UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA POLITÉCNICA

VINÍCIUS MORAES SPRICIGO

Contribuições ao estudo da interação solo-estrutura em encontros de pontes

São Paulo
2022

VINÍCIUS MORAES SPRICIGO

Contribuições ao estudo da interação solo-estrutura em encontros de pontes

Versão Corrigida

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências

São Paulo
2022

Nome: SPRICIGO, Vinícius Moraes

Título: Contribuições ao estudo da interação solo-estrutura em encontros de pontes

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do Título de Mestre em Ciências.

Aprovado em: 13 de dezembro de 2021

Banca Examinadora

Prof. Dr.: Eduardo de Morais Barreto Campello

Instituição: EPUSP

Julgamento: Aprovado

Prof. Dr.: Mounir Khalil El Debs

Instituição: EESC-USP

Julgamento: Aprovado

Prof. Dr.: Bernardo Horowitz

Instituição: UFPE

Julgamento: Aprovado

VINÍCIUS MORAES SPRICIGO

Contribuições ao estudo da interação solo-estrutura em encontros de pontes

Versão Corrigida

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências

Área de Concentração: Engenharia de Estruturas

Orientação: Prof. Livre-Docente Eduardo de Morais Barreto Campello

São Paulo
2022

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catalogação-na-publicação

Spricigo, Vinícius Moraes
Contribuições ao estudo da interação solo-estrutura em encontros de pontes / V. M. Spricigo -- versão corr. -- São Paulo, 2022.
201 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Pontes 2.Encontros de pontes 3.Interação solo-estrutura 4.Curvas p-y I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

AGRADECIMENTOS

Após árdua jornada, é gratificante olhar para trás e perceber que foram várias as pessoas que contribuíram para o resultado desta pesquisa.

Agradeço, primeiramente, ao meu orientador, Prof. Livre-Docente Eduardo de Morais Barreto Campello, pela dedicação e confiança em todos os momentos. Replico o agradecimento ao Prof. Dr. Pedro Wellington Gonçalves do Nascimento Teixeira por ter inspirado o trabalho e colaborado continuamente durante o seu desenvolvimento.

Agradeço à Universidade de São Paulo, escola de vida inspiradora, que, com muito orgulho, carrego em meu coração como símbolo de uma sociedade evoluída. Meu muito obrigado também ao seleto grupo de professores do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Escola Politécnica da USP (PPGEC/EPUSP), que tantas reflexões e aprendizados me proporcionaram durante a formação.

Sou grato também à presidência e à diretoria Engecorps Engenharia, pelo apoio incondicional neste período. Aos grandes mestres Iberê Martins da Silva e Sergio Cifu, que me introduziram ao mundo da Engenharia de Estruturas e me inspiraram desde o primeiro momento a trilhar o caminho que os trouxe até aqui. Ao colega Marcelo Saad Taulois da Costa, pela amizade e a sua contribuição à pesquisa. E aos demais colegas da empresa, pelo suporte e compreensão.

Aos meus pais, Marilda e Sergio, por todo o incentivo, suporte e alavanca, que permitiram com que eu me lançasse em mais esse desafio. Ao meu irmão, Egberto, por todo o apoio nesta jornada. Aos amigos e familiares que, direta ou indiretamente, contribuíram para que eu tivesse êxito na conclusão deste trabalho.

O êxito da vida não se mede pelo que você conquistou,
mas pelas dificuldades que superou no caminho.
(Abraham Lincoln)

RESUMO

SPRICIGO, V. M. **Contribuições ao estudo da interação solo-estrutura em encontros de pontes.** 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2022.

Encontros de pontes são estruturas de geometria variada, que dão suporte às superestruturas nas extremidades, ao mesmo tempo em que contêm os aterros de acesso. Incluem uma gama de concepções estruturais, sistematizados neste trabalho dentre 6 tipos principais. A revisão bibliográfica permitiu observar a prática construtiva de encontros no Brasil, em relação ao panorama internacional, os defeitos típicos, que geram problemas de desempenho – dos quais pode-se destacar a formação de um desnível nas aproximações e a ocorrência de erosão hídrica junto às fundações – e os critérios de projeto dessas estruturas, para investigar aspectos particularmente aplicáveis à análise da interação solo-estrutura (ISE) em encontros. Realiza-se então a revisão dos métodos e técnicas de modelagem que consideram essa interação, a fim de avaliar sua aplicação ao estudo de caso de um encontro leve sobre fundações profundas. Para representá-lo foi concebido um modelo tridimensional de elementos finitos com representação do solo por molas de Winkler não lineares (curvas p-y). Numa primeira análise, verificou-se que o encontro fica a maior parte do tempo sujeito a um estado de empuxo entre o ativo e o repouso, e que seus deslocamentos são toleráveis, segundo limites dados por requisitos funcionais. A partir da aplicação de forças longitudinais progressivas, observou-se que a flexibilidade do encontro não foi desprezível em relação à dos aparelhos de apoio, alterando em até 35% a rigidez total do conjunto. Noutro cenário, avaliaram-se os efeitos de grupo nas fundações profundas carregadas transversalmente, ao que foi possível observar acréscimo de 55,9% nos deslocamentos e até 44,8% nos esforços fletores das estacas, quando tais efeitos são considerados. Dentre as dificuldades da aplicação do método estão a consideração da não-linearidade física das estacas e a seleção de um modelo de curvas p-y adequado. Por fim, o encontro foi analisado a partir de um modelo 3D de meio contínuo, que validou resultados prévios, com destaque para os deslocamentos e efeitos de grupo, e permitiu observar as vantagens e desvantagens de cada método.

Palavras-chave: Pontes. Encontros de pontes. Interação solo-estrutura. Curvas p-y.

ABSTRACT

SPRICIGO, V. M. **Contributions to the study of soil-structure interaction in bridge abutments.** 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2022.

Bridge abutments are structures of varied geometry, which support bridge decks at their ends, while containing the access embankments. They include a range of structural designs, systematized in this work among 6 main types. The literature review allowed the observation of the constructive practice in Brazil, in relation to the international panorama, the typical defects, which generate performance problems at the abutments – of which the formation of a bump in bridge approaches and the occurrence of scour around the foundations can be highlighted – and the design criteria for these structures, to investigate aspects particularly applicable to the analysis of soil-structure interaction (ISE) in abutments. A review of theoretical methods and modeling techniques that consider this interaction is then carried out, to assess its application to the case study of a stub abutment on deep foundations. To represent it, a three-dimensional finite element model was designed with representation of the soil by non-linear Winkler springs (p-y curves). In a first analysis, it was found that most of the time the abutment is subjected to an intermediate state between the active and at rest earth pressure, and that its horizontal displacements are tolerable, according to limits given by functional requirements. From the application of increasing longitudinal forces, it was observed that the flexibility of the abutment was not negligible in relation to that of the bearing devices, changing the total stiffness of the set by up to 35%. In another scenario, the group effects were evaluated in the laterally loaded deep foundations, and it was possible to observe an increase of 55.9% in displacements and up to 44.8% in the bending efforts of the piles, when such effects are considered. Some difficulties in applying the method are the consideration of the effect of physical nonlinearity of the pile and the selection of an adequate p-y curves model. Finally, the abutment was analyzed through a 3D continuum model, which validated previous results, with emphasis on displacements and group effects, and made it possible to observe the advantages and disadvantages of each method.

Keywords: Bridges. Bridge abutments. Soil-structure interaction. P-y curves.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Elementos de um encontro típico, com muro frontal, e sua integração ao solo....18
Figura 2 – Arranjo estrutural simplificado de/ pontes convencionais, com viga travessa 19
Figura 3 – Arranjo estrutural simplificado de pontes de encontros integrais 19
Figura 4 – Transferência de esforços entres os elementos isolados do encontro 20
Figura 5 – Organização esquemática da dissertação 24
Figura 6 – Representação de uma ponte romana em arco de pedras 25
Figura 7 – Esquema ilustrativo de ponte com extremidade em balanço 29
Figura 8 – Exemplo de encontro leve de pequena altura, com talude protegido por placas modulares de concreto 30
Figura 9 – Esquema ilustrativo de encontro leve de pequena altura, com viga travessa sobre fundações profundas 31
Figura 10 – Esquema ilustrativo de encontro leve de média altura, sobre fundação direta...31
Figura 11 – Exemplo de encontro alto fechado, com muros de ala em U 32
Figura 12 – Esquema ilustrativo de encontro alto fechado, com muros de ala inclinados e detalhe dos contrafortes 33
Figura 13 – Exemplos de encontros altos fechados: (a) com muro de gravidade, composto por blocos de rocha; (b) com muro de flexão (tipo cantilever), em concreto armado 33
Figura 14 – Esquema ilustrativo de encontro de grande porte (reaterro não indicado) 34
Figura 15 – Exemplo de encontro alto vazado em fase construtiva, prévia à execução do aterro 35
Figura 16 – Exemplo de encontro alto vazado, com enrocamento no talude 35
Figura 17 – Esquema ilustrativo de encontro alto vazado, com pilares sobre fundação direta 36
Figura 18 – Exemplo de encontro integral, com viga metálica integrada 37
Figura 19 – Esquema ilustrativo de encontros: (a) Encontro integral de pequena altura sobre estacas; (b) Encontro semi-integral de pequena altura sobre estacas 37
Figura 20 – Exemplos de encontros de solo mecanicamente estabilizado (MSE): (a) Encontro com painéis pré-moldados; (b) Muro de MSE sob construção 39
Figura 21 – Esquema ilustrativo de encontro de solo mecanicamente estabilizado (MSE)...39
Figura 22 – Exemplos de encontros de solo reforçado com geossintéticos (GRS): (a) Encontro experimental no *Turner-Fairbank Highway Research Center* em McLean, Virgínia/EUA; (b) Encontro da *Founders-Meadows Bridge* em Denver, Colorado/EUA 40
Figura 23 – Esquema ilustrativo de encontro de solo reforçado com geossintéticos (GRS) .40
Figura 24 – Encontro leve típico, incluindo detalhe da compactação do reaterro 42

Figura 25 – Seção transversal da laje de aproximação utilizada no projeto-padrão do DER-SP 43
Figura 26 – Sequência parcial de execução de ponte de vigas pré-moldadas sobre encontro leve com fundação profunda, sobre aterro estabilizado 44
Figura 27 – Ocorrência de trinca vertical ou diagonal devido ao assentamento diferencial da fundação: (a) Esquema ilustrativo; (b) Exemplo de trinca devido ao assentamento 50
Figura 28 – Rotação acentuada de encontro em Sarawak/MY, devido ao Efeito Tschebotarioff 50
Figura 29 – Defeitos ou anomalias em encontros: (a) erosão fluvial na base de encontro, com exposição das estacas; (b) erosão de talude acentuada, com proteção emergencial de solo-cimento ensacado; (c) eflorescência do concreto em parede frontal; (d) esmagamento de aparelho de apoio elastomérico 51
Figura 30 – Formação de solavanco no pavimento sobre a laje de aproximação, devido ao assentamento do solo de fundação 51
Figura 31 – Defeitos em viaduto no estado de Iowa: (a) afundamento da laje de aproximação; (b) detalhe do desnível entre a laje de aproximação e o muro de ala; (c) formação de vazio de 10 cm sob a laje de aproximação; (d) descontinuidade na junta de dilatação devido à deterioração 52
Figura 32 – Principais causas à ocorrência de desnível ou solavanco na aproximação da OAE 53
Figura 33 – Disposição das cargas estáticas do veículo TB-450 57
Figura 34 – Exemplo de aplicação de carregamento de empuxo de solo em encontro 59
Figura 35 – Casos de carregamentos a considerar no projeto de encontros 62
Figura 36 – Mecanismo de falha potenciais para contenções com apoio direto: (a) deslizamento; (b) tombamento; (c) capacidade de carga; (d) estabilidade global. 63
Figura 37 – Métodos de cálculo simplificados das lajes de transição: (a) vão equivalente de 0,75 vezes o comprimento da laje; (b) laje apoiada sobre 2,00 metros de meio elástico. 69
Figura 38 – Vetores de tensão em elemento infinitesimal extraído de sólido carregado 73
Figura 39 – Círculo de Mohr para o estado triplo de tensões 74
Figura 40 – Problemas do semi-espaço solicitado por esforços verticais e horizontais concentrados na superfície: (a) Problema de Boussinesq; (b) Problema de Cerrutti 77
Figura 41 – Comportamento elastoplástico de um corpo sujeito ao estado uniaxial de tensões 80
Figura 42 – Curvas limite de resistência para alguns critérios: (1) Tresca; (2) Von Mises 81
Figura 43 – Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb 81
Figura 44 – Alternativas de estruturação dos modelos de análise da ISE: (a) completo; (b) subdividido em maciço de solo e estrutura; (c) subdividido em fundação e superestrutura .. 84

Figura 45 – Representação simplificada dos diferentes métodos de representação do solo e da interface em análises de ISE: (a) pressões de contato; (b) Winkler; (c) meio contínuo. 85
Figura 46 – Pressões de contato e esforços internos em uma fundação 86
Figura 47 – Distribuição de pressões em fundação direta: (a) influência das forças aplicadas; (b) influência da rigidez relativa fundação-solo 86
Figura 48 – Modelo de análise de estacas com o solo representado por molas, vendo-se o ponto da curva de resposta atingido pelo carregamento aplicado 88
Figura 49 – Respostas dos modelos de Winkler e de meio contínuo 90
Figura 50 – Exemplo de modelo completo de OAE: (a) ponte de vãos contínuos e encontros integrais; (b) vista aproximada do encontro integral, estacas e molas representativas do solo 100
Figura 51 – Exemplo de modelo subestruturado entre sistema estrutural e fundações 100
Figura 52 – Gráficos ilustrativos do comportamento não linear de estacas sob carregamentos horizontais: (a) essencialmente linear; (b) suavemente não linear; (c) altamente não linear 101
Figura 53 – Exemplo de modelo bidimensional, aplicado à investigação de efeitos sísmicos em um encontro instrumentado: (a) malha e elementos de interface; (b) modelo deformado 103
Figura 54 – Necessidade de compatibilização de esforços em modelo plano de meio contínuo 104
Figura 55 – Representação em planta dos empuxos de solo em um encontro leve 104
Figura 56 – Natureza do empuxo de solo em um muro de contenção: (a) empuxo em repouso; (b) empuxo ativo; (c) e empuxo passivo 105
Figura 57 – Empuxo de solo segundo a teoria de Coulomb: (a) estado ativo; (b) estado passivo 106
Figura 58 – Distribuição do empuxo lateral em parede de contenção instrumentada, solicitada por aterro de material granular compactado: (a) medido durante a construção, quando o aterro atingiu 6,10 m; (b) medido após a conclusão do aterro, com altura total de 7,60 m. 108
Figura 59 – Empuxo em muro de contenção com sobrecarga e nível d'água intermediário: (a) esquema ilustrativo da contenção; (b) diagrama de empuxo 109
Figura 60 – Variação do coeficiente de empuxo em função do movimento da contenção .. 111
Figura 61 – Análise de fundações diretas por modelos discretos: (a) Winkler; (b) meio contínuo 114
Figura 62 – Estacas submetida a uma força transversal no topo: (a) reação real do solo; (b) simulação da reação do solo por modelo de Winkler 118
Figura 63 – Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca: (a) tensões

despertadas; (b) mecanismo de ruptura 118
Figura 64 – Transformação da pressão em força linear.....119
Figura 65 – Linhas de estado de estacas longas, incluindo as equações diferenciais 121
Figura 66 – Estaca equivalente engastada de Davisson e Robinson.....122
Figura 67 – Valores de $\boldsymbol{ST}$ e $\boldsymbol{SR}$ pelo método de Davisson e Robinson 123
Figura 68 – Mecanismos de ruptura de uma estaca: (a) longa impedida; (b) intermediária impedida; (c) curta impedida; (d) longa livre; (e) e curta livre. 125
Figura 69 – Modelos discretos de ISE para estacas carregadas transversalmente.....126
Figura 70 – Curvas p-y para cada camada do subsolo e mobilização da rigidez lateral em função do deslocamento sofrido pela estaca 127
Figura 71 – Modelo de curvas p-y para areias, de Reese, Cox e Koop (1974).....129
Figura 72 – Ábacos para cálculo de resistências das areias: (a) valores de $\boldsymbol{A}$; (b) valores de $\boldsymbol{B}$ 130
Figura 73 – Relação momento curvatura, para obtenção do módulo da rigidez secante 133
Figura 74 – Efeitos da ligação com bloco nos deslocamentos e momentos fletores nas estacas.....134
Figura 75 – Ilustração da aplicação do multiplicador P_m às curvas-p-y de estacas isoladas.....135
Figura 76 – Estacas de fundação de OAE carregadas transversalmente em profundidade136
Figura 77 – Exemplo de diagramas de empuxos laterais para vários ciclos de carregamento.....138
Figura 78 – Diagrama de empuxos passivos para: (a).....139
Figura 79 – Modelo estrutural de uma ponte integral de 2 vãos em elementos finitos, com simulação do comportamento do solo por molas não-lineares baseadas em curvas p-y 140
Figura 80 – Rompimento da cortina da ponte de Los Panos, por ações sísmicas.....142
Figura 81 – Modelo para análise sísmica de ponte de encontros convencionais (não integrais) 143
Figura 82 – Componentes de recalque e distorção angular em pontes 145
Figura 83 – Representação ilustrativa da ponte de vão único utilizada no estudo de caso.147
Figura 84 – Seção longitudinal da OAE.....148
Figura 85 – Seção transversal do tabuleiro, junto ao encontro E.1 148
Figura 86 – Configuração geométrica do encontro E.1.....149
Figura 87 – Representação proporcional dos carregamentos longitudinais no encontro E.1, considerando: (a) empuxo de solo em repouso; (b) empuxo ativo de solo.....151
Figura 88 – Distribuição granulométrica das amostras indeformadas de material de aterro.....154
Figura 89 – Determinação da rigidez secante a partir do software SEC v1.01 156

Figura 90 – Representação do modelo tridimensional com molas de Winkler: (a) com extrusão; (b) sem extrusão....157
Figura 91 – Aplicação de carregamento de empuxo de solo (kN/m²)....158
Figura 92 – Vinculações do modelo na base das estacas....158
Figura 93 – Curvas p-y e bi lineares avaliadas para o estudo de caso....160
Figura 94 – Introdução das curvas p-y no programa SAP2000....161
Figura 95 – Pontos de controle dos deslocamentos no encontro....162
Figura 96 – Aspecto geral do modelo 3D de meio contínuo no Plaxis 3D V21.01....164
Figura 97 – Representação do encontro em modelo 3D de meio contínuo, com a indicação dos elementos de interface com o solo....165
Figura 98 – Fases de processamento do modelo 3D de meio contínuo....166
Figura 99 – Deformada da face posterior do encontro para situações inicial e de serviço..167
Figura 100 – Deformada do encontro para situação de serviço: (a) sem forças longitudinais; (b) com forças longitudinais no sentido negativo....168
Figura 101 – Deslocamentos e rotações no topo da cortina, para situação crítica....170
Figura 102 – Gráfico de carga total por deslocamento longitudinal do encontro....171
Figura 103 – Momentos fletores nas estacas: (a) com efeitos de grupo; (b)sem efeitos de grupo....173
Figura 104 – Esforços cortantes nas estacas: (a) com efeitos de grupo; (b)sem efeitos de grupo....174
Figura 105 – Momentos fletores nas estacas, para diferentes graus de discretização de molas: (a) a cada 25 cm; (b) a cada 50 cm; (c) a cada 100 cm....176
Figura 106 – Pressões na cortina no modelo 3D de meio contínuo, para situação construtiva....177
Figura 107 – Formação de pontos plásticos no modelo 3D de meio contínuo....177
Figura 108 – Diagrama de deslocamentos dos elementos volumétricos para a situação crítica de projeto e para seção de estaca fissurada, no modelo 3D de meio contínuo....178
Figura 109 – Representação das superfícies com deslocamentos longitudinais equivalentes, acima de 5,0 mm, para situação crítica de projeto, no modelo 3D de meio contínuo....179
Figura 110 – Esforços solicitantes na linha central de estacas para situação crítica de projeto, no modelo 3D de meio contínuo....180
Figura 111 – Tensões principais no maciço de solo para corte em planta rente ao fundo da travessa, no modelo 3D de meio contínuo....181
Figura 112 – Diagrama para avaliação da qualidade da malha no modelo 3D de meio contínuo....181

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Levantamento dos principais tipos e subtipos de encontros 28
Tabela 2 – Variação do teor de cimento conforme o tipo de solo.....45
Tabela 3 – Estudos contendo soluções de prevenção ou estabilização para encontros.....55
Tabela 4 – Fatores de segurança e coeficientes de ponderação da resistência para solicitações de compressão em fundações rasas 66
Tabela 5 – Vantagens e desvantagens dos modelos de representação do solo 91
Tabela 6 – Parâmetros de deformação elástica para diversos tipos de solo 94
Tabela 7 – Taxa de acréscimo no módulo de elasticidade com a profundidade ($\boldsymbol{\eta h}$).....94
Tabela 8 – Valores típicos de parâmetros geotécnicos para projeto de muros.....95
Tabela 9 – Ângulos e fatores de atrito para materiais de interface diferentes.....96
Tabela 10 – Quadro-resumo das opções para composição dos modelos de cálculo 102
Tabela 11 – Valores de movimentos mínimos para mobilizar os estados plásticos.....112
Tabela 12 – Relações Δ/H para solos não coesivos 112
Tabela 13 – Valores de $\boldsymbol{kv, 30}$, em kgf/cm³.....115
Tabela 14 – Valores de taxas de crescimento do coeficiente de reação horizontal com a profundidade de argilas e solos orgânicos moles, válidos para estacas de 30 cm de lado.119
Tabela 15 – Valores típicos de $\boldsymbol{nh}$ para areias, válidos para estacas de 30 cm de lado.....120
Tabela 16 – Modelos de curvas p-y comuns para distintas condições de solos ou rochas.128
Tabela 17 – Características das curvas p-y para areias, de Reese, Cox e Koop (1974).....129
Tabela 18 – Valores representativos de kpy para areias submersas e acima do N.A. 131
Tabela 19 – Multiplicadores P_m para grupos de estacas carregadas transversalmente 135
Tabela 20 – Movimentos verticais toleráveis para pontes 145
Tabela 21 – Resultantes de carregamentos no encontro E.1, em valores característicos ..150
Tabela 22 – Identificação de camadas e parâmetros do solo.....153
Tabela 23 – Resultados de ensaios para o aterro compactado, na condição *in situ* 154
Tabela 24 – Parâmetros de resistência e deformabilidade adotados para o material de aterro no modelo 3D de meio contínuo.....166
Tabela 25 – Faixa de valores para a rigidez equivalente do encontro.....171
Tabela 26 – Esforços cortantes absorvidos por cada estaca, com ou sem efeitos de grupo (porcentagens são proporções dos valores somados das duas estacas) 174
Tabela 27 – Esforços solicitantes máximos e deslocamentos, conforme o grau de discretização (porcentagens são as variações em torno do modelo com grau médio).....175
Tabela 28 – Tempo de processamento dos modelos de Winkler com molas não lineares .176
Tabela 29 – Esforços solicitantes no par de estacas da linha central nos modelos de Winkler e meio contínuo, para avaliação dos efeitos de grupo.....180

LISTA DE SIMBOLOGIAS

AASHTO	*American Association of State Highway and Transportation Officials*
ABEF	Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia
ABMS	Associação Brasileiras de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	*American Concrete Institute*
CEN	*European Committee for Standardization*
DER	Departamento de Estradas de Rodagem
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
GRS	Solo reforçado com geossintéticos
ICE	*Institute of Civil Engineers*
ISE	Interação solo-estrutura
MDF	Método das diferenças finitas
MEC	Método dos elementos de contorno
MEF	Método dos elementos finitos
MSE	Solo mecanicamente estabilizado
2D	Bidimensional
3D	Tridimensional

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 17

1.1 Motivação 17

1.2 Justificativa 20

1.3 Objetivos 22

1.4 Organização do texto 22

2 PROJETO, EXECUÇÃO E DESEMPENHO DE ENCONTROS 25

2.1 Generalidades 25

2.2 Tipos de aproximações e encontros 27

2.2.1 Ponte com extremidades em balanço 29

2.2.2 Encontro leve, de pequena ou média altura 30

2.2.3 Encontro alto fechado 32

2.2.4 Encontro alto vazado 35

2.2.5 Encontro integral e semi-integral 36

2.2.6 Encontro com solo reforçado 38

2.3 Prática construtiva no Brasil 41

2.3.1 Concepção estrutural 41

2.3.2 Aterro compactado 45

2.3.3 Sistema de drenagem 46

2.3.4 Proteção do talude 46

2.3.5 Melhoria ou substituição de solo 47

2.4 Inspeção, conservação e manutenção 48

2.4.1 Inspeções periódicas 48

2.4.2 Defeitos ou anomalias típicas 48

2.4.3 Soluções de prevenção ou estabilização 52

2.5 Critérios de projeto 56

2.5.1 Ações verticais 56

2.5.2 Ações horizontais 57

2.5.3 Combinações de ações 61

2.5.4 Verificações de estabilidade e segurança 63

2.5.5 Dimensionamento estrutural 67

3 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA: FUNDAMENTOS TEÓRICOS E APLICAÇÃO AO PROJETO DE ENCONTROS 71
3.1 Generalidades 71
3.2 Breve histórico de soluções analíticas 72
3.2.1 Tensões, deslocamentos e deformações 72
3.2.2 Soluções fundamentais para problemas elásticos 75
3.2.3 Modelos constitutivos baseados na teoria da plasticidade 79
3.3 Métodos de modelagem e análise da ISE 83
3.3.1 Análise por pressões de contato 85
3.3.2 Análise por modelos de Winkler 87
3.3.3 Análise por modelos de meio contínuo 89
3.3.4 Respostas dos diferentes modelos 90
3.4 Métodos numéricos 92
3.4.1 Método das diferenças finitas (MDF) 92
3.4.2 Método dos elementos finitos (MEF) 92
3.4.3 Método dos elementos de contorno (MEC) 93
3.5 Parâmetros do solo e da interface solo-estrutura 93
3.6 Aplicação da ISE ao projeto de encontros 97
3.6.1 Modelagem da ISE em encontros 99
3.6.2 Empuxo de solo em encontros 105
3.6.3 Análise de fundações diretas sob carregamento vertical 113
3.6.4 Análise de fundações profundas sob carregamento vertical 116
3.6.5 Análise de fundações profundas sob carregamento horizontal no topo ... 116
3.6.6 Análise de fundações profundas sob carregamento horizontal em profundidade 136
3.6.7 Análise de pontes de encontros integrais 138
3.6.8 Análise de encontros sob efeitos sísmicos 141
3.6.9 Rigidez longitudinal dos encontros 143
3.6.10 Limites de deslocamentos em encontros 144

4 ESTUDO DE CASO: ENCONTRO LEVE SOBRE FUNDAÇÃO PROFUNDA 147
4.1 Descrição do estudo 148
4.1.1 Geometria e materiais estruturais 148
4.1.2 Ações e combinações 150
4.1.3 Caracterização do solo 153

4.1.4 Caracterização das estacas 155
4.2 Modelagem computacional 157
4.3 Cenários de análise 161
4.3.1 Cenário 1: Empuxo de solo 162
4.3.2 Cenário 2: Deslocamentos e deformabilidade do encontro 163
4.3.3 Cenário 3: Consideração dos efeitos de grupo.....163
4.3.4 Cenário 4: Sensibilidade da discretização das molas.....163
4.3.5 Cenário 5: Comparação com modelo 3D de meio contínuo 164

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES DO ESTUDO DE CASO 167
5.1 Cenário 1: Empuxo de solo.....167
5.2 Cenário 2: Deslocamentos e deformabilidade do encontro 169
5.3 Cenário 3: Consideração dos efeitos de grupo.....172
5.4 Cenário 4: Sensibilidade da discretização das molas 175
5.5 Cenário 5: Comparação com modelo 3D de meio contínuo 177

6 CONCLUSÕES 183
6.1 Conclusões sobre o estudo de caso e a análise da ISE 183
6.2 Considerações sobre questões construtivas e critérios de projeto....187
6.3 Sugestões para trabalhos futuros.....190

7 REFERÊNCIAS 191

APÊNDICE A – Informações e cálculos do estudo de caso 196

1 INTRODUÇÃO

1.1 Motivação

Denomina-se “ponte’ a obra de engenharia destinada à transposição de obstáculos físicos, tais como rios ou braços de mar, para garantir a continuidade da comunicação viária. Quando os obstáculos correspondem a outras vias ou vales, aplica-se também a denominação “viaduto”[1] (PFEIL, 1980, p. 1-2).

O exercício de concepção dessas estruturas abrange uma ampla gama de tipos e sistemas estruturais, que variam em função da natureza do tráfego (rodoviário ou ferroviário ou de pedestres), dos materiais empregados (e.g. aço e concreto armado ou protendido), das características da superestrutura (e.g. suspensa, estaiada ou em vigas), entre outras classificações. Modernamente, alguns dos tipos com maior aplicação em rodovias no Brasil e no mundo são: as pontes de vigas pré-moldadas de concreto ou metálicas; e as pontes de seção celular, com vigas caixão metálicas ou de concreto.

Sob o ponto de vista funcional, é comum dividir os elementos estruturais que compõem uma ponte em três partes: superestrutura (lajes e vigas do tabuleiro), mesoestrutura (aparelhos de apoio, pilares e encontros) e infraestrutura (fundações). Uma alternativa recorrente é a divisão conforme a funcionalidade dos elementos, entre superestrutura e apoios, que por sua vez englobam elementos estruturais de meso e infraestrutura. Ambas as divisões não têm aplicação perfeitamente clara, devido ao fato de que alguns tipos de pontes não apresentam separação nítida entre elementos.

Os encontros, componentes da mesoestrutura ou dos apoios, são estruturas de características geométricas extremamente variadas que possibilitam a transição entre as pontes e vias adjacentes. Ao mesmo tempo em que são os apoios extremos das pontes, correspondem também a elementos de contenção e estabilização dos aterros de acesso, minimizando a transmissão de empuxos de solo às demais estruturas (DNER, 1996, p. 53). Devem ser dimensionados, portanto, para resistir às ações verticais e horizontais da superestrutura, e ao empuxo do aterro.

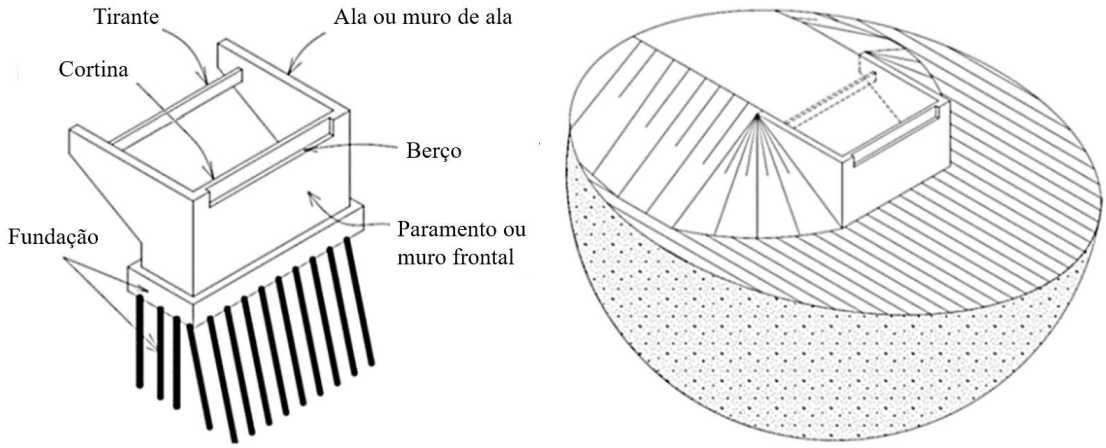
A Figura 1 apresenta elementos estruturais de um encontro típico, com muro ou paramento frontal e muros de ala sobre fundações profundas (oculta-se apenas os

---

[1] Para fins de simplificação, neste trabalho os termos “pontes” e “viadutos” são sumarizados no termo “pontes”. Também se utilizam os termos “obra de arte especial”, “obra de arte”, ou simplesmente a sigla “OAE”, que caracterizam pontes, viadutos e galerias especiais para diferenciá-los das obras de terra ao longo de uma via.

aparelhos de apoio e a laje de aproximação), e ilustra como ele se insere em relação ao aterro de acesso e ao maciço de fundação. Nem sempre há tirantes ligando os alas, que, por sua vez, são predominantemente perpendiculares ao muro frontal, mas também podem ser paralelos ou inclinados em relação a ele. Caso o solo superficial ofereça boa resistência, a fundação pode ser direta. Para encontros leves, mesmo em grandes alturas pode-se utilizar uma viga travessa – em substituição ao muro frontal e o bloco de coroamento das fundações –, um tipo de bloco corrido pouco mais comprido que o estrado da ponte.

Figura 1 – Elementos de um encontro típico, com muro frontal, e sua integração ao solo



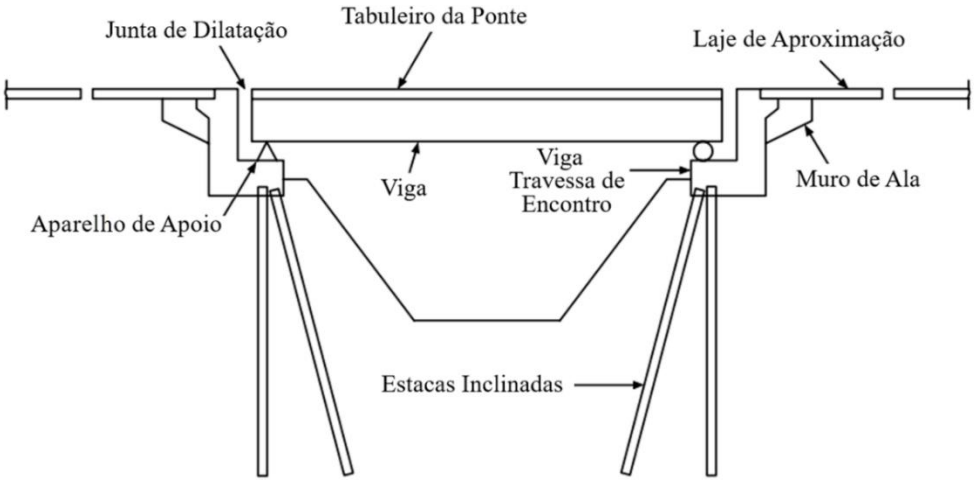
Fonte: O autor

Em muitas pontes, a ligação entre a superestrutura e o encontro se dá por aparelhos de apoio (ver Figura 2), com a finalidade de acomodarem deslocamentos horizontais e rotações do tabuleiro. As almofadas elastoméricas, constituem o tipo mais utilizado em pontes no Brasil, mas há muitas alternativas de aparelhos de apoio metálicos. Também costumam ser aplicadas juntas de dilatação nas transições, para garantir o afastamento entre as vias rodáveis e o tabuleiro.

No caso das pontes integrais (ver Figura 3), os tabuleiros são conectados monoliticamente aos encontros, por meio da concretagem conjunta ou integração posterior de peças pré-fabricadas. A dispensa do uso de aparelhos de apoio e juntas oferece vantagens de ordem econômica, pela redução dos custos de construção e manutenção, e de durabilidade, já que as infiltrações de água em juntas defeituosas constituem um importante fator para a corrosão de armaduras das peças estruturais. Por muito tempo, o estudo das pontes integrais foi realizado de forma puramente experimental e empírica, até que um contingente maior de pesquisa passou a ser realizado na década de 1990 (PINHO, ARAÚJO e REGIS, 2009, p. 5-6). O complexo

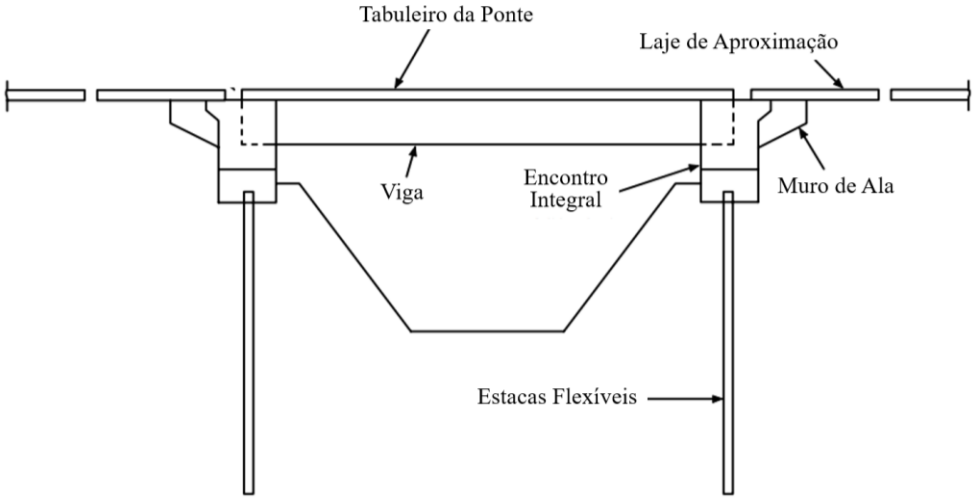
mecanismo de interação solo-estrutura (ISE) nas interfaces dos encontros representa um dos principais limitantes ao uso dessas pontes, pois gera uma série de problemas de natureza geotécnica (HORVATH, 2004, p. 460).

