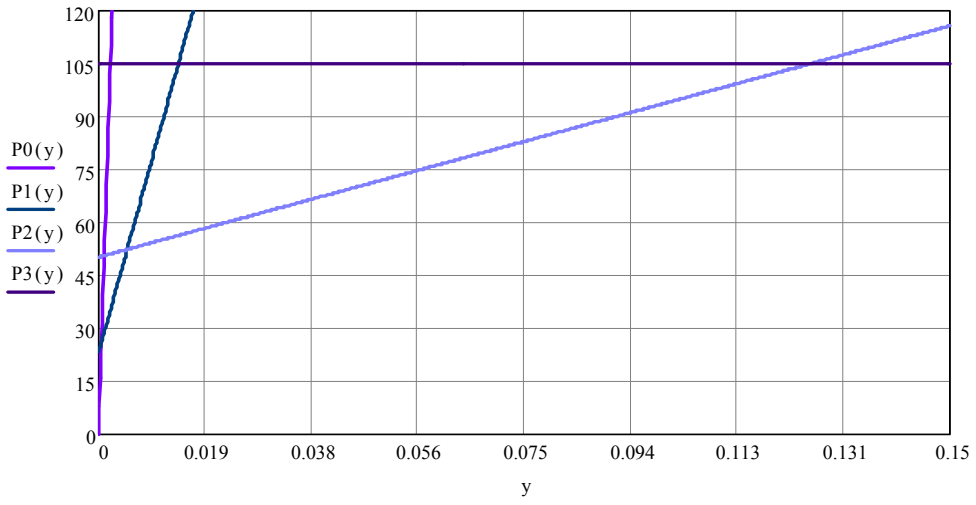
P-Y Encontro- z=2.2m



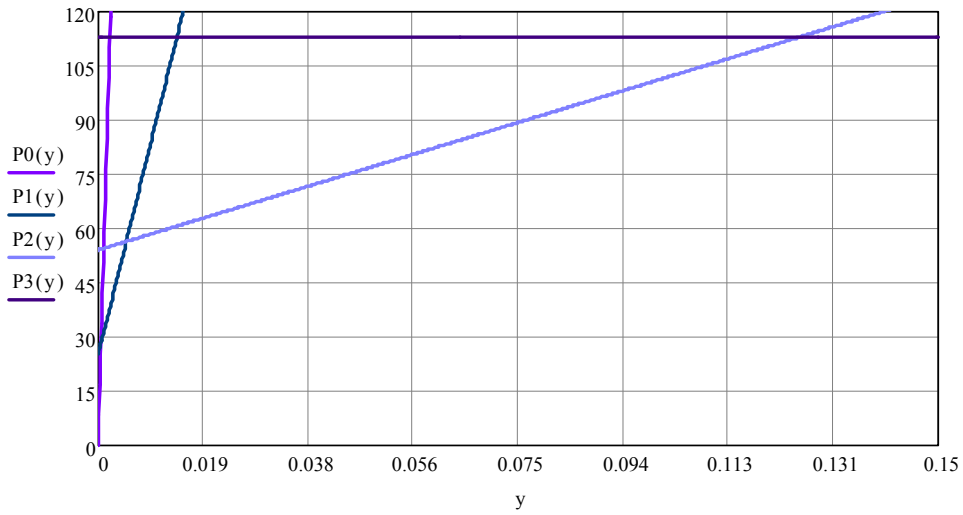
P-Y Encontro- z=2.4m



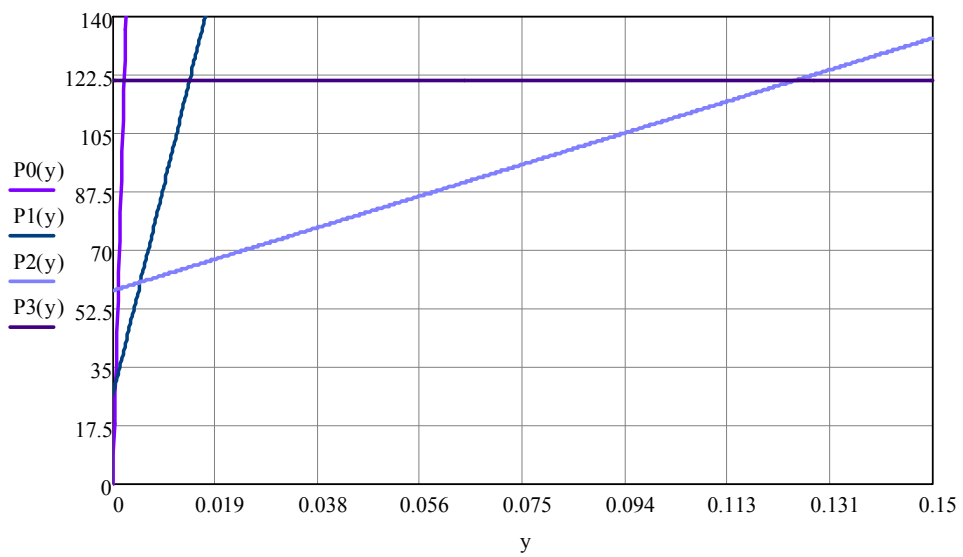
P-Y Encontro- z=2.6m



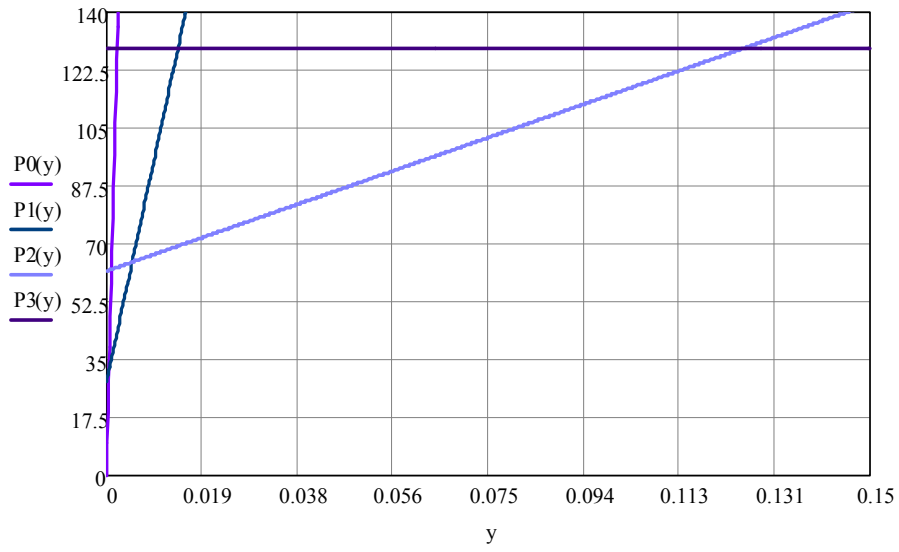
P-Y Encontro- z=2.8m



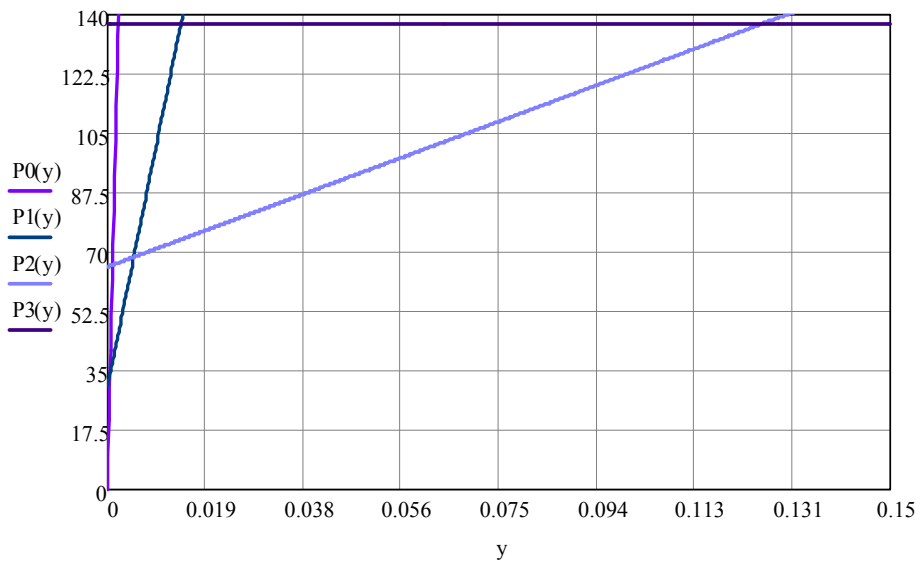
P-Y Encontro- z=3m



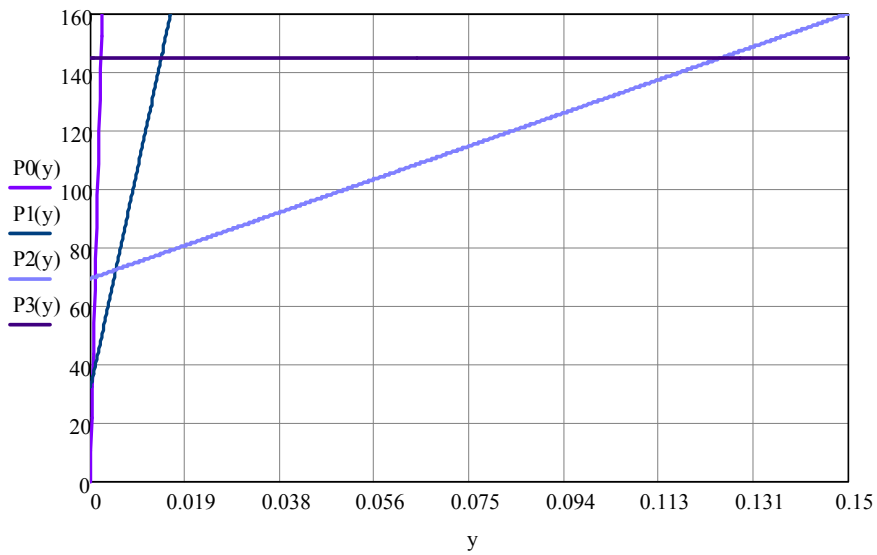
P-Y Encontro- $z=3.2\text{m}$



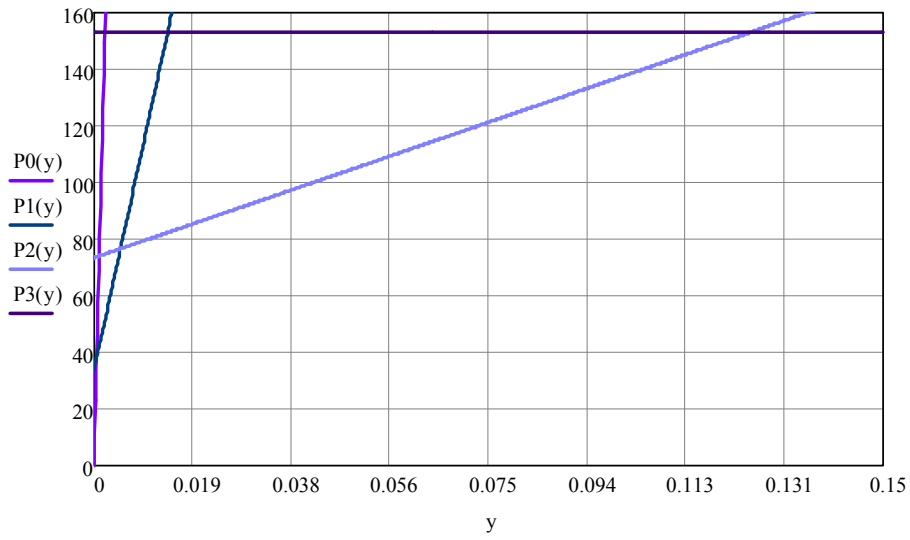
P-Y Encontro- $z=3.4\text{m}$



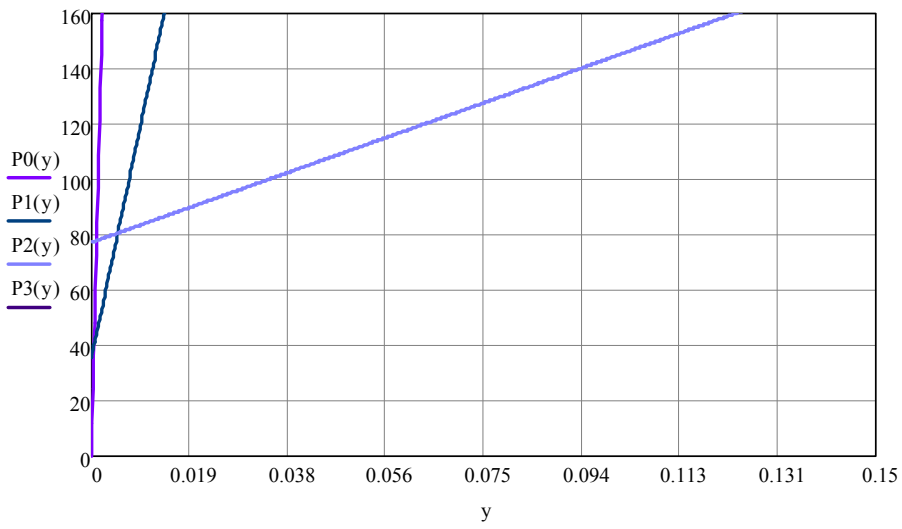
P-Y Encontro- $z=3.6\text{m}$



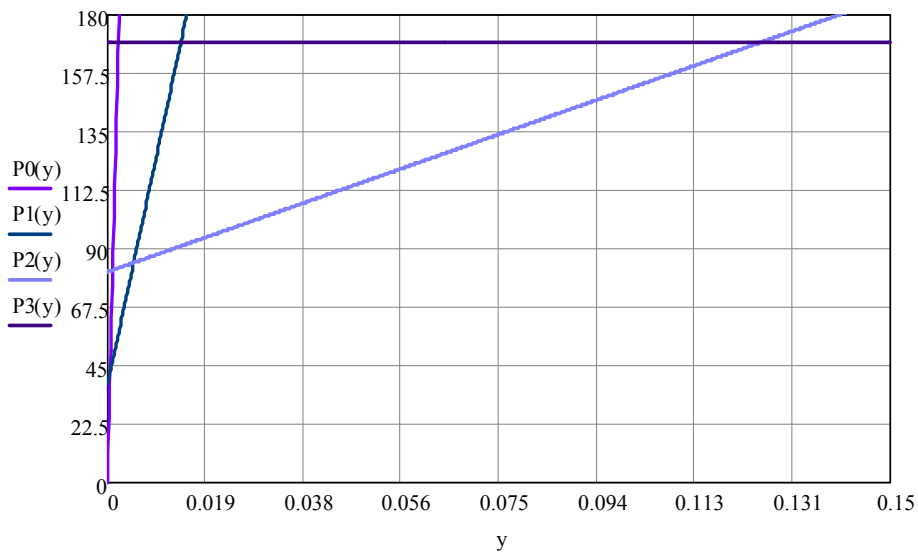
P-Y Encontro- $z=3.8\text{m}$



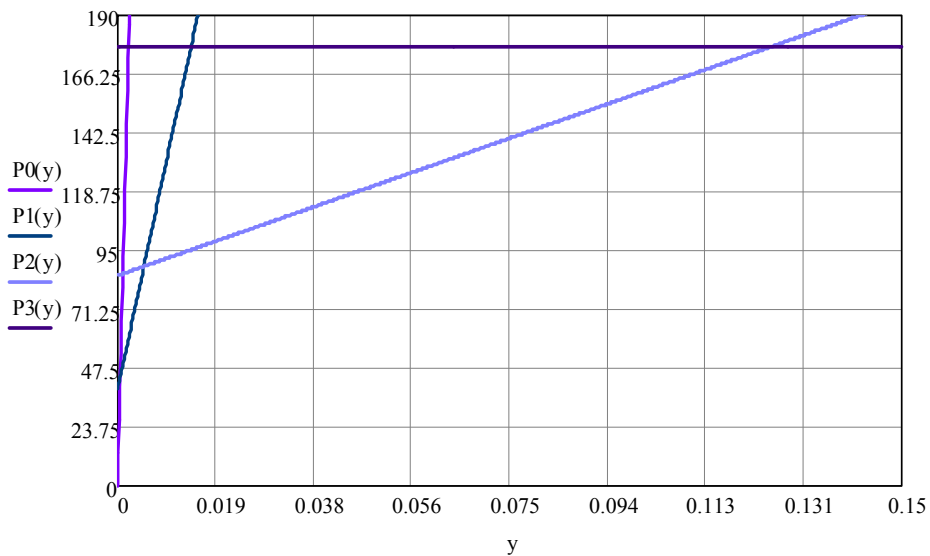