Figura 2 – Arranjo estrutural simplificado de/ pontes convencionais, com viga travessa



Fonte: Adaptado de Iowa State University (2005, p. 6)

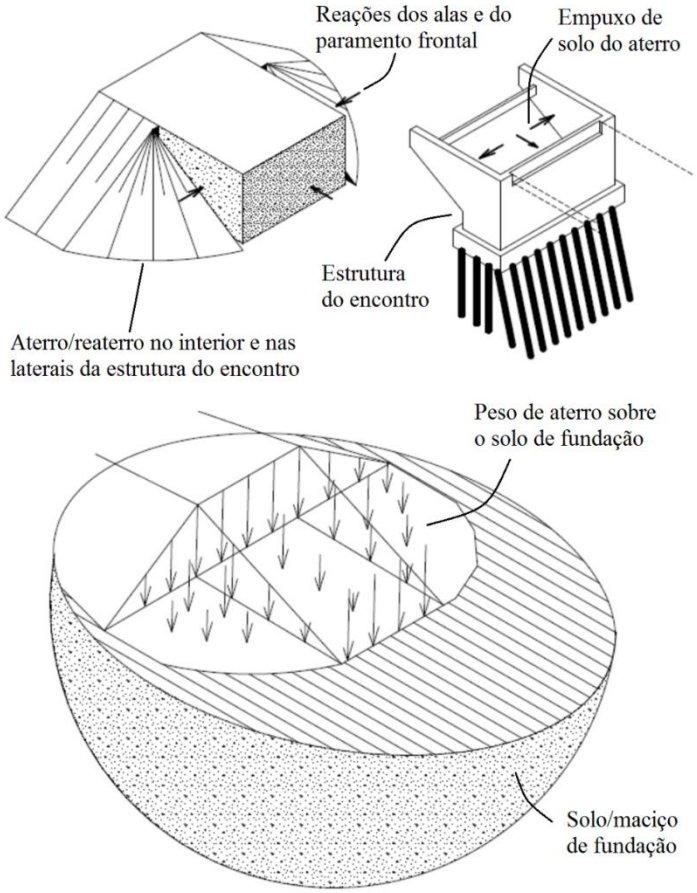
Figura 3 – Arranjo estrutural simplificado de pontes de encontros integrais



Fonte: Adaptado de Iowa State University (2005, p. 6)

Essa interação tem importância agravada nos encontros integrais, mas sua avaliação também é fundamental para encontros convencionais. Em comparação às edificações, a análise da ISE no projeto de pontes ganha importância devido à magnitude e a variabilidade das ações horizontais, sem que haja um sistema de travamento eficaz das fundações (e.g. vigas baldrame), às questões de geometria e condicionamento dos aterros e à sua interface com o solo natural.

Figura 4 – Transferência de esforços entres os elementos isolados do encontro



Fonte: O autor

Os métodos usuais de análise dos encontros omitem a tridimensionalidade do problema e a interação entre os elementos estruturais e o solo, o que é feito apenas indiretamente, aplicando-se pressões de contato nas interfaces. Essas, por sua vez, são distribuídas de forma idealizada e têm suas intensidades determinadas por processos que buscam garantir o equilíbrio entre o solo e a estrutura, mas que não garantem a compatibilidade de deslocamentos entre eles. A Figura 4 ilustra as pressões entre os elementos isolados nos métodos tradicionais. De maneira geral, este trabalho pretende investigar aspectos que não são levados em conta na análise usual, como a tridimensionalidade do problema e uma avaliação mais realista e consistente da interação solo-estrutura.

1.2 Justificativa

No Brasil, não há um levantamento abrangente da quantidade e do estado das pontes da malha rodoviária nacional, mas estima-se que mais de 120 mil já tenham sido construídas. Parte considerável delas apresenta problemas de funcionalidade e

segurança nas aproximações, tais como juntas danificadas, aterros em processos erosivos ou a formação de um desnível entre o tabuleiro e a via rodável – em 2016, o programa governamental PROARTE (DNIT, 2020) identificou a necessidade de recuperação e manutenção de 1712 das cerca de 8000 OAEs sob sua jurisdição. E por mais que essas estruturas venham sendo estudadas por décadas a fio, é comum se observar a ocorrência de problemas até mesmo em pontes recém-construídas.

O mesmo cenário ocorre em países mais desenvolvidos. Um estudo feito pela Universidade Estadual de Iowa (2005, p. 1), sob encomenda governamental, concluiu que os problemas de derivação geotécnica atingiam cerca de 25% dos encontros de pontes nos Estados Unidos, gerando um gasto superior a U$ 100 milhões por ano, à época, aos departamentos de transporte estaduais. Além dos prejuízos econômicos, problemas deste tipo têm a capacidade de produzir danos sociais importantes, que vão desde a sensação de insegurança ou o desconforto do usuário, até a necessidade de paralisação temporária na operação da ponte. Em casos extremos, podem até provocar acidentes automobilísticos ou falhas nos sistemas estruturais, resultando na perda de vidas humanas.

A solução passa pela melhoria dos processos executivos, mas também pela definição de técnicas adequadas para se considerar a interação das estruturas de apoio das pontes com os maciços que as suportam. Khan (2010, p. 80) elenca a dificuldade em incorporar diferentes tipos de interação solo-estrutura à análise de encontros como um dos possíveis fatores causadores de falhas em pontes, ao qual um engenheiro forense deve tomar atenção em sua investigação.

O que se observa no panorama internacional é que as instruções técnicas e orientações executivas em torno deste tema, quando existentes, apresentam muita disparidade entre si. No Brasil, as normas quase não incluem especificações quanto à consideração da ISE no projeto de pontes, embora o tópico seja abordado com mais profundidade em normas estrangeiras. Na norma dedicada ao projeto estrutural de pontes, NBR 7187:2021 (ABNT, 2021), há apenas a sugestão de valores padrão para a aplicação de empuxos de solo e uma recomendação genérica para que se apliquem modelos que consideram a ISE para a análise de elementos sensíveis à deformabilidade das fundações, sem nenhum detalhe adicional, sobre como construir os modelos ou encaminhar a análise.

Diante da grande responsabilidade envolvida na concepção dessas estruturas e da série de prejuízos que podem ser causados à sociedade quando elas não são

projetadas, percebe-se a importância de haver uma consolidação das especificações técnicas acerca do assunto, no que concerne à definição de técnicas de modelagem e critérios de projeto adequados para a análise dos encontros.

1.3 Objetivos

O presente trabalho tem por objetivo contribuir para uma melhor compreensão do comportamento integrado entre a estrutura de um encontro de ponte e o maciço que a envolve (aterro e solo de fundação), indicando métodos adequados para a sua análise contemplando os efeitos da interação solo-estrutura. Os objetivos específicos que levam a esse objetivo mais amplo são relacionados a seguir:

a) Identificar as concepções e soluções construtivas usuais para encontros, bem como os problemas tipicamente associados a essas estruturas;
b) Investigar técnicas adequadas para modelagem e simulação dos elementos que constituem as aproximações, em particular a estrutura do encontro, o solo de aterro e o solo de fundação, levando em conta os efeitos da ISE;
c) Avaliar maneiras adequadas de se considerar a distribuição de pressões de contato nas interfaces, considerando a deformabilidade do conjunto;
d) Analisar a influência que as deformações podem exercer sobre os demais componentes das pontes, em termos de desempenho em serviço e segurança estrutural.

A discussão desses temas deve significar uma contribuição para o avanço do conhecimento técnico, neste que é um dos temas da engenharia de estruturas pouco desenvolvidos no Brasil até o presente momento.

1.4 Organização do texto

A presente dissertação está organizada em seis capítulos, nos quais se desenvolvem os temas introduzidos previamente. São eles: (1) Introdução; (2) Projeto, execução e desempenho de encontros; (3) Interação solo-estrutura: fundamentos teóricos e aplicação ao projeto de encontros; (4) Estudo de caso: encontro leve sobre fundações profundas; (5) Resultados e discussões do estudo de caso; (6) Conclusões. Neste primeiro capítulo foram apresentados os sistemas estruturais mais comuns de OAEs e esquemas distintos para a transição entre com os planos viários, função à

qual se destina a construção de encontros. Na sequência, apresenta-se a motivação, os objetivos e a organização da pesquisa.

No segundo capítulo, realiza-se uma revisão da literatura técnica nacional e internacional, a fim de identificar o estado da arte nos temas associados ao projeto, à execução e ao desempenho de encontros. Primeiramente, identificam-se alternativas de concepção mais comuns às estruturas, suas características e a prática corrente de construção no Brasil. Realiza-se então o mapeamento dos problemas funcionais e de segurança observados nos acessos, assim como das soluções de prevenção ou estabilização mais utilizadas. Por fim, registram-se os critérios disposto em normas nacionais e internacionais que se aplicam ao projeto de encontros.

No terceiro capítulo registra-se a fundamentação teórica da interação solo-estrutura, identificando os aspectos relacionados ao projeto de encontros. Efetua-se a contextualização histórica da ISE, apresentando as soluções analíticas, técnicas de modelagem usuais e problemas recorrentes da ISE em análises desenvolvidas no meio técnico. Na sequência, são identificadas técnicas adequadas de modelagem e análise de encontros, tema essencial para a elaboração das análises posteriores.

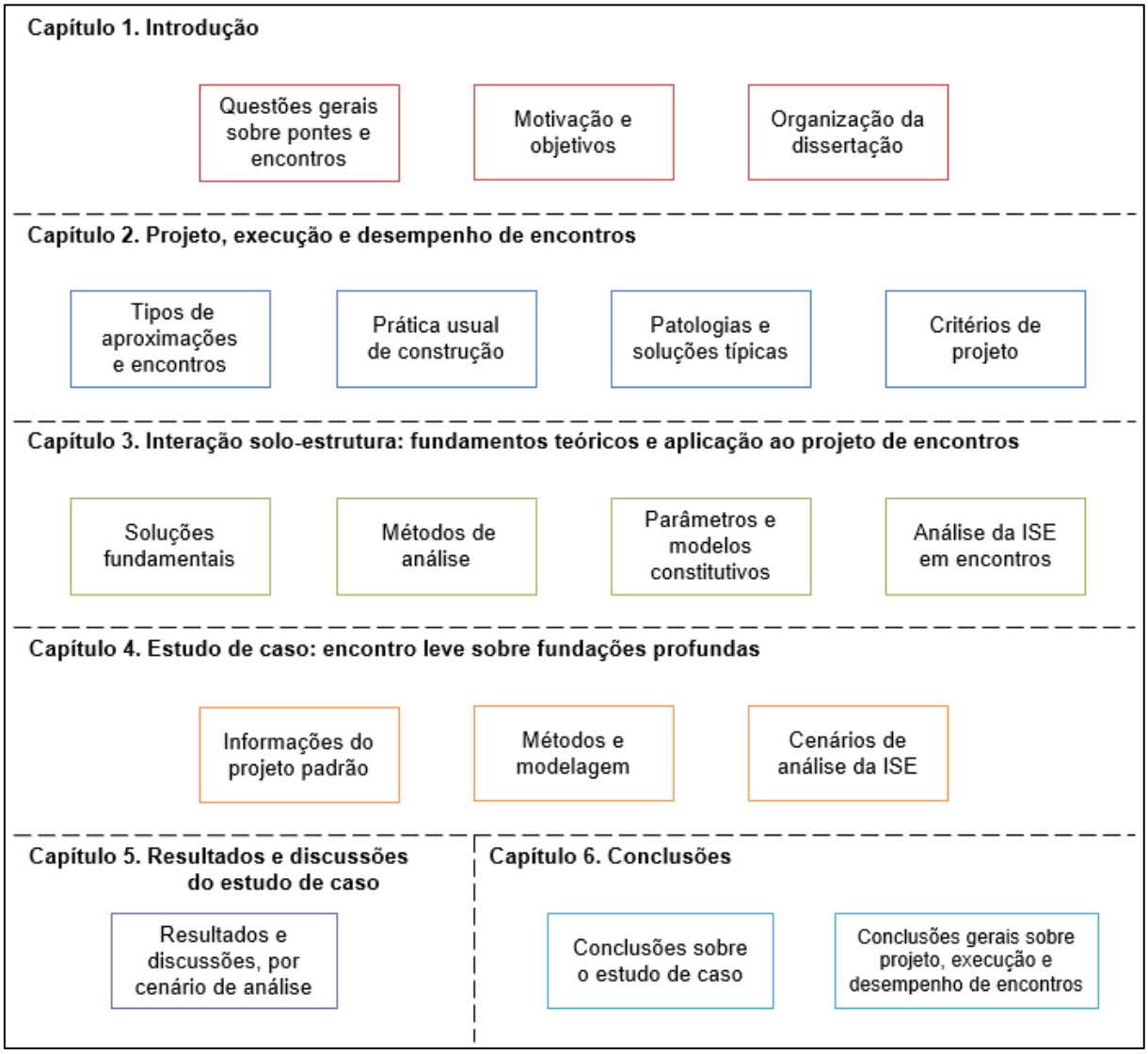
No quarto capítulo apresentam-se a metodologia do estudo de caso de um encontro leve sobre fundações profundas, solução convencional e tipicamente encontrada nas rodovias brasileiras. Descreve-se as características do projeto, os métodos aplicados à modelagem computacional para análise da ISE – assim como as informações necessárias para montagem dos modelos – e os cenários de análise, definidos para cumprir objetivos específicos.

No quinto capítulo apresenta-se os resultados para cada um dos cenários de análise, em termos de pressões nas interfaces, deslocamentos da estrutura e esforços solicitantes internos. Os resultados são acompanhados de discussões sobre cada cenário, com base na análise comparativa entre os dois métodos utilizados.

No sexto capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas com a elaboração da pesquisa, com respeito à modelagem empregada no estudo de caso e aos cenários de análise. Espera-se, com isso, oferecer subsídios qualitativos e quantitavos que possam contribuir na especificação de critérios de projeto e técnicas de modelagem mais assertivos sobre o tema. Também são registradas conclusões gerais acerca dos temas abordados nos outros capítulos. Ao final, são indicados os tópicos mais importantes para desenvolvimento em pesquisas futuras.

A Figura 5 apresenta a organização esquemática com os pontos de destaque em cada capítulo da dissertação.

Figura 5 – Organização esquemática da dissertação



Fonte: O autor

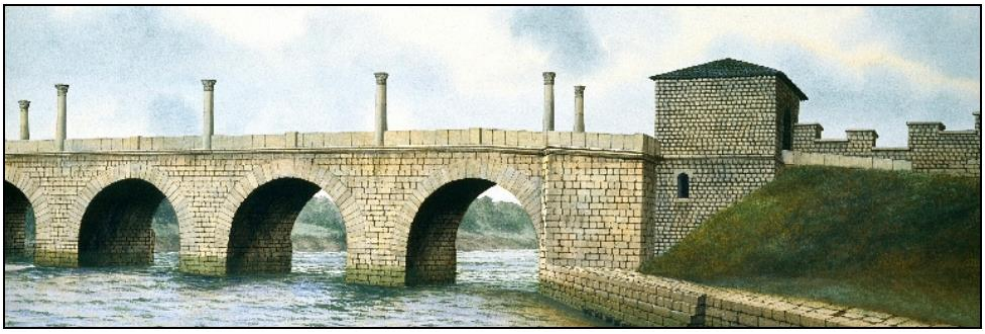
2 PROJETO, EXECUÇÃO E DESEMPENHO DE ENCONTROS

2.1 Generalidades

Na engenharia, o encontro corresponde ao elemento estrutural que compõe o apoio extremo de uma ponte, tendo a função de prover suporte à superestrutura, ao mesmo tempo em que auxilia na contenção do terrapleno de acesso. Também cumpre alguns requisitos funcionais específicos, que devem ser mantidos ao longo de toda a vida útil da OAE, dentre eles: garantir uma transição eficiente e segura ao tráfego viário; adaptar-se à movimentação térmica dos tabuleiros, sem que isso acarrete riscos à segurança ou problemas de operação; e, eventualmente, fornecer suporte aos aparelhos de apoio, garantindo acesso para sua manutenção.

As primeiras estruturas de aproximação de pontes que se tem registro, com maior complexidade, foram concebidas pela civilização romana, que foi pioneira no desenvolvimento de técnicas de construção, sendo as pontes em arco de pedras um sistema que marcou o estilo deste período. Os encontros também eram formados por blocos de pedra sobrepostos de grandes dimensões, que conferiam um efeito robusto às estruturas (PRAZERES, 2014, p. 4). Em pontes mais importantes, realizava-se até pequenas construções sobre os encontros, como ilustrado no exemplo da Figura 6.

Figura 6 – Representação de uma ponte romana em arco de pedras



Fonte: Prazeres (2014, p. 4)

Com o avanço tecnológico, novos materiais passaram a ser utilizados, como as alvenarias cerâmicas, o concreto simples e, finalmente, o concreto armado, a partir do qual foi possível adotar novas geometrias e soluções para os encontros, além de maiores dimensões (PRAZERES, 2014, p. 3-8). O surgimento de diversas alternativas de concepção foi possibilitado, de forma que, modernamente, o concreto armado corresponde ao material base da grande maioria das peças estruturais dos encontros, inclusive quando se aplicam materiais distintos na superestrutura.

Por essa razão, subentende-se nas próximas seções que as peças estruturais dos encontros são constituídas de concreto armado, a menos que se indique material diferente. Os principais elementos estruturais dos encontros são descritos a seguir:

- **Muro ou paramento frontal**: estrutura laminar vertical, de pequena, média ou grande altura, com espessura suficiente para conter o aterro de acesso sem grandes deformações e apoiar a superestrutura no topo;
- **Viga travessa**: bloco corrido, utilizado em encontros de pequena altura, que dá suporte aos aparelhos de apoio e se apoia diretamente no solo, em rocha sã, ou sobre fundações profundas (estacas ou tubulões);
- **Cortina**: parede vertical pouco espessa e adjacente ao berço de apoio do tabuleiro, posicionada sobre a viga travessa ou o muro frontal, e destinada à contenção do aterro no nível da superestrutura;
- **Muros de ala**: estruturas laminares verticais, solidárias à cortina e ao muro frontal ou à travessa. com geometria adequada para conter lateralmente o aterro. Para reduzir esforços fletores, pode-se conectá-los por um tirante;
- **Laje de aproximação:** estrutura horizontal posicionada no topo da cortina, para proporcionar uma transição adequada entre a via e a superestrutura;
- **Fundação**: elemento vinculado à base dos muros verticais, que trabalho como uma laje de equilíbrio, se apoiada diretamente no solo, ou como um bloco de fundação sobre estacas;
- **Aparelho de apoio**: dispositivo elastomérico ou metálico, projetado para suportar o tabuleiro, acomodando deslocamentos horizontais e rotações;
- **Berço de apoio**: superfície horizontal plana do paramento vertical ou da viga travessa à qual se assentam os aparelhos de apoio.

As peças acima podem ser assentadas diretamente no solo, quando este apresenta boa condição de resistência superficial, ou sobre fundações profundas, em estacas ou tubulões. Embora sejam listados acima, os aparelhos de apoio e a laje de aproximação nem sempre são considerados como componentes dos encontros.

Dentre as várias alternativas possíveis, a seleção de um tipo mais adequado de encontro deve consultar aspectos econômicos, geotécnicos, hidráulicos, viários, estéticos e orográficos (PRAZERES, 2014, p. 17-30).

2.2 Tipos de aproximações e encontros

O presente item discorre sobre os diversos tipos de encontros que se pode utilizar nas aproximações de pontes. Eles costumam ser classificados conforme os seguintes critérios:

a) Altura ou profundidade da estrutura: pequena, média ou grande;
b) Conexão com a superestrutura: convencional, semi-integral ou integral;
c) Relação com o aterro e o leito inferior: aberto ou fechado.

Embora sejam muitas as alternativas de concepção, as normas e instruções técnicas brasileiras dizem pouco sobre o sistema de classificação e tipos estruturais disponíveis. A referência mais importante é o "Manual de Projetos de Obras-de-Arte Especiais" do extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER, 1996, p. 54-56)[2], que divide as aproximações em três tipos básicos: (1) as extremidades em balanço, que são ligadas diretamente à superestrutura, sendo necessária apenas a construção da laje de transição sobre o aterro; (2) os encontros leves, recomendáveis quando a OAE é projetada até o coroamento de aterros ou cortes estáveis, ou caso se execute os aterros antes da construção da OAE; (3) e os encontros de grande porte, estruturas de alto custo unitário que só se justificam em ocasiões especiais.

Na bibliografia internacional, obtém-se um material mais farto sobre o assunto, inclusive de sistemas recentemente introduzidos ao setor da infraestrutura. A Tabela 1 inclui um levantamento dos principais tipos de encontros registrados nas referências nacionais e estrangeiras. Muitas das nomenclaturas se referem a estruturas de características semelhantes, portanto, a identificação dos tipos mais usuais requer um trabalho de consolidação e tradução dos termos em língua estrangeira.

Para fins de sistematização, nas seções subsequentes são detalhadas as características dos principais tipos observados no Brasil e no mundo[3]. A classificação leva em conta, principalmente, as diferenças observadas nos métodos construtivos dos encontros e as vantagens e desvantagens proporcionadas por cada concepção. As definições seguem a referência, principalmente, do documento "*Bridge Inspector's Reference Manual"* da FHWA (2012, p. 12.1.2-12.1.12).

---

[2] Embora o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) seja um órgão federal extinto e substituído em 2001 pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), este documento permanece válido e pode ser obtido através do sítio eletrônico do DNIT.

[3] Além dos 6 tipos mais comuns registrados, há outras possibilidades de concepção como os encontros contidos por estacas prancha metálicas ou as soluções com paramentos atirantados no terreno.

Tabela 1 – Levantamento dos principais tipos e subtipos de encontros

Referência Bibliográfica	Tipos e subtipos de encontros
Manual de Projeto de Obras de Arte Especiais **(DNER, 1996, p. 53-56)**	• Extremidades em balanço • Encontro leve • Encontro de grande porte
Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias – 2ª Ed. **(DNIT, 2004, p. 179-183)**	• Encontros em aterros estabilizados • Encontros vazados • Encontros de contenção, sem estrado • Encontros fechados, com estrado completo
Standard Specifications for Highway Bridges – 17th Ed. **(AASHTO, 2002, p. 184-187)**)	• *Stub abutment* • *Partial-depth abutment* • *Full-depth abutment* • *Integral abutment* • *Abutments on Mechanically Stabilized Earth Walls* • *Abutments on Modular Systems*
LRFD Bride Design Specifications – 7th Ed. **(AASHTO, 2014, p. 11,1)**	• *Stub abutment* • *Partial-depth abutment* • *Full-depth abutment* • *Integral abutment*
FHWA-NHI-06-088 – Soils and Foundations Reference Manual **(FHWA, 2006, p. 3-7)**	• *Spill-through abutment* • *Perched abutment* • *Full-height close or high abutment* • *Integral abutment* • *Mechanically stabilized or "true" bridge abutment*
FHWA-NHI-12-049 – Bridge Inspector's Reference Manual **(FHWA, 2012, p. 12.1.2-12.1.12)**	• *Stub abutment* • *Full-height abutment* • *Open abutment* • *Integral and semi-integral abutment* • *Mechanically stabilized earth abutment* • *Geosynthetic reinforced soil abutment*
ACI 343R-95 – Analysis and design of reinforced concrete bridge structures **(ACI, 1995, p. 75-77)**	• *Open-end: (a) diaphragm; (b) seat type; (c) spill-through* • *Closed-end or retaining: (a) cantilever; (b) restrained; (c) rigid frame; (d) cellular or vaulted; (e) gravity or semigravity; (f) mechanically stabilized earth*
ICE Manual of Bridge Engineering – 2nd Ed. **(ICE, 2008, p. 165-170)**)	• *Cantilever abutment walls: (a) free cantilever; (b) counterfort; (c) propped cantilever* • *Open abutment: (a) bankseat; (b) spill-through* • *Integral abutment* • *Reinforced earth abutment*
Bridge Engineering – Design, Rehabilitation and Maintenance of Modern Highway Bridges **(TONIAS e ZHAO, 2007, p. 370-374)**	• *Gravity abutment* • *U abutment* • *Cantilever abutment* • *Full-height abutment* • *Stub abutment* • *Semi-stub abutment* • *Counterfort abutment* • *Spill-through abutment* • *Pile bent abutment* • *Mechanically stabilized earth systems*

Fonte: O autor

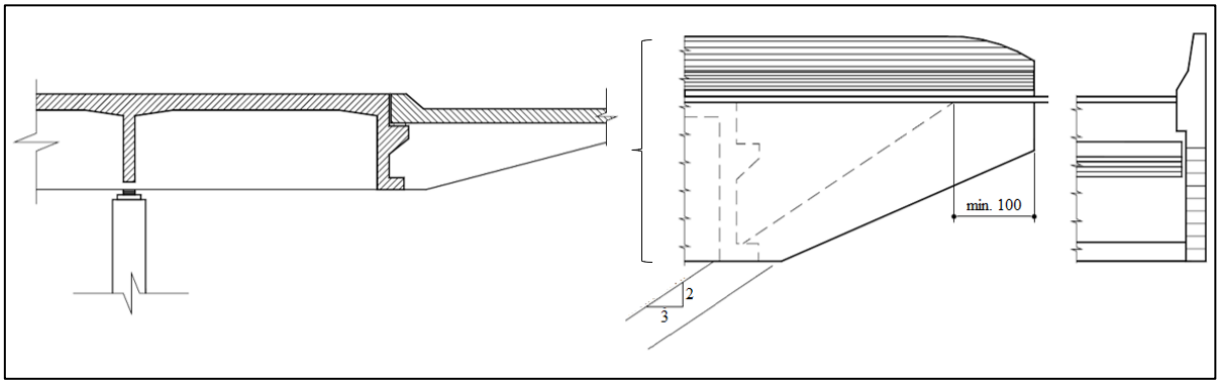
2.2.1 Ponte com extremidades em balanço

As pontes com extremidades em balanço constituem um tipo frequentemente utilizado no Brasil, substituindo os encontros convencionais em muitas OAEs em território nacional (DNIT, 2004, p. 100). Isso ocorre devido a fatores econômicos, pois além dispensar a execução completa dos encontros, essa concepção também permite a redução dos vãos e quantidade de apoios, em muitos casos.

A transição com a rodovia é feita apenas com a cortina, os muros de ala e a laje de aproximação, de modo que o aterro, executado posteriormente à construção da ponte, se desenvolve em queda livre abaixo do tabuleiro. A Figura 7 indica um caso típico de estrutura com extremos em balanço junto ao aterro.

Segundo o DNER (1996, p. 56-60), essa concepção costuma apresentar deficiência na transição rodovia-OAE, causada basicamente pela má compactação do aterro (a região próxima à face inferior do balanço é de difícil compactação), pela falta de proteção adequada ao talude e pela excessiva movimentação do tabuleiro. O desnível gerado pelo assentamento do aterro e, consequentemente, da laje de aproximação, pode inclusive provocar choques de veículos na entrada da ponte. Tais problemas são mitigados pelo emprego de técnicas para melhoria da compactação e conservação dos aterros, o uso obrigatório da laje de aproximação e a limitação em projeto das deformações admissíveis da superestrutura. Ainda assim, pode-se dizer que a aproximação com extremos em balanço é mais suscetível à ocorrência de problemas na transição, em comparação aos encontros comuns.

Figura 7 – Esquema ilustrativo de ponte com extremidade em balanço



Fonte: Adaptado de DNIT (2004, p. 102)

2.2.2 Encontro leve, de pequena ou média altura

Esta categoria inclui uma série de subtipos ou nomenclaturas de um mesmo tipo[4], que correspondem basicamente às estruturas de menor porte construídas sobre cortes estáveis ou aterros previamente executados, com seleção de materiais e compactação adequadas (DNIT, 2004, p. 179). São classificados como de média altura ou profundidade, quando a estrutura é assentada não no topo, mas em nível intermediário do aterro ou se ficam parcialmente embutidas na corte do terreno. O seu uso é desejável quando se pretende manter os encontros afastados do leito viário ou fluvial subjacente. O talude do aterro se desenvolve livremente entre a base do encontro e o nível do terreno natural. Dessa forma, existe a possibilidade de se ampliar futuramente a capacidade do leito viário transposto, com a mudança na declividade do talude. Este tipo representa uma solução mais econômica para a mesoestrutura, mas requer a utilização de vãos maiores, portanto o custo com a superestrutura aumenta (FHWA, 2012, p. 12.1.6). Na Figura 8 apresenta-se um exemplo de encontro leve de pequena altura, com proteção do talude por placas modulares de concreto.

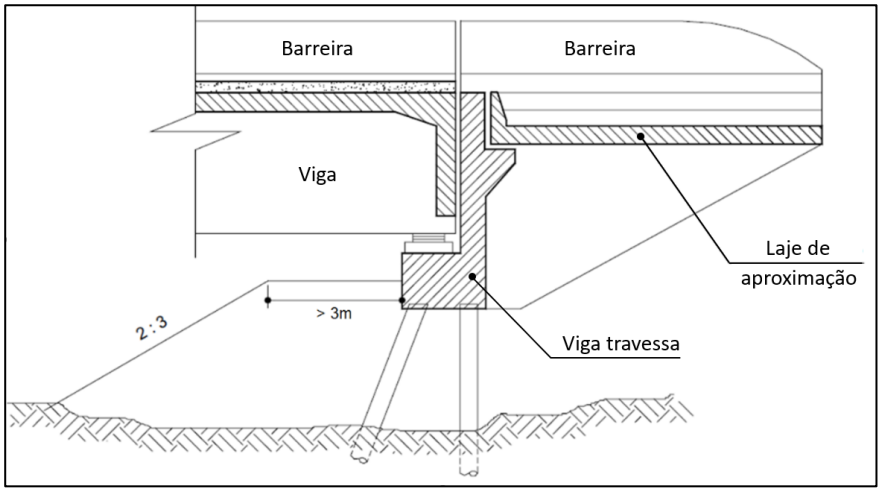
Figura 8 – Exemplo de encontro leve de pequena altura, com talude protegido por placas modulares de concreto

Fonte: FHWA (2012, p. 12.1.6)

[4] Enquadram-se nesta categoria os encontros classificados, conforme as referências internacionais, como *stub*, *semi-stub*, *partial-depth*, *perched* ou *pile bent* (quando executado sobre aterro, com fundação profunda), *shelf*, *stem*, *seat*, *bankseat*, entre outras denominações possíveis. Para uma relação mais completa dos tipos e subtipos, ver Tabela 1.

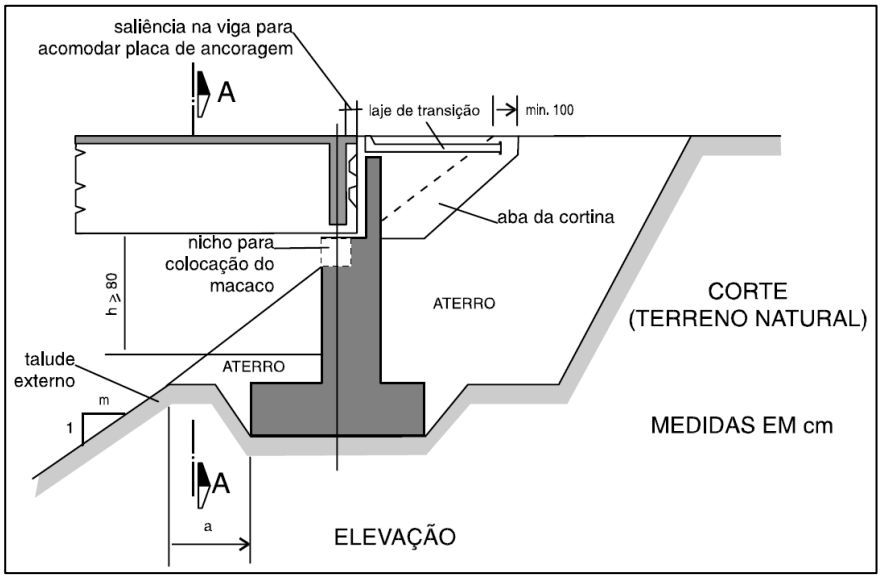
Há duas alternativas geométricas comuns para esses encontros. Na primeira, a estrutura é composta por uma viga travessa de pequena altura associada a muros de ala e uma cortina (ver Figura 9). Para evitar o assentamento do aterro, costuma-se também utilizar uma laje de aproximação sobre a cortina, com especial atenção à especificação do aterro na região (soluções convencionais são apresentadas em 2.3 e 2.4.3). No segundo caso (ver Figura 10), o encontro é composto por um paramento frontal recortado no topo, para apoio do tabuleiro, muros de ala e laje de aproximação, além de uma fundação direta, que garante a estabilidade estrutural do conjunto.

Figura 9 – Esquema ilustrativo de encontro leve de pequena altura, com viga travessa sobre fundações profundas



Fonte: Adaptado de DNIT (2004, p. 180)

Figura 10 – Esquema ilustrativo de encontro leve de média altura, sobre fundação direta



Fonte: DNER (1996, p. 61)

Nas duas alternativas, a estrutura pode se apoiar diretamente no solo, quando em corte de rocha sã, ou em fundações profundas (estacas ou tubulões), que devem atravessar o aterro e se apoiar verticalmente no solo natural. No caso de apoio direto, segundo o DNER (1996, p. 60), o afastamento mínimo da face do encontro para o início do talude deve ser de 2,00 metros.

2.2.3 Encontro alto fechado

O encontro alto fechado[5], também denominado “de contenção”, é empregado quando se pretende utilizar vãos menores no tabuleiro, reduzindo assim o custo com a superestrutura, ou quando há questões de direito de passagem ou restrições de propriedade (FHWA, 2012, p. 12.1.6). Por essas razões, têm uso mais frequente nas zonas urbanas, onde a ocupação do solo é maior. A estrutura provém a contenção do aterro em toda a altura entre o nível do terreno e a via superior, restringindo a abertura do leito viário ou fluvial inferior, como se pode observar na Figura 11.

Figura 11 – Exemplo de encontro alto fechado, com muros de ala em U

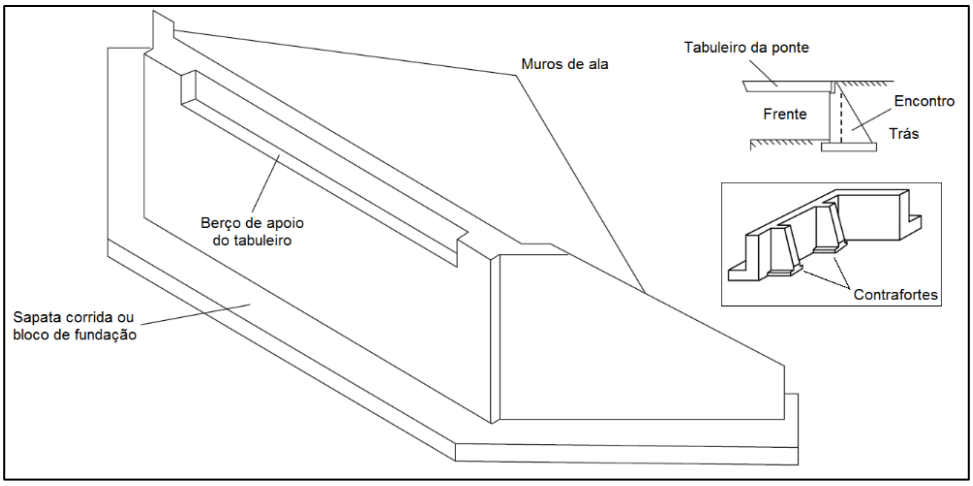
Fonte: FHWA (2012, p. 12.1.6)

As estruturas se constituem, tipicamente, por um muro ou paramento frontal, recortado no topo para apoio do tabuleiro; muros de ala, para confinar o aterro lateralmente; e a fundação direta ou profunda, ligada rigidamente à base dos muros,

[5] Enquadram-se nesta categoria os encontros classificados, conforme as referências internacionais, como *high*, *full-height*, *closed*, *closed-end*, *retaining, cantilever*, *gravity, counterfort,* entre outras denominações possíveis. Para uma relação mais completa dos tipos e subtipos, ver Tabela 1.

com largura e espessura suficientes para garantir a estabilidade da estrutura e resistir aos esforços de flexão. A Figura 12 apresenta um esquema ilustrativo do tipo.

Figura 12 – Esquema ilustrativo de encontro alto fechado, com muros de ala inclinados e detalhe dos contrafortes



Fonte: Adaptado de ICE (2008, p. 157-166, tradução do autor)

Figura 13 – Exemplos de encontros altos fechados: (a) com muro de gravidade, composto por blocos de rocha; (b) com muro de flexão (tipo cantilever), em concreto armado

Fonte: FHWA (2012, p. 12.1.13)

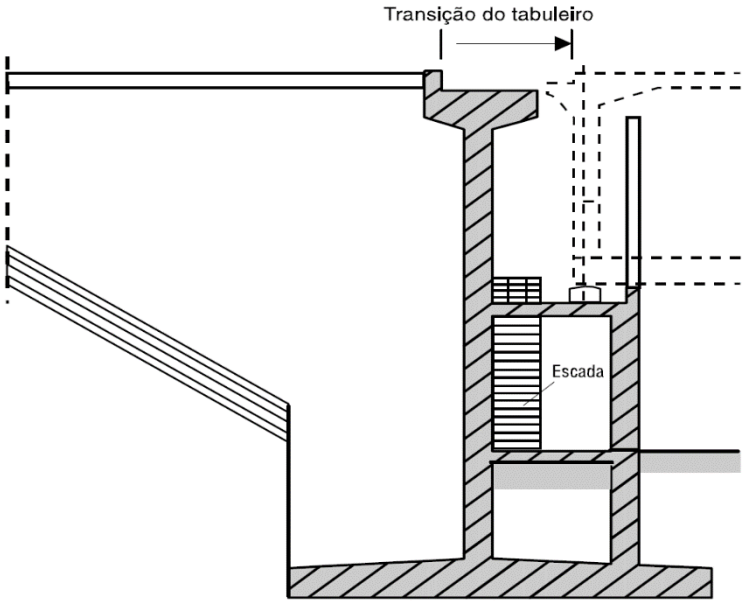
Essa concepção engloba uma série de subtipos, que variam conforme o modo de resistência aos carregamentos horizontais do aterro (TONIAS e ZHAO, 2007, p. 371-374). Destes, pode-se destacar os encontros constituídos por:

a) Muros de gravidade: em que a estabilidade ao deslizamento e tombamento do conjunto é garantida pelo peso próprio. São estruturas pesadas, feitas de concreto, alvenaria ou rochas (ver Figura 13-a);
b) Muros de flexão (tipo cantilever): casos em que a resistência se dá devido ao peso conjunto da estrutura e o volume de aterro sobre o patamar de equilíbrio do encontro (ver Figura 13-b). São estruturas comuns para alturas entre 6 e 9 metros (ICE, 2008, p. 168)

c) Muros com contrafortes: são semelhantes aos muros de flexão, porém incluem contrafortes intervalados ao longo da base (com espaçamento em torno da metade da altura do muro), para auxiliar na ligação e reduzir a flexão no muro e no patamar horizontal. Tornam-se atrativos para alturas superiores a 10 metros. (ICE, 2008, p. 168)
d) Muros de contenção sobre fundações profundas: constituem uma variação dos tipos acima, em que a base é suportada por linhas de estacas.