P-Y Encontro- $z=4\text{m}$



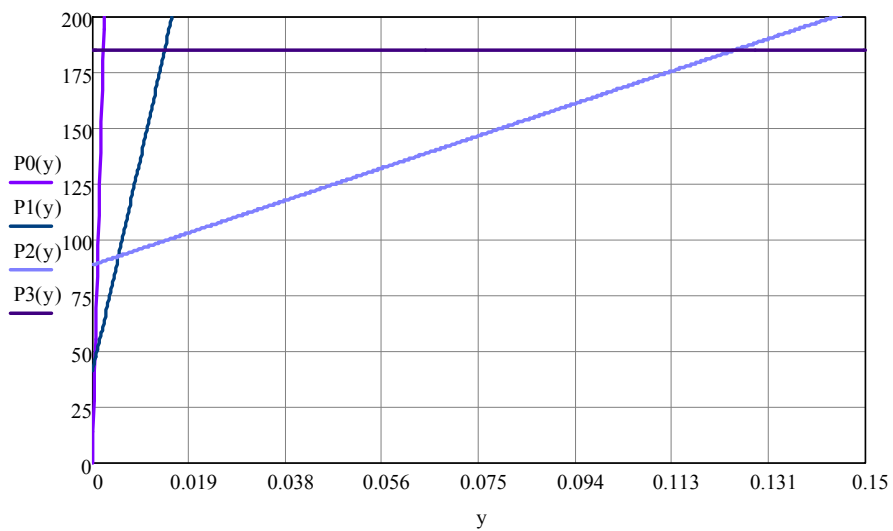
P-Y Encontro- $z=4.2\text{m}$



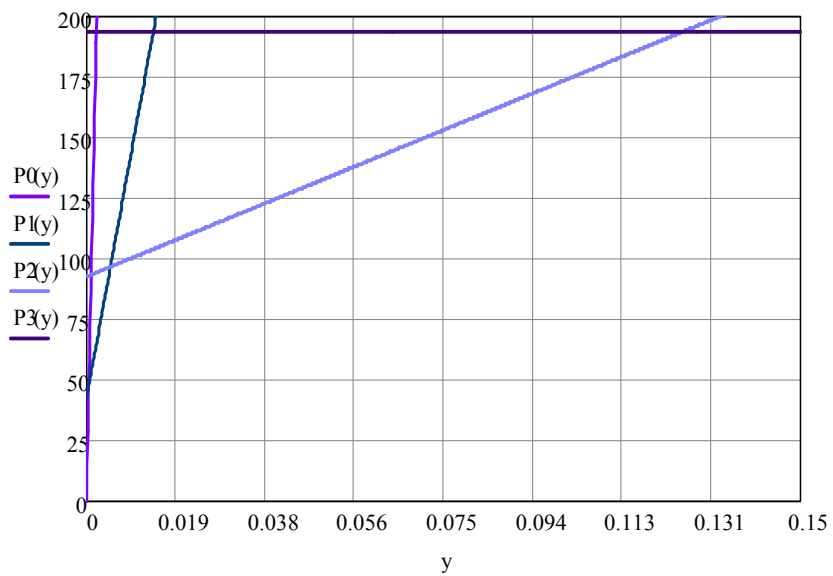
P-Y Encontro- z=4.4m



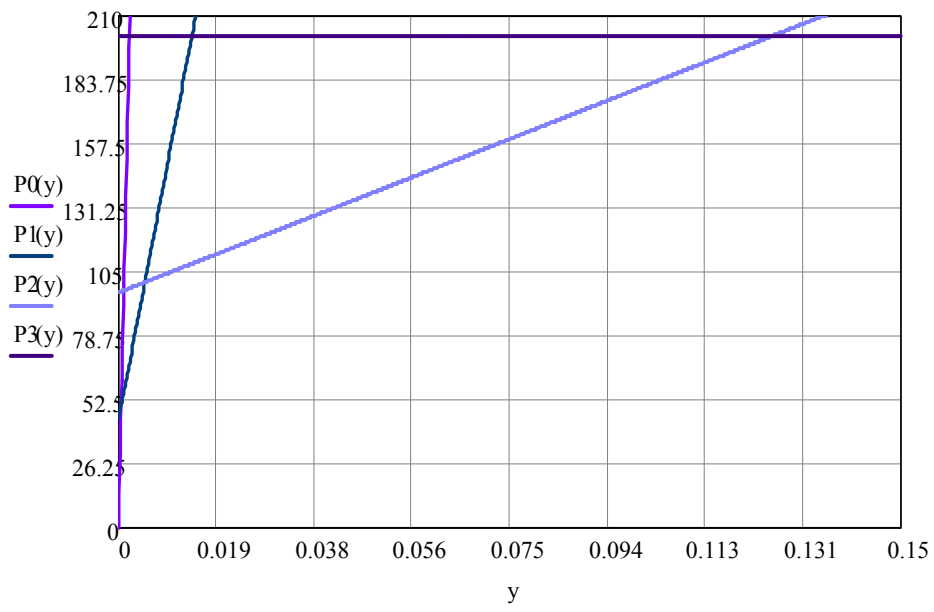
P-Y Encontro- z=4.6m



P-Y Encontro- z=4.8m



P-Y Encontro- z=5m



9.4 ANEXO D- CÁLCULO DE CARGA DE RUPTURA DO SOLO- MATHCAD (2007)

9.4.1 SOLOS ARGILOSOS

Argila: Cálculo de Carga última - REESE *et al* (2001)

$C_u := 75 \text{ kPa}$ (resistência não drenada- adotada como constante em toda a profundidade- Argila sobreadensada)

$\gamma_{\text{arg}} := 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ (peso específico seco da argila adotada)