Pode-se enquadrar nesta categoria também os encontros de grande porte descritos pelo DNER (1996, p. 56), estruturas de custo unitário maior até que o da obra de arte que complementam. São estruturas de seção celular, geralmente, que se justificam apenas em pontes longas, que transmitam esforços horizontais expressivos ou com aterros altos e de execução posterior à sua construção. O aterro cuja estabilidade não possa ser garantida, devido a dificuldades de execução ou eventuais erosões, pode provocar grandes solicitações nesses encontros. Por este motivo, costuma-se dar a eles extensão longitudinal suficiente para que o aterro caia livremente em seu interior, sem solicitar a parede frontal. A Figura 14 apresenta o esquema ilustrativo de um caso real de encontro de grande porte.

Figura 14 – Esquema ilustrativo de encontro de grande porte (reaterro não indicado)



Fonte: DNER (1996, p. 57)

2.2.4 Encontro alto vazado

Este tipo[6], também classificado como encontro aberto ou perdido, assemelha-se muito aos apoios internos das pontes, já que é construído sobre o terreno natural, previamente à execução do aterro de acesso (ver Figura 15).

Figura 15 – Exemplo de encontro alto vazado em fase construtiva, prévia à execução do aterro

Fonte: PRAZERES ((2014, p. 38)

Figura 16 – Exemplo de encontro alto vazado, com enrocamento no talude

Fonte: FHWA (2012, p. 12.1.7)

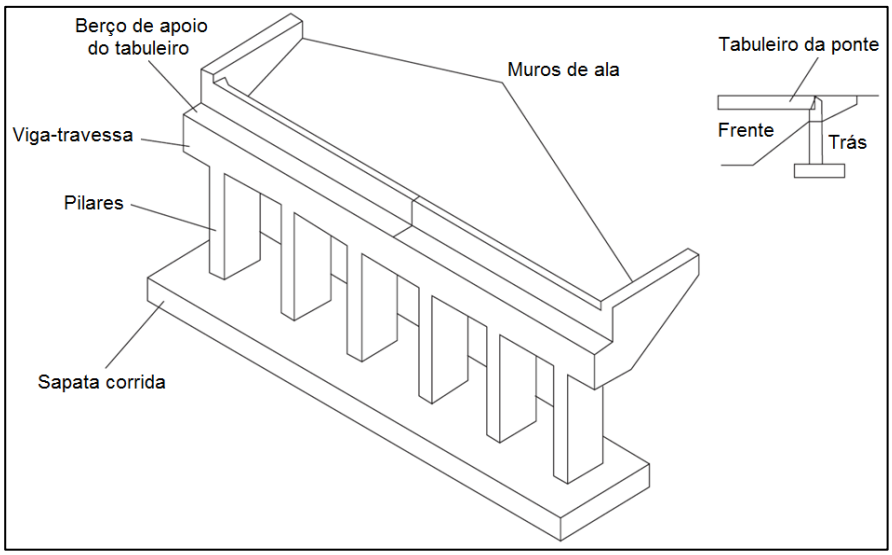
A estrutura é constituída, usualmente, por uma viga travessa com muros de ala laterais apoiada sobre dois ou mais pilares, que se apoiam, por sua vez, sobre fundações diretas (sapatas isoladas ou corridas) ou profundas (blocos sobre estacas

[6] Enquadram-se nesta categoria os encontros classificados, conforme as referências internacionais, como *open*, *open-end, spill-through*, *skeleton*, entre outras denominações possíveis. Para uma relação mais completa dos tipos e subtipos, ver Tabela 1.

ou tubulões) (DNIT, 2004, p. 180), conforme ilustrado na Figura 17. O tabuleiro se apoia na viga travessa por meio de aparelhos de apoio. Como não há paramento frontal, o aterro se desenvolve livremente através dos pilares, até o nível do terreno.

A principal vantagem deles é o custo reduzido, devido ao fato de grande parte do empuxo ser eliminado, o que se traduz em uma estrutura com volumes de concreto e armadura reduzidos. Além disso, este tipo admite uma área mais ampla para tráfego de veículos e fluxo de água, permitindo um aumento de capacidade no futuro, por meio do ajuste na declividade do talude. Em alguns casos, pode-se até transformar o encontro vazado em um novo apoio interno, possibilitando a adição de novos vãos a partir da extremidade. As desvantagens dizem respeito à dificuldade de se garantir uma boa compactação do aterro em torno dos pilares e a suscetibilidade da ocorrência de erosão do talude, sendo pouco aconselhável o uso deste tipo em margens de cursos d'água. Pode-se utilizar proteções de talude, como o enrocamento, para mitigar este problema, como demonstrado na Figura 16

Figura 17 – Esquema ilustrativo de encontro alto vazado, com pilares sobre fundação direta



Fonte: ICE (2008, p. 166, tradução do autor)

2.2.5 Encontro integral e semi-integral

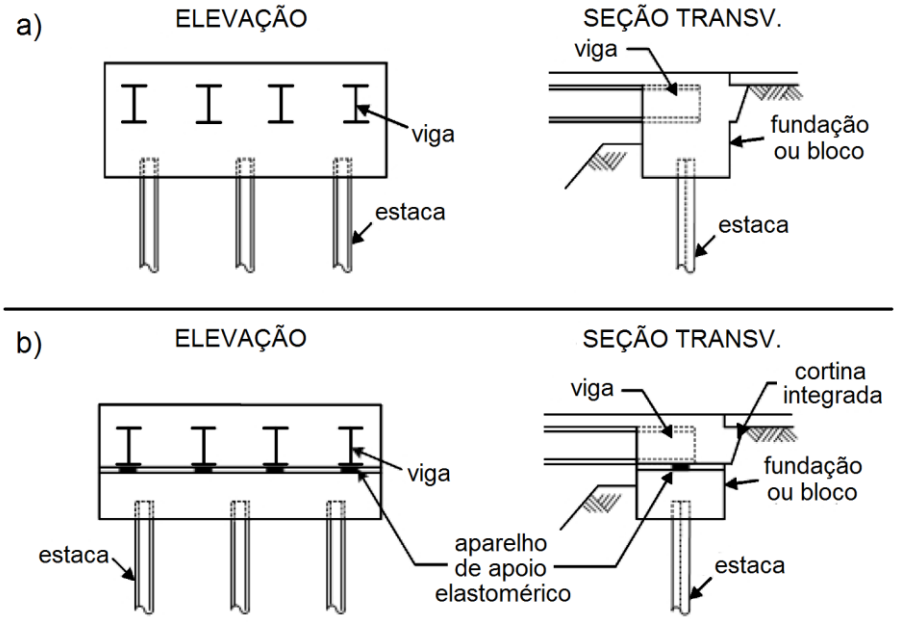
A maioria das pontes tem superestrutura independente dos encontros, para acomodar deformações térmicas dos tabuleiros. Para este propósito, utilizam-se juntas de dilatação e aparelhos de apoio, elementos que exigem manutenção periódica, pois se deterioram com relativa rapidez (sobretudo em regiões de extremo frio). Em casos críticos, o mau funcionamento dos aparelhos pode levar a esforços solicitantes não previstos em projeto. As pontes de encontros integrais (Figura 18) se

popularizaram em meio a este contexto, pois fornecem solução aos problemas listados acima (FHWA, 2012, p. 12.1.7).

Figura 18 – Exemplo de encontro integral, com viga metálica integrada

Fonte: FHWA (2012, p. 12.1.7)

Figura 19 – Esquema ilustrativo de encontros: (a) Encontro integral de pequena altura sobre estacas; (b) Encontro semi-integral de pequena altura sobre estacas



Fonte: Adaptado de FHWA (2012, p. 3.1.60)

Encontros integrais, ou monolíticos, assemelham-se geometricamente a alguns dos tipos descritos acima, mas se conectam rigidamente aos tabuleiros, dispensando o uso de aparelhos de apoio (Figura 19-a). Os encontros semi-integrais, por sua vez, utilizam os aparelhos para ligar a fundação do encontro à sua parte superior, à qual se conecta rigidamente o tabuleiro (Figura 19-b). Esses encontros são classificados

como baixos (até 14 pés ou 4,30 metros) ou altos (acima de 14 pés ou 4,3 metros) (FHWA, 2012, p. 12-4). Usualmente, os encontros baixos se apoiam sobre fundações profundas, em linha única de estacas. Os altos, também denominados encontros de quadro rígido, podem se apoiar diretamente no solo.

Nessa concepção, não há movimento relativo entre a superestrutura e o encontro, portanto, as juntas, quando existentes, são providas entre o acesso da ponte e a rodovia. O tabuleiro faz movimento de afastamento do aterro, ao se resfriar, e de aproximação, quando se aquece. O carregamento térmico é transmitido diretamente do conjunto para o aterro de acesso no tardoz da cortina e para as fundações, de maneira proporcional às rigidezes dos elementos resistentes. De acordo com o FHWA (2012, p. 12.1.8), essa solicitação cíclica provoca dois efeitos adversos ao uso dos encontros integrais: o afundamento da rodovia na aproximação, pelo assentamento do aterro; e a fissuração do concreto devido à restrição do movimento longitudinal, provocada pela subcompactação do aterro ou eventual rotação do tabuleiro, quando há esconsidade. A estrutura deve ser projetada para resistir o empuxo passivo obtido com a aproximação do tabuleiro, cuja magnitude varia de acordo com a configuração geométrica do encontro e o tipo de solo em contato.

2.2.6 Encontro com solo reforçado

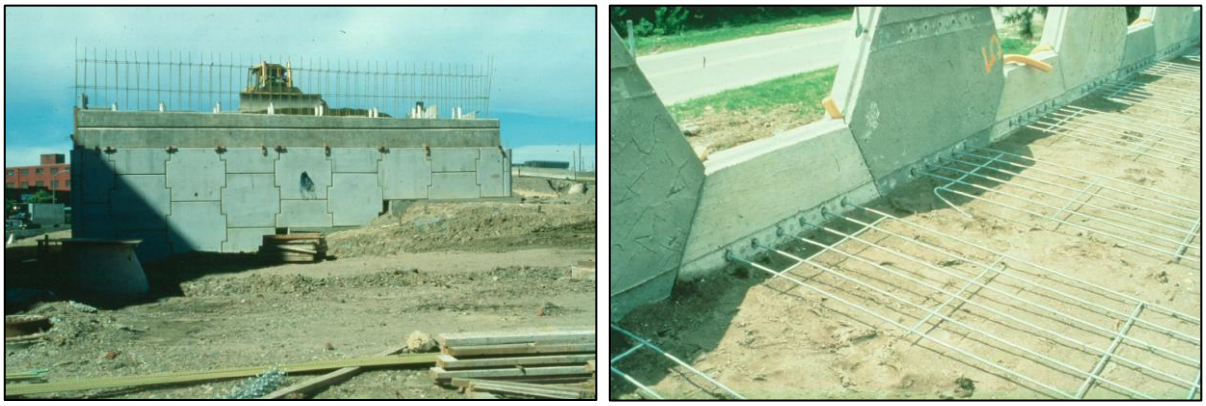
As soluções construtivas de solo mecanicamente estabilizado (MSE), que incluem a chamada "terra armada", ganharam popularidade mais recentemente na construção de encontros, como um método de simples execução, que agrada esteticamente e cumpre os requisitos funcionais (TONIAS e ZHAO, 2007, p. 370). Costumam ser mais baratos do que os encontros altos fechados, cumprindo papéis semelhantes. Os pontos negativos incluem a dificuldade na manutenção de camadas danificadas de solo reforçado, limitações de uso devido ao terreno e a possível ocorrência de assentamento quando as pontes se apoiam diretamente no topo dos aterros. Dois exemplos são fornecidos na Figura 20.

O processo construtivo corresponde basicamente à repetição sequencial das seguintes etapas (FHWA, 2012, p. 12.1.9): o assentamento de placas pré-moldadas de concreto, com formato geométrico (e.g. hexagonal) que favorece a constituição de uma parede vertical uniforme; o lançamento e a compactação da camada de aterro atrás da parede; e a disposição sobre o aterro do reforço horizontal de aço ou polímero (na forma de tiras ou malha), aparafusando-o nas placas de concreto. O reforço de

solo é o que garante o desenvolvimento de atrito entre as camadas para resistência ao empuxo e a esforços horizontais derivados da superestrutura. A AASHTO (2002, p. 185-186) fornece recomendações de projeto para os encontros de MSE, incluindo a capacidade de carga para apoio direto e requisitos geométricos.

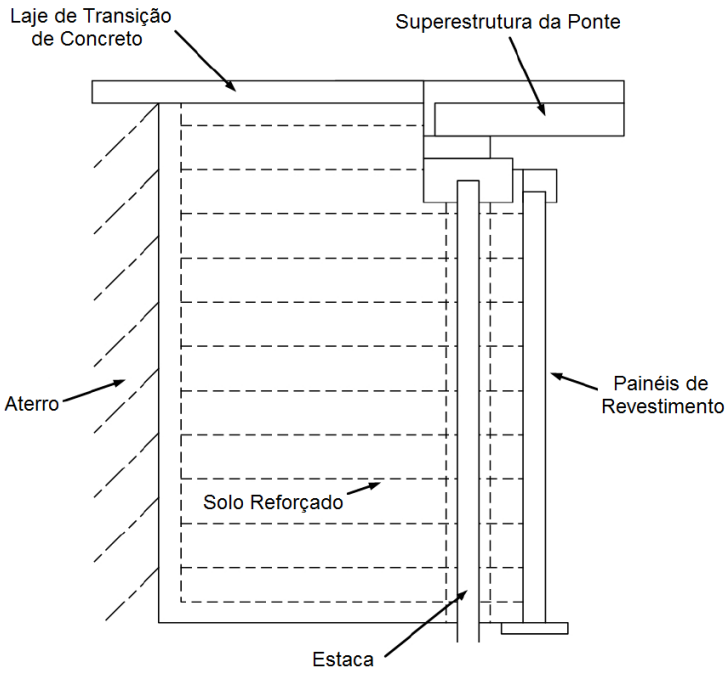
Figura 20 – Exemplos de encontros de solo mecanicamente estabilizado (MSE): (a) Encontro com painéis pré-moldados; (b) Muro de MSE sob construção

(a) (b)



Fonte: FHWA (2012, p. 12.1.10)

Figura 21 – Esquema ilustrativo de encontro de solo mecanicamente estabilizado (MSE)



Fonte: Adaptado de FHWA (2012, p. 12.1.4)

A prática corrente requer a sua associação a um encontro leve de pequena altura. Segundo o FHWA (2012, p. 12.1.9), há duas alternativas geométricas usuais. Na primeira, o muro de MSE suporta uma laje, na qual repousa a estrutura da ponte, e as cargas verticais se transferem diretamente para o aterro. Na segunda, uma viga

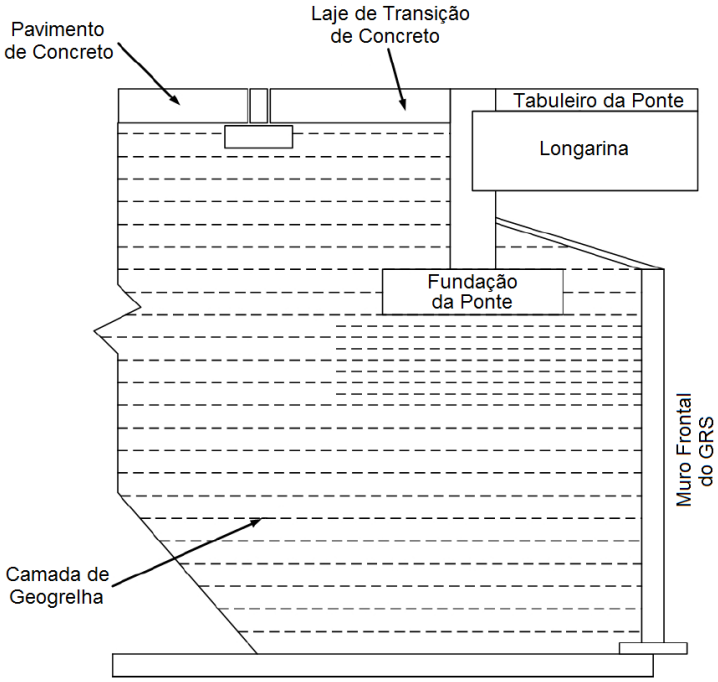
travessa suporta o tabuleiro e se apoia sobre estacas, que perpassam o aterro e se estendem até o terreno natural, conforme o esquema da Figura 21. Em ambos os casos, é importante garantir um afastamento da viga travessa a partir do topo do MSE, para reduzir efeitos locais que possam causar deformações na parede.

Figura 22 – Exemplos de encontros de solo reforçado com geossintéticos (GRS): (a) Encontro experimental no *Turner-Fairbank Highway Research Center* em McLean, Virgínia/EUA; (b) Encontro da *Founders-Meadows Bridge* em Denver, Colorado/EUA

(a) (b)

Fonte: FHWA (2012, p. 12.1.11-12.1.12)

Figura 23 – Esquema ilustrativo de encontro de solo reforçado com geossintéticos (GRS)



Fonte: Adaptado de FHWA (2012, p. 12.1.5)

Ainda nessa categoria se enquadram os encontros de solo reforçado com geossintéticos (GRS), que tem uso menos frequente do que os demais, por se tratar de uma tecnologia relativamente nova. Assim como o MSE, suas principais vantagens dizem respeito à simplicidade de construção e a aparência estética agradável. Eles apresentam bom funcionamento em viadutos simples, mas não são ideais onde inundações ou erosões severas possam ocorrer (FHWA, 2012, p. 12.1.11). A Figura 22 fornece dois exemplos, um utilizado para fins experimentais e outro operacional. E a Figura 23 fornece o esquema ilustrativo de um encontro típico de GRS.

O método de execução dessas estruturas é apresentado em detalhe no relatório FHWA HRT-11-026 (FHWA, 2012, p. 2). Os encontros são executados sobre uma superfície plana, iniciando com o assentamento de blocos modulares (de concreto de alta qualidade, com armadura passante), que irão constituir o muro frontal e os alas do encontro – estes podem ser verticais ou levemente inclinados. O aterro é lançado e compactado a partir deste nível, intercalado com camadas de reforço geossintético (folhas de polímeros ou geogrelhas), com espaçamento padrão de 20 ou 30 cm. O tabuleiro da ponte se apoia sobre as camadas de MSE, sobre um berço de apoio ou através de fundação direta. Aplica-se um espaçamento menor entre as camadas na região próxima ao apoio, da ordem de 15 cm.

A definição de um espaçamento adequado entre as camadas de reforço é o que garante a manutenção da união dos blocos e a resistência interna por atrito dos esforços derivados da superestrutura. O relatório da FHWA também fornece os critérios específicos de projeto a se adotar para as verificações estruturais e geotécnicas dessas estruturas (FHWA, 2012, p. 25-53).

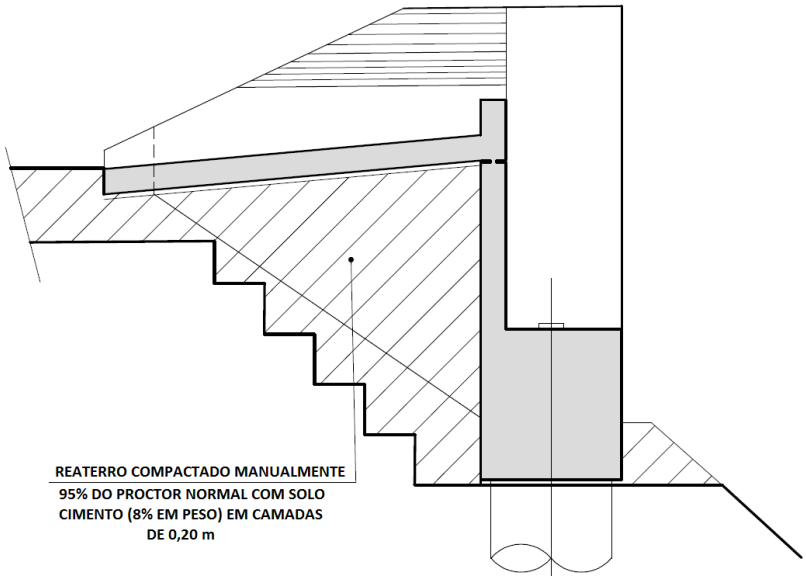
2.3 Prática construtiva no Brasil

2.3.1 Concepção estrutural

As pontes de vigas I pré-moldadas ou de seção celular são sistemas estruturais frequentemente observados nas rodovias brasileiras. Em complemento a eles, pode-se utilizar grande parte das soluções de meso e infraestrutura expostas acima. Pontes de vigas caixão (seção celular) comportam soluções com extremidades em balanço; as pontes em grelhas de vigas, por outro lado, exigem a execução dos encontros, dado que costumam ser suportadas por aparelhos de apoio em suas extremidades.

Uma solução comum para os encontros é representada nos projetos padrão do DER-SP (2007a); (2007b), conforme a Figura 24. Trata-se de um encontro leve de pequena altura (ver 2.2.2), composto por viga travessa, cortina, muros de ala e laje de aproximação, conectada à cortina por meio de uma Articulação *Freyssinet*[7]. Pode se apoiar sobre tubulões, linhas de estacas ou diretamente no solo. Por uma questão econômica, principalmente, esta concepção tem sido amplamente empregada em novos projetos rodoviários. Outro tipo frequentemente aplicado é o de encontros altos fechados (ver 2.2.3), que são muito mais comuns nas zonas urbanas.

Figura 24 – Encontro leve típico, incluindo detalhe da compactação do reaterro



Fonte: DER-SP (2007a)

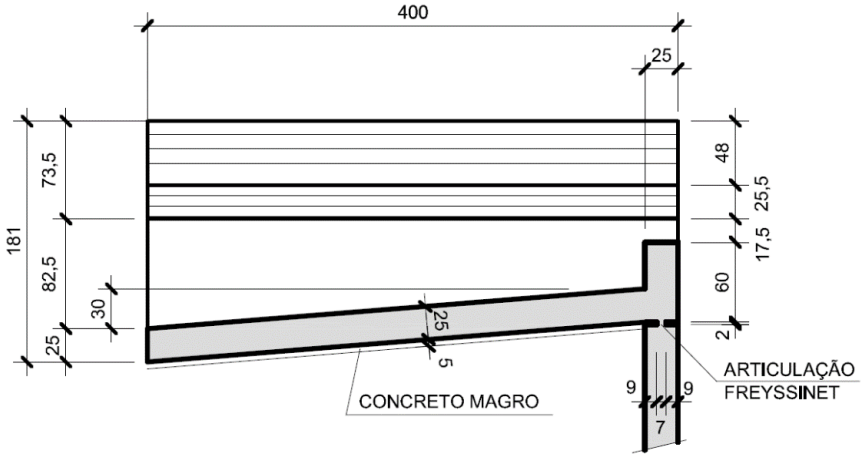
Em pesquisa recente realizada por Perche (2019, p. 37-39), junto ao órgão regulamentador do projeto de pontes em 20 dos 26 estados brasileiros – o que normalmente corresponde ao próprio DER de cada estado – constatou-se que a grande maioria deles (17 de 20) utiliza por padrão encontros convencionais, ou não integrais, aplicando juntas de dilatação entre o tabuleiro e o acesso. Outros 3 estados afirmam que não há um padrão definido ou que o levantamento das estruturas existentes é insuficiente. Noutro item da pesquisa, registra-se que apenas 1 dos 20 estados participantes afirma não ser comum o emprego de lajes de aproximação nas imediações das pontes, usando meramente a compactação do aterro. Outros 13

[7] Segundo o DNIT (2004, p. 165), a “Articulação *Freyssinet* é uma articulação fixa de concreto, que consiste em uma redução da seção da peça a articular; tem, em geral, 2 cm de altura e deve trabalhar com tensões elevadas, visto que a plastificação da articulação é algo desejável. (...) Trata-se de uma articulação barata e confiável”.

declaram que costumam empregar essas estruturas e o restante afirma que depende de fatores como o grau de importância da rodovia, o fluxo de veículo, a decisão particular do órgão regulador ou do projetista e a avaliação do solo local. Também se identificou que os projetos de lajes de transição no Brasil costumam apresentar espessuras variando de 15,0 até 30,0 cm e comprimentos de 3,00 a 4,00 m, sendo que as dimensões mais usuais são 25,0 cm e 4,00 m – que correspondem aos valores mínimos especificados pela NBR 7187:2021 (ABNT, 2021, p. 6)[8].

Por fim, Perche (2019, p. 37-39) aponta que, de todos os órgãos inquiridos, o único que dispõe de um projeto padrão oficial para lajes de aproximação é o do Estado de São Paulo, servindo como referência nacional no tema, por dispor também de um memorial de cálculo para a estrutura modelo. A Figura 25 ilustra a seção transversal da laje utilizada no projeto padrão do DER-SP (2005a).

Figura 25 – Seção transversal da laje de aproximação utilizada no projeto-padrão do DER-SP



Fonte: DER-SP (2005a)

As juntas de dilatação são aplicadas para garantir a vedação das fendas que permitem a movimentação térmica dos tabuleiros. Elas são feitas, geralmente, de materiais poliméricos, mas também podem ser compostas por estruturas sanfonadas de aço, que são soluções mais custosas, mas que admitem maior movimentação.

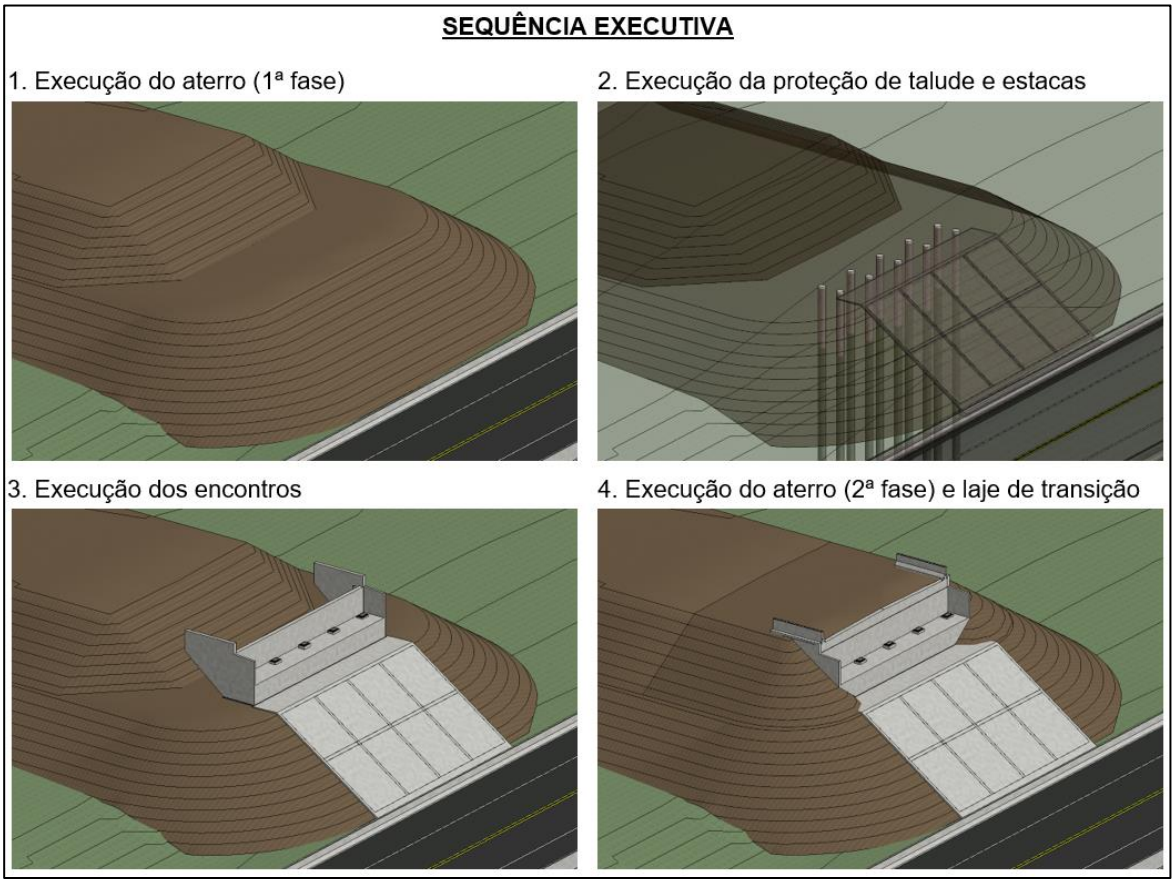
Em relação aos aparelhos de apoio, as almofadas elastoméricas fretadas – compostas por camadas de borracha natural ou policloropreno, alternadas com chapas de aço – constituem o tipo mais frequente em pontes no Brasil. Caso se deseje

8 Há um contraste, neste aspecto, em comparação à prática norte-americana. Segundo estudo de Hoppe (1999, p. 32), os estados dos EUA costumam utilizar lajes de transição mais compridas, entre 3,00 e 12,20 m, e de maior espessura, sendo que 30,5 cm é o valor mais usual. Além disso, os encontros integrais são empregados com maior frequência nos EUA, principalmente devido ao condicionamento climático do país.

utilizar uma combinação de aparelhos fixos e móveis é possível atribuir elementos deslizantes metálicos (com superfícies de *teflon*) a aparelhos fixos ou utilizar aparelhos metálicos deslizantes (e.g. esféricos ou cilíndricos), que são capazes de transmitir carregamentos maiores e apresentam maior durabilidade.

A Figura 26 ilustra uma sequência inicial de execução típicas para pontes de vigas pré-moldadas sobre encontros leves com fundação profunda, construídos sobre aterros de acesso previamente executados. Como se pode observar, o aterro pode ser executado em duas fases, de modo que exista área suficiente na berma do aterro de 1ª fase para a execução das estacas e concretagem da estrutura superior do encontro. Observa-se também casos em que o aterro de 2ª fase é lançado e compactado após a execução da superestrutura, o que constitui uma sequência adequada, desde que se considere no dimensionamento dos aparelhos de apoio as deflexões e rotações permanentes pela ação do empuxo de solo, já que eles deverão oferecer um travamento parcial ao movimento do encontro.

Figura 26 – Sequência parcial de execução de ponte de vigas pré-moldadas sobre encontro leve com fundação profunda, sobre aterro estabilizado



Fonte: O autor

2.3.2 Aterro compactado

O uso da laje de aproximação traz diversos benefícios ao desempenho funcional do encontro, mas é importante também prever uma boa especificação ao aterro que dá suporte a ela, minimizando os seus recalques. Isso se obtém a partir de uma seleção adequada de materiais e um controle rigoroso da execução do aterro, que deve ser bem compactado e executado em camadas horizontais uniformes em torno de toda a estrutura.

Na prática norte-americana, recomenda-se que o aterro seja constituído de material granular, preferencialmente areia e cascalho bem graduados, não sendo recomendado o uso de materiais plásticos (AASHTO, 2002, p. 129). Segundo estudo de Hoppe (1999, p. 6), a maioria dos estados especificam os aterros em camadas de 0,20 m de material granular solto, compactado a 95% de valor no ensaio de Proctor Normal, sendo que alguns ainda exigem 100%. Sobre a seleção dos materiais, o requisito básico é a limitação de finos no solo de aterro, para reduzir sua plasticidade e melhorar a drenagem. Os órgãos estaduais limitam de 4% até 20% o material fino passante na peneira de Nº 200. A AASHTO (2016, p. 7.3-7.4), por sua vez, recomenda 100% de grãos inferiores a 75 mm, com a seguinte gradação de material passante nas peneiras: 35-100% na de Nº 4; 20-100% na de Nº 30; e 0-15% na de Nº 200.

Tabela 2 – Variação do teor de cimento conforme o tipo de solo

Classificação de solos segundo a AASHTO	**Teor de cimento em peso** (%)
A-1-a	5
A-1-b	6
A-2	7
A-3	9
A-4	10
A-5	10
A-6	12
A-7	13

Fonte: DNER (1996, p. 62)

A prática brasileira difere um pouco desta outra, pelas características do ssolo disponível no território nacional. O detalhe do DER-SP (2007a), ilustrado na Figura 24, apresenta uma especificação de aterro composto por solo-cimento (8% de teor de cimento) e compactado manualmente em camadas de 0,20 m, com densidade de 95%

no ensaio de Proctor Normal. O emprego do solo-cimento objetiva melhorar o controle de umidade e a perda de material nessa região, além de facilitar a obtenção de parâmetros de compactação mais altos. O DNER (1996, p. 62) também admite o uso de solo-cimento como material base, indicando um teor de cimento entre 5% e 13%, variável conforme o tipo de solo – segundo a classificação da AASHTO M 145-91 (1991) –, como apresentado na Tabela 2.

2.3.3 Sistema de drenagem

Nas estruturas que funcionam como arrimo do terrapleno de acesso, como são os encontros, deve-se prever a drenagem interna do aterro confinado, com uso de material granular filtrante e um sistema de coleta, para evitar o carreamento de partículas e problemas associados à erosão. Segundo a ABNT (2021, p. 7), deve ser adicionada uma camada filtrante contínua em toda a altura dos elementos, na face vertical em contato com o solo contido, associada a tubos de drenagem, de modo a evitar situações de pressões hidrostáticas. Tal camada pode ser constituída por geotêxteis ou por um filtro de material granular graduado (AASHTO, 2002, p. 126)..

Os drenos devem ser dispostos com espaçamentos adequados – sendo que nos muros com contrafortes deve-se colocar pelo menos um dreno por intervalo entre contrafortes (AASHTO, 2002, p. 179) – e até a elevação mais baixa na qual se permita a coleta de água por gravidade. Elementos estruturais posicionados abaixo deste nível devem ser projetados considerando atuação da pressão hidrostática, a menos que se utilize um sistema de drenagem especial mais profundo.

Além disso, quando a drenagem da ponte é realizada com buzinotes, a captação sobre as regiões dos aterros deve ser lançada fora dos limites da OAE, evitando-se provocar a erosão dos taludes (DNER, 1996, p. 76) e, para encontros não integrais, deve-se garantir que as juntas de dilatação promovam a impermeabilização adequada da interface entre superestrutura e encontro, por meio de uma instalação correta e constante manutenção.

2.3.4 Proteção do talude

Conforme o DNER (DNER, 1996, p. 62), o “projeto deverá prever, sempre, a proteção dos taludes nos trechos da rodovia adjacentes às obras-de-arte especiais; os comprimentos desses trechos não deverão ser inferiores a três vezes as alturas dos aterros de acesso”. Nos trechos debaixo da OAE, onde a vegetação não vinga

por insuficiência de luz solar, admite-se a utilização de placas pré-moldadas de concreto, rejuntadas, ou alvenaria argamassada. Em trechos laterais essa proteção pode ser feita com vegetação. O projeto padrão do DER-SP (2007a); (2007b) fornece dois exemplos de proteção de taludes sob obra de arte especial com placas pré-moldadas de concreto: (1) placas trapezoidais intercaladas; (2) peças retangulares pequenas intertravadas. Os enrocamentos, ou sistemas equivalentes, devem ser aplicados quando as pontas dos aterros ficam submersas nos períodos de enchentes máximas – ou em zonas de represamento de água –, prevendo-se proteção necessária de, no mínimo, 0,50 m acima do nível de enchente máxima (DER-SP, 2005b).

2.3.5 Melhoria ou substituição de solo

O DER-SP (2006, p. 18) classifica como solo mole, ou compressível, aquele "com baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade" que se enquadra em uma das seguintes condições: (1) argilas de consistência muito mole ou mole (com valor de SPT inferior a 2 golpes); (2) turfas; (3) siltes argilosos fofos e saturados; (4) argilas porosas e areias porosas não saturadas colapsíveis. Quando os encontros se situam em áreas com solo mole – situação indesejável, que deve ser evitada quando da elaboração do traçado viário –, devem ser estudadas em detalhe as propriedades do solo e as alternativas de substituição ou melhoria de solo a se aplicar.

De maneira geral, a solução de troca de solo é técnica e economicamente viável para aterros altos sobre camadas compressíveis de até 3,00 m de espessura (DER-SP, 2006, p. 18-26). Para espessuras acima de 3,00 m, pode-se efetuar a troca parcial e monitorar os recalques conforme a evolução do aterro, sendo que os encontros só podem ser construídos após os recalques atingirem 100% do total estimado, ou seja, quando ocorrer a estabilização. Como se trata de regiões com nível d'água elevado, geralmente, o material de enchimento da cava deve ser constituído por material granular inerte, do tipo rachão ou areia, até o nível em que seja possível, seguido pelo aterro compactado a seco. Caso a troca não seja possível, por razões técnicas, ambientais, econômicas e/ou logísticas, o DER-SP (2006, p. 21-22) propõe as seguintes alternativas para melhoria do solo: execução de bermas de equilíbrio; aceleração de recalques com uso de drenos fibro-químicos ou estacas de material drenante (areia ou brita); aplicação de pré-carga ou sobrecarga temporária; reforço da

base do aterro com geogrelha; aterro estaqueado; e tratamento com colunas de cimento ou *jet-grouting.*

2.4 Inspeção, conservação e manutenção

2.4.1 Inspeções periódicas

Os problemas nas OAEs são diagnosticados a partir de inspeções periódicas, cuja frequência é definida na NBR 9452:2019 (ABNT, 2019, p. 4-6):

1) Inspeção cadastral, imediatamente após a conclusão da obra;
2) Inspeção rotineira, com frequência não superior a um ano;
3) Inspeção especial, com frequência de cinco anos a oito anos;
4) Inspeção extraordinária, somente devido a eventos específicos, como a necessidade de se avaliar com mais detalhe um problema identificado em inspeção anterior, a ocorrência de impacto de veículo ou a ocorrência de eventos da natureza (e.g. inundação ou sismo).

As inspeções são visuais, fotográficas e documentais, incluindo ou não o uso de equipamentos. Para estruturas submersas, deve-se efetuar inspeção subaquática e, em casos especiais, empregam-se técnicas avançadas como a pacometria, a ultrassonografia ou métodos eletromagnéticos (FHWA, 2012, p. 12.1.30).

Segundo Vitório (2002, p. 54-56), na avaliação dos encontros, o inspetor da OAE deve se atentar aos seguintes quesitos: tipo estrutural e materiais; geometria; condição atual (prumo, alinhamento, fissuras, umidade etc.); sistema de drenagem; contenção de terras; condição das peças; estabilidade geral da estrutura; e condições e características dos aparelhos de apoio. Adicionalmente, o autor sugere a verificação dos seguintes itens nos acessos: ocorrência de desníveis entre a ponte e o aterro; abatimentos e trincas no pavimento; situação dos taludes (erosão, tipo de proteção, drenagem etc.); existência ou não de acostamento; existência ou não de sinalização; e condições do sistema de sinalização do acesso.