$\epsilon_{50} := 0.007$ (deformação correspondente à metade da resistência à compressão da argila adotada)

$J := 0.5$ (constante determinada experimentalmente por Matlock)

$b := 0.260 \text{ m}$ (largura da estaca- perfil W250X85)

Resistência última do solo por unidade de comprimento da estaca deve ser o menor entre os dois valores:

$$P_{ult1}(z) := \left(3 + \frac{\gamma_{\text{arg}}}{C_u} \cdot z + \frac{J}{b} \cdot z \right) \cdot C_u \cdot b \rightarrow 41.66 \cdot z + 58.5$$

$$P_{ult2} := 9 \cdot C_u \cdot b = 175.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$y_{50} := 2.5 \cdot b \cdot \epsilon_{50} = 4.55 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\phi := 33^\circ$$

$$k_0 := 1 - \sin(\phi) = 0.455$$

$$L_{nt2} := 0.1 \text{ m} \quad z := 5$$

$$P_{ult1}(z) = 266.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{ult} := \begin{cases} P_{ult} \leftarrow P_{ult1}(z) & \text{if } P_{ult1}(z) \leq P_{ult2} \\ P_{ult} \leftarrow P_{ult2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$P_{ult} = 175.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Como a partir dessa profundidade a carga última é regida pela expressão de P_{ult2}

$$P_{ult2} = 175.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

que é constante com a profundidade, o k será o mesmo em toda a extensão da estaca.

Argila: Método de Reese *et al* (2001)

Argila rija sem presença de água

$C_u := 75 \text{ kPa}$ (resistência não drenada- adotada como constante em toda a profundidade Argila sobreadensada)

$\gamma_{\text{arg}} := 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ (peso específico seco da argila adotada)

$\epsilon_{50} := 0.007$ (deformação correspondente à metade da resistência à compressão da argila adotada)

$J := 0.5$ (constante determinada experimentalmente por Matlock)

$b := 0.312 \text{ m}$ (largura da estaca- perfil HP310X125)

Resistência última do solo por unidade de comprimento da estaca, deve ser o menor entre os dois valores:

$$P_{\text{ult1}}(z) := \left(3 + \frac{\gamma_{\text{arg}}}{C_u} \cdot z + \frac{J}{b} \cdot z \right) \cdot C_u \cdot b \rightarrow 42.492 \cdot z + 70.2$$

$$P_{\text{ult2}} := 9 \cdot C_u \cdot b = 210.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$y_{50} := 2.5 \cdot b \cdot \epsilon_{50} = 5.46 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\phi := 33^\circ$$

$$k_0 := 1 - \sin(\phi) = 0.455$$

$$L_{\text{nt2}} := 0.1 \text{ m} \quad z := 5$$

$$z := z + L_{\text{nt2}} \text{ m}$$

$$P_{\text{ult1}}(z) = 286.909 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{\text{ult}} := \begin{cases} P_{\text{ult}} \leftarrow P_{\text{ult1}}(z) & \text{if } P_{\text{ult1}}(z) \leq P_{\text{ult2}} \\ P_{\text{ult}} \leftarrow P_{\text{ult2}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$P_{\text{ult}} = 210.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$0.1 P_{\text{ult}} = 21.06$$

$$P(y) := 0.5 \cdot P_{\text{ult}} \cdot \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0.25}$$

$$dP(y) := \frac{d}{dy} P(y) \rightarrow \frac{4821.4285714285710755}{(183.15018315018313677 \cdot y)^{0.75}}$$

$$y := 0$$

Given

$$0.5 \cdot \text{Pult} \cdot \left(\frac{y}{y50} \right)^{0.25} = 0.1 \text{Pult}$$

$$y := \text{Find}(y)$$

$$y = 8.736 \times 10^{-6} \text{ m}$$

$$k := dP(y) = 6.027 \times 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad z = 5.1 \text{ m}$$

Como a partir dessa profundidade a carga última é regida pela expressão de Pult2

$$\text{Pult2} = 210.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

que é constante com a profundidade, o k será o mesmo em toda a extensão da estaca.

9.4.2 SOLOS ARENOSOS

Cálculo de Carga última para solos arenosos (nh=2000)- REESE *et al* (2001)

W250X85

$$\phi := 30^\circ = 0.524 \quad (\text{ângulo de atrito do solo})$$

$$\gamma := 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (\text{peso específico do solo})$$

$$b := 0.260 \text{ m} \quad (\text{largura da estaca- perfil W250X85})$$

$$\alpha := \frac{\phi}{2} \quad (\text{parâmetros para cálculo})$$

$$\beta := 45^\circ + \alpha = 60^\circ$$

$$\kappa_0 := 0.4 \quad (\text{coeficiente de empuxo no repouso})$$

$$\kappa_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)^2 = 0.333 \quad (\text{coeficiente de empuxo ativo})$$

$$\frac{\kappa_0 \cdot z \cdot \tan(\phi) \cdot \sin(\beta)}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos(\alpha)} \rightarrow 0.35863018886722140996 \cdot z$$

$$\frac{\tan(\beta)}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (b + z \cdot \tan(\beta) \cdot \tan(\alpha)) \rightarrow 1.3923048454132629728 \cdot z + 0.77999999999999990439$$

$$\kappa_0 \cdot z \cdot \tan(\beta) \cdot (\tan(\phi) \cdot \sin(\beta) - \tan(\alpha)) - \kappa_a \cdot b \rightarrow 0.16076951545867351763 \cdot z - 0.08666666666666666918$$

$$\text{pst}(z) := \gamma \cdot z \cdot (0.58839027830480658121 \cdot z + 2.8228256971246832031 \cdot z + 1.0677699464737579761 + 0.28227563411784486381 \cdot z - 0.0633101034163109304) \rightarrow 16 \cdot z \cdot (3.69349160954733464812 \cdot z + 1.004459)$$

$$\text{psd}(z) := \kappa_a \cdot b \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan(\beta)^8 - 1) + \kappa_0 \cdot b \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan(\phi) \cdot (\tan(\beta))^4$$

$$y_u := 3 \cdot \frac{b}{80} = 9.75 \times 10^{-3}$$

As: Coeficiente para cálculo de carga última para carregamentos estáticos

Ac: Coeficiente para cálculo de carga última para carregamentos cíclicos

B: Coeficiente para cálculo de carga média

$$z := 5 \quad \text{m} \quad \text{Lnt1} := 0.1$$

$$\frac{z}{b} = 19.231 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$\text{Ps} := \begin{cases} \text{Ps} \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ \text{Ps} \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 1.558 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 597.899 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Ps} = 597.899 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Qu} := \text{Ps} \cdot \text{Lnt1} = 59.79 \quad \text{kN}$$

$$z := z + 0.1 = 7 \quad \text{m} \quad \text{Lnt2} := 0.2$$

$$\frac{z}{b} = 26.923 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$\text{Ps} := \begin{cases} \text{Ps} \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ \text{Ps} \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 3.008 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 837.058$$

$$\text{Ps} = 837.058 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Qu} := \text{Ps} \cdot \text{Lnt2} = 167.412 \quad \text{kN}$$

$$z := z + 0.2 = 11 \quad \text{m} \qquad \text{Lnt3} := 0.3$$

$$\frac{z}{b} = 42.308 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$\text{Ps} := \begin{cases} \text{Ps} \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ \text{Ps} \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 7.327 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 1.315 \times 10^3$$

$$\text{Ps} = 1.315 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Qu} := \text{Ps} \cdot \text{Lnt3} = 394.613 \quad \text{kN}$$

W310X125

$$z := 5 \quad \text{m} \qquad \text{Lnt1} := 0.1$$

$$\frac{z}{b} = 16.026 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$\text{Ps} := \begin{cases} \text{Ps} \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ \text{Ps} \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 1.558 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 717.478 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Ps} = 717.478 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Qu} := \text{Ps} \cdot \text{Lnt1} = 71.748 \quad \text{kN}$$

$$z := z + 0.1 = 7 \quad \text{m} \qquad \text{Lnt2} := 0.2$$

$$\frac{z}{b} = 22.436 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$\text{Ps} := \begin{cases} \text{Ps} \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ \text{Ps} \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 3.008 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 1.004 \times 10^3$$

$$\text{Ps} = 1.004 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Qu} := \text{Ps} \cdot \text{Lnt2} = 200.894 \quad \text{kN}$$

$$z := z + 0.2 = 11 \quad \text{m} \quad \text{Lnt3} := 0.3$$

$$\frac{z}{b} = 35.256 \quad \text{maior que 5,} \\ \text{Ac=As=0.88}$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$\text{Ps} := \begin{cases} \text{Ps} \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ \text{Ps} \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases} \quad \begin{aligned} \text{pst}(z) &= 7.327 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) &= 1.578 \times 10^3 \end{aligned}$$

$$\text{Ps} = 1.578 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Qu} := \text{Ps} \cdot \text{Lnt3} = 473.536 \quad \text{kN}$$

Cálculo de Carga última para solos arenosos (nh=6000)- REESE *et al* (2001)

W250X85

$$\phi := 35^\circ = 0.611 \quad (\text{ângulo de atrito do solo})$$

$$\gamma := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (\text{peso específico do solo})$$

$$b := 0.260 \quad \text{m} \quad (\text{largura da estaca- perfil W250X85})$$

$$\alpha := \frac{\phi}{2} \quad (\text{parâmetros para cálculo})$$

$$\beta := 45^\circ + \alpha = 62.5^\circ$$

$$\kappa_0 := 0.4 \quad (\text{coeficiente de empuxo no repouso})$$

$$\kappa_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)^2 = 0.271 \quad (\text{coeficiente de empuxo ativo})$$

$$\text{pst}(z) = \gamma \cdot z \left[\frac{\kappa_0 \cdot z \cdot \tan(\phi) \cdot \sin(\beta)}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos(\alpha)} + \frac{\tan(\beta)}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (b + z \cdot \tan(\beta) \cdot \tan(\alpha)) + \kappa_0 \cdot z \cdot \tan(\beta) \cdot (\tan(\phi) \cdot \sin(\beta) - \tan(\alpha)) - \kappa_a \cdot b \right]$$

$$\text{psd}(z) := \kappa_a \cdot b \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan(\beta)^8 - 1) + \kappa_0 \cdot b \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan(\phi) \cdot (\tan(\beta))^4$$

$$y_u := 3 \cdot \frac{b}{80} = 9.75 \times 10^{-3}$$

As: Coeficiente para cálculo de carga última para carregamentos estáticos

Ac: Coeficiente para cálculo de carga última para carregamentos cíclicos

B: Coeficiente para cálculo de carga média

$$z := 5 \quad \text{m} \quad \text{Lnt1} := 0.1$$

$$\frac{z}{b} = 19.231 \quad \text{maior que } 5,$$

$$A_c = A_s = 0.88$$

$$A_c := 0.88$$

$$P_s := \begin{cases} P_s \leftarrow p_{st}(z) & \text{if } p_{st}(z) \leq p_{sd}(z) \\ P_s \leftarrow p_{sd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$p_{st}(z) = 1.752 \times 10^3$$

$$p_{sd}(z) = 1.259 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_s = 1.259 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_u := P_s \cdot \text{Lnt1} = 125.877 \quad \text{kN}$$