2.4.2 Defeitos ou anomalias típicas

Os defeitos ou anomalias que acometem os encontros e terraplenos de acesso são classificados, usualmente, como funcionais ou estruturais. O DER-SP (2012, p. 103-105) classifica como defeitos funcionais aqueles que “impedem a obra de atender adequadamente suas finalidades previstas, seja em relação à seção de vazão, seja

em relação à segurança ou conforto dos usuários” e que “devem ser reparados por meio de atividades rotineira de conservação”. Os defeitos estruturais, nem sempre perceptíveis com facilidade, são os “que implicam em problemas que afetam os elementos da estrutura da obra”, de forma que, “se não detectados e atendidos em tempo hábil, podem levar à ruína da obra. Por essa razão é necessário prover uma conservação preventiva e realizar inspeções periódicas, para possibilitar as reparações necessárias já na fase inicial dos problemas”. Algumas referências também identificam os defeitos por parâmetros de durabilidade, já que eles têm a capacidade de comprometer a durabilidade da OAE e reduzir a sua vida útil.

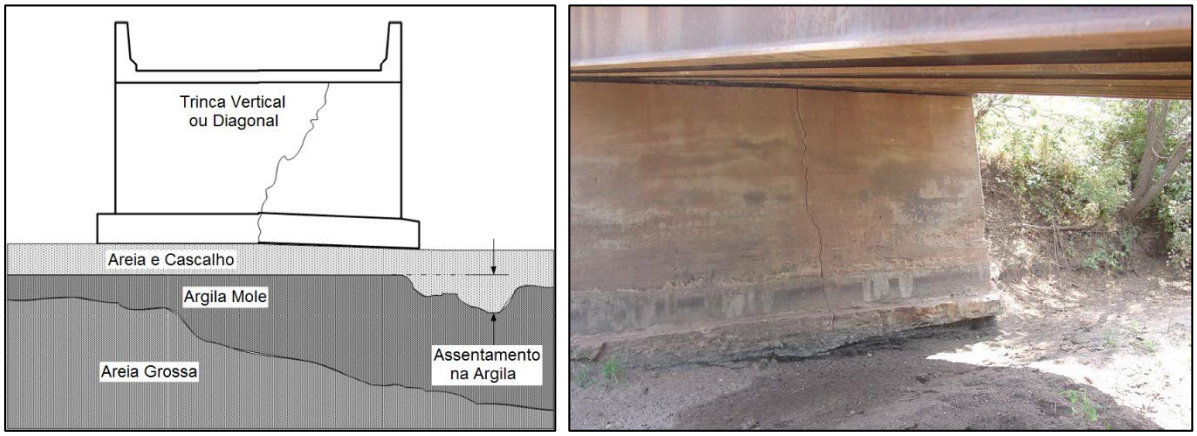
A seguir se relacionam alguns dos principais defeitos observados nas aproximações de pontes, com exemplos gráficos de casos mais relevantes:

- Recalque vertical excessivo ou recalque diferencial;
- Movimentação lateral do encontro por deslizamento;
- Rotação do encontro por tombamento ou assentamento diferencial;
- Trinca vertical ou diagonal, por assentamento diferencial (ver Figura 27);
- Deslocamento e/ou rotação do encontro por movimento lateral de camada compressível no solo de fundação, ou Efeito Tschebotarioff (ver Figura 28);
- Perda de solo na base devido à erosão fluvial (ver Figura 29-a);
- Erosão do talude causada por declividade inadequada, percolação de água, ausência de proteção ou outros fatores (ver Figura 29-b);
- Pressões excessivas e liquefação do solo devido a atividade sísmica;
- Avarias típicas do concreto armado (FHWA, 2012, p. 12.1.23-12.1.30): trincas ou fissuras; contaminação por cloro; desagregação; delaminação; danos por congelamento e descongelamento; eflorescência (ver Figura 29-c); reatividade álcali sílica (RAS); segregação; formação de etringita tardia; desgaste; dano por colisão ou sobrecarga excessiva; abrasão; corrosão de armadura; perda de protensão; e carbonatação.
- Aparelhos de apoio danificados (ver Figura 29-d), por excesso de carga vertical (esmagamento), distorção ou rotação excessiva, deformação lenta (fluência), uso de materiais inadequados, falta de manutenção, entre outros;
- Juntas de dilatação deterioradas com fendas ou aberturas (ver Figura 31-d), devido a falhas de projeto, execução ou falta de manutenção, possibilitando a infiltração de água para a parte interna do encontro;

Formação de desnível ou solavanco na aproximação da ponte (ver Figura 30 e Figura 31), decorrente do afundamento do aterro sob a laje de aproximação, cujas causas principais são: ocorrência de um vazio sob a laje por erosão de solo, carreamento de partículas e/ou compactação tardia do aterro; no caso das pontes integrais, a movimentação horizontal cíclica do encontro contra o maciço de solo, devido às variações térmicas no tabuleiro (IOWA STATE UNIVERSITY, 2005, p. 13);

Figura 27 – Ocorrência de trinca vertical ou diagonal devido ao assentamento diferencial da fundação: (a) Esquema ilustrativo; (b) Exemplo de trinca devido ao assentamento

(a) **(b)**



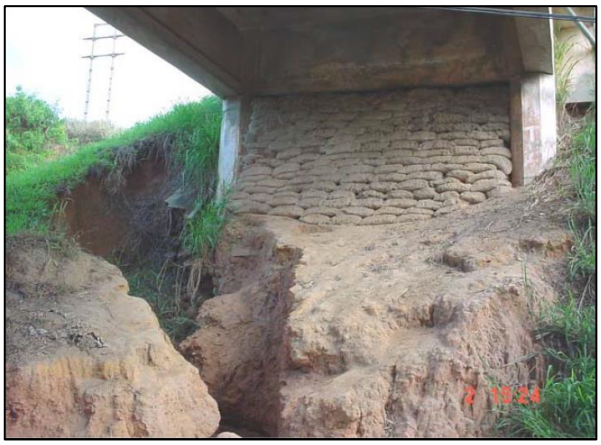
Fonte: Adaptado de FHWA (2012, p. 12.1.33-12.1.34)

Figura 28 – Rotação acentuada de encontro em Sarawak/MY, devido ao Efeito Tschebotarioff

Fonte: Gue e Tan (2003, p. 9)

Figura 29 – Defeitos ou anomalias em encontros: (a) erosão fluvial na base de encontro, com exposição das estacas; (b) erosão de talude acentuada, com proteção emergencial de solo-cimento ensacado; (c) eflorescência do concreto em parede frontal; (d) esmagamento de aparelho de apoio elastomérico

(a) **(b)**



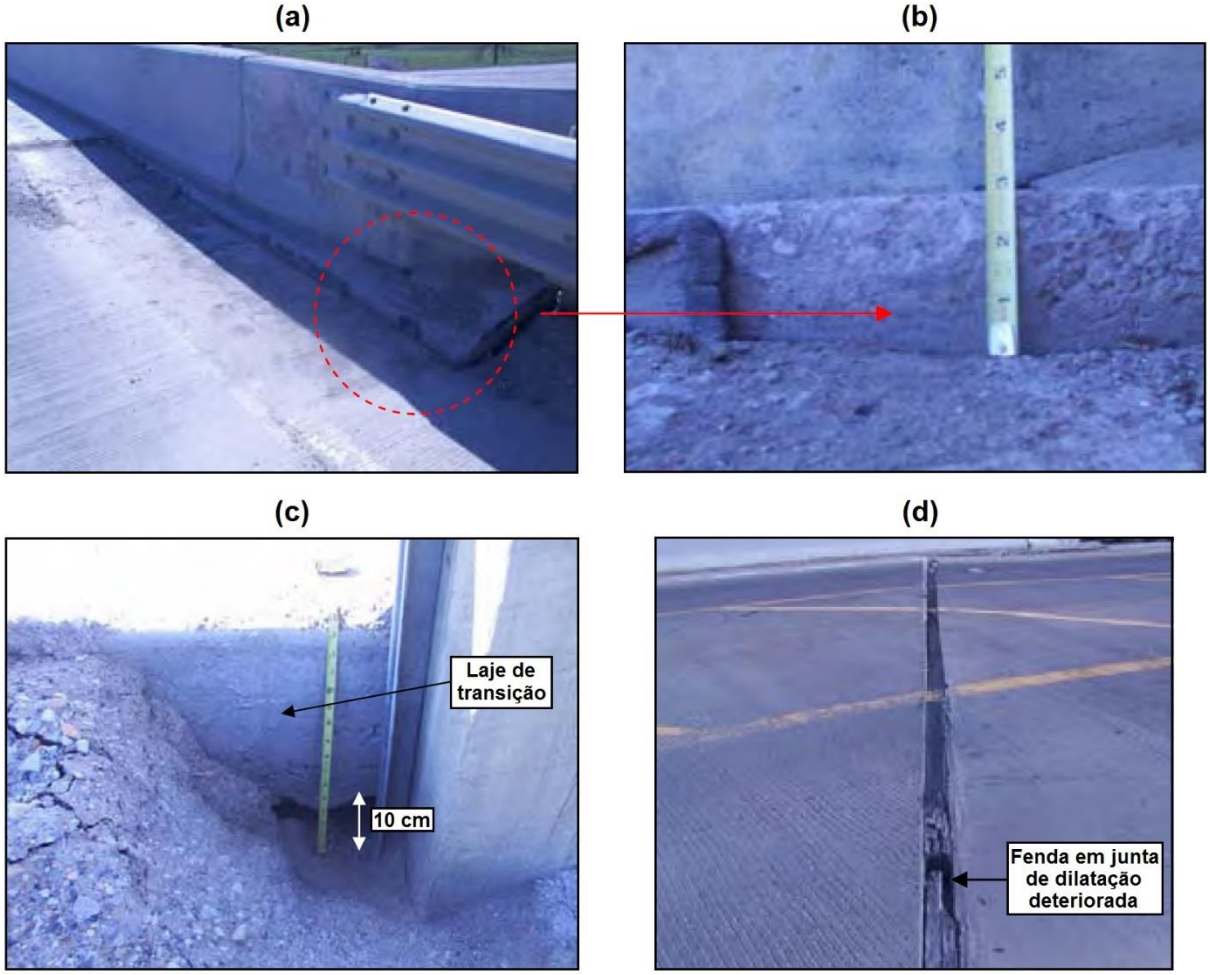
(c) **(d)**

Fonte: DNIT (2010, p. 123-149)

Figura 30 – Formação de solavanco no pavimento sobre a laje de aproximação, devido ao assentamento do solo de fundação

Fonte: Hoppe (2011, p. 13)

Figura 31 – Defeitos em viaduto no estado de Iowa: (a) afundamento da laje de aproximação; (b) detalhe do desnível entre a laje de aproximação e o muro de ala; (c) formação de vazio de 10 cm sob a laje de aproximação; (d) descontinuidade na junta de dilatação devido à deterioração



Fonte: *Iowa State University* (2005, p. 98-102)

2.4.3 Soluções de prevenção ou estabilização

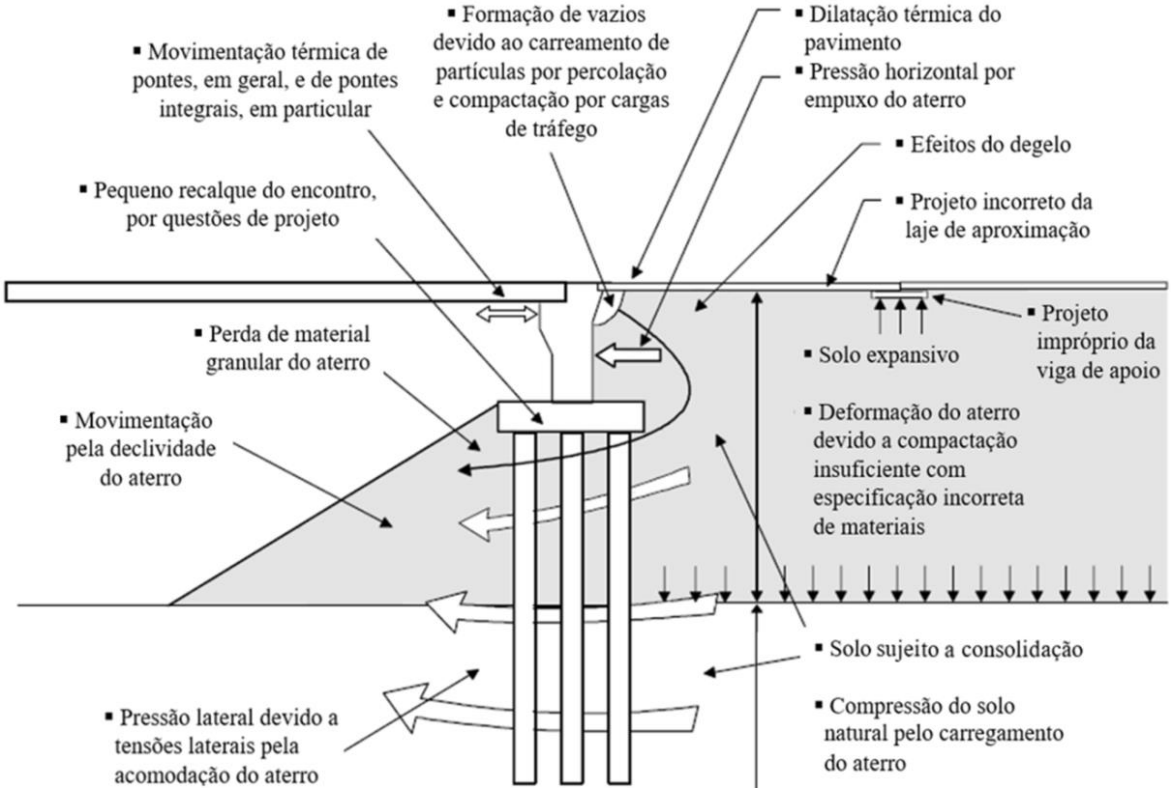
A adoção de soluções construtivas como as citadas em 2.3, associadas a um projeto estrutural e geotécnico adequado e manutenções periódicas dos encontros, ajuda a prevenir grande parte dos problemas acima. Apesar disso, esses defeitos ainda ocorrem com frequência, gerando prejuízos à sociedade como um todo e, particularmente, às instituições responsáveis por prover manutenção às OAEs.

Em estudo desenvolvido na *Iowa State University* (2005), foram reunidos dados de pontes convencionais e integrais em diversos estados norte-americanos[9], que permitiram a identificação dos processos patológicos e defeitos mais comuns em

[9] Refere-se aqui aos problemas identificados em pontes nos EUA devido à falta de estudos correlatos, sistematizados, sobre as pontes brasileiras.

encontros. O problema mais frequentemente relatado é a formação de um desnível ou solavanco na aproximação das pontes (ver Figura 30 e Figura 31), capaz de gerar um grau elevado de desconforto de tráfego ao usuário. Ressalta-se que o uso da laje de aproximação não objetiva impedir o recalque, mas sim distribuí-lo ao longo de seu comprimento, proporcionando uma transição mais suave entre o terrapleno e a estrutura[10]. A Figura 32 ilustra as principais causas à ocorrência deste problema na aproximação das pontes.

Figura 32 – Principais causas à ocorrência de desnível ou solavanco na aproximação da OAE



Fonte: Adaptado de Iowa State University (2005, p. 13)

Os pesquisadores da *Iowa State University* (2005, p. 292-293) destacam as seguintes medidas como as mais eficazes para prevenir e mitigar o problema acima: (a) a aplicação de sistema de drenagem com geocomposto para o aterro confinado, com a função de incrementar a capacidade de drenagem e reduzir erosões; (b) o uso de material granular com no máximo 60% de grãos passantes pela peneira de nº 8 e

[10] Alguns autores recomendam valores limites para a declividade diferencial entre o leito viário sobre a laje de aproximação e a superestrutura. Segundo Long et al (1998), para gradientes próximos a 1/125, devem ser tomadas medidas de melhorias para minimizar o efeito do solavanco e o desconforto do usuário. Leonhardt (1979, p. 87) sugere o valor de 1/200 como um limite aceitável para pontes rodoviárias.

controle do limite de umidade entre 8% e 12% para o reaterro; (c) para encontros executados sobre solos moles ou aterros, o uso de técnicas de melhoria ou reforço de solo, substituição de solo, compactação de aterro com controle de umidade ou pré-carregamento da fundação; (d) e o emprego de uma conexão monolítica da laje de aproximação com o encontro, para pontes convencionais, ou com o tabuleiro, para pontes integrais, apoiando-se a outra extremidade da laje de aproximação em uma laje dormente, com junta de construção vedada de aproximadamente 5 cm. Em comparação aos detalhes frequentemente utilizados no Brasil, as principais diferenças são a indicação de uma especificação mais eficaz para o aterro e o uso da laje dormente junto à laje de aproximação.

Outros procedimentos gerais, identificados por Khan (2010, p. 470) como de comum aplicação e grande importância em encontros, são o reparo do desplacamento no concreto, o tratamento ou a substituição de cortinas deterioradas e a garantia da estabilidade de estruturas em encostas íngremes, através da recuperação do talude. O DNIT (2010, p. 79-91) fornece orientações específicas para a prevenção ou o tratamento das patologias do concreto, incluindo a aplicação de pintura betuminosa para impermeabilização, o uso de resina epoxídica e mais outros procedimentos diversos, adotados conforme a avaria específica.

Para evitar a ocorrência de erosão fluvial no entorno dos elementos de infraestrutura, Khan (2010, p. 543) fornece uma série de recomendações, como a disposição dos apoios internos afastados do talvegue e o uso de pilares com bordas arredondadas. Como medidas especificas para controlar o fenômeno em encontros de pontes, o autor cita: (a) o assentamento de fundações sobre rocha sã; (b) o uso de fundações profundas; (c) a escolha por encontros leves afastados do curso d'água, em vez de encontros altos fechados; (d) o uso de paramentos inclinados, e não verticais; (e) o uso de revestimento de concreto ou rocha permeável; (f) a proteção do talude com enrocamento; (g) o uso de barragens de terra ou diques nas margens para desvio do fluxo; (h) o monitoramento e inspeção após eventos de inundações.

Finalmente, uma série de estudos sobre soluções tradicionais ou propostas de soluções inovadoras foram desenvolvidos ao longo das últimas décadas, na tentativa de mitigar os problemas acima, mas o horizonte para análise de resultados ainda é curto e muitas das soluções ainda não foram implementadas. Na Tabela 3 faz-se um resumo de algumas publicações relevantes sobre o tema nos últimos 10 anos.

Tabela 3 – Estudos contendo soluções de prevenção ou estabilização para encontros

Autor(es)	Estudo / Solução de Estabilização
Dreier, Burdet e Muttoni (2011)	Investiga-se o comportamento das lajes de transição, com foco na questão do assentamento e na fissuração do pavimento entre o tabuleiro e a laje. Propõe-se que as duas estruturas sejam conectadas monoliticamente e sugerem-se detalhes construtivos da conexão. Avalia que essa modificação no projeto pode promover um desempenho aprimorado da ponte a longo prazo, sem resultar em maiores custos de construção.
Fartaria (2012)	Realiza-se a modelagem 2D em elementos finitos de uma ponte integral para estudar a perda de solo atrás da cortina e a formação do desnível na transição. A autora propõe a execução de colunas de solo-cimento por *jet grouting* no reaterro e a inclusão de uma placa de EPS resiliente na interface com a estrutura, obtendo bons resultados no modelo em termos de redução de empuxos e estabilização do reaterro.
Chen e Abu-Farsakh (2016)	Consiste no monitoramento da ponte *Bayou Courtable Bridge,* em Louisiana, com o objetivo de se avaliar uma solução para o problema da formação do desnível na extremidade da ponte. A ponte foi executada com um detalhe típico de laje de aproximação em uma extremidade e com um detalhe novo no outro lado, que inclui o espessamento da laje de aproximação e o tratamento do reaterro de suporte com geossintético. Após um ano e meio e a execução de 2 provas de carga, observou-se que ambas as lajes perderam suporte parcialmente, mas o novo detalhe apresentou um melhor desempenho, com menos falhas visíveis e melhor condição de dirigibilidade.
Chen e Yi (2015)	Avalia-se a efetividade do processo de levantamento e nivelamento da laje de aproximação por dois procedimentos de injeção de espuma de poliuretano: (1) um processo patenteado, com injeção profunda; (2) e um processo não patenteado, diretamente sob a laje. Três projetos de campo foram avaliados por meio de um método para avaliação da rugosidade localizada. Os procedimentos de injeção foram bem-sucedidos em todos os casos, com a redução da rugosidade em até 70%, de modo que não se observaram vantagens explícitas da aplicação de um procedimento em relação ao outro.
Ikemoto e Takasaki (2016)	Desenvolve um método para controle de recalques nas aproximações de pontes pela execução de colunas sucessivas de solo-cimento no aterro confinado. Para verificar a eficácia do método, realiza-se o teste de vibração em um protótipo de encontro com escala de 1/15. Os resultados confirmam o efeito benéfico do tratamento à redução dos recalques, traduzido pela integralidade do aterro tratado no ensaio (o plano de ruptura se desenvolve atrás do conjunto) e a redução no empuxo de terra sob efeitos sísmicos.

Fonte: O autor

2.5 Critérios de projeto

Embora exista uma variedade grande de alternativas de concepção para os encontros, em geral os princípios de análise para estruturas convencionais não variam muito. A seguir apresenta-se uma relação dos critérios a adotar no projeto dessas estruturas, quanto a ações e combinações de projeto, verificações de estabilidade e dimensionamento estrutural. Os critérios seguem a referência das normas brasileiras, mas, quando relevante (ou quando as referências nacionais são omissas), citam-se referências do exterior, como os manuais da AASHTO e o Eurocode 2.

2.5.1 Ações verticais

2.5.1.1 Carregamentos permanentes

As ações permanentes verticais condizem, basicamente, ao peso próprio dos elementos estruturais (encontro e superestrutura), e o peso dos elementos suportados por eles (e.g. pavimento, trilhos, barreiras rígidas etc.). Também se enquadra o peso do aterro, quando apoiado verticalmente sobre a estrutura, e para o solo abaixo do nível d'água, consideram-se os efeitos da submersão. Para aferição das cargas, deve-se tomar pesos específicos mínimos de 25 KN/m³ para concreto armado, 24 kN/m³ para concreto, 18 kN/m³ para o solo úmido e 24 kN/m³ para o pavimento, considerando uma carga adicional de 2 kN/m² para eventual recapeamento (ABNT, 2021, p. 5).

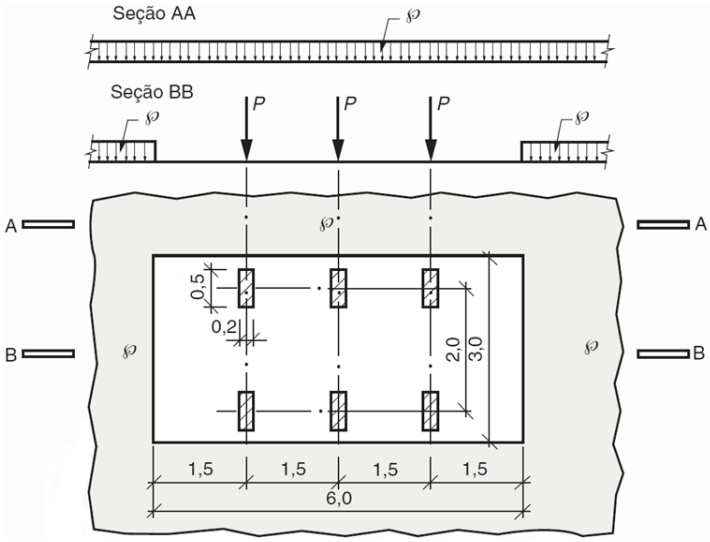
Quando os tipos de fundação e solo permitirem, deve-se contabilizar os efeitos dos recalques diferenciais entre apoios adjacentes. Essa análise é mais importante para encontros sobre fundação direta e/ou integrais. Para fundações rasas, o DER-SP (2006, p. 10) recomenda as fórmulas de Poulos & Davis para cálculo dos recalques elásticos e a teoria de Terzaghi para recalques por adensamento.

2.5.1.2 Cargas móveis

A carga móvel rodoviária padrão no Brasil[11], segundo a NBR 7188:2013 (ABNT, 2013, p. 4), é o TB-450 (Figura 33), um veículo tipo com peso de 450 kN, igualmente distribuído entre seis rodas, circundado por carga distribuída de 5 kN/m², denominada "multidão". Posiciona-se o veículo hipoteticamente na via rodável de modo a gerar os esforços solicitantes mais críticos na estrutura,

[11] Em situações excepcionais, a critério do órgão com jurisdição sobre a rodovia, pode-se considerar o uso de trens-tipo especiais, como a Carreta Tipo Itaipu ou o Rodotrem (DER-SP, 2005b).

Figura 33 – Disposição das cargas estáticas do veículo TB-450



Fonte: ABNT (2013, p. 4)

Conforme orientações do DER-SP (2005b, p. 12-13) o dimensionamento das fundações prescinde da aplicação de coeficientes de impacto. Para o cálculo da laje de aproximação – e analogamente para encontros não integrais –, aplica-se somente o coeficiente de impacto vertical (CIV): igual a 1,35, para estruturas com vão menor que 10 metros; ou definido conforme a eq. (1), para vãos entre 10 e 200 metros, onde L_{iv} corresponde ao vão em metros (para vãos contínuos, toma-se a média aritmética e para estruturas em balanço, toma-se o comprimento total do balanço).

$$CIV = 1 + 1{,}06 \cdot \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right) \tag{1}$$

2.5.2 Ações horizontais

2.5.2.1 Vento

As ações de vento, estimadas conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988) devem ser consideradas nas condições de tabuleiro carregado ou descarregado. Para pontes rodoviárias, admite-se uma altura de 2,00 metros (ABNT, 2021, p. 8), a partir da superfície do pavimento, para aplicação das forças em combinação com as cargas móveis. Os esforços são transmitidos aos encontros por meio dos aparelhos de apoio, proporcionalmente às suas rigidezes na direção de aplicação do carregamento.

2.5.2.2 Empuxo de água

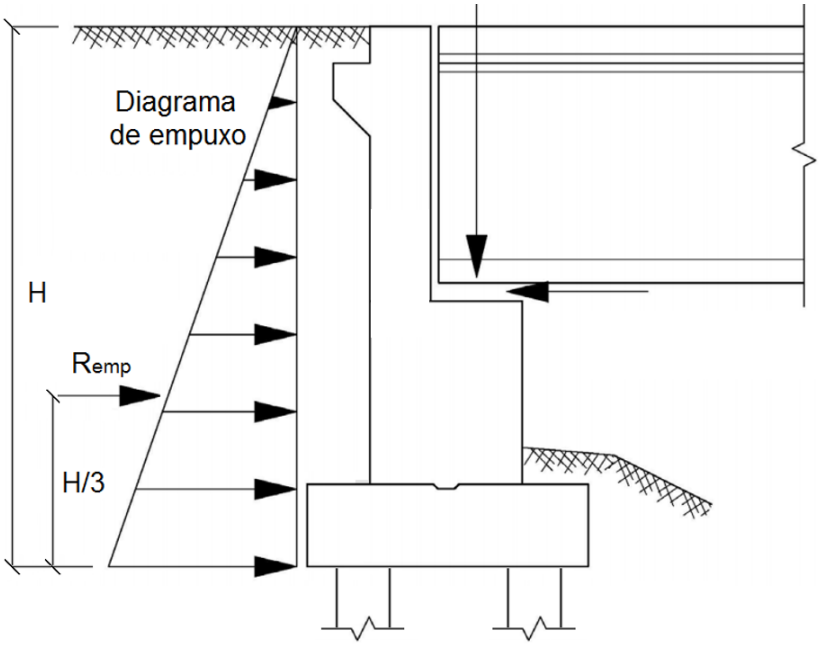
A NBR 7187:2021 (ABNT, 2021, p. 6-7) fornece diretrizes sobre a aplicação de pressões de água em encontros. Define que “o empuxo d’água e a subpressão devem ser considerados nas situações mais desfavoráveis para verificação dos estados limites”, com atenção ao estudo dos níveis dos cursos d’água e do lençol freático. Para estruturas de contenção, como são os encontros, deve ser previsto um sistema de drenagem no tardoz do encontro (ver item 2.4.3), de modo a evitar a situação de pressões hidrostáticas. Quando pertinente, deve-se estimar a pressão de água estática equivalente devido à ação da água em movimento.

2.5.2.3 Empuxo de solo

Os empuxos de solo que atuam nos encontros devem ser determinados de acordo com os princípios da mecânica dos solos, em função de sua natureza (ativo, passivo ou em repouso), das características geomecânicas e geométricas do maciço (aterro, solo natural ou sobrecarga), da presença de nível d’água, assim como da rigidez dos paramentos (ABNT, 2021, p. 6). Conforme ilustrado na Figura 34, em situações comuns de projeto (sem nível d’água, estratificação de solo e sobrecarga), o diagrama de empuxo pode ser admitido como triangular, de modo que a resultante do carregamento fica posicionada a uma altura H/3 da base do encontro.

As normas e instruções técnicas brasileiras não indicam métodos adequados para o cálculo da intensidade dos empuxos, mas tais indicações podem ser obtidas em normas internacionais. No cálculo do empuxo em repouso, costuma-se aplicar a formulação de Jaky (1944), para solos normalmente adensados, e teorias que levam em conta o histórico de tensões existentes no maciço, para solos sobre-adensados (CEN, 2004, p. 104); (AASHTO, 2014, p. 3.105). O coeficiente de empuxo ativo pode ser estimado através de ábacos de projeto, métodos de pressão de fluido equivalente ou fórmulas analíticas baseadas nas teorias de Rankine ou Coulomb (ICE, 2008, p. 104); (AASHTO, 2014, p. 3.106). Para o cálculo do empuxo passivo, é mais adequado aplicar métodos que consideram a ocorrência de superfícies curvas de ruptura. Neste caso, aplicam-se ábacos ou formulações, fornecidos na EN 1992-7 (CEN, 2004, p. 141-153) ou no manual da AASHTO (2002, p. 3.109-3.110).

Figura 34 – Exemplo de aplicação de carregamento de empuxo de solo em encontro



Fonte: Adaptado de WisDOT (2020, p. 12.3, tradução do autor)

Algumas normas também definem empuxos mínimos no projeto de estruturas de contenção, pela imposição de um coeficiente de empuxo ativo mínimo ou uma pressão pré-definida. A AASHTO (2014, p. 3.111-112) indica valores mínimos de 0,25 para o coeficiente e 4,80 kN/m³ para peso específico de fluido equivalente. Hambly[12] (1979) apud (ICE, 2008, p. 173), afirma que no Reino Unido a prática usual é de dimensionar encontros com um peso específico mínimo para empuxo hidrostático de 5 kN/m³. A NBR 7187:2021 (ABNT, 2021, p. 6) não indica pressões mínimas, mas define que o peso específico admitido para o aterro não deve ser inferior a 18 kN/m³ e que o ângulo de atrito deve ser igual ou menor que 30°. Além disso, permite um cálculo simplificado, assumindo “que o solo não tenha coesão e que não haja atrito entre o terreno e a estrutura, desde que as solicitações assim determinadas estejam a favor da segurança” (ABNT, 2021, p. 6).

Outras diretrizes de projeto da norma brasileira sobre o empuxo de solo são: quando a superestrutura funciona como arrimo do conjunto, deve-se considerar sua aplicação unilateral; para elementos discretos implantados em taludes de aterro (e.g. pilares ou tubulões), na ausência de estudo específico da interação solo-estrutura, considera-se a distribuição das pressões de empuxo em uma largura fictícia de três vezes a largura ou o diâmetro do elemento isolado, limitada à largura da plataforma

[12] HAMBLY, E. C; BURLAND, J. B. **Bridge Foundations and Substructures**. London: HMSO, 1979.

do aterro – para grupos de pilares alinhados transversalmente, a largura também se restringe pela semidistância entre os eixos dos pilares; e para aterros sobre solo mole, deve-se analisada a presença de solicitações horizontais adicionais nas fundações (efeito Tschebotarioff).

Visto que os encontros constituem, primariamente, estruturas de contenção de terra, o tema dos empuxos é sensível para o desenvolvimento das análises de projeto. Por essa razão, e em virtude do objetivo geral desta dissertação, os métodos acima serão discutidos com mais detalhe em 3.6.2.

2.5.2.4 Empuxo devido às cargas móveis na laje de aproximação

O carregamento de empuxo devido às cargas móveis deve ser calculado com os mesmos critérios do item 2.5.2.3, transformando-se as cargas verticais somadas de veículo e de multidão em altura de solo equivalente[13]. Quando a superestrutura funciona como arrimo do conjunto, deve-se considerar a ação em apenas uma das extremidades – a menos que seja mais desfavorável considerá-la nas duas, no caso de tabuleiros em curva horizontal ou esconsos (ABNT, 2021, p. 8).

Quando o projeto inclui uma laje de aproximação bem dimensionada e apoiada parcialmente na cortina do encontro, a AASHTO (2014, p. 3.133) admite uma redução correspondente no empuxo devido às cargas móveis.

2.5.2.5 Frenagem e aceleração

Os carregamentos de frenagem e aceleração também são definidos pela NBR 7188:2013 (ABNT, 2013, p. 6). São aplicados no nível do pavimento, na direção longitudinal da OAE, com magnitude de 0,25 kN/m² (5% da carga de multidão), sendo a força resultante mínima limitada a 135 kN (30% do peso do veículo tipo). As forças sobre o tabuleiro são transmitidas aos encontros através dos aparelhos de apoio, de maneira proporcional, conforme o esquema de fixação (rígido, flexível ou móvel) e suas rigidezes longitudinais. Pode-se admitir distribuição igualitária para o caso de aparelhos de apoio elastoméricos de iguais dimensões e características. As forças de frenagem e aceleração sobre a laje de aproximação têm magnitude equivalente e se transferem ao encontro por meio da articulação *Freyssinet*, quando existente.

---

[13] Tomando como base as cargas móveis aplicadas em território norte-americano, de acordo com a AASHTO (2014, p. 3.133) essa conversão leva a uma altura adicional mínima de aproximadamente 60 cm (2 pés) de solo, crescente para parede de menos de 6 metros (20 pés) afastadas menos de 30 cm (1 pé) do tráfego.

2.5.2.6 Temperatura

De acordo com a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014, p. 62-63), “para elementos estruturais cuja menor dimensão não seja superior a 50 cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura em torno da média de 10 °C a 15 °C”, considerando um coeficiente de dilatação térmica de 10^{-5}/°C. Os elementos dos tabuleiros das pontes de concreto usualmente se enquadram neste critério. Para variações não uniformes de temperatura, a norma admite que se considere simplificadamente um gradiente linear ao longo da altura da seção transversal. Orientações mais detalhadas para determinação do gráfico de variação não uniforme de temperatura são fornecidas pela AASHTO (2014, p. 3.139-3.140), embora sua aplicação seja específica para o território norte-americano. Trata-se de um esforço auto equilibrado na superestrutura, mas as deformações impostas aos aparelhos de apoio geram esforços proporcionais às suas rigidezes transversais, que são transmitidas aos encontros.

2.5.2.7 Fluência e retração

Os efeitos da fluência e a retração do concreto no tabuleiro são avaliados conforme a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014, p. 57-58). As forças nos encontros também são estimadas a partir de deformações impostas aos aparelhos de apoio.

2.5.3 Combinações de ações

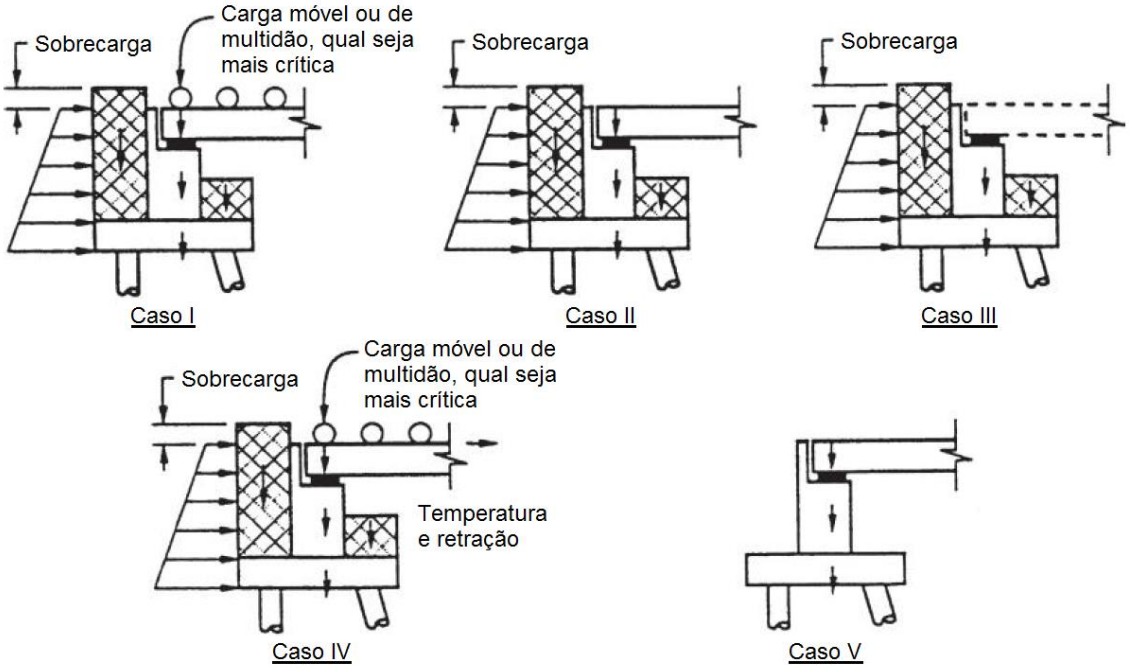
Para determinar as combinações críticas, é necessário identificar as situações construtivas ou de operação que impõem as solicitações mais críticas à estrutura. Segundo Chen e Duan (2014, p. 136), em encontros convencionais é possível condensar a aplicação dos carregamentos nos 5 casos abaixo:

- Caso I: aplica-se o peso próprio do encontro; peso da superestrutura; peso do aterro sobre o patamar de equilíbrio; empuxo de solo; carga móvel sobre a superestrutura; frenagem; empuxo devido à carga móvel na aproximação.
- Caso II: aplica-se peso próprio do encontro; peso da superestrutura; peso do aterro sobre o patamar de equilíbrio; empuxo de solo; carga móvel sobre a superestrutura; frenagem.
- Caso III: peso próprio do encontro; peso do aterro sobre o patamar de equilíbrio; empuxo de solo.
- Caso IV: peso próprio do encontro; temperatura, fluência e retração; peso

da superestrutura; peso do aterro sobre o patamar; empuxo de solo; carga móvel na superestrutura; frenagem; empuxo devido à carga móvel.