$$z := z + 0.1 = 7 \quad \text{m}$$

$$\frac{z}{b} = 26.923 \quad \text{maior que } 5,$$

$$A_c = A_s = 0.88$$

$$A_c := 0.88$$

$$P_s := \begin{cases} P_s \leftarrow p_{st}(z) & \text{if } p_{st}(z) \leq p_{sd}(z) \\ P_s \leftarrow p_{sd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$p_{st}(z) = 3.384 \times 10^3$$

$$p_{sd}(z) = 1.762 \times 10^3$$

$$P_s = 1.762 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$z := z + 0.2 = 11 \quad \text{m} \quad \text{Lnt3} := 0.3$$

$$\frac{z}{b} = 42.308 \quad \text{maior que } 5,$$

$$A_c = A_s = 0.88$$

$$A_c := 0.88$$

$$P_s := \begin{cases} P_s \leftarrow p_{st}(z) & \text{if } p_{st}(z) \leq p_{sd}(z) \\ P_s \leftarrow p_{sd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$p_{st}(z) = 8.243 \times 10^3$$

$$p_{sd}(z) = 2.769 \times 10^3$$

$$P_s = 2.769 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_u := P_s \cdot \text{Lnt3} = 830.786 \quad \text{kN}$$

W310X125

$$z := 5 \quad \text{m} \quad \text{Lnt1} := 0.1$$

$$\frac{z}{b} = 16.026 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$\text{Ps} := \begin{cases} \text{Ps} \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ \text{Ps} \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 1.752 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 1.511 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Ps} = 1.511 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Qu} := \text{Ps} \cdot \text{Lnt1} = 151.052 \quad \text{kN}$$

$$z := z + 0.1 = 7 \quad \text{m} \quad \text{Lnt2} = 0.2$$

$$\frac{z}{b} = 22.436 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$\text{Ps} := \begin{cases} \text{Ps} \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ \text{Ps} \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 3.384 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 2.115 \times 10^3$$

$$\text{Ps} = 2.115 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Qu} := \text{Ps} \cdot \text{Lnt2} = 422.946 \quad \text{kN}$$

$$z := z + 0.2 = 11 \quad \text{m}$$

$$\frac{z}{b} = 35.256 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$\text{Ps} := \begin{cases} \text{Ps} \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ \text{Ps} \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 8.243 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 3.323 \times 10^3$$

$$\text{Ps} = 3.323 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Qu} := \text{Ps} \cdot \text{Lnt3} = 996.943 \quad \text{kN}$$

Cálculo de Carga última para solos não-coesivos (nh=12000)- REESE et al (2001)

W250X85

$$\phi := 37.5^\circ = 0.654 \quad (\text{ângulo de atrito do solo})$$

$$\gamma := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (\text{peso específico do solo})$$

$$b := 0.260 \text{ m} \quad (\text{largura da estaca- perfil W250X85})$$

$$\alpha := \frac{\phi}{2} \quad (\text{parâmetros para cálculo})$$

$$\beta := 45^\circ + \alpha = 63.75^\circ$$

$$\kappa_0 := 0.4 \quad (\text{coeficiente de empuxo no repouso})$$

$$\kappa_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)^2 = 0.243 \quad (\text{coeficiente de empuxo ativo})$$

$$p_{st}(z) = \gamma \cdot z \left[\frac{\kappa_0 \cdot z \cdot \tan(\phi) \cdot \sin(\beta)}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos(\alpha)} + \frac{\tan(\beta)}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (b + z \cdot \tan(\beta) \cdot \tan(\alpha)) + \kappa_0 \cdot z \cdot \tan(\beta) \cdot (\tan(\phi) \cdot \sin(\beta) - \tan(\alpha)) - \kappa_a \cdot b \right]$$

$$p_{sd}(z) := \kappa_a \cdot b \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan(\beta)^8 - 1) + \kappa_0 \cdot b \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan(\phi) \cdot (\tan(\beta))^4$$

$$y_u := 3 \cdot \frac{b}{80} = 9.75 \times 10^{-3}$$

As: Coeficiente para cálculo de carga última para carregamentos estáticos

Ac: Coeficiente para cálculo de carga última para carregamentos cíclicos

B: Coeficiente para cálculo de carga média

$$z := 5 \text{ m} \quad L_{nt1} := 0.1$$

$$\frac{z}{b} = 19.231 \quad \text{maior que } 5, \\ A_c = A_s = 0.88$$

$$A_c := 0.88$$

$$P_s := \begin{cases} P_s \leftarrow p_{st}(z) & \text{if } p_{st}(z) \leq p_{sd}(z) \\ P_s \leftarrow p_{sd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$p_{st}(z) = 1.85 \times 10^3 \\ p_{sd}(z) = 1.839 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_s = 1.839 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_u := P_s \cdot L_{nt1} = 183.948 \text{ kN}$$

$$z := z + 0.1 = 7 \quad \text{m} \quad \text{Lnt2} := 0.2$$

$$\frac{z}{b} = 26.923 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$P_s := \begin{cases} P_s \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ P_s \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 3.572 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 2.575 \times 10^3$$

$$P_s = 2.575 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_u := P_s \cdot \text{Lnt2} = 515.055$$

$$z := z + 0.2 = 11 \quad \text{m} \quad \text{Lnt3} := 0.3$$

$$\frac{z}{b} = 42.308 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$P_s := \begin{cases} P_s \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ P_s \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 8.701 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 4.047 \times 10^3$$

$$P_s = 4.047 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_u := P_s \cdot \text{Lnt3} = 1.214 \times 10^3 \text{ kN}$$