- Caso V: peso próprio do encontro; peso da superestrutura.

Figura 35 – Casos de carregamentos a considerar no projeto de encontros



Fonte: Chen e Duan (2014, p. 136, tradução do autor)

A Figura 35 ilustra a sugestão dos casos de carregamentos que devem ser considerados, mas, na realidade, a sua definição deve ser condizente com as condições específicas de cada projeto, sendo possível a ocorrência de diversas situações que não as registradas acima. Nota-se, pelos casos desenhados, que o encontro deve manter sua estabilidade e segurança estrutural em todas as condições, desconsiderando-se o peso da superestrutura (Caso III) ou aventando a possibilidade de perda de material de aterro (Caso V), o que constitui uma situação excepcional, mas que deve ser prevista em projeto. Se houver possibilidade de perda de suporte no solo da fundação, por erosão hídrica, por exemplo, tal condição também deve ser avaliada em projeto. Orientações mais claras acerca da previsão e do cálculo da erosão hídrica em pontes podem ser obtidas e Chen e Duan (2014, p. 113-132).

Para o dimensionamento estrutural e geotécnico dos encontros, as normas NBR 8681 (ABNT, 2003), NBR 6122 (ABNT, 2019, p. 17-20) e NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 71), utilizam a abordagem de cálculo nos estados limites, que podem ser últimos ou de serviço, aplicando-se coeficientes ponderadores das ações e resistências. Alguns estados limites últimos são: perda de estabilidade; ruptura ou

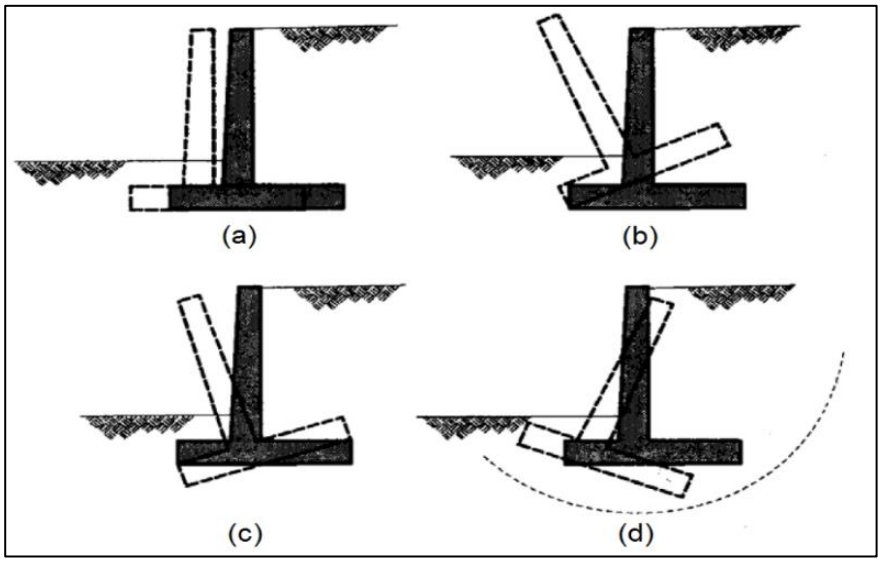
deformação plástica dos materiais em serviço; e instabilidade dinâmica. Costuma-se ponderar ações de pontes separadamente, sem agrupamento. Os valores típicos de coeficientes são 1,35 para o peso de elementos de concreto moldados no local, 1,40 para ações de vento, 1,20 para efeitos de temperatura e 1,50 para cargas móveis, para combinações últimas normais, definidas conforme a NBR 8681 (ABNT, 2003). Quando ações permanentes são favoráveis, aplica-se um fator unitário. Em situações normais, os coeficientes de ponderação das resistências são de 1,40 para o concreto e 1,15 para o aço.

Os estados limites de serviço compreendem as seguintes situações: danos ligeiros que comprometam aspectos estéticos ou de durabilidade (e.g. fissuração); deslocamentos e deformações excessivas; e vibração excessiva ou desconfortável. Neste caso, aplicam-se coeficientes unitários aos carregamentos permanentes e coeficientes unitários ou redutores para as ações variáveis principais e secundárias.

2.5.4 Verificações de estabilidade e segurança

Os encontros devem ter sua estabilidade garantida por cálculos de situações limites de equilíbrio: tombamento, deslizamento e estabilidade global do maciço. Adicionalmente, para fundações diretas realiza-se a verificação da capacidade de carga ou tensão admissível. Nas fundações profundas, basta analisar a capacidade de carga e a estabilidade do maciço. A Figura 36 ilustra as ocorrências que devem ser verificadas para obras de contenção com apoio direto, análogas às de encontros.

Figura 36 – Mecanismo de falha potenciais para contenções com apoio direto: (a) deslizamento; (b) tombamento; (c) capacidade de carga; (d) estabilidade global.



Fonte: FHWA (2006, p. 10.35)

2.5.4.1 Tombamento

A verificação da estabilidade ao tombamento corresponde a um cálculo de corpo rígido, através da relação entre o momento estabilizante M_e e o momento de tombamento M_t em torno do ponto extremo do encontro na base da fundação. O fator de segurança ao tombamento FST é calculado conforme a eq. (2).

$$FST = \frac{M_e}{M_t} \tag{2}$$

Segundo a NBR 6122:2019 (ABNT, 2019, p. 17-18), trata-se de uma verificação no ELU, em que se aplicam coeficientes de 1,20 para minoração da parcela favorável do peso (estrutura e solo) e 1,40 para majoração do esforço de tombamento, se disponível apenas seu valor característico; se disponível o valor de cálculo, nenhum fator adicional deve ser aplicado. Conforme as normas brasileiras NBR 8681:2003 (ABNT, 2003, p. 3) e NBR 6122:2019 (ABNT, 2019, p. 24) a atuação do empuxo passivo só pode ser contabilizada quando sua presença for garantida durante toda a vida útil da OAE, mas deve ser reduzida por um coeficiente mínimo de 2,00. É usual também a verificação do tombamento no estado limite de serviço, sem majoração dos carregamentos e respeitando-se um fator de segurança global, segundo a AASHTO (2002, p. 185), de 2,00.

2.5.4.2 Deslizamento

A verificação da estabilidade ao deslizamento se realiza nos planos de contato entre a base do encontro e o solo de fundação, por meio da relação entre o carregamento horizontal solicitante F_h a resistência de cisalhamento da interface, subdividida entre a resistência de atrito – calculada com base no esforço atuante vertical ou normal à superfície F_v – e a resistência de aderência na área da interface A. O cálculo do fator de segurança ao deslizamento FSD é dado por:

$$FSD = \frac{F_v \cdot \tan(\varphi') + c \cdot A}{F_h} \tag{3}$$

O ângulo de atrito ϕ' e a coesão c são parâmetros relativos à interface entre o concreto e o solo de fundação, variáveis conforme os materiais em contato. Valores de referência para esses parâmetros são dados em 3.5.

Assim como na verificação anterior, aplicam-se coeficientes de minoração de 1,20 para a parcela favorável do peso e 1,40 para a resistência do solo, além da majoração de 1,40 ao esforço horizontal que promove o deslizamento, quando este não é fornecido em valores de cálculo (ABNT, 2019, p. 17-18). Valem os mesmos critérios para a admissão da contribuição do empuxo passivo. Outras abordagens de cálculo do deslizamento são: (1) a aplicação de fatores parciais de redução das resistências ao atrito e à coesão, com fator de segurança global superior a 1,00; (2) ou a verificação no estado limite de serviço, sem majoração dos carregamentos e respeitando-se um fator de segurança global de 1,50 (AASHTO, 2002, p. 185).

2.5.4.3 Estabilidade global

A estabilidade global do encontro e do maciço de solo na vizinhança (aterro confinado, talude e/ou solo de fundação) deve ser avaliada, para carregamentos característicos. Na fase de projeto executivo, o DER-SP (2006, p. 24-25) recomenda que a estabilidade seja avaliada “de maneira mais aprofundada através de análises por equilíbrio limite para superfícies circulares ou não circulares, como, por exemplo, pela utilização dos métodos propostos de Bishop, Fellenius, Janbu e Spencer”. Fatores de segurança mínimos são dados na NBR 11682:2009 (ABNT, 2009, p. 17-19), sendo que para encontros equivalem a 1,50 (DNER, 1996, p. 199); (AASHTO, 2002, p. 115-116). Essa análise é feita, geralmente, por simulação computacional, com programas técnicos específicos que consideram os referidos métodos.

2.5.4.4 Capacidade de carga para fundação rasa

A capacidade de carga do solo sob apoio direto é um parâmetro associado à tensão máxima normal, estimada mediante critérios que atendam a condições de ruptura, e a recalques excessivos, prejudiciais ao desempenho e à plena utilização da estrutura. A tensão máxima admissível corresponde à relação entre a capacidade de carga e o fator de segurança aplicável.

A ABNT (2019, p. 17) admite que a verificação seja feita com fator de segurança global aplicado sobre valores característicos ou por coeficiente de ponderação da resistência última aplicado sobre valores de cálculo (ELU) – neste caso, se forem colhidos apenas valores característicos, ponderam-se as ações por um fator de 1,40. Os fatores de segurança ou coeficientes de ponderação também variam segundo a

natureza do método para determinação da resistência em fundações rasas, conforme valores apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Fatores de segurança e coeficientes de ponderação da resistência para solicitações de compressão em fundações rasas

Métodos para determinação da resistência última	Coeficiente de ponderação da resistência última	Fator de segurança global
Semiempíricos	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos	2,15	3,00
Semiempíricos ou analíticos, acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto	1,40	2,00

Fonte: ABNT (2019, p. 17)

O DER-SP (2006, p. 8-9) recomenda métodos adequados para determinação da capacidade de carga para fundações rasas, variáveis conforme a fase do projeto (estudo preliminar, projeto básico ou projeto executivo), dentre elas os métodos teóricos de Terzaghi, Skempton, Vesic, Hansen e Meyerhoff, além de processos baseados em provas de carga sobre placas.

Os cálculos acima são comuns, amplamente utilizados em projetos de muros de contenção ou encontros, mas contemplam apenas indiretamente os aspectos da interação solo-estrutura (como a definição da tensão máxima com base no recalque admissível para a estrutura). Tais aspectos, relevantes quando o apoio é realizado sobre solo mole, serão discutidos no item 3.6.3.

2.5.4.5 Capacidade de carga para fundação profunda

Nas fundações profundas, em estacas ou tubulões, a capacidade de carga para ações verticais é uma composição da resistência por atrito desenvolvida ao longo do fuste somada à resistência de ponta por contato. A ABNT (2019, p. 18-19) indica coeficientes de ponderação da resistência última ou fatores de segurança globais distintos, conforme o tipo de metodologia para determinação da resistência última. Para métodos semiempíricos, aplica-se coeficiente de ponderação de 1,40 e fator de segurança global de 2,00. Para métodos baseados em provas de carga estáticas, os valores básicos são de 1,14 e 1,60, respectivamente.

No caso dos tubulões, as investigações geotécnicas conduzem à definição da cota de assentamento das bases e à tensão admissível decorrente. O DER-SP (2006, p. 11-14) recomenda métodos específicos para aferição da capacidade de carga, dentre eles: os empíricos; os semiempíricos, baseados nos resultados de sondagens à percussão (SPT); ou os teóricos, por fórmulas de capacidade de carga.

Para estacas, investigações geotécnicas auxiliam, primeiramente, na escolha do tipo adequado para o perfil de terreno encontrado. O dimensionamento geotécnico de estacas cravadas ou escavadas consiste no cálculo do comprimento necessário para transferir adequadamente os esforços para o solo. Para isso, pode-se lançar mão de métodos semi-empíricos consagrados na prática da engenharia brasileira, dentre os quais citam-se as formulações de Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma e Antunes & Cabral (DER-SP, 2006, p. 14), ou métodos teóricos através de fórmulas de capacidade de carga.

Esses métodos são amplamente difundidos no meio técnico, atendendo às necessidades de projeto na maior parte dos casos. Mas não consideram a resistência do maciço a esforços horizontais, tema estritamente associado à ISE e discutido com mais detalhe no próximo capítulo. Adicionalmente, o dimensionamento estrutural das estacas e tubulões será discutido em 2.5.5.5.

2.5.5 Dimensionamento estrutural

No Brasil, o dimensionamento estrutural das peças de concreto armado ou de aço são guiados pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 8800 (ABNT, 2008). O cálculo de aparelhos de apoio elastoméricos segue as disposições da NBR 19783 (ABNT, 2015), e critérios específicos para o projeto de estruturas de pontes ou fundações em geral são dados nas respectivas normas, NBR 7187 (ABNT, 2021), NBR 16694:2020 (ABNT, 2020) e NBR 6122 (ABNT, 2019).

Tendo em vista a complexidade geométrica das estruturas e a variabilidade dos carregamentos, geralmente os esforços críticos que levam ao dimensionamento são obtidos através de modelos numéricos (e.g. elementos finitos). É conveniente, nesses casos criar envoltórias com os casos de carregamentos. Apresenta-se a seguir um resumo dos critérios de projeto e das análises necessárias para o dimensionamento estrutural dos principais elementos dos encontros.

2.5.5.1 Muro frontal e cortina

Essas estruturas laminares têm a função de prover contenção ao empuxo do aterro confinado, sendo também carregadas axialmente e transversalmente por esforços oriundos da superestrutura e da laje de aproximação. Dessa forma, trabalham prioritariamente à flexo-compressão na direção vertical, sendo que as seções junto às suas bases são as que apresentam os momentos fletores máximos para dimensionamento. Deve-se verificar a capacidade para transferência de esforços transversais dos elementos, adicionando armadura de cisalhamento, se necessário. Todos os demais efeitos que concernem as estruturas de concreto armado, como a fissuração por retração e efeitos de fadiga, também devem ser avaliados.

Nos locais que apresentam sismicidade significativa, devem ocorrer empuxos de solo potencializados atrás do muro frontal e da cortina, o que se discute mais a fundo no item 3.6.8. Nesses casos, é importante conceber o berço de apoio com largura suficiente e prever o uso de chaves de cisalhamento, para garantir que a superestrutura não perca suporte durante os eventos sísmicos. Admite-se até a danificação da cortina por sismos de alta magnitude, no intuito de dissipar energia e proteger as fundações, desde que isso não acarrete o colapso geral da ponte (FHWA, 2011, p. 12.26-12.28).

2.5.5.2 Viga-travessa

As vigas-travessa são mais largas e baixas que os muros frontais, configurando blocos corridos de concreto armado. Dessa forma, as forças de contenção do aterro, transmitidas pelo engaste da cortina e dos alas, não têm a mesma importância que no caso anterior, mas geram efeitos de torção e flexão oblíqua na viga que devem ser contemplados. Quando as travessas se apoiam diretamente sobre o solo, devem ser calculadas como uma sapata corrida, na direção transversal ao desenvolvimento da peça, e como uma viga fletida sobre apoio elástico, na direção longitudinal. Quando se apoiam sobre estacas ou tubulões, é conveniente aplicar as teorias de bielas e tirantes para identificar o caminhamento de cargas entre os aparelhos de apoio e as fundações, provendo armaduras adequadas. Também devem ser considerados os efeitos derivados da aplicação de forças concentradas nas superfícies de concreto (comportamento de bloco parcialmente carregado). Por fim, para o projeto de travessas sob ações sísmicas, cabem as mesmas recomendações sobre a definição da largura do berço de apoio e uso das chaves de cisalhamento.

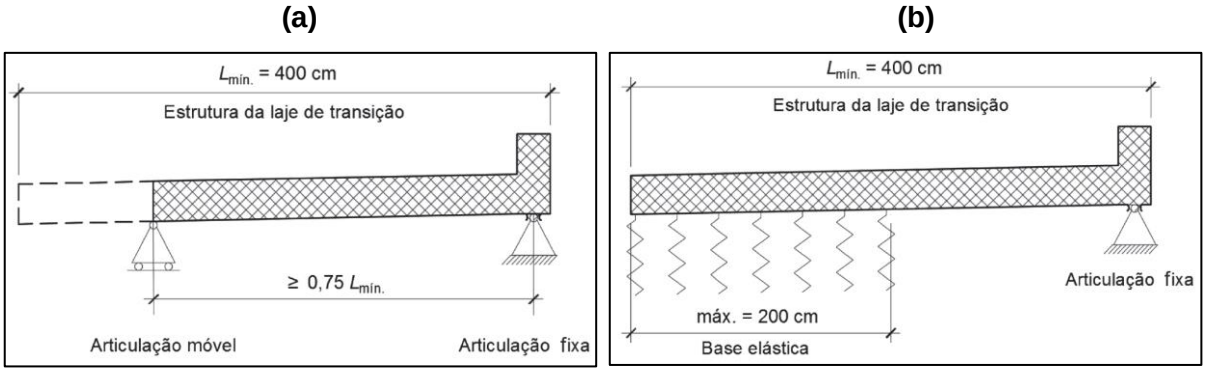
2.5.5.3 Muros de ala

Os muros de ala são, na maior parte dos casos, estruturas de contenção em balanço, que se engastam na estrutura principal do encontro (muro frontal, travessa e/ou cortina), e devem ser dimensionados como tal. Assim, são calculados geralmente como elementos de placa submetidos à flexão simples, além de ter sua capacidade cortante avaliada, para verificar a necessidade de inclusão de armadura transversal de cisalhamento. Para encontros altos, em que os muros se desenvolvem por toda a altura e se apoiam sobre patamares de equilíbrio na base, devem ser dimensionados de forma análoga aos muros frontais.

2.5.5.4 Laje de aproximação

Em decorrência do apoio das lajes de transição sobre o aterro confinado, que muitas vezes é deficiente pela perda de material nessa interface (ver item 2.4.2), o dimensionamento das estruturas é guiado por critérios especiais. O documento de revisão da norma de projeto de pontes rodoviárias (ABNT, 2021, p. 69-71) sugere que o projeto das lajes de transição – com geometria conforme descrição e detalhe do item 2.3.1 – seja realizado com base em um dos seguintes métodos de cálculo simplificados: (1) admitindo o vão teórico equivalente a 0,75 do comprimento total; (2) ou então modelando a laje apoiada sobre meio elástico nos primeiros 2,00 metros da extremidade livre – em nenhuma hipótese deve ser considerado o apoio completo sobre base elástica. Em ambos os casos, a outra extremidade da laje se apoia sobre uma articulação fixa, coincidente com a posição da articulação *Freyssinet* sobre a cortina. A Figura 37 ilustra as duas alternativas.

Figura 37 – Métodos de cálculo simplificados das lajes de transição: (a) vão equivalente de 0,75 vezes o comprimento da laje; (b) laje apoiada sobre 2,00 metros de meio elástico



Fonte: ABNT (2021, p. 70)

A partir dos métodos acima, as lajes de transição são dimensionadas como elementos de placa submetidos à flexão simples e ao cisalhamento. Esses métodos são aplicáveis na maioria dos casos, mas podem ser inadequados para situações excepcionais, a depender do nível de qualidade de execução do reaterro e de outros fatores, como a magnitude das cargas de tráfego. Quando a esconsidade da laje é significativa, as tensões devidas ao momento volvente são importantes e devem ser contempladas em projeto (PERCHE, 2019).

2.5.5.5 Estacas ou tubulões

Devido à magnitude dos esforços transversais atuantes e à ausência de um sistema de travamento eficaz, costuma-se dimensionar esses elementos à flexo-compressão ou, em casos específicos, à flexo tração (nesse caso também deve ser verificada a ocorrência de atrito negativo). Em geral, limita-se a intensidade do esforço transversal no topo da estaca a 5% da capacidade máxima de compressão, recorrendo ao uso de estacas inclinadas caso esse valor seja excedido, para aumento da capacidade de absorção (DER-SP, 2005b, p. 12). O cálculo das armaduras está fortemente relacionado à condição de vinculação admitida com o bloco de coroamento e a rigidez horizontal do solo nas camadas superiores, fatores que impactam no desenvolvimento dos esforços de flexão no topo das fundações profundas. Essa questão é tratada com mais detalhe em 3.6.4.

Os tubulões devem ser dimensionados à flexo compressão, adotando sua seção plena e considerando 1% de desaprumo vertical adicional. Para o cálculo dos esforços solicitantes, o DER-SP (2005b, p. 13) recomenda “considerar a interação solo-estrutura utilizando modelos matemáticos que consideram a rigidez horizontal e vertical do solo”. A verificação das tensões de borda admite um acréscimo de 30% sobre o valor da tensão admissível do solo.

Os modelos computacionais auxiliam na obtenção dos esforços solicitantes que levam ao dimensionamento de armaduras, por meio da comparação entre os momentos fletores e esforços axiais atuantes, com a envoltória de resistência da seção transversal analisada. Evidentemente, também deve-se acrescentar armaduras de cisalhamento, compatíveis com os esforços cortantes atuantes nas fundações.

3 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA: FUNDAMENTOS TEÓRICOS E APLICAÇÃO AO PROJETO DE ENCONTROS

3.1 Generalidades

Em essência, a interação solo-estrutura (ISE)[14] corresponde ao fenômeno estático e dinâmico de contato e interação entre um material com característica muito deformável – o solo – e um material relativamente mais rígido – a estrutura.

O conceito permeia uma gama de disciplinas, por isso é difícil defini-lo de forma única, mas no contexto dos projetos estruturais e geotécnicos, pode-se dizer que ele se refere aos métodos de análise que contemplam, além do equilíbrio gerado por forças de interação, a compatibilidade (e eventual perda dela, por exemplo por perda de contato e/ou deslizamento) de deslocamentos e deformações entre as duas partes. Tais análises têm por objetivo fornecer os esforços internos e deslocamentos do sistema, levando-se em conta a rigidez da fundação em relação ao solo e outros efeitos oriundos da deformação do conjunto (e.g. efeitos de 2ª ordem).

Durante muito tempo, os engenheiros avaliaram essa interação por métodos simplificados, assumindo hipóteses básicas para representação do solo – tomando-o como um meio elástico linear, homogêneo e isótropo – e se utilizando de soluções analíticas de forma fechada ou teorias de equilíbrio limite para avaliar cargas limite.

A adoção de tais hipóteses nem sempre é suficiente para compreender o mecanismo de interação e garantir uma boa modelagem do seu comportamento (DESAI e ZAMAN, 2014, p. 1). Na prática, os problemas geotécnicos são mais complexos, pois são afetados por fatores geralmente desconsiderados nos métodos tradicionais, incluindo: heterogeneidade e anisotropia; maciços estratificados ou de geometria arbitrária; comportamento não linear do solo; comportamento específico da interface; interação entre materiais geológicos e estruturais distintos; aplicação de carregamentos dinâmicos ou cíclicos; efeitos de percolação; outros fatores relativos ao comportamento do material geológico, como tensões *in situ*, histórico de tensões, variações volumétricas, descontinuidades, liquefação e microfissuração.

Com o advento tecnológico das últimas décadas e o aumento expressivo da capacidade de processamento dos computadores, tornou-se viável a implementação

---

[14] Também são comuns as denominações *interação solo-fundação*, *interação solo-fundação-estrutura* e outras derivações (e.g. *interação estaca-solo*). Entende-se que a *interação solo-estrutura* contempla o solo de fundação e todo o conjunto estrutural, incluindo os elementos de infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura.

de formulações cinemáticas e modelos constitutivos mais complexos, além de procedimentos numéricos sofisticados, como o método dos elementos finitos (MEF), que permitem uma análise mais completa e realista dos problemas práticos. Trata-se de uma mudança de paradigma recente e que permanece em ritmo acelerado, cabendo aos engenheiros se adaptar às novas ferramentas e dar uso assertivo a elas.

Tendo isso em vista, o presente capítulo procura identificar os métodos de análise e fornecer orientações para a modelagem da ISE nos problemas correntes da engenharia de estruturas e fundações – ou sugerir critérios para a consideração de seus efeitos em métodos tradicionais. Para tal finalidade, apresenta-se na sequência a revisão dos conceitos teóricos que fundamentam a ISE, os métodos derivados e, por fim, os aspectos particularmente aplicáveis ao projeto de encontros de pontes.

3.2 Breve histórico de soluções analíticas

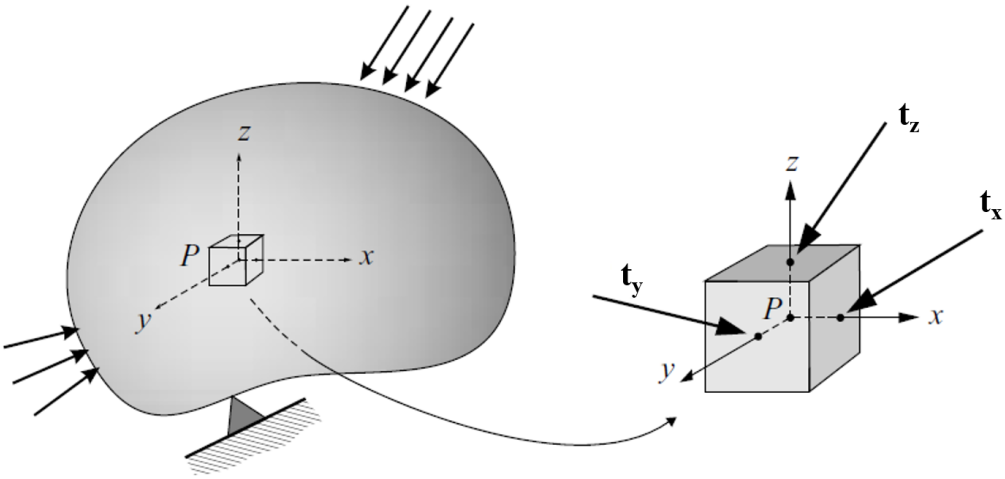
A origem da ISE como área de estudo remonta ao desenvolvimento precursor da Teoria da Elasticidade e da Geomecânica, a partir da metade do século XIX, cujas soluções fundamentais pavimentaram o caminho para a obtenção do estado da arte, como o temos hoje. Segundo Kausel (2010, p. 1), tais soluções e seus métodos derivados evoluíram gradualmente até o meio do século XX e depois rapidamente até o momento atual, movidos por avanços na área da engenharia sísmica, no setor da energia nuclear e na indústria *offshore*. Avanços esses que só foram possíveis com o advento dos métodos numéricos e evolução dos recursos computacionais.

A avaliação do comportamento mecânico de um material geológico sujeito a esforços internos ou externos exige a definição de uma equação constitutiva, isto é, a relação entre tensões e deformações. Para começar a explorar esses conceitos, convém apresentar a notação adotada neste trabalho.

3.2.1 Tensões, deslocamentos e deformações

Dado um sólido de volume finito com geometria arbitrária, como o ilustrado na Figura 38, submetido a um sistema de forças em equilíbrio, é possível detrair de qualquer ponto um elemento cúbico infinitesimal auto equilibrado pelos vetores de tensão $\boldsymbol{t_x}$, $\boldsymbol{t_y}$ e $\boldsymbol{t_z}$, definidos conforme os eixos x, y e z do sistema de coordenadas local.

Figura 38 – Vetores de tensão em elemento infinitesimal extraído de sólido carregado



Fonte: Davis e Selvadurai (1996, p. 231)

O vetor de tensão $\boldsymbol{t_n}$ atuante em uma face cuja normal é dada pela direção de um dos eixos coordenados, se decompõe em tensões normais e tangenciais alinhadas com os referidos eixos, conforme as eq. (4) a (6). Dessa forma, o tensor de tensões de Cauchy, que define o estado triplo de tensões a que está submetido este elemento infinitesimal, é dado pela eq. (7).

$$\mathbf{t_x} = \sigma_{xx} \cdot \mathbf{i_x} + \tau_{xy} \cdot \mathbf{i_y} + \tau_{xz} \cdot \mathbf{i_z} \tag{4}$$

$$\mathbf{t_y} = \tau_{yx} \cdot \mathbf{i_x} + \sigma_{yy} \cdot \mathbf{i_y} + \tau_{yz} \cdot \mathbf{i_z} \tag{5}$$

$$\mathbf{t}_z = \tau_{zx} \cdot \mathbf{i_x} + \tau_{zy} \cdot \mathbf{i_y} + \sigma_{zz} \cdot \mathbf{i_z} \tag{6}$$

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \tag{7}$$

Admitindo X, Y e Z como as componentes de forças de volume por unidade de volume atuantes neste elemento (e.g. peso próprio), registra-se abaixo o conjunto de equações diferenciais de equilíbrio do sistema:

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X = 0 \tag{8}$$

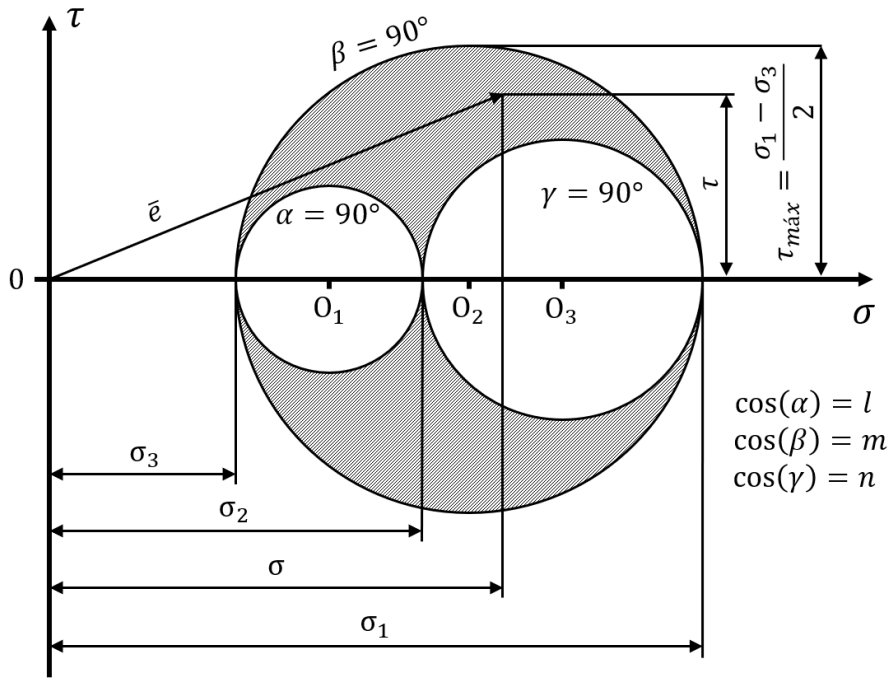
$$\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + Y = 0 \tag{9}$$

$$\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + Z = 0 \tag{10}$$

Conhecidas as componentes em três faces ortogonais, pode-se obter a tensão normal σ_n e a resultante da tensão transversal τ_n para qualquer outra superfície plana no ponto infinitesimal, definida por uma direção principal com ângulos diretores α, β e γ – e respectivos cossenos diretores l, m e n. Analogamente, obtêm-se as tensões para qualquer trio de faces ortogonais rotacionado em relação ao conjunto original.

Em notação usual, definem-se por σ_1, σ_2 e σ_3 as tensões principais no ponto, correspondentes às tensões normais de superfícies ortogonais em que as tensões cisalhantes são nulas (direções principais correspondem às normais desses planos). Essas tensões são dispostas no eixo horizontal do Círculo de Mohr no estado triplo de tensões (ver Figura 39). A região hachurada contempla todas as combinações possíveis de tensões normais e cisalhantes em alguma superfície no ponto observado, submetido ao estado de tensões representado pelo gráfico.

Figura 39 – Círculo de Mohr para o estado triplo de tensões



Fonte: Adaptado de ABMS/ABEF (2019, p. 172)

Convém registrar que, segundo a notação de Terzaghi (1955), os problemas na Geomecânica são tratados em termos de tensões totais σ ou efetivas σ', cujas magnitudes se diferenciam pela poropressão U existente, conforme a eq. (11). Na representação do círculo de Mohr, os círculos que representam ambas essas tensões têm o mesmo formato e são transladados horizontalmente pelo valor da poropressão.

$$\sigma = \sigma' + u \tag{11}$$

Os esforços geram respostas nos campos de deslocamentos e deformações do sólido, tal que um ponto no seu interior sofre deslocamentos u, v e w, e uma fibra ou segmento de reta infinitesimal sofre uma deformação linear ε, de alongamento ou contração. Entre duas fibras ou segmentos originalmente ortogonais, pode ocorrer uma deformação angular ou distorção γ. Com base nessas notações, as equações abaixo fornecem o campo de deformações em um elemento infinitesimal:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \tag{12}$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \tag{13}$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \tag{14}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \tag{15}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \tag{16}$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \tag{17}$$

Até o momento, as equações fornecidas compõem um sistema indeterminado, em que a quantidade de variáveis supera a de equações. Para dar solução a ele, é preciso introduzir o comportamento do material, por meio de equações constitutivas relacionando as deformações e tensões no volume, o que se pode fazer por diferentes teorias, dentre elas a teoria da elasticidade linear.

3.2.2 Soluções fundamentais para problemas elásticos

As relações mais simples que se pode definir entre as tensões e deformações em um sólido são dadas pela Lei de Hooke, que toma o sólido como um meio elástico e linear, definida pelas eq. (18) a (23).

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}\left[\sigma_x - \nu\left(\sigma_y - \sigma_z\right)\right] \tag{18}$$

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}\left[\sigma_x - \nu\left(\sigma_y - \sigma_z\right)\right] \tag{19}$$

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}\left[\sigma_x - \nu\left(\sigma_y - \sigma_z\right)\right] \tag{20}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \tag{21}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \tag{22}$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G} \tag{23}$$

Nas equações, E é o módulo de elasticidade, ν é o coeficiente de Poisson e G é o módulo de elasticidade transversal (ou de cisalhamento), dado por:

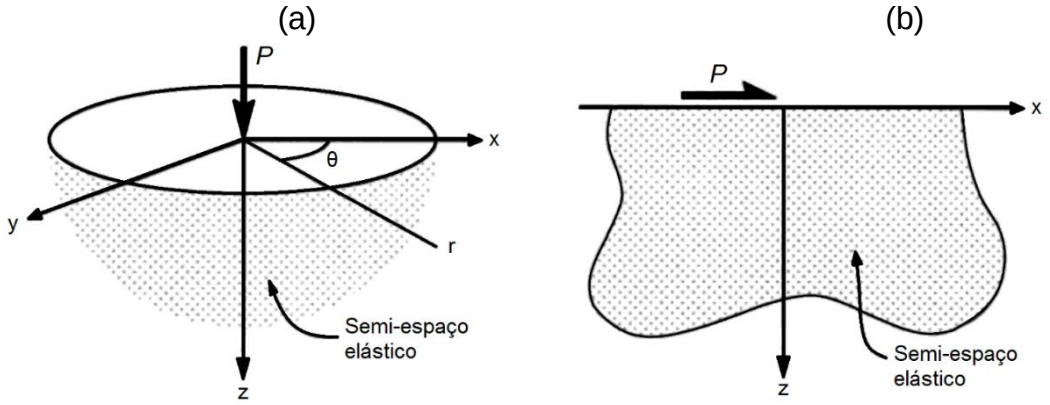
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{24}$$

Com base nesses princípios, foi possível a dedução das primeiras soluções fundamentais para problemas elásticos idealizados, que correspondem a expressões analíticas para obtenção da resposta (em termos de deslocamentos, deformações e tensões), em qualquer ponto, de um sólido solicitado por um esforço concentrado em posição arbitrária.

De acordo com Kausel (2010), os primeiros a explorar este problema foram os cientistas franceses Gabriel Lamé e Benoît Clapeyron, no início do século XIX, mas a complexidade de seus métodos limitava a sua aplicação a casos reais. A primeira solução fundamental importante veio com Lord Kelvin, em 1848, que obteve equações para o cálculo de deslocamentos promovidos por uma força pontual estática atuando em um sólido elástico infinito. No ano seguinte, Sir George Gabriel Stokes estendeu essa solução, admitindo forças variáveis no tempo – da qual as forças estáticas e harmônicas são casos particulares –, e criou a teoria que serviu como fundamento para a criação do método dos elementos de contorno (MEC), quase um século depois.

O último quarto do século XIX também foi de avanços significativos. Joseph Boussinesq (1878) apud (KAUSEL, 2010, p. 2) publicou uma série de artigos em que estudava a aplicação de carregamentos pontuais em um semiespaço elástico, equivalente a um meio sólido infinito recortado por uma superfície plana. O autor forneceu equações para obtenção das tensões e deslocamentos em qualquer ponto do volume, dado um esforço pontual vertical P aplicado à superfície e coincidente com a posição do eixo de referência, em coordenadas polares. Neste mesmo período, o matemático italiano Valentino Cerruti solucionou o problema do semiespaço elástico solicitado por uma força P tangente à superfície, fornecendo as tensões e deslocamentos para um sistema de coordenadas cartesianas.

Figura 40 – Problemas do semi-espaço solicitado por esforços verticais e horizontais concentrados na superfície: (a) Problema de Boussinesq; (b) Problema de Cerrutti



Fonte: Davis e Sevadurai (1996, p. 76-94, tradução do autor)

A Figura 40 esboça os problemas de Boussinesq e Cerrutti. Apesar de se não terem sido propostas com essa finalidade, tais aplicações se demonstram bastante úteis ao estudo da Geomecânica, assemelhando-se ao caso de um maciço de solo homogêneo, isotrópico e elástico submetido a carregamentos na superfície.

Algumas décadas depois, Mindlin (1936) apud (DAVIS e SELVADURAI, 1996, p. 94-98) deu solução completa ao problema do semiespaço elástico solicitado por uma força pontual estática, vertical ou horizontal, aplicada a qualquer profundidade do semiespaço, obtendo expressões de forma fechada para o cálculo das tensões e deslocamentos. A solução representa também uma generalização das soluções de Boussinesq, Cerruti e até de Kelvin, quando se admite um valor muito alto para a profundidade de aplicação do carregamento carga, aproximando-se do infinito.

Quanto ao problema do carregamento vertical concentrado, as eq. (25) a (27) fornecem a solução de Mindlin para os deslocamentos em um ponto qualquer de coordenadas (r, θ, z), em coordenadas polares, onde c é a profundidade da aplicação da carga no semiespaço (e igualmente a distância da superfície até a origem do sistema de coordenadas), e as demais variáveis são dadas por: $z_1 = z - 2c$, $R^2 = r^2 + z^2$ e $R_1^2 = r^2 + z_1^2$,.

$$u_r = \frac{P \cdot r}{16\pi(1-\nu)G}\left\{\frac{z_1}{R_1^3} - \frac{z - 2(3-4\nu)c}{R^3} + \frac{6cz(z-c)}{R^5}\right\} \tag{25}$$

$$u_\theta = 0 \tag{26}$$

$$u_z = \frac{P \cdot r}{16\pi(1-\nu)G}\left\{\frac{z_1^2}{R_1^3} + \frac{3-4\nu}{R_1} - \frac{3-4\nu}{R} - \frac{z^2 + 2cz - 2c^2}{R^3} + \frac{6cz^2(z-c)}{R^5}\right\} \tag{27}$$

Analogamente, as eq. (28) a (30) calculam os deslocamentos para uma força pontual horizontal na direção do eixo horizontal, em coordenadas cartesianas.

$$u_x = \frac{P}{16\pi(1-\nu)G}\left\{\frac{x^2}{R_1^3} + \frac{3-4\nu}{R_1} - \frac{3-4\nu}{R} + \frac{-x^2+2c(z-c)}{R^3} - \frac{6cx^2(z-c)}{R^5}\right\} \tag{28}$$

$$u_y = \frac{P}{16\pi(1-\nu)G}\left\{\frac{xy}{R_1^3} - \frac{xy}{R^3} - \frac{6cxy(z-c)}{R^5}\right\} \tag{29}$$

$$u_z = \frac{P}{16\pi(1-\nu)G}\left\{\frac{xz_1}{R_1^3} - \frac{xz+2(3-4\nu)cx}{R^3} - \frac{6cxz(z-c)}{R^5}\right\} \tag{30}$$

A pesquisa de Mindlin (1936) teve grande impacto no meio técnico, contribuindo para o estudo de fundações profundas submetidas a esforços axiais ou transversais. Porém, devido ao fato de que o solo não constitui, por natureza, um meio homogêneo e isotrópico, foi necessário aprofundar os problemas em meio elástico com soluções analíticas mais complexas, como as fórmulas de Westergaard (1938), que solucionam o problema do semiespaço sujeito a carregamento vertical concentrado na superfície, tomando o solo como um meio estratificado.

Outro problema relevante solucionado por Boussinesq (1878), sobretudo para o estudo de recalques em fundações diretas, foi o de uma placa rígida circular apoiada sobre o semiespaço elástico infinito (sem aderência entre as partes), submetida a um carregamento vertical não excêntrico (KAUSEL, 2010, p. 5). O autor forneceu uma solução de forma fechada para o cálculo da rigidez vertical total K_z e da distribuição de tensões normais sob a placa σ_z para coordenadas polares (r, θ, z), conforme as eq. (31) e (32), onde P_z é a carga vertical total e a é o raio da placa.

$$K_z = \frac{4Ga}{1-\nu} \tag{31}$$

$$\sigma_z\,|_{z=0} = \frac{P_z}{2\pi a\sqrt{a^2-r^2}} \tag{32}$$

Mais adiante, estudos desenvolvidos por Borowicka (1943), Reissner e Sagoci (1944) e Mindlin (1949) complementaram o problema de placas infinitamente rígidas sobre o meio elástico, submetidas respectivamente a momento de tombamento M_r, momento de torção M_t, e carregamento horizontal P_x (KAUSEL, 2010, p. 5-7). As

rigidezes respectivas K_r, K_t e K_h e as tensões normais σ_z e tangenciais $\tau_{r\theta}$ e τ_{xz} ao plano de contato são dadas pelas eq. (33) a (38).

$$K_r = \frac{8Ga^3}{3(1-\nu)} \tag{33}$$

$$\sigma_z \,|_{z=0} = \frac{3r \cdot \cos(\theta)}{2\pi a^3 \sqrt{a^2 - r^2}} \cdot M_r \tag{34}$$

$$K_t = \frac{16Ga^3}{3} \tag{35}$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{3}{4\pi} \cdot \frac{r}{a^3 \cdot \sqrt{a^2 - r^2}} \cdot M_t \tag{36}$$

$$K_h = \frac{8Ga}{2-\nu} \tag{37}$$

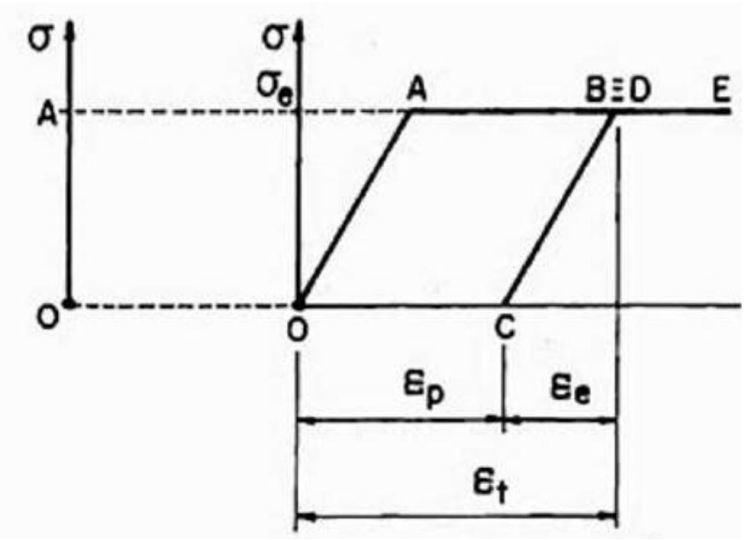
$$\tau_{xz} = \frac{P_x}{4\pi a \cdot \sqrt{a^2 - r^2}} \tag{38}$$

As soluções apresentadas até aqui são simplificações radicais do problema real, que envolve a heterogeneidade e anisotropia do solo, comportamento não linear e variável com o tempo, entre outros. Por essa razão, as soluções puramente elásticas costumam ser aplicadas apenas a problemas de recalque ou deformação do solo, em onde os valores admissíveis são pequenos e o solo pode ser admitido como um material elástico linear. Terzaghi (1943) *apud* (ABMS/ABEF, 2019, p. 174) sugere o uso da Teoria da Elasticidade para a estimativa de recalques apenas quando o coeficiente de segurança à ruptura for igual ou superior a 3 e desde que as demais hipóteses sejam também razoavelmente satisfeitas (e.g. solo isotrópico). Para problemas de ruptura ou colapso, aplica-se com mais frequência a Teoria da Plasticidade.

3.2.3 Modelos constitutivos baseados na teoria da plasticidade

Atribui-se o comportamento plástico ao material que não retoma a sua forma original após cumprir um ciclo de carregamento e descarregamento mecânico, podendo atingir um estado de deformação permanente. Neste caso, observa-se que as deformações (e, por conseguinte, as tensões) dependem de todo histórico de carregamentos, ao contrário do que ocorre nos problemas da Elasticidade, em que o coeficiente de proporcionalidade para um estado de tensões é sempre o mesmo.

Figura 41 – Comportamento elastoplástico de um corpo sujeito ao estado uniaxial de tensões



Fonte: ABMS/ABEF (2019, p. 176)

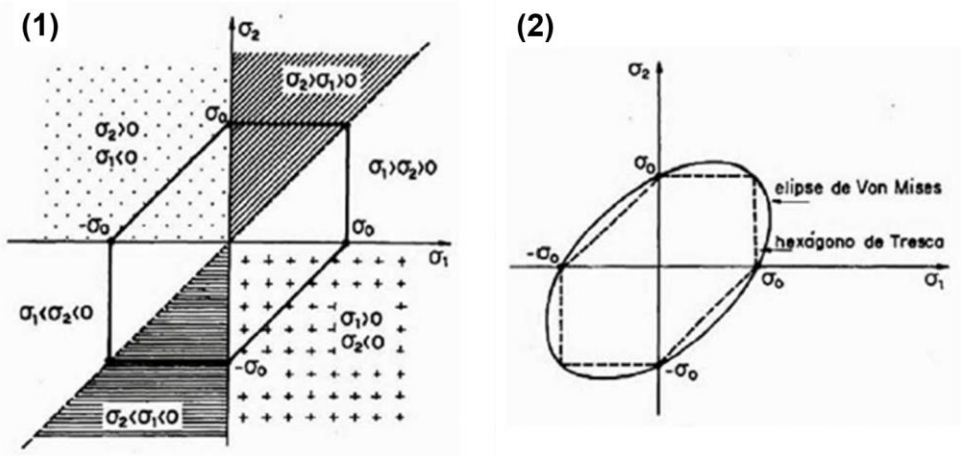
O gráfico tensão-deformação para o estado uniaxial de tensões de um material elastoplástico perfeito é exemplificado na Figura 41. Neste caso, o corpo parte do estado indeformado (ponto O), percorre um trecho elástico até o ponto A e depois escoa com tensão constante até o ponto B, onde atinge a deformação total ε_t, que se divide em duas parcelas: elástica ε_e e plástica ε_p. Com o descarregamento e posterior recarregamento, o gráfico caminha com a declividade do trecho elástico original, porém deslocado pela deformação plástica, retornando ao patamar de escoamento até atingir o ponto E.

No estado uniaxial, a aferição da tensão que conduz ao escoamento é direta, a partir de ensaios de laboratório de compressão simples ou tração simples. Para o estado múltiplo de tensões (duplo ou triplo), houve a necessidade de se estabelecer critérios ou teorias de escoamento, baseados, em grande parte, em correlações com resultados dos ensaios uniaxiais (ABMS/ABEF, 2019, p. 177-179).

A seguir são apresentadas, em linhas gerais, as hipóteses básicas de alguns dos critérios de resistência mais conhecidos para materiais dúcteis ou que apresentam escoamento: (1) no Critério de Tresca, a plastificação ocorre quando a tensão de cisalhamento em qualquer plano de um meio solicitado for igual à tensão máxima de cisalhamento do material nos ensaios de compressão simples $\sigma_{0,c}$ ou tração simples $\sigma_{0,t}$; (2) e o Critério de Von Mises admite que haverá escoamento sempre que a energia de distorção atingir o valor da energia de distorção no instante crítico (i.e., de plastificação) dos mesmos ensaios. Com base nessas hipóteses, é possível

representar graficamente as curvas limites de escoamento para cada critério (Figura 42), no estado plano de tensões, sendo que a região interna das curvas representa a zona de deformações elásticas.

Figura 42 – Curvas limite de resistência para alguns critérios: (1) Tresca; (2) Von Mises

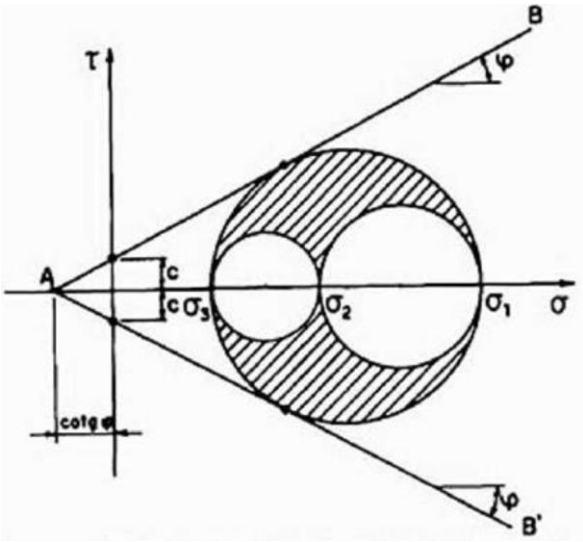


Fonte: ABMS/ABEF (2019, p. 177-179)

Outro critério de resistência elastoplástico importante, extensivamente utilizado no meio técnico em análises de resistência dos solos, é o do Atrito Interno ou de Mohr-Coulomb. Nele, considera-se que o escoamento ocorre quando a tensão cisalhante em um plano atinge um valor limite, que depende da tensão normal σ a este plano e parâmetros de coesão c e ângulo de atrito interno φ do solo, conforme a eq. (39).

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan(\varphi) \tag{39}$$

Figura 43 – Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb



Fonte: ABMS/ABEF (2019, p. 179)

Com base nessa expressão é possível representar graficamente a envoltória de resistência do material elastoplástico, em comparação ao estado triplo de tensões em um ponto dado pelo Círculo de Mohr. A ruptura ocorre quando o maior círculo toca simultaneamente as duas retas limites, como no exemplo da Figura 43.

Os critérios acima consideram que, na ruptura, o solo atinge um patamar de escoamento horizontal, em que o material se deforma indefinidamente com um estado de tensões constante. Há outras que consideram que pode haver um endurecimento, que implica um acréscimo de tensões para que haja a evolução da deformação plástica (expansão da curva de ruptura), ou um amolecimento, que implica na redução das tensões com a evolução da deformação plástica (contração da curva de ruptura).

Um desses modelos chama-se *Hardening Soil*, que admite um endurecimento isotrópico com a evolução da deformação plástica, o que significa que há uma expansão em escala da curva de ruptura, mas não há alteração de formato. Faz-se distinção entre o endurecimento por cisalhamento, quando ocorrem deformações plásticas irreversíveis devido a tensões antiesféricas primárias, ou por compressão, quando elas ocorrem devido à compressão primária edométrica ou isotrópica. Trata-se de um modelo avançado, de formulação complexa, que tem boa aplicação a solos moles ou duros.

Até o momento se abordou o problema sob a ótica local, da ocorrência de pontos de plastificação no solo, mas não da ruptura global ou da perda de equilíbrio do maciço – em que as deformações plásticas se acumulam em vários pontos e não ficam mais restritas pelo entorno elástico, provocando grandes deslocamentos de solo. Para tal avaliação, costumam-se utilizar 3 abordagens distintas:

1) Método das linhas de deslizamento: método na qual o maciço é tomado como um meio rígido-plástico perfeito (desprezam-se as deformações elásticas) no estado plano de deformações e utilizam-se das equações de equilíbrio (eq. (8) a (10) somadas a um critério de escoamento para verificar o equilíbrio plástico no maciço. A solução consiste na construção de um campo de linhas de deslizamento em determinada região submetida a deslocamentos plásticos não restringidos.
2) Método do equilíbrio limite: consiste na definição de mecanismos de colapso arbitrários, a partir de formas genéricas (e.g. plana, circular ou log-espiral), avaliando-se o equilíbrio estático dos blocos resultantes, baseado no critério

de ruptura adotado. A resolução se dá com a identificação do mecanismo de colapso com maior risco, ou menor fator de segurança.

3) Método da análise limite: trata-se de um método complexo, porém muito útil, que envolve a resolução de equações de equilíbrio, de compatibilidade, de relações tensão por deformação na fase elástica e plástica e do critério de escoamento adotado. Como simplificação, a resolução costuma ser obtida em uma faixa definida por um limite inferior, abaixo do qual o estado de tensões demonstra que nenhum ponto viola o limite de escoamento, e por um limite superior, em que se pode determinar um campo de velocidades cinematicamente admissível e instável (no qual a potência das cargas externas supera a potência de dissipação dos esforços internos do meio).

Os conceitos anteriores são importantes para se compreender as variáveis que regem o problema do solo submetido a carregamentos externos e a sua resposta, em termos de tensões e deformações, que eventualmente levam à ruptura localizada ou global.

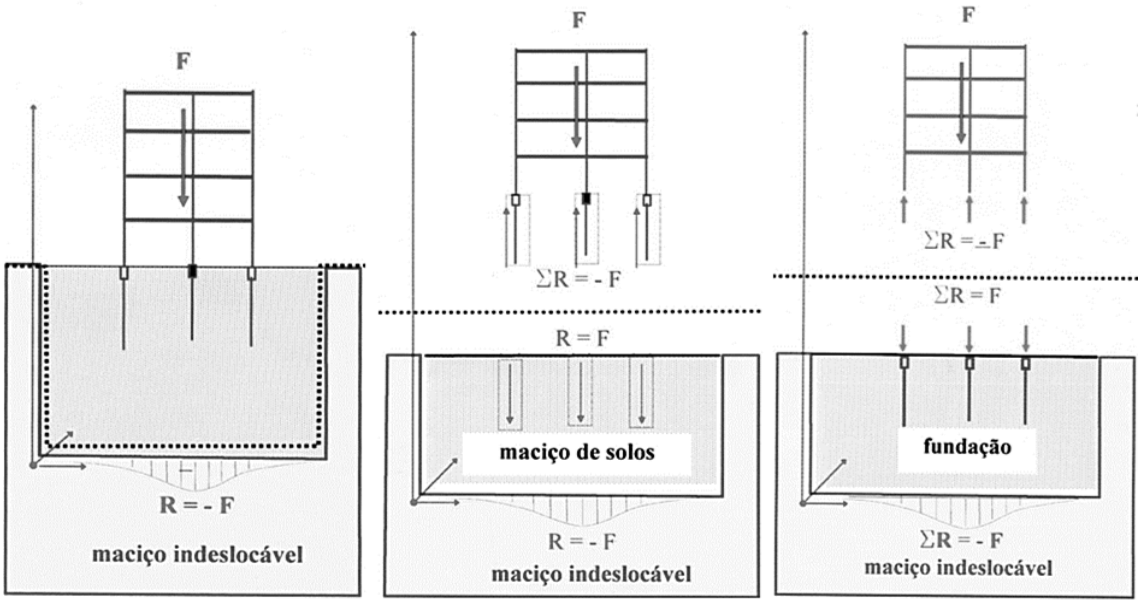
Mas observa-se que até aqui quase não se menciona a interação dada pelos elementos estruturais, senão como agentes promotores de carregamentos nos maciços, analisados isoladamente. Na realidade, soluções analíticas como essas só se aplicam diretamente a casos muito simples ou idealizados, ou como derivações para métodos de análise mais complexos, tais como os descritos a seguir.

3.3 Métodos de modelagem e análise da ISE

Conforme citado anteriormente, a interação solo-estrutura trata dos métodos que consideram não apenas o equilíbrio promovido por forças de interação, mas também a compatibilidade (e, eventualmente, a perda dela) de deslocamentos e deformações entre as duas partes.

Um primeiro ponto a se destacar é que há diferentes formas de se estruturar e subdividir os modelos de análise da ISE para os problemas típicos da engenharia. O uso de um modelo de cálculo integrado e completo, como o ilustrado na Figura 44-a, é desejável, pois permite uma avaliação direta da ISE com quaisquer variáveis que se queira considerar (envoltórias de carregamentos, variação de parâmetros geotécnicos e modelos constitutivos etc.). Por outro lado, esses modelos exigem ferramentas mais sofisticadas e um alto custo computacional.

Figura 44 – Alternativas de estruturação dos modelos de análise da ISE: (a) completo; (b) subdividido em maciço de solo e estrutura; (c) subdividido em fundação e superestrutura



Fonte: Adaptado de Aoki (2018)

Alternativamente, a adoção de modelos subdivididos da fundação (maciço de solo e infraestrutura) e da superestrutura – fixada na base por apoios fixos, engastes ou molas –, conforme ilustrado na Figura 44-c, é uma prática usual nos escritórios de engenharia, pois permite a divisão de tarefas dentre os departamentos técnicos. Neste caso, os esforços internos na base da superestrutura entram como carregamentos no modelo da fundação e, quando necessário, as deformações obtidas da fundação são retroalimentadas no modelo da superestrutura. Trata-se, portanto, de um processo sucessivo e engenhoso de interação entre os modelos parciais.

Feita a estruturação dos modelos, eles podem ser resolvidos a partir de soluções analíticas (e.g. soluções fundamentais para problemas elásticos), quando existentes, ou com auxílio de métodos de aproximação numérica (e.g. MEF), que tipicamente envolvem a discretização do domínio. Esses últimos, denominados “modelos discretos”, constituem grande parte das análises modernas de ISE para problemas práticos da engenharia e constam em diversos trabalhos científicos sobre o tema, como os de Kim et. al (2016) e Fartaria (2012).

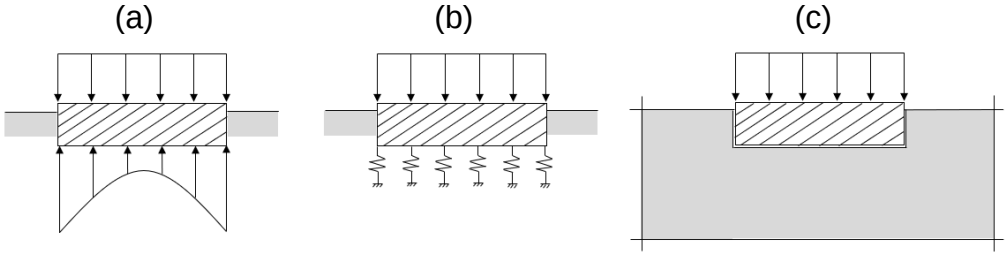
Isso conduz a um segundo ponto de discussão importante: as diferentes formas de representação do sistema estrutural, do solo e da interface solo-estrutura, em uma análise de ISE. Os elementos estruturais costumam ser representados por pressões de contato (em substituição à sua modelagem específica) ou por elementos discretos, definidos conforme a sua geometria e o método numérico aplicado. Por exemplo, uma

estaca pode ser simulada por um conjunto de barras ligadas pelos seus nós e um muro de flexão por um conjunto de elementos de placa ou casca associados.

Quanto à representação do maciço de solo e da interface solo-estrutura, propriamente dita, há três abordagens clássicas de análise:

1) **Pressões de contato**, nas quais se determina a distribuição de pressões na fundação, levando-se em conta a rigidez relativa fundação-solo;
2) **Modelos de Winkler**, em que o solo é caracterizado por uma série de molas unidirecionais e discretas ao longo do domínio da fundação;
3) **Modelos de meio contínuo**, em que o solo é tomado por um meio contínuo bi ou tridimensional caracterizado por parâmetros elásticos e de resistência.

Figura 45 – Representação simplificada dos diferentes métodos de representação do solo e da interface em análises de ISE: (a) pressões de contato; (b) Winkler; (c) meio contínuo



Fonte: O autor

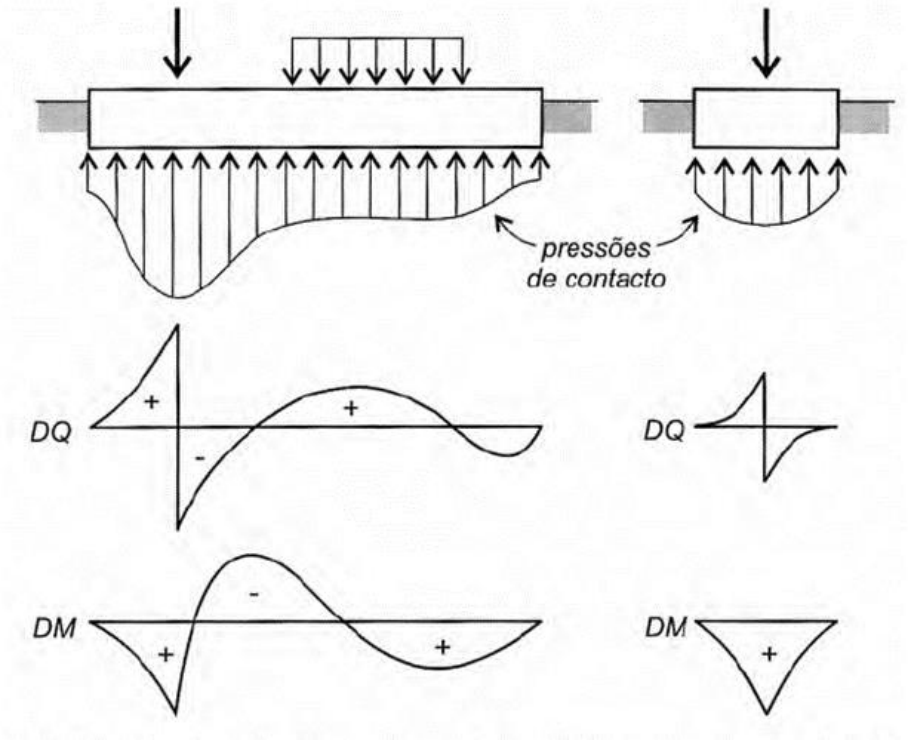
3.3.1 Análise por pressões de contato

As pressões de contato correspondem às tensões desenvolvidas na interface solo-estrutura (ver Figura 46). A sua determinação precisa é importante para o cálculo dos esforços internos na fundação (esforços axiais, esforços cortantes e momentos fletores), a partir dos quais se realiza o dimensionamento estrutural.

Segundo Velloso e Lopes (2010, p. 122-124), a distribuição de pressões é afetada pelos seguintes fatores: (a) características das forças aplicadas; (b) rigidez relativa fundação-solo; (c) intensidade dos carregamentos; (d) e propriedades do solo.

Os dois últimos exercem influência porque, como se sabe, a partir de um certo nível de carregamento o solo passa a apresentar pontos plásticos localizados, sendo as propriedades naturais do solo que determinam o seu comportamento frente às tensões impostas. Para que se faça uma previsão correta do diagrama de pressões, esses fatores devem ser contemplados – o que não se obtém apenas pela teoria da elasticidade, por exemplo, para a qual as pressões nos bordos de uma sapata rígida seriam teoricamente infinitas.

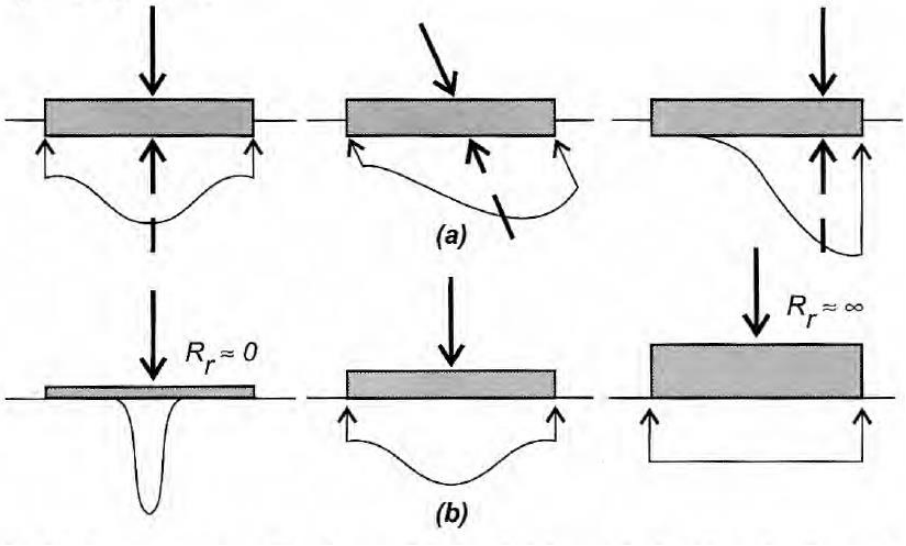
Figura 46 – Pressões de contato e esforços internos em uma fundação



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 121)

As características das forças aplicadas constituem o fator de influência mais importante, o que significa que a resultante do diagrama de pressões obtido deve ser igual e oposta à resultante das forças aplicadas (ver Figura 47-a).

Figura 47 – Distribuição de pressões em fundação direta: (a) influência das forças aplicadas; (b) influência da rigidez relativa fundação-solo



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 122)

Neste tipo de análise, é importante também que se considere a rigidez real do elemento de fundação relativamente ao solo – ao que se dá o nome de rigidez relativa

fundação-solo, definida pelo parâmetro adimensional R_r –, evitando-se a adoção de hipóteses simplificadoras, como a de uma placa infinitamente rígida. Como se pode observar na Figura 47-b, este fator pode exercer grande influência na distribuição de pressões nas fundações. As formulações de algumas teorias para estimativa da rigidez relativa, conforme o tipo de fundação (linear ou distribuída por área), podem ser obtidas, por exemplo, em Velloso e Lopes (2010, p. 123-124).

3.3.2 Análise por modelos de Winkler

Segundo Timoshenko (1953, p. 152-155), o engenheiro alemão Emil Winkler (1835 – 1888) apresentou este modelo pela primeira vez em 1867, em seu livro sobre teoria da elasticidade e resistência dos materiais, indicando-o inicialmente para a análise de trilhos de ferrovias.

A hipótese de Winkler assume que há uma proporcionalidade entre a pressão de contato e a deformação na superfície de interação, que pode ser definida por uma constante ou um coeficiente de reação k (com dimensão $\mathrm{F} \cdot \mathrm{L}^{-3}$), que correlaciona a pressão com o deslocamento no mesmo sentido. Quando as pressões são verticais (e.g. na análise de sapatas ou radiers), a relação é dada pelo coeficiente de reação vertical k_v. Quando elas são horizontais (e.g. na análise de fundações profundas sob carregamentos transversais) aplica-se o coeficiente de reação horizontal k_h.

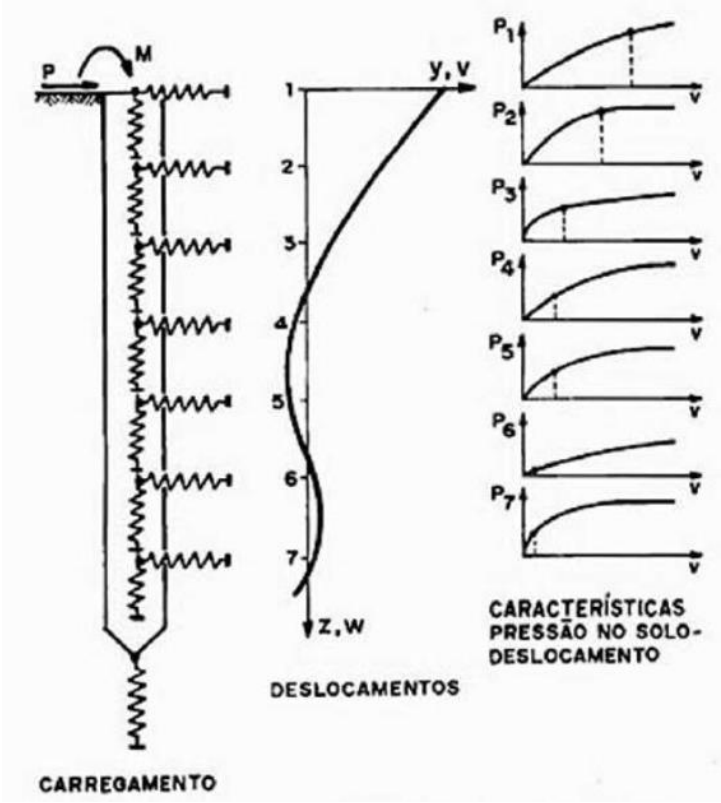
Orientações para obtenção desses coeficientes são fornecidas mais adiante, nos itens 3.6.3 e 3.6.5, específicos sobre a aplicação dos modelos a casos práticos da engenharia de fundações.

Os chamados modelos de Winkler são aqueles que se baseiam nessa hipótese para caracterizar o maciço de solo por uma série de molas unidirecionais e discretas ao longo do domínio da fundação. Os coeficientes de mola k_m de uma área restrita (com dimensão $\mathrm{F \cdot L^{-1}}$) podem ser obtidos diretamente pelos coeficientes de reação, tomando-se a área de influência da mola.

Quando há esforços elevados atuando na fundação, o solo passa a apresentar comportamento altamente não linear, tornando-se muito impreciso o uso de molas lineares para representar essa interação. Para tais finalidades, é possível estender a teoria de Winkler para admitir molas bi lineares ou mesmo não lineares. No primeiro caso, as molas apresentam comportamento elástico linear até atingirem seus limites de ruptura, a partir do qual começam a se deformar indefinidamente sem oferecer resistência (patamar de escoamento). No segundo, os coeficientes de rigidez das

molas são obtidos a partir de curvas empíricas de carga-deformação, que podem ser definidas a partir de testes experimentais (ABMS/ABEF, 2019, p. 193-194).

Figura 48 – Modelo de análise de estacas com o solo representado por molas, vendo-se o ponto da curva de resposta atingido pelo carregamento aplicado



Fonte: ABMS/ABEF (2019, p. 194)

Essas curvas não lineares são mais frequentemente aplicadas à análise de fundações profundas. Quando elas descrevem a resposta do solo para cargas axiais nas fundações resistidas por atrito e por resistência de ponta, são denominadas “curvas t-z” ou “curvas Q-z”, respectivamente. Quando descrevem o comportamento para carregamentos horizontais, aplicação mais usual, recebem o nome de “curvas p-y” (ver exemplo da Figura 48).

A solução desses modelos requer a aplicação de um algoritmo não linear, que segundo a ABMS/ABEF (2019, p. 193) pode ser: (a) incremental, em que a força é aplicada em incrementos, para que a reposta da mola seja alterada com o nível de solicitação; (b) ou iterativo, em que força é aplicada de uma só vez e em que a parte do deslocamento que violou o comportamento da mola é convertido em esforço não equilibrado, que é aplicado repetindo-se o processo até que se atinja a convergência.

3.3.3 Análise por modelos de meio contínuo

Neste caso, o solo é representado por elementos discretos (subdomínios) bi ou tridimensionais, definidos conforme a análise que se queira realizar (e.g. estado plano de tensões) e o método numérico aplicado, sendo o método dos elementos finitos (MEF) o mais comum deles. Também devem ser impostas condições de contorno ao maciço – geralmente se considera que regiões distantes o suficiente da atuação dos caregamentos, apresentam deslocamentos nulos.

O emprego destes modelos nos problemas da engenharia é muito conveniente, pois eles permitem, dentre outras coisas: (a) modelar o maciço em múltiplas camadas e com geometrias arbitrárias; (b) atribuir diversas alternativas de modelos constitutivos ao solo; (c) simular as fases de terraplenagem (escavação e aterro) no maciço, a fim de estudar o histórico de tensões e deformações no solo.

Assim, o solo pode ser representado por um modelo elástico linear isotrópico (caracterizado por parâmetros de elasticidade E, G e ν), por um modelo elastoplástico perfeito, como o de Mohr Coulomb (caracterizado por parâmetros de elasticidade ou de resistência E, G, ν, φ e c), ou por outros modelos mais complexos, que consideram a anisotropia ou o endurecimento do solo, por exemplo. Para que a admissão desses modelos seja possível, os programas comerciais geralmente se utilizam de métodos de processamento não lineares incrementais ou iterativos.

Feita a representação por elementos discretos da estrutura e do solo, ainda é necessário definir critérios para representação da interface entre eles. Caso não se adote nenhum critério específico, admite-se que há total compatibilidade entre os elementos da interface, ou seja, não há movimento relativo possível entre eles.

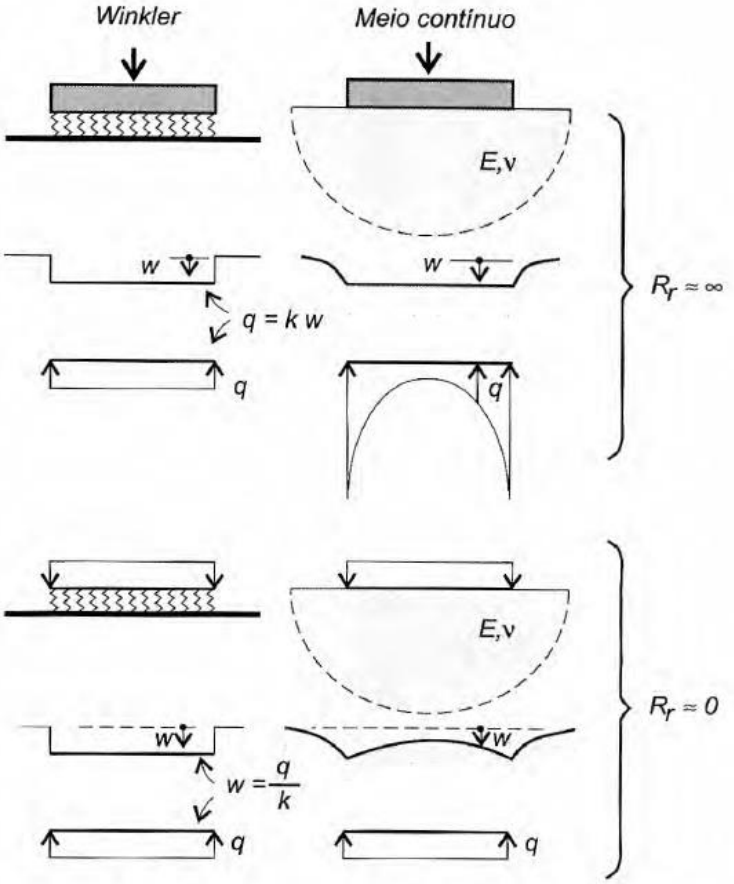
Uma técnica muito oportuna para se representar essa interação é a inclusão de elementos de interface, cujas propriedades são influenciadas por um fator de interface k_{int} (tal que $0 \leq k_{int} \leq 1$). Neste caso, faz-se o pareamento de cada ponto nodal da estrutura com o ponto nodal adjacente do maciço e atribuem-se vínculos cinemáticos de interação entre os nós pareados, que caracterizam os movimentos relativos de afastamento/aproximação e deslizamento entre eles. Com frequência, utilizam-se vínculos com comportamento elastoplástico, descritos pelo modelo Mohr Coulomb, para representar essa interação, com parâmetros de resistência φ e c do solo ajustados pelo parâmetro k_{int} entre 0 e 1, sendo 2/3 o valor mais frequente, conforme discutido em 3.5.

3.3.4 Respostas dos diferentes modelos

As abordagens dos modelos de análise da ISE descritos acima divergem em alguns aspectos importantes, principalmente no que se refere à distribuição de pressões nas interfaces entre a estrutura e o solo.

Para exemplificar essas diferenças, a Figura 49 ilustra as pressões obtidas por modelos de Winkler e de meio contínuo em dois cenários idealizados de uma placa sob carregamentos verticais: com rigidez relativa nula ($R_r = 0$) ou infinita ($Rr = \infty$). Vale destacar que, havendo uma caracterização adequada das molas nos modelos de Winkler, que não sejam necessariamente constantes, eles podem gerar respostas semelhantes às obtidas pelos modelos de meio contínuo. Quanto à análise por pressões de contato, a distribuição varia conforme as hipóteses e o método que se queira adotar, portanto, pode representar adequadamente qualquer situação.

Figura 49 – Respostas dos modelos de Winkler e de meio contínuo



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010, p. 127)

De forma geral, a análise da ISE por pressões de contato não permite certificar posteriormente se a distribuição assumida foi correta, mas pode-se definir verificações a partir dos quais ela seja razoável. Por exemplo, tratando-se de empuxo, deve-se

avaliar se as hipóteses definidas quanto à sua natureza (ativa, passiva ou em repouso) são coerentes com as deformações obtidas após a aplicação do carregamento. Essa discussão é abordada mais a fundo em 3.6.2, para o caso específico dos encontros.