W310X125

$$z := 5 \text{ m} \quad \text{Lnt1} := 0.1$$

$$\frac{z}{b} = 16.026 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$P_s := \begin{cases} P_s \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ P_s \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 1.85 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 2.207 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_s = 1.85 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_u := P_s \cdot \text{Lnt1} = 184.983 \text{ kN}$$

$$z := z + 0.1 = 7 \quad \text{m} \quad \text{Lnt2} := 0.2$$

$$\frac{z}{b} = 22.436 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$\text{Ps} := \begin{cases} \text{Ps} \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ \text{Ps} \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 3.572 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 3.09 \times 10^3$$

$$\text{Ps} = 3.09 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Qu} := \text{Ps} \cdot \text{Lnt2} = 618.066$$

$$z := z + 0.2 = 11 \quad \text{m} \quad \text{Lnt3} = 0.3$$

$$\frac{z}{b} = 35.256 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$\text{Ps} := \begin{cases} \text{Ps} \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ \text{Ps} \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 8.701 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 4.856 \times 10^3$$

$$\text{Ps} = 4.856 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Qu} := \text{Ps} \cdot \text{Lnt3} = 1.457 \times 10^3 \quad \text{kN}$$

Cálculo de Carga última para solos não-coesivos (nh=18000)- REESE et al (2001)

W250X85

$$\phi := 40^\circ = 0.698 \quad (\text{ângulo de atrito do solo})$$

$$\gamma := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (\text{peso específico do solo})$$

$$b := 0.260 \quad \text{m} \quad (\text{largura da estaca- perfil W250X85})$$

$$\alpha := \frac{\phi}{2} \quad (\text{parâmetros para cálculo})$$

$$\beta := 45^\circ + \alpha = 65^\circ$$

$$\kappa_0 := 0.4 \quad (\text{coeficiente de empuxo no repouso})$$

$$\kappa_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)^2 = 0.217 \quad (\text{coeficiente de empuxo ativo})$$

$$\text{pst}(z) = \gamma \cdot z \left[\frac{\kappa_0 \cdot z \cdot \tan(\phi) \cdot \sin(\beta)}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos(\alpha)} + \frac{\tan(\beta)}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (b + z \cdot \tan(\beta) \cdot \tan(\alpha)) + \kappa_0 \cdot z \cdot \tan(\beta) \cdot (\tan(\phi) \cdot \sin(\beta) - \tan(\alpha)) - \kappa_a \cdot b \right]$$

$$\text{psd}(z) := \kappa a \cdot b \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan(\beta)^8 - 1) + \kappa 0 \cdot b \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan(\phi) \cdot (\tan(\beta))^4$$

$$y_u := 3 \cdot \frac{b}{80} = 9.75 \times 10^{-3}$$

As: Coeficiente para cálculo de carga ultima para carregamentos estáticos

Ac: Coeficiente para cálculo de carga ultima para carregamentos cíclicos

B: Coeficiente para cálculo de carga média

$$z := 5 \quad \text{m} \quad \text{Lnt1} := 0.1$$

$$\frac{z}{b} = 19.231 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$\text{Ps} := \begin{cases} \text{Ps} \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ \text{Ps} \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 1.947 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 2.708 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Ps} = 1.947 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Qu} := \text{Ps} \cdot \text{Lnt1} = 194.719 \quad \text{kN}$$

$$z := z + 0.1 = 7 \quad \text{m} \quad \text{Lnt2} := 0.2$$

$$\frac{z}{b} = 26.923 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$\text{Ps} := \begin{cases} \text{Ps} \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ \text{Ps} \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 3.76 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 3.791 \times 10^3$$

$$\text{Ps} = 3.76 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Qu} := \text{Ps} \cdot \text{Lnt2} = 752.049 \quad \text{kN}$$

$$z := z + 0.2 = 11 \quad \text{m} \quad \text{Lnt3} := 0.3$$

$$\frac{z}{b} = 42.308 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$\text{Ps} := \begin{cases} \text{Ps} \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ \text{Ps} \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 9.159 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 5.957 \times 10^3$$

$$\text{Ps} = 5.957 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Qu} := \text{Ps} \cdot \text{Lnt3} = 1.787 \times 10^3 \quad \text{kN}$$

W310X125

$$z := 5 \quad \text{m} \quad \text{Lnt1} := 0.1$$

$$\frac{z}{b} = 16.346 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$\text{Ps} := \begin{cases} \text{Ps} \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ \text{Ps} \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 2.024 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 3.314 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Ps} = 2.024 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Qu} := \text{Ps} \cdot \text{Lnt1} = 202.381 \quad \text{kN}$$

$$z := z + 0.1 = 7 \quad \text{m}$$

$$\frac{z}{b} = 22.436 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$\text{Ps} := \begin{cases} \text{Ps} \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ \text{Ps} \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 3.76 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 4.549 \times 10^3$$

$$\text{Ps} = 3.76 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Qu} := \text{Ps} \cdot \text{Lnt2} = 752.049 \quad \text{kN}$$

$$z := z + 0.2 = 11 \quad \text{m}$$

$$\frac{z}{b} = 35.256 \quad \text{maior que } 5, \\ \text{Ac} = \text{As} = 0.88$$

$$\text{Ac} := 0.88$$

$$\text{Ps} := \begin{cases} \text{Ps} \leftarrow \text{pst}(z) & \text{if } \text{pst}(z) \leq \text{psd}(z) \\ \text{Ps} \leftarrow \text{psd}(z) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{pst}(z) = 9.159 \times 10^3 \\ \text{psd}(z) = 7.149 \times 10^3$$

$$\text{Ps} = 7.149 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Qu} := \text{Ps} \cdot \text{Lnt3} = 2.145 \times 10^3 \quad \text{kN}$$