Os modelos de Winkler, por sua vez, fornecem a resposta localizada do solo para ações impostas pela estrutura, mas não transmitem carregamentos do solo para a estrutura. Isso significa, por exemplo, que eles são capazes de simular o empuxo passivo de solo, de acordo com as propriedades das molas, mas não o empuxo no estado ativo ou em repouso. Por esta razão, quando necessário, o método é utilizado em associação com pressões de contato.

A Tabela 5 fornece um resumo geral das principais vantagens e desvantagens relativas à utilização de cada um desses modelos.

Tabela 5 – Vantagens e desvantagens dos modelos de representação do solo

Modelo de representação do solo e ISE	Vantagens do modelo	Desvantagens do modelo
Pressões de contato	• Possibilidade de se atribuir qualquer distribuição de pressões • Incorporação de métodos analíticos, incluindo teorias clássicas de empuxo	• Não há método preciso para aferir se a distribuição de pressões foi correta • Fornece uma avaliação simplificada e restrita da ISE
Modelos de Winkler	• Técnica de modelagem bastante simples, possibilitando a simulação de sistemas estruturais complexos • Tempo de processamento mais baixo, relativamente a outros modelos • Representação de maciço estratificado • Admite análise não-linear com curvas de resposta do solo (e.g. curvas p-y). Quando elas são tomadas por provas de carga, para situações específicas de projetos, pode-se até considerar aspectos construtivos das estacas	• Comportamento unidirecional do solo e representação de deformações restrita à região da interface • Dificuldade na definição de critérios para consolidação, fluência ou def. permanentes • Seleção de critérios para se definir as molas é uma tarefa difícil e que tem grande impacto em sua resposta • Não permite a representação do empuxo de solo ativo, exigindo a associação com outros métodos, muitas vezes • Resultados podem depender do nível de discretização das molas
Modelo de meio contínuo	• Modelagem do maciço com geometria arbitrária e múltiplas camadas • Alternativas de modelos constitutivos mais elaborados para o solo, incluindo anisotropia • Requer a adoção de poucas hipóteses (relativamente) além das necessárias à definição do modelo constitutivo • Permite simular obras de terra e obter o histórico de tensões e deformações no maciço • Permite a simulação direta dos empuxos, mesmo que a sua natureza não seja conhecida *a priori*	• Técnica de modelagem mais complexa e tempo de processamento relativamente mais alto • Uso de parâmetros pouco convencionais para alguns modelos constitutivos • Resultados dependentes das características da malha e interface entre os elementos. • Necessidade de atribuição de critérios para representação da interface • Requer programas computacionais avançados, geralmente de custo elevado. • Não há forma confiável de se considerar aspectos de execução das estacas, se cravadas ou escavadas, por exemplo

Fonte: O autor

3.4 Métodos numéricos

Conforme mencionado, os métodos numéricos são amplamente utilizados nas análises modernas de ISE, em associação com as metodologias de análise descritas. Os programas computacionais que aplicam tais métodos tornaram muito prática essa análise, auxiliando na resolução das equações complexas que governam o problema.

Embora não seja escopo deste trabalho, cabe aqui registrar alguns pontos sobre os métodos numéricos mais utilizados: método das diferenças finitas (MDF), método dos elementos finitos (MEF) e método dos elementos de contorno (MEC).

3.4.1 Método das diferenças finitas (MDF)

O MDF discretiza o domínio por um conjunto de pontos, geralmente em distribuição regular, e as equações diferenciais são transformadas em equações algébricas por meio de fórmulas usuais de diferenças finitas. O problema pode ser então resolvido através da solução do sistema determinado de equações, geralmente com auxílio de um programa computacional.

Sua principal desvantagem deriva da necessidade de se impor condições de contorno, o que geralmente exige pontos fictícios no exterior do domínio. Os fatos de que a malha gerada é necessariamente ortogonal, que se obtém resultados apenas nos pontos de intersecção e a dificuldade em lidar com não linearidades físicas e geométricas também constituem desvantagens do MDF em relação a outros métodos. Por essas e outras razões, costuma-se aplicar este método a problemas elásticos e para geometrias mais simples, em geral.

3.4.2 Método dos elementos finitos (MEF)

O MEF é o método numérico mais amplamente difundido e aplicado às análises vislumbradas neste trabalho. Nele, efetua-se a divisão do domínio em “elementos finitos”, subdomínios que interagem entre si por alguns pontos nodais, com uma quantidade finita de graus de liberdade (conforme o tipo de elemento finito). O conjunto desses elementos compõe uma malha, cuja discretização deve ser suficiente para que a solução aproximada do método seja adequada.

O programa computacional se encarrega do trabalho pesado de produção das matrizes de rigidez e processamento das operações matriciais para obtenção dos resultados. Cabe ao engenheiro, então, as tarefas não menos importantes de: (a) definir corretamente o problema (geometria, materiais, vinculações e carregamentos);

(b) selecionar o tipo de elemento finito mais adequado; (c) fornecer discretização suficiente à malha; (d) e interpretar resultados e realizar seu pós-processamento.

As principais vantagens do método derivam da possibilidade de se atribuir geometria e propriedades distintas a cada elemento finito, permitindo a modelagem de geometria complexas (incluindo solos heterogêneos ou estratificados) e o uso de modelos constitutivos mais complexos ao solo, incluindo teorias de elastoplasticidade, endurecimento ou amolecimento, anisotropia, entre outros.

3.4.3 Método dos elementos de contorno (MEC)

Em síntese, o MEC difere do MEF na medida que apenas a fronteira do domínio precisa ser dividida em elementos, tornando o trabalho de divisão do domínio bem mais reduzido, assim como o número de equações (ABMS/ABEF, 2019, p. 195). O método não é tão geral como o MEF, no sentido de que tem maior dificuldade para considerar não linearidades (física e geométrica), meios heterogêneos, contato, entre outros aspectos. Este método fornece bons resultados para regiões de concentração de tensões, mas devido à dificuldade de se obter soluções fundamentais (ou de ponderação), tem sido aplicado basicamente a problemas lineares e homogêneos. Desse modo, atualmente há poucos programas comerciais baseados no MEC.

3.5 Parâmetros do solo e da interface solo-estrutura

Os métodos de análise aqui apresentados, em grande parte, dependem da atribuição de parâmetros de resistência e deformabilidade ao solo e à sua interface com os elementos estruturais, que devem ser estimados com base em investigações geotécnicas adequadas. Aplicam-se ensaios: (a) de campo, como a sondagem à percussão (SPT), a penetração de cone (CPT), o ensaio dilatométrico (DMT) e o ensaio pressiométrico (PMT); (b) ou laboratoriais, como o ensaio de compressão triaxial e ensaio de cisalhamento direto.

A AASHTO (2002, p. 59) fornece referências para parâmetros de deformação elástica do solo, dentre eles o módulo de elasticidade E_s e o coeficiente de Poisson ν, conforme apresentado na Tabela 6. Para areias e argilas normalmente adensadas, E_s tende a crescer com o aumento da profundidade z (ver eq. (40)), com base em uma taxa linear de variação η_h, em MPa/m, definida conforme a Tabela 7.

$$E_s = \eta_h \cdot z \tag{40}$$

Tabela 6 – Parâmetros de deformação elástica para diversos tipos de solo

Faixa típica de valores			Estimativa de E_s a partir de N[1]	
Tipo de solo	Módulo de Young, E_s (MPa)	Coeficiente de Poisson, ν	Tipo de solo	E_s (MPa)
Argila mole	2,4 – 14,4	0,40 – 0,50 (não drenado)	Silte, silte arenoso, misturas pouco coesivas	$0{,}38.N_1$ [2]
Argila média a rija	14,4 – 47,9			
Argila muito rija	47,9 – 95,8		Areia fina a média e areia pouco siltosas	$0{,}67.N_1$
Loess	14,4 – 57,5	0,10 – 0,30		
Silte	1,9 – 19,2	0,30 – 0,35	Areias grossas e areias com pouco cascalho	$0{,}96.N_1$
Areia fina fofa	7,7 – 11,5	0,25		
Areia fina média	11,5 – 19,2		Cascalho ou areia com cascalho	$1{,}15.N_1$
Areia fina densa	19,2 – 28,7			
Areia fofa	9,6 – 28,7	0,20 – 0,35	**Estimativa de E_s a partir de s_u[3]**	
Areia média	28,7 – 47,9		Argila mole	$19{,}2–47{,}9.s_u$
Areia densa	47,9 – 76,6	0,30 – 0,40	Argila média a rija	$71{,}8–114{,}9.s_u$
Cascalho solto	28,7 – 76,6	0,20 – 0,35	Argila muito rija	$143{,}6–191{,}5.s_u$
Cascalho médio	76,6 – 95,8		**Estimativa de E_s a partir de q_c[4]**	
Cascalho denso	95,8 – 191,5	0,30 – 0,40	Solos arenosos	$0{,}19.q_c$

(1) N = Número de golpes no SPT.
(2) N_1 = Número de golpes no SPT corrigido pela profundidade.
(3) s_u = Resistência ao cisalhamento não drenado, em MPa.
(4) q_c = Resistência de ponta no ensaio de penetração do cone (CPT), em MPa.

Fonte: AASHTO (2002, p. 59, tradução do autor)

Tabela 7 – Taxa de acréscimo no módulo de elasticidade com a profundidade (η_h)

Consistência	Solo seco ou úmido MPa/m	Solo submerso MPa/m
Fofa	9,4	4,7
Média	25,1	12,6
Densa	62,8	31,4

Fonte: Adaptado de AASHTO (2014, p. 10.21, tradução do autor)

Também pode-se definir o solo em função de parâmetros de resistência, dados a partir da condição de ruptura (pico da curva tensão-deformação), dentre eles o ângulo de atrito interno (ϕ') e a coesão efetiva (c'). Gersovich, Danziger e Saramago (2016, p. 210) fornecem uma relação de parâmetros típicos, aplicados ao cálculo preliminar de muros de contenção na região do Rio de Janeiro, dados na Tabela 8.

Tabela 8 – Valores típicos de parâmetros geotécnicos para projeto de muros

Tipo de solo	γ (kN/m³)	φ' (°)	c' (kPa)
Aterro compactado (silte arenoargiloso)	19 - 21	32 - 42	0 - 20
Solo residual maduro	17 - 21	30 - 38	5 - 20
Colúvio *in situ*	15 - 20	27 - 35	0 - 15
Areia densa	18 - 21	35 - 40	0
Areia fofa	17 - 19	30 - 35	0
Pedregulho uniforme	18 - 21	40 - 47	0
Pedregulho arenoso	19 - 21	35 - 42	0

Fonte: Gersovich, Danziger e Saramago (2016, p. 210)

Quanto aos parâmetros da interface solo-estrutura, uma primeira forma de defini-los é aplicar um coeficiente redutor, o fator de interface k_{int}, aos parâmetros de resistência do solo. Gersovich, Danziger e Saramago (2016, p. 210) sugerem redução entre 1/3 e 2/3 dos parâmetros de resistência da Tabela 8, observando que o solo "é sempre amolgado e a camada superficial é usualmente alterada e compactada antes da colocação da base"; ou seja, a adesão C_w, ou a, e o ângulo de atrito da interface δ variam entre 1/3 e 2/3 da coesão e do ângulo de atrito do solo, respectivamente.

Essa faixa de valores para k_{int} é a mais comum, dentre as referências técnicas, para o cálculo do empuxo de solo granular em contenções[15], segundo os métodos que levam em conta o atrito na interface (na Teoria de Rankine, admite-se que o atrito é nulo). Bowles (1997, p. 688) afirma que o parâmetro $\delta' = 2/3 \cdot \varphi'$ é comum para paredes de concreto moldadas com fôrmas metálicas ou de madeira compensada. Coduto (2001, p. 765) sugere os valores de $2/3 \cdot \varphi'$, para paredes de concreto ou alvenaria e $1/3 \cdot \varphi'$, para contenções metálicas. Das e Sivakugan (2019, p. 660) recomendam que o empuxo ativo nas contenções seja calculado com valores entre $1/2 \cdot \varphi'$ e $2/3 \cdot \varphi'$, tabelando os coeficientes de empuxo para as condições limites. A ABMS/ABEF (2019, p. 546-547) aponta que o valor de $2/3 \cdot \varphi'$ é normalmente adotado para o atrito solo-estrutura no cálculo do empuxo ativo ou passivo, exceto para a condição passiva de solos muito moles, em que se adota $\delta' = 0$.

Nas normas brasileiras, para o cálculo do empuxo em contenções, só há definições quanto à adoção de atrito nulo na interface e a limitação máxima do ângulo de atrito interno de aterro em 30° (ABNT, 2021, p. 6). O Eurocode 7 (CEN, 2004, p.

[15] Para os modelos numéricos em que o solo é representado como um meio contínuo, também pode-se aplicar um fator de interface aos parâmetros de resistência do modelo constitutivo que define a relação na interface solo-estrutura. Os valores recomendados são distintos dos apresentados acima e costumam variar conforme os materiais em contato.

103) indica um fator máximo de 2/3 para redução do atrito entre paredes de concreto pré-moldado ou estacas prancha metálicas e solos compostos por areia ou cascalho. Para concreto moldado no local executado contra o solo, o CEN admite que o ângulo de atrito da interface seja equivalente ao do solo ($k_{int} = 1$). Parâmetros das interfaces também podem ser obtidos empiricamente, por meio de tabelas, tomando como base os materiais estruturais e solos em contato. A AASHTO (2014, p. 3.108) fornece uma relação extensa desses parâmetros de atrito, conforme a Tabela 9. Pode-se tomar esses valores como referência, mas é sempre importante selecionar parâmetros a favor da segurança e trabalhar dentro de uma faixa de variação, ao invés de selecionar um valor único, criando uma envoltória de solicitações e/ou resistências do conjunto.

Tabela 9 – Ângulos e fatores de atrito para materiais de interface diferentes

Materiais de interface	Ângulo de atrito (δ)	Fator de atrito (tanφ)
Concreto sob os seguintes materiais de fundação:		
• Rocha sã pura	35	0,70
• Cascalho; mistura de cascalho e areia; areia grossa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Areia fina a média; silte médio a areia grossa; cascalho siltoso ou argiloso	24 a 29	0,45 a 0,55
• Areia fina; e areia siltosa ou argilosa fina a areia média	19 a 24	0,34 a 0,45
• Silte arenoso fino; silte não plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
• Argila muito rígida e dura ou pré-consolidada	22 a 26	0,40 a 0,49
• Argila medianamente rígida e rígida; argila siltosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Cortinas de estacas metálicas com os seguintes solos:		
• Cascalho puro; mistura cascalho-areia; rocha bem graduada	22	0,40
• Areia pura; mistura cascalho-areia siltosa; enchimento de rocha dura de tamanho único	17	0,31
• Areia siltosa; cascalho ou mistura de areia com silte ou argila	14	0,25
• Silte arenoso fino; silte não plástico	11	0,19
Blocos de concreto ou cortinas de estacas em concreto com os seguintes solos:		
• Cascalho puro; mistura cascalho-areia; rocha bem graduada	22 a 26	0,40 a 0,49
• Areia pura; mistura cascalho-areia siltosa; enchimento de rocha dura de tamanho único	17 a 22	0,31 a 0,40
• Areia siltosa; cascalho ou mistura de areia com silte ou argila	17	0,31
• Silte arenoso fino; silte não plástico	14	0,25
Outros materiais estruturais:		
• Rocha mole revestida com rocha mole revestida	35	0,70
• Rocha dura revestida com rocha mole revestida	33	0,65
• Rocha dura revestida com rocha dura revestida	29	0,55
• Alvenaria em madeira (granulação grossa)	26	0,49
• Aço com aço em ligações de estacas	17	0,31

Fonte: *U.S. Department of the Navy* (1982) apud (AASHTO, 2014, p. 3.108, tradução do autor)

3.6 Aplicação da ISE ao projeto de encontros

Nos itens anteriores deste Capítulo, são apresentados métodos de análise que podem ser aplicados a casos gerais da engenharia – como em muros de contenção, fundações de edifícios, fundações de torres etc. – e, dentre eles, as infraestruturas de pontes. Deste ponto em diante, discute-se aspectos da ISE particularmente aplicáveis ao projeto dos encontros.

A relevância do tema deriva, principalmente, da variabilidade e magnitude dos carregamentos horizontais que atuam nessas estruturas, sem que haja um sistema de travamento eficaz das fundações – como são as vigas baldrames de edificações, por exemplo, que distribuem esforços horizontais dentre os múltiplos elementos de fundação e minimizam rotações de blocos ou sapatas. O tema também é mais sensível para os encontros, na comparação com os apoios centrais das pontes, por eles exercerem a função adicional de contenção dos terraplenos de acesso, o que agrega um novo fator de interação e mais complexidade ao problema.

Segundo Khan (2010, p. 80), a inabilidade de se incorporar diferentes tipos de interação solo-estrutura à análise de encontros, a consideração de uma teoria de empuxo inadequada frente às reais características do solo de aterro e a incapacidade de se estimar a distribuição de pressões na fundação sujeita a recalques constituem fatores que podem levar à falha estrutural de uma ponte[16], aos quais os engenheiros forenses devem tomar atenção nas perícias técnicas.

Algumas normas e instruções técnicas brasileiras ressaltam a importância da análise em ocasiões específicas do projeto, mas não fornecem orientações objetivas sobre como realizá-la: a NBR 7187:2021 (ABNT, 2021, p. 16) cita apenas vagamente que “estruturas cujo comportamento seja sensível à deformabilidade das fundações deverão ser calculadas considerando-se a interação entre solo e estrutura”; a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) estabelece que “em casos mais complexos, a interação solo-estrutura deve ser contemplada pelo modelo”, destacando a sua importância para o cálculo de sapatas flexíveis e blocos de fundação sujeitos a forças horizontais significativas ou fortemente assimétricos; e a NBR 6122:2019 (ABNT, 2019, p. 16) registra apenas que “estruturas sensíveis a recalques devem ser analisadas considerando-se a interação fundação-estrutura”, fornecendo critérios genéricos para

[16] Khan (2010, p. 80) elenca também a inabilidade de se prever a ocorrência de erosão hídrica nas fundações e a falta de um sistema de drenagem adequado junto aos encontros. Para esses fatores, cabem providências quanto à concepção da estrutura e à melhoria dos processos executivos.

situações nas quais ela deve ser considerada, como em ”estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total” e “fundações ou estruturas não convencionais“.

Orientações mais objetivas sobre o tema podem ser obtidas em referências técnicas internacionais, principalmente na série de normas do CEN e nos manuais da FHWA e da AASHTO. O Eurocode 2, por exemplo, dedica um anexo à ISE (CEN, 2004, p. 213-214), indicando uma fórmula para cálculo da rigidez relativa do elemento estrutural perante o solo (que permite a sua classificação em elemento flexível ou rígido), além de critérios para a definição do nível de análise que deve ser efetuado em cada situação de projeto. Os manuais da AASHTO (2002), (2014) fazem uma série de menções ao tema, indicando critérios e métodos de análise da ISE para fundações de OAEs sob esforços horizontais ou efeitos sísmicos. Em uma delas, determina que “os deslocamentos de grupos de estacas devem ser estimados usando procedimentos que considerem a interação solo-estrutura” (AASHTO, 2002, p. 103, tradução do autor). Ambas essas normas também indicam teorias adequadas para o cálculo de empuxos de solo em encontros, o que não ocorre em normativas brasileiras.

Outra referência importante é o “*Manual for Refined Analysis in Bridge Design and Evaluation”* (FHWA, 2019, p. 123-137)*,* no qual a ISE é tratada como um tópico de modelagem avançada de pontes. De acordo com o documento, as situações em que a interação solo-estrutura deve provavelmente ser considerada incluem:

1) Análise sísmica;
2) Análise refinada de ponte de encontros integrais;
3) Projeto e avaliação de fundações diretas apoiada sobre solo mole;
4) Projeto e avaliação de fundações profundas.

Dentre as situações acima, a que se aplica com mais frequência a encontros convencionais é a análise de fundações profundas, especialmente aquelas sujeitas a carregamentos transversais. Entretanto, além destas, há outras questões importantes, como a definição clara do empuxo de solo que atua nos paramentos verticais e os limites toleráveis de deslocamentos para encontros. Nos itens a seguir, realiza-se um detalhamento geral desses tópicos.

3.6.1 Modelagem da ISE em encontros

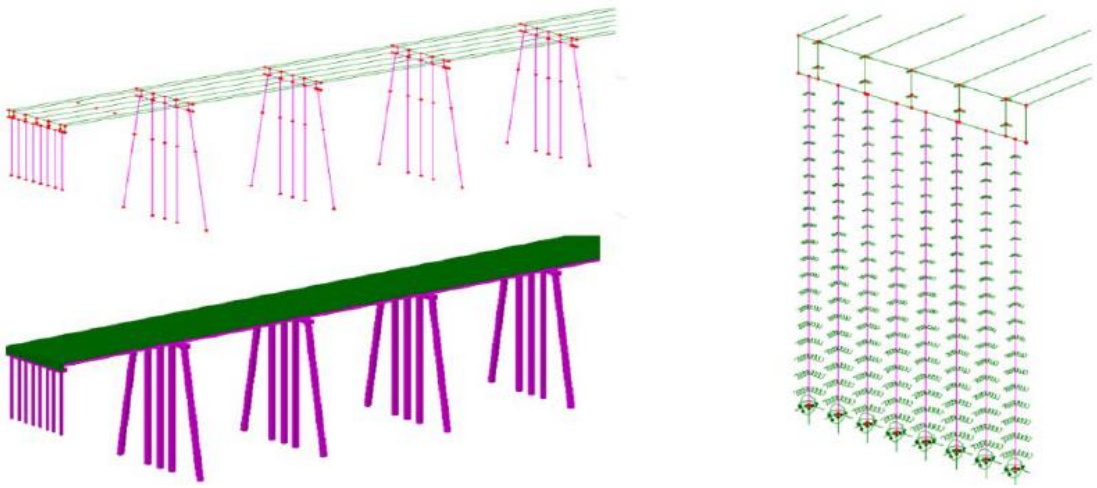
A seguir são apresentadas orientações gerais para a modelagem de encontros, para fins de análise estrutural e geotécnica durante a fase de projetos, contemplando a interação solo-estrutura. Esses modelos são tipicamente gerados com auxílio de programas computacionais que aplicam métodos numéricos, como o MEF.

3.6.1.1 Subdivisão e processamento dos modelos

A estruturação dos modelos de cálculo dos encontros – tema discutido para problemas gerais da engenharia no item 3.3 – envolve especificidades quanto à sua conexão com o solo e o restante do sistema estrutural, que se divide entre as seguintes partes: superestrutura, mesoestrutura (encontros e apoios) e infraestrutura (fundações). Pode-se dizer que há três alternativas de estruturação mais comuns:

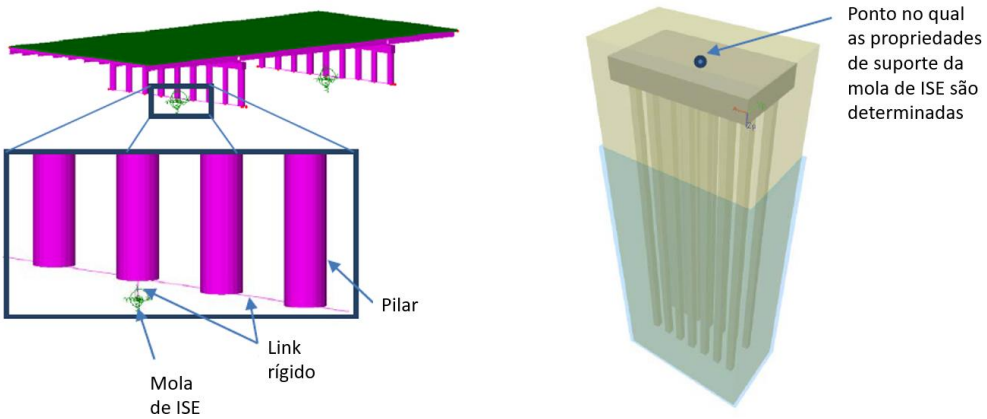
1) **Modelo completo.** Inclui o maciço de solo e o sistema estrutural completo em um único modelo (ver Figura 50). A conexão da superestrutura com os encontros se dá por molas, quando há aparelhos de apoio (cujas dimensões geométricas e propriedades dos materiais determinam as rigidezes axiais, transversais e rotacionais das molas), ou de forma monolítica, quando se trata de uma ponte de encontros integrais.
2) **Modelo subestruturado entre o sistema estrutural e as fundações.** Essa técnica consiste na obtenção de esforços solicitantes na base de elementos de mesoestrutura (e.g. pilar), que são atribuídos a outro modelo constituído especialmente para a análise da ISE, que inclui as fundações (e.g. bloco sobre estacas) e o solo (ver Figura 51). Dessa forma, é possível realizar a análise através de programa geotécnico externo, dedicado exatamente a este propósito.
3) **Modelo subestruturado entre superestrutura e apoios.** Neste caso, o modelo da superestrutura é desvinculado dos apoios (incluindo encontros) nas posições dos aparelhos de apoio. As reações da superestrutura entram como carregamentos no modelo dos apoios e, caso os deslocamentos dos encontros influenciem significativamente nos esforços da superestrutura, esses modelos devem ser retroalimentados por molas ou deslocamentos de apoio, em um processo iterativo.

Figura 50 – Exemplo de modelo completo de OAE: (a) ponte de vãos contínuos e encontros integrais; (b) vista aproximada do encontro integral, estacas e molas representativas do solo



Fonte: FHWA (2019, p. 134)

Figura 51 – Exemplo de modelo subestruturado entre sistema estrutural e fundações



Fonte: FHWA (2019, p. 127, tradução do autor)

Com base nessas alternativas, o FHWA (2019, p. 124) identifica duas opções para o processamento da ISE dentre os modelos: (1) direto, em que a ISE é avaliada diretamente dentro do modelo em análise; (2) ou indireto, em que a ISE é estudada fora do modelo em análise, e retornada a este como condição de contorno (e.g. molas na base dos pilares) – processo que normalmente se realiza manualmente. Para exemplificar, os modelos da Figura 51 são processados indiretamente.

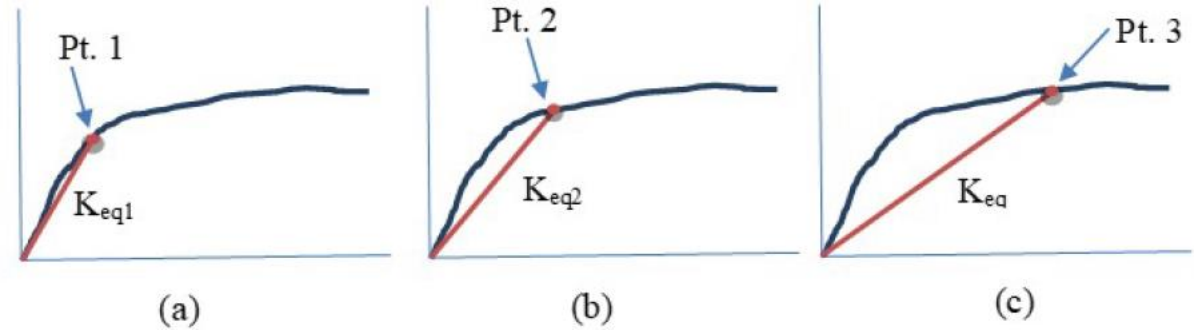
Antes de proceder com a modelagem, também é preciso avaliar qual o tipo de análise da ISE mais adequado, em relação ao modelo constitutivo atribuído ao solo e à interface. Como se observa no item 3.3, pode-se representá-los por pressões de contato, molas de Winkler, ou um modelo de meio contínuo (onde a interface é

representada por vínculos cinemáticos e/ou elementos de interface), e, para cada um desses, ainda é possível atribuir um modelo constitutivo linear ou não linear.

Essa definição depende do objeto da análise (e.g. esforços na superestrutura, tensões no solo, deslocamentos das fundações etc.) e da intensidade dos esforços transmitidos ao solo, que define o grau de não-linearidade que ele irá apresentar. De modo geral, espera-se que as ações em serviço não gerem plastificações expressivas no maciço, sendo razoável (na maior parte das vezes) adotar um modelo linear. No ELU, com a majoração dos carregamentos admite-se a ocorrência de plastificação em vários pontos, sendo mais oportuna a adoção de um modelo não linear.

Para ilustrar essa questão, a Figura 52 dá o exemplo de uma estaca carregada transversalmente (FHWA, 2019, p. 123). Conhecida a curva de força horizontal por deslocamento de uma estaca, a uma determinada profundidade, observa-se que no trecho inicial do carregamento, o sistema fornece uma resposta essencialmente linear (Figura 52-a), caracterizada pelo coeficiente de rigidez constante K_{eq1}. Do ponto 1 até o 2, o solo passa a apresentar comportamento suavemente não linear (Figura 52-b), definido pela rigidez K_{eq2}, que pode ser estimada através de um processo iterativo de aproximação. No ponto 3 do gráfico, já se observa um comportamento altamente não linear (Figura 52-c), no qual uma pequena variação da força altera muito a rigidez K_{eq} do sistema. Neste caso, é mais adequado aplicar um modelo constitutivo não linear, que deve ser processado por um método iterativo ou por incrementos.

Figura 52 – Gráficos ilustrativos do comportamento não linear de estacas sob carregamentos horizontais: (a) essencialmente linear; (b) suavemente não linear; (c) altamente não linear



Fonte: FHWA (2019, p. 123)

Na Tabela 10 apresenta-se um quadro-resumo das principais alternativas para composição dos modelos, tendo em vista o grande leque de opções observado neste trabalho.

Tabela 10 – Quadro-resumo das opções para composição dos modelos de cálculo

Tópico	Opções
Estruturação do(s) modelo(s)	➢ Modelo completo ➢ Modelos parciais, subestruturados entre as partes: • maciço de solo • infraestrutura (fundações) • mesoestrutura (encontros e apoios) • superestrutura
Representação da estrutura	➢ Pressões de contato ➢ Elementos estruturais de barras, placas ou sólidos
Representação do solo	➢ Pressões de contato ➢ Molas de Winkler ➢ Elementos de estado plano ou sólidos (meio contínuo)
Representação da interface solo-estrutura	➢ Pressões de contato ➢ Molas de Winkler ➢ Vínculos cinemáticos ou elementos de interface entre elementos adjacentes
Método de análise	➢ Solução por expressões analíticas ➢ Método numérico (MDF, MEF ou MEC)
Modelo constitutivo do solo	➢ Modelo linear (e.g. elástico) ➢ Modelo não linear (e.g. elastoplástico)
Processamento da ISE (modelo const. do solo)	➢ Direto ➢ Iterativo ➢ Por incrementos
Processamento da ISE (estruturação dos modelos)	➢ Direto ➢ Indireto
Tipo de análise mecânica	➢ Estática ou cíclica ➢ Dinâmica

Fonte: O autor

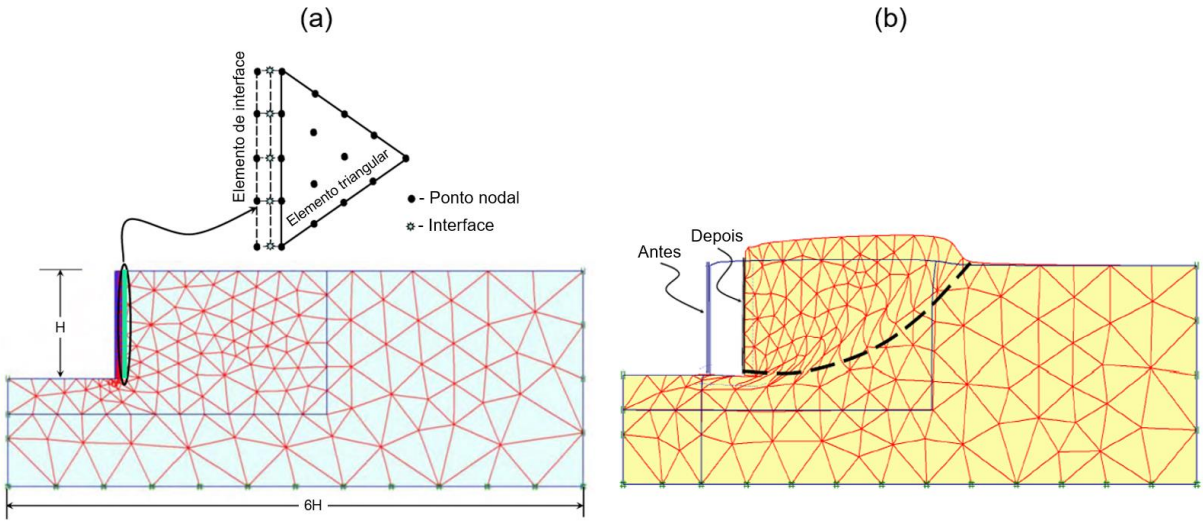
3.6.1.2 Configuração geométrica dos modelos

A análise da ISE nos encontros é um problema essencialmente tridimensional. Isso significa que, para sua simulação, pode-se utilizar elementos discretos lineares, de superfície ou de volume, como os ilustrados em 3.4.2, desde que eles descrevam adequadamente o problema tridimensional.

Com alguma frequência, utilizam-se modelos de meio contínuo 2D, em algum estado plano, para investigar a interação do encontro com o maciço, como na Figura 53. Tais modelos são úteis para se obter uma melhor compreensão melhor sobre

alguns fenômenos, principalmente quando comparados a outros mais complexos ou a soluções analíticas, mas possuem limitações importantes.

Figura 53 – Exemplo de modelo bidimensional, aplicado à investigação de efeitos sísmicos em um encontro instrumentado: (a) malha e elementos de interface; (b) modelo deformado



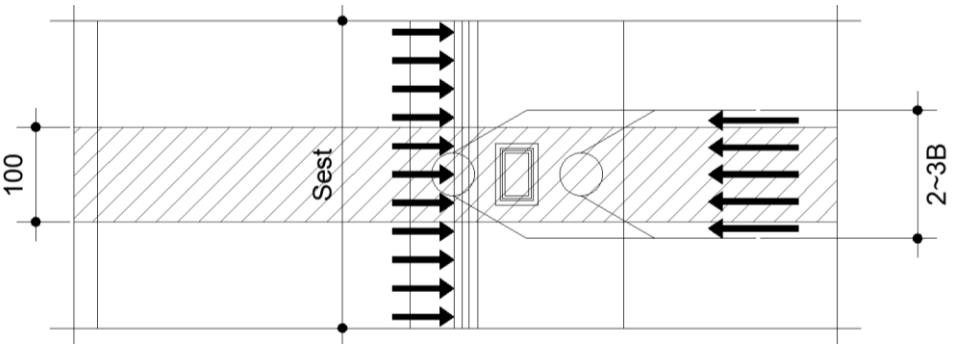
Fonte: FHWA (2011, p. 12.17-12.18, tradução do autor)

Quando os encontros se assentam diretamente no solo, é mais razoável admitir que há uma faixa central que se assemelha ao estado plano de deformações, já que os empuxos e reações do solo na base se distribuiriam continuamente, com valores constantes, tornando nulas as deformações fora do plano de análise. Ainda assim, como os aparelhos de apoio são elementos discretos, para incluir os carregamentos da superestrutura é necessário admitir um ângulo de espraiamento das tensões nas peças de concreto, até atingir o solo. A análise se restringe a essa faixa e o esforço equivalente da superestrutura é o carregamento total dividido pela largura da faixa. Evidentemente, essa simplificação introduz incertezas importantes à análise.

Quando o apoio se dá sobre fundações profundas, o uso desses modelos bidimensionais impõe uma série de dificuldades e imprecisões, algumas listadas a seguir: (1) a fundação, que é um elemento discreto, precisa ser simulada por um elemento contínuo na direção ortogonal ao plano de análise, com inércia equivalente ajustada para uma faixa de 1 m; (2) é necessário compatibilizar a largura de aplicação do empuxo de solo, a inércia das peças fletidas e a largura resistente do solo (ver Figura 54), condicionada pelo espaçamento entre as fundações (é comum se adotar largura resistente de solo entre 2 e 3 vezes o diâmetro do fuste); (3) nesses modelos, quando há mais de uma linha de estacas, deve ocorrer uma concentração excessiva de esforços transversais nas estacas frontais (tomando-se como referência o sentido

do esforço), que não pode ser aferida por este tipo de modelagem. Diante de tantas incertezas introduzidas e a consequente perda de confiabilidade na modelagem, recomenda-se não utilizar modelos de planos para o projeto de encontros

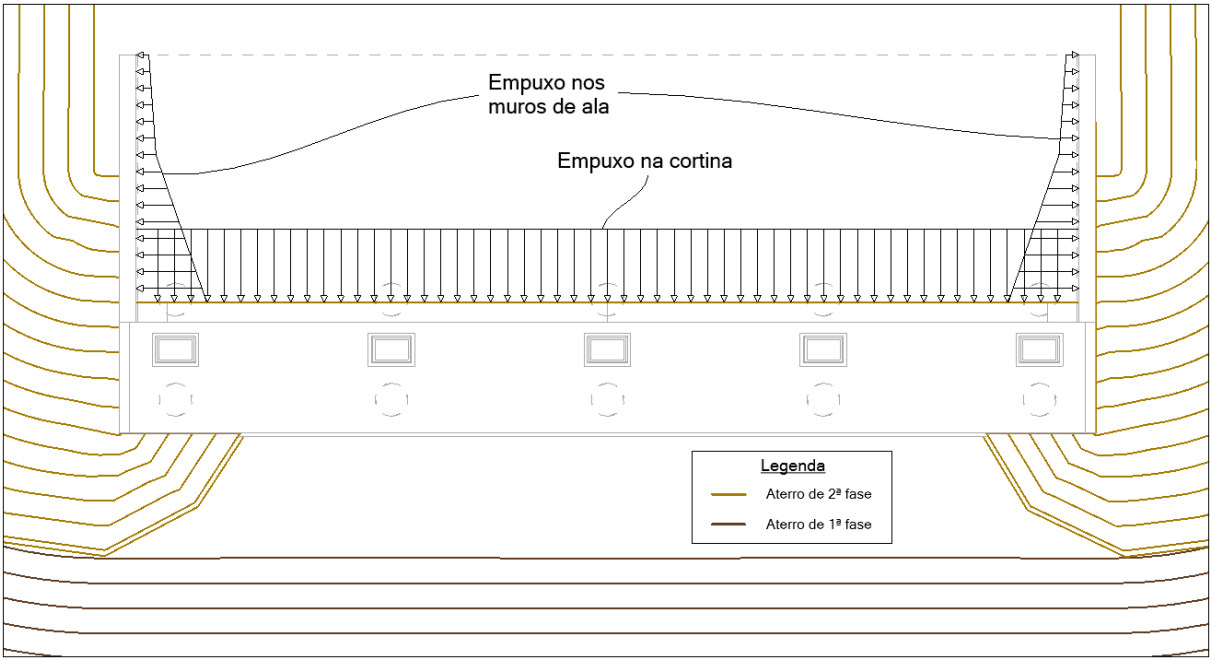
Figura 54 – Necessidade de compatibilização de esforços em modelo plano de meio contínuo



Fonte: O autor

Entende-se, portanto, que o projeto dos encontros requer a aplicação de modelos tridimensionais, para simular adequadamente o comportamento da estrutura. Outra razão deriva da aplicação dos empuxos de solo nos muros de ala (ver Figura 55), que deve produzir esforços de flexão oblíqua ao elemento principal do encontro (muro frontal ou travessa) e, quando há uma geometria esconsa, esforços torcionais nas fundações. Esses efeitos não podem ser representados satisfatoriamente nos modelos planos.

Figura 55 – Representação em planta dos empuxos de solo em um encontro leve

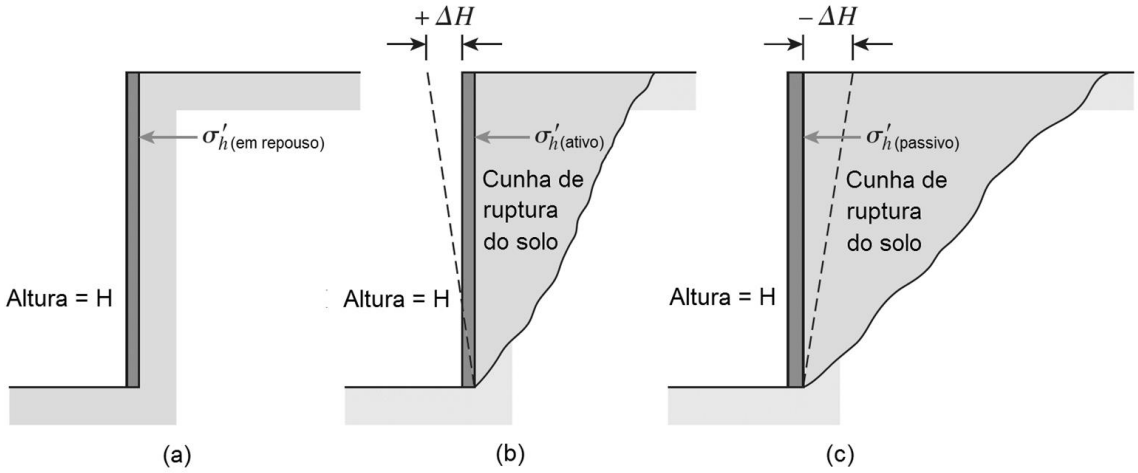


Fonte: O autor

3.6.2 Empuxo de solo em encontros

O tema dos empuxos de solo não se limita ao campo de estudos da ISE, mas compartilha de seus conceitos teóricos. Em suma, o empuxo corresponde à pressão horizontal exercida pelo solo sobre as estruturas, que podem ser muros de contenção, fundações profundas, encontros de pontes, entre outros. A magnitude depende de sua natureza, ou do estado de equilíbrio obtido conforme o deslocamento relativo entre os meios (ver Figura 56): quando a estrutura se afasta do maciço, mobiliza-se o empuxo ativo; quando se aproxima, de modo a empurrá-lo, mobiliza-se o empuxo passivo; quando a estrutura é executada sem perturbação significativa do solo e permanece rígida em relação a ele, é possível obter o estado de empuxo em repouso.

Figura 56 – Natureza do empuxo de solo em um muro de contenção: (a) empuxo em repouso; (b) empuxo ativo; (c) e empuxo passivo



Fonte: Das e Sivakugan (2019, p. 649)

3.6.2.1 Coeficiente de empuxo em repouso

O empuxo em repouso corresponde à pressão lateral *in situ* do terreno natural quando este se encontra em condição geostática, ou seja, quando não há tensões cisalhantes nos planos vertical e horizontal, configurando-os planos principais de tensões (GERSCOVICH, DANZIGER e SARAMAGO, 2016, p. 9-13), e não há deformação horizontal no interior do maciço. As condições práticas necessárias para que isso ocorra são: superfície do terreno horizontal; subcamadas com espessuras constantes; e baixa variabilidade das propriedades do solo na direção horizontal.

Dessa forma, quando o solo é tratado como um meio elástico linear, segundo a teoria da elasticidade o coeficiente de empuxo em repouso K_0 é dado em função do coeficiente de Poisson efetivo do solo ν', pela seguinte expressão:

$$K_0 = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_z} = \frac{\nu'}{1-\nu'} \tag{41}$$

Uma forma de se obter com mais precisão as pressões laterais no maciço é a partir de ensaios de campo, como o dilatométrico (DMT) e o pressiométrico (PMT). Entretanto, este tipo de aferição empírica é pouco usual em projetos comuns.

Recorre-se normalmente a fórmulas ou correlações empíricas para se estimar os coeficientes de empuxo em repouso. A mais difundida para solos normalmente adensados é a fórmula de Jaky (1944), reproduzida na eq. (42) que é recomendada pela CEN (2004, p. 104) e a AASHTO (2014, p. 3.105). Para solos sobre-adensados, essas normas recomendam a adoção das eq. (43) e (44), respectivamente, que levam em conta as tensões residuais no solo (onde OCR é a razão de sobre-adensamento).

$$K_0 = 1 - sen(\varphi') \tag{42}$$

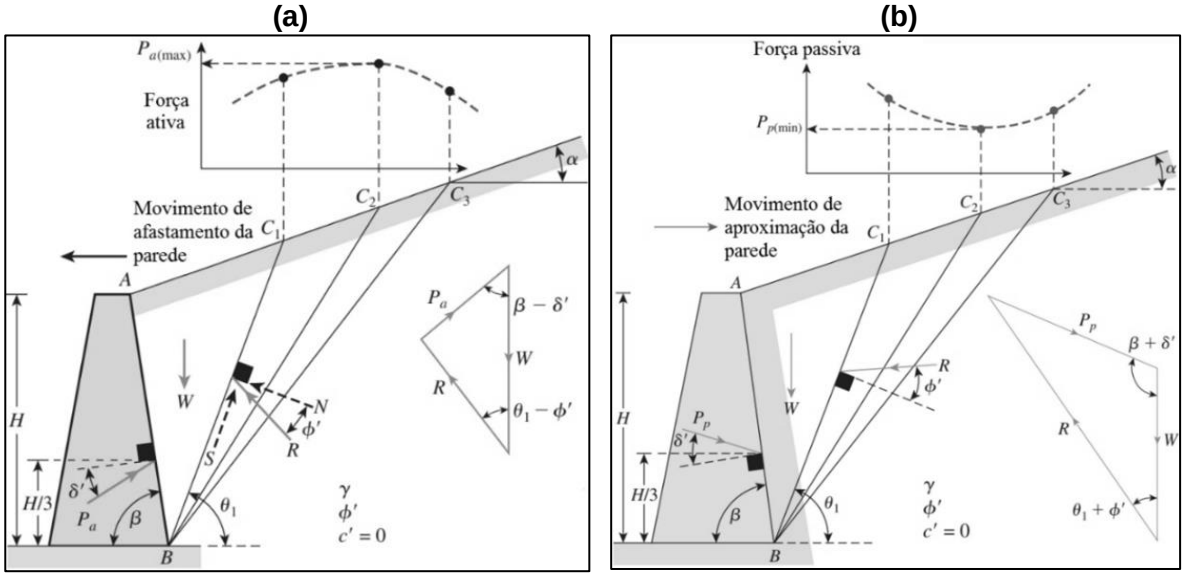
$$K_0 = (1 - sen(\varphi')) \cdot \sqrt{OCR} \tag{43}$$

$$K_0 = (1 - sen(\varphi')) \cdot (OCR)^{sen(\varphi')} \tag{44}$$

3.6.2.2 Coeficiente de empuxo ativo ou passivo

A teoria de Coulomb para empuxos ativos e passivos propõe que o cálculo seja feito a partir das forças atuantes no equilíbrio-limite de uma cunha de solo, delimitada pela superfície do terreno, a face interna da contenção e superfície inclinada e plana que liga a base da estrutura à superfície (DAS e SIVAKUGAN, 2019, p. 658-659).

Figura 57 – Empuxo de solo segundo a teoria de Coulomb: (a) estado ativo; (b) estado passivo



Fonte: Das e Sivakugan (2019, p. 658-659, tradução do autor)

Esta última, equivalente à superfície de ruptura por cisalhamento, tem a sua declividade θ_1 determinada para se obter os empuxos de solo nos estados ativo e passivo. Para o estado ativo, toma-se a superfície que leva ao carregamento máximo na parede (ver Figura 57-a), e para o passivo, a que resulta na reação mínima de solo (ver Figura 57-b). Com base nessas hipóteses, é possível estimar os coeficientes de empuxo ativo K_a e passivo K_p, segundo a teoria de Coulomb:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\delta' + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{sen(\delta' + \varphi') \cdot sen(\varphi' - \alpha)}{\cos(\delta' + \theta) \cdot \cos(\alpha - \theta)}}\right]^2} \tag{45}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi' + \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\delta' - \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{sen(\delta' + \varphi') \cdot sen(\varphi' + \alpha)}{\cos(\delta' - \theta) \cdot \cos(\alpha - \theta)}}\right]^2} \tag{46}$$

Nas eq. (45) e (46), os coeficientes são dados em função do ângulo de atrito efetivo do solo ϕ', do ângulo de atrito efetivo da interface solo-estrutura δ', do ângulo de declividade do maciço contido α e do ângulo da face interna da contenção em relação à vertical ($\theta = 90 - \beta$). Nas situações em que a face interna é inclinada, ou quando se admite a existência de atrito na interface, o vetor que define a o empuxo não é horizontal. Nesses casos, para se obter a resultante horizontal, basta multiplicar o coeficiente ou o carregamento de empuxo por $\cos(\delta + \theta)$.

A Teoria de Rankine admite que o deslocamento da estrutura ativa os estados-limite de plastificação no solo, formando infinitas superfícies potenciais de ruptura. A análise admite as seguintes hipóteses: superfície do terreno horizontal ($\alpha = 0°$); face interna da contenção vertical ($\theta = 0°$); e atrito nulo entre solo e muro ($\delta' = 0°$). Embora se baseie em princípios distintos, ela é referida às vezes como uma particularização da teoria de Coulomb, pois obtém as mesmas equações para as condições impostas. Os coeficientes de empuxo ativo e passivo são dados por:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi'}{2}\right) = \frac{1 - \text{sen}(\varphi')}{1 + \text{sen}(\varphi')} \tag{47}$$

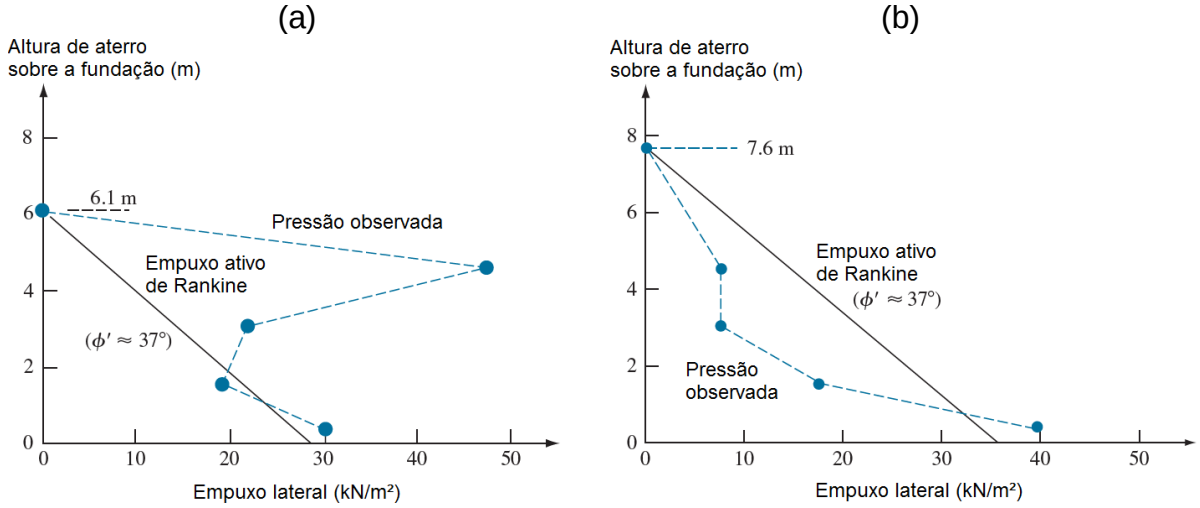
$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right) = \frac{1 + \text{sen}(\varphi')}{1 - \text{sen}(\varphi')} \tag{48}$$

As teorias acima têm como principal premissa a formação de superfícies planas de ruptura, o que não corresponde à realidade. No caso dos empuxos ativos, os resultados são razoáveis, pois a superfície curva real não difere tanto da idealizada. Na condição passiva, a curvatura é mais acentuada e não deve ser desprezada, principalmente se o ângulo de atrito da interface solo-estrutura for superior a um terço do ângulo de atrito do solo. Neste caso, é recomendável aplicar métodos que atribuem formato circular a essa superfície, como o método do círculo de atrito (GERSCOVICH, DANZIGER e SARAMAGO, 2016, p. 59-63), ou um formato de espiral logarítmica, como o método de Caquot e Kerisel (AASHTO, 2002, p. 123-125).

3.6.2.3 Efeitos da compactação sobre o empuxo de solo

A análise também deve contemplar o efeito da compactação sobre o empuxo. Tal efeito pode ser computado segundo o método de Ingold (1979), que se utiliza da elasticidade para estimar o esforço adicional na construção, ou por procedimentos dados em Clough e Duncan[17] (1991) apud (AASHTO, 2014, p. 3.103). Alguns projetistas optam por aplicar um fator da ordem de 20% sobre o empuxo calculado ou alterar a posição da resultante para um ponto entre 0,40 e 0,50 da altura a partir da base, ao invés de H/3 (GERSCOVICH, DANZIGER e SARAMAGO, 2016, p. 209).

Figura 58 – Distribuição do empuxo lateral em parede de contenção instrumentada, solicitada por aterro de material granular compactado: (a) medido durante a construção, quando o aterro atingiu 6,10 m; (b) medido após a conclusão do aterro, com altura total de 7,60 m.



Fonte: Bentler e Labuz[18] (2006) apud (DAS e SIVAKUGAN, 2019, p. 718-720)

[17] CLOUGH, G. W.; DUNCAN, J. M. Earth pressure. In: FANG, H. Y. **Foundation engineering handbook.** New York: Van Nostrand Reinhold, 1991.

[18] BENTLER, J. G.; LABUZ, J. F. Performance of a Cantilever Retaining Wall. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – ASCE**, v. 132, n. 8, p. 1062–1070, 2006.

Este aspecto acaba sendo ignorado, muitas vezes, quando da elaboração dos projetos, pelos seguintes motivos: após o final do processo construtivo, normalmente só há intensificação no carregamento na camada mais superficial do solo; os limites de norma para os parâmetros de atrito e coesão, por vezes, são suficientes para sobrescrever o efeito; e o empuxo adicional sofre importante redução ao longo do tempo (DAS e SIVAKUGAN, 2019, p. 718-720), conforme o exemplo da Figura 58.

3.6.2.4 Aplicação do carregamento de empuxo

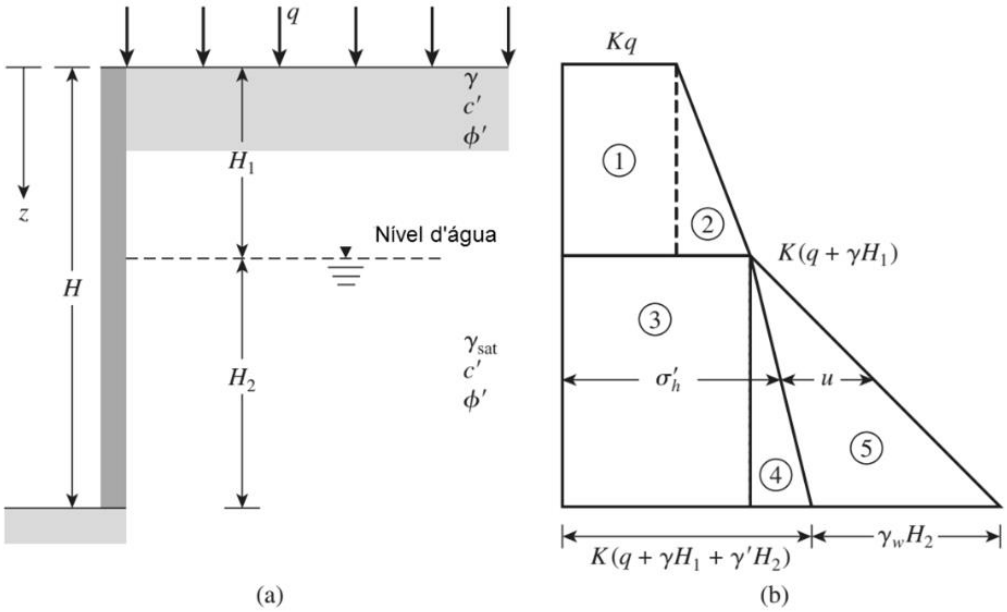
Definido o coeficiente de empuxo, a intensidade da pressão horizontal σ_h' a uma profundidade z é função da tensão vertical efetiva do solo σ_v', conforme a eq. (50). A tensão vertical efetiva é função do peso específico seco ou saturado do solo γ_s. O empuxo total neste ponto é a soma da parcela efetiva σ_h' e da parcela da poropressão U, conforme a eq. (51).

$$\sigma'_v = \gamma_s \cdot z - U \tag{49}$$

$$\sigma'_h = K \cdot \sigma'_v = K \cdot (\gamma_s \cdot z - U) \tag{50}$$

$$\sigma_h = \sigma'_h + U = K \cdot \sigma'_v + U \tag{51}$$

Figura 59 – Empuxo em muro de contenção com sobrecarga e nível d'água intermediário: (a) esquema ilustrativo da contenção; (b) diagrama de empuxo



Fonte: Das e Sivakugan (2019, p. 649)

Se o solo for seco ou se o nível d'água estiver junto à superfície, o diagrama de empuxo será triangular, quando também não houver sobrecarga. Na situação

hipotética em que há sobrecarga e o nível d'água está posicionado ao longo da altura da contenção[19], o diagrama de empuxo será como apresentado na Figura 59.

Quando o solo é coesivo, o diagrama de empuxo é deslocado pela parcela derivada da coesão, em sentidos opostos conforme o estado limite ativo ou passivo, conforme as eq. (52) e (53). A profundidade onde o carregamento se anula, no caso ativo, é estimada conforme a eq. (54). Neste caso, a favor da segurança pode-se admitir a abertura de uma fenda com altura equivalente e calcular o empuxo de solo a partir dessa profundidade.

$$\sigma_a = K_a \cdot \sigma'_v - 2c' \cdot \sqrt{K_a} \tag{52}$$

$$\sigma_p = K_p \cdot \sigma'_v + 2c' \cdot \sqrt{K_p} \tag{53}$$

$$z_{tc} = \frac{2c'}{\gamma \cdot \tan(45° - \varphi'/2)} \tag{54}$$

3.6.2.5 Verificação da natureza do empuxo

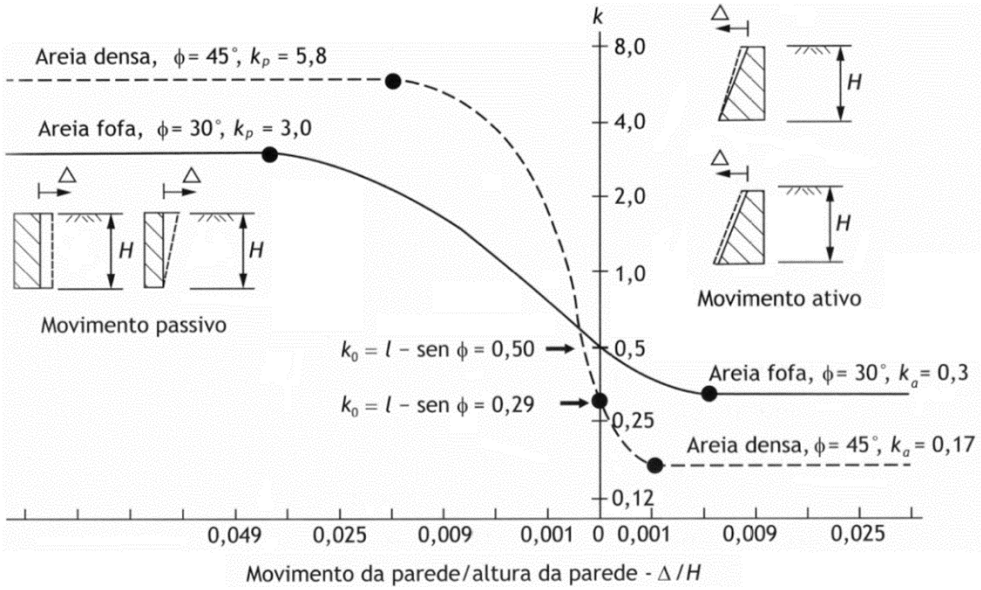
Os métodos analíticos aqui apresentados permitem a análise simplificada da ISE por pressões de contato, o que não se faz necessário caso o solo seja modelado como meio contínuo. Quando aplicados, deve-se garantir que as condições obtidas de movimentações relativos (tipo, intensidade e direção) são coerentes com as hipóteses estabelecidas quanto à natureza do empuxo. O empuxo ativo é mobilizado por movimentos relativamente pequenos de afastamento da estrutura, enquanto a condição passiva se obtém por movimentos de aproximação significativamente maiores (ao menos 5 vezes). Se o movimento da estrutura é restringido externamente, tornando-se insignificante ou nulo, admite-se que o solo está em repouso. Por fim, quando a magnitude do movimento é insuficiente para mobilizar plenamente o estado ativo ou passivo, deve-se tomar um valor intermediário para o coeficiente de atrito, ajustado proporcionalmente com base em gráficos como o ilustrado na Figura 60.

É importante, portanto, definir as faixas de deslocamentos necessários para mobilizar os estados de empuxo em encontros e critérios adicionais para admissão de valores intermediários. E conforme apresentado a seguir, há uma certa variabilidade dentre as referências normativas sobre essas definições.

---

[19] Como registrado em 2.3.3, espera-se que não existam pressões hidrostáticas atuando nos encontros. No entanto, esta situação deve ser contemplada caso o projetista avalie que há a possibilidade de entupimento do sistema coletor (ou qualquer outra condição que altere a condição hídrica).

Figura 60 – Variação do coeficiente de empuxo em função do movimento da contenção



Fonte: Clough e Duncan[20] (1991) apud (GERSCOVICH, DANZIGER e SARAMAGO, 2016, p. 12-13)

A norma brasileira (ABNT, 2021, p. 6) descreve apenas genericamente que o empuxo “deve ser determinado de acordo com os princípios da mecânica dos solos, em função de sua natureza” e que “os empuxos ativo e de repouso devem ser considerados nas situações mais desfavoráveis”, sem definir critérios de avaliação. O passivo só é admitido caso se possa garantir a sua presença durante toda a vida útil e que os deslocamentos relativos à sua mobilização sejam prejudiciais à estrutura.

O ACI 343R (ACI, 1995, p. 130) aponta que, devido à restrição no topo de encontros convencionais pelos muros de ala ou pela superestrutura, é comum que eles sejam projetados, a favor da segurança e na falta de uma análise mais apurada, com uma majoração de 50% sobre valores obtidos para empuxos ativos.

A AASHTO (2014, p. 3.102) determina que os encontros que toleram pouco ou nenhum movimento devem ser projetados para o empuxo em repouso, e nos que que tem liberdade para se afastar, deve-se admitir empuxo entre o estado ativo e o repouso – aplicam-se fatores de ponderação diferentes em cada caso, de 1,35 e 1,50, respectivamente. Não se recomenda a admissão do empuxo passivo na parte interna, devido a possibilidade de ocorrência de erosão do solo ou deformações acima das admissíveis (AASHTO, 2014, p. 11.22). Valores de referência para os deslocamentos limites são dados na Tabela 11, em função do tipo de solo, onde Δ e H são parâmetros ilustrados na Figura 60.

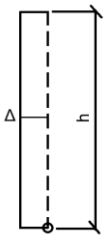
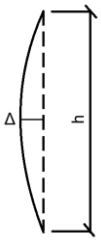
[20] CLOUGH, G. W.; DUNCAN, J. M. Earth pressure. In: FANG, H. Y. **Foundation engineering handbook.** New York: Van Nostrand Reinhold, 1991.

Tabela 11 – Valores de movimentos mínimos para mobilizar os estados plásticos

Tipo de aterro	Valores de Δ/H (%)	
	Ativo	Passivo
Areia densa	0,10	1,00
Areia média	0,20	2,00
Areia fofa	0,40	4,00
Silte compactado	0,20	2,00
Argila de baixa plasticidade compactada	1,00	5,00
Argila de alta plasticidade compactada	1,00	5,00

Fonte: Clough e Duncan (1991) apud (AASHTO, 2014, p. 3.102, tradução do autor)

Tabela 12 – Relações Δ/H para solos não coesivos

Tipo de movimento	Estado ativo Δ/H (%)		Estado passivo Δ/H [Δ/H para 0,5.σ_p] (%)	
	Solo solto	Solo denso	Solo solto	Solo denso
	0,40 a 0,50	0,10 a 0,20	7,00 [1,50] a 25,00 [4,00]	5,00 [1,10] a 10,00 [2,00]
	0,20	0,05 a 0,10	5,00 [0,90] a 10,00 [1,50]	3,00 [0,50] a 6,00 [1,00]
	0,80 a 1,00	0,20 a 0,50	6,00 [1,00] a 15,00 [1,50]	5,00 [0,50] a 6,00 [1,30]
	0,40 a 0,50	0,10 a 0,20	-	-

Fonte: Adaptado de CEN (2004, p. 154-155, tradução do autor)

A EN 1997 (CEN, 2004, p. 141-156) fornece uma relação mais completa de valores (ver Tabela 12), para verificação em solos não coesivos, variáveis conforme o tipo de movimento – que podem ser de translação, rotação em torno da base ou do topo e até flechas de estruturas mais flexíveis. Caso o deslocamento não supere 0,05% da altura, para solos normalmente adensados, indica-se a consideração do empuxo em repouso. E para situações em que a aproximação é insuficiente, a norma fornece um gráfico para obtenção de empuxos passivos intermediários.

Quando a modelagem do sistema solo-estrutura é efetuada com base em diagramas de empuxo impostos, como normalmente ocorre em modelos de Winkler, é importante confirmar se os deslocamentos obtidos atendem a valores empíricos de referência, como os fornecidos nas tabelas acima.

Segundo a ABMS/ABEF (2019, p. 587), quando o maciço de solo é modelado como um meio contínuo, “é fundamental obter os diagramas de empuxo resultantes na parede de contenção, para todas as fases de escavação, e compará-los com as recomendações referentes à metodologia de cálculo com imposição de diagramas”. Nesse contexto, interessa comparar as tensões efetivas de empuxo da análise numérica com as tensões efetivas limites de métodos analíticos e verificar a ocorrência de tração na interface – visto que tendência dos programas de cálculo é de definir a resistência à tração igual a zero como condição padrão.

3.6.3 Análise de fundações diretas sob carregamento vertical

Dentre os problemas práticos que envolvem os encontros de pontes, a análise de fundações diretas desperta um interesse menor, já que elas costumam se apoiar sobre o maciço rochoso ou solo competente, o que garante recalques pequenos e um comportamento praticamente elástico linear. Nessas condições, é usual se admitir que as fundações sejam substituídas por molas axiais, transversais e rotacionais, cujas rigidezes podem ser estimadas por métodos analíticos de placas rígidas, como as soluções de Boussinesq, apresentadas no item 3.2.2.

Em um método simplificado, o ICE (2008, p. 101) fornece as rigidezes de mola para o caso de uma fundação direta de lado maior b e menor d, que pode deformar horizontalmente ou rotacionar em torno da direção de menor inércia. As equações simplificadas para rigidez vertical K_z, rigidez horizontal K_x e rigidez ao tombamento K_m são dados pelas eq. (55) a (58). O método ainda determina que as molas verticais e rotacionais devem ser divididas por duas, com a metade de rigidez cada uma ($0{,}5 \cdot$

K_z e $0{,}5 \cdot K_m$), posicionadas a uma distância $l = 2 \cdot (K_m/K_z)^{0,5}$ uma da outra, mantendo-se a simetria em relação à fundação.

$$Z = \frac{b \cdot d^2}{6} \tag{55}$$

$$K_z = \frac{2{,}5 \cdot G \cdot (b \cdot d)^{0,5}}{(1-\nu)} \tag{56}$$

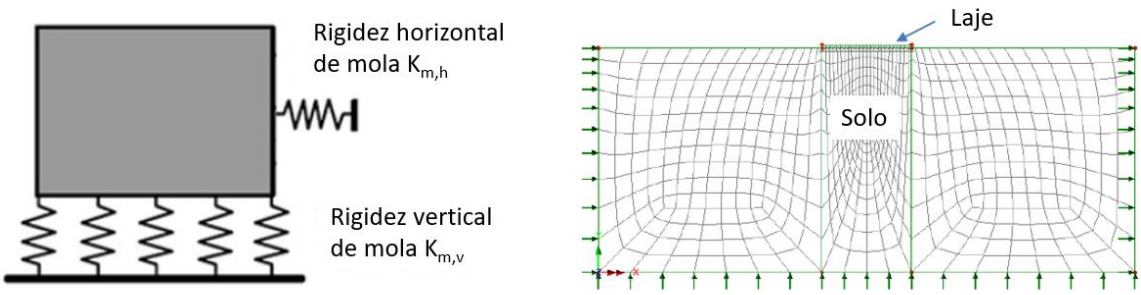
$$K_x = 2G \cdot (1-\nu) \cdot A^{0,5} \tag{57}$$

$$K_m = \frac{2{,}5 \cdot G \cdot Z}{(1-\nu)} \tag{58}$$

Há casos, no entanto, em que métodos de análise mais complexos devem ser considerados, quando a fundação é assentada sobre solo relativamente mole, ou quando ela é flexível o suficiente para que a sua rigidez impacte no comportamento geral do sistema (FHWA, 2019, p. 124-125).

Nessas ocasiões, pode-se utilizar de modelos de Winkler ou de meio contínuo (bi ou tridimensionais), como os ilustrados na Figura 61. Em ambos os casos deve-se atentar ao fato de que, caso os resultados do modelo apontem para a ocorrência de descolamento parcial da fundação, a interface deve ser modelada de modo que se permita a separação (e.g. perda de contato) entre os elementos.

Figura 61 – Análise de fundações diretas por modelos discretos: (a) Winkler; (b) meio contínuo



Fonte: FHWA (2019, p. 125, tradução do autor)

Em ambos os modelos, o coeficiente de reação vertical k_v pode exercer um papel importante, podendo ser utilizado no cálculo das molas de Winkler que substituem as fundações, ou então utilizado em correlações empíricas para se obter parâmetros elásticos - ou somente para efeito de comparação, com parâmetros obtidos de outras formas.

Na análise de fundações sob carregamentos verticais (e.g. sapatas e radiers), o modelo estabelece que as pressões de contato q apresentam proporção linear com os recalques w, dada pelo coeficiente de reação vertical k_v, conforme a eq. (59).

$$q = k_v \cdot w \tag{59}$$

O coeficiente de rigidez de uma mola vertical discreta $k_{m,v}$, em uma área de influência de comprimento ΔL e largura ΔB, é dada por:

$$k_{m,v} = k_v \cdot \Delta B \cdot \Delta L \tag{60}$$

O k_v é um fator dependente das características do solo e da geometria da fundação. Segundo a ABMS/ABEF (2019, p. 190-193), ele pode ser obtido por: (a) ensaios de placa; (b) tabelas de valores típicos; (c) cálculo de recalque da fundação.

Neste último caso, utiliza-se algum método analítico ou discreto confiável para estimar os recalques na fundação real submetida a pressão unitária. O coeficiente de reação é dado, então, com a divisão desta pressão pelo recalque obtido.

Nos dois primeiros casos, deve-se realizar correções de dimensão e forma sobre os valores de referência, que são tomados para placas de pequenas dimensões. Velloso e Lopes (2010, p. 128-129) indicam algumas teorias para obtenção do k_v a partir desses valores. De maneira geral, quanto maior a fundação, menor o coeficiente k_v; e quanto mais ela se distancia do formato quadrado ou circular, tornando-se alongada, também menor o k_v. Valores de referência de $k_{v,30}$, coeficientes de reação obtidos empiricamente para uma placa quadrada com aproximadamente 30 cm de lado, foram dados por Terzaghi (1955) e são disponibilizados na Tabela 13

Tabela 13 – Valores de $k_{v,30}$, em kgf/cm³

Argilas	**Rija**	**Muito rija**	**Dura**
q_u (kgf/cm²)	1 – 2	2 – 4	> 4
Faixa de valores	1,6 – 3,2	3,2 – 6,4	> 6,4
Valor proposto	2,4	4,8	9,6
Areias	**Fofa**	**Med. compacta**	**Compacta**
Faixa de valores	0,6 – 1,9	1,9 – 9,6	9,6 – 32,0
Areia acima do N.A.	1,3	4,2	16,0
Areia submersa	0,8	2,6	9,6

Fonte: Terzaghi (1955) apud (ABMS/ABEF, 2019, p. 191)

3.6.4 Análise de fundações profundas sob carregamento vertical

O estudo da ISE de fundações profundas (estacas ou tubulões) submetidas a carregamentos verticais desperta pouco interesse, diante dos pequenos valores de recalque que normalmente ocorrem (1955) apud (ABMS/ABEF, 2019, p. 292).

Para calcular os comprimentos embutidos necessários, aplicam-se métodos analíticos, empíricos ou semiempíricos como os citados em 2.5.4.5. Efeitos de grupos de estacas carregadas verticalmente são geralmente contabilizados com base em métodos analíticos ou empíricos, como o de Fleming et al. (1992) apud (ABMS/ABEF, 2019, p. 282), que aplica um fator de redução para estimar a eficiência do grupo de estacas ao controle de recalques (em comparação a uma estaca isolada).

A abordagem tradicional costuma ser suficiente, mas em casos especiais pode-se utilizar modelos de meio contínuo ou Winkler, associados a relações constitutivas que levem em conta a não linearidade do solo, permitindo assim uma análise mais criteriosa e completa do problema de ISE. Para este propósito, utiliza-se com alguma frequência as curvas t-z e Q-z que descrevem a reposta das molas para atrito lateral e resistência de ponta, respectivamente – onde t é a tensão cisalhante na interface, Q é a carga de ponta e z é o deslocamento vertical. Uma proposta bastante detalhada para essas curvas pode ser obtida em API (2000).

Estacas circulares isoladas submetidas a esforços axiais também podem ser facilmente simuladas por um modelo plano de meio contínuo, já que se trata de um problema axissimétrico. Esses modelos são encontrados em diversas pesquisas, mas dificilmente se justificam em projetos correntes (VELLOSO e LOPES, 2010, p. 329).

3.6.5 Análise de fundações profundas sob carregamento horizontal no topo

O tema das fundações profundas submetidas a esforços transversais (forças horizontais e momentos de topo) constitui um problema complexo de interação solo-estrutura, amplamente estudado na engenharia de fundações. Coloca-se como o tema mais importante à análise da ISE em encontros convencionais, pois se aplica ao projeto de qualquer tipologia sobre fundações profundas.

A complexidade se dá porque a deformação lateral da fundação para uma força aplicada depende da rigidez flexional da estaca e da resistência do solo, que por sua vez varia conforme a magnitude da força aplicada. E, diferentemente das situações anteriores, neste caso pode-se atingir elevados níveis de mobilização da resistência

(ou até ruptura) dos solos superficiais, mesmo para as forças de serviço (VELLOSO e LOPES, 2010, p. 336). De acordo com o (FHWA, 2016a, p. 353), os fatores que têm efeito significativo na resistência lateral do sistema estaca-solo, são:

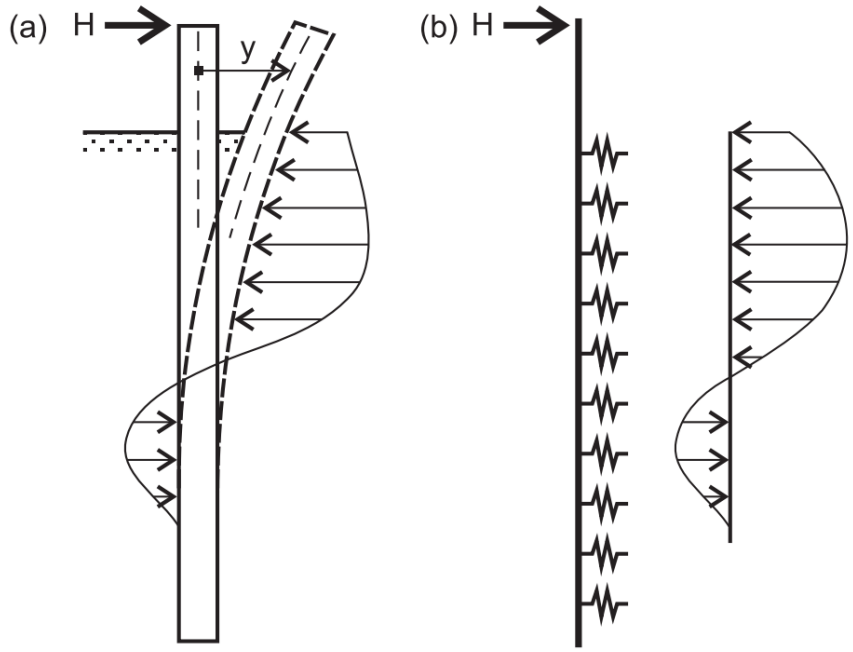
- Parâmetros do material geológico: (a) propriedades físicas do solo ou da rocha, como a resistência ao cisalhamento, o ângulo de atrito e a densidade; (b) e o coeficiente de reação horizontal em profundidade.
- Parâmetros da estaca: (a) propriedades físicas, como o formato, o material e as dimensões; (b) a vinculação da estaca com o bloco de coroamento, se existe ou não restrição à rotação; (c) método de execução da estaca, se escavada, cravada etc.; (d) efeitos de grupo.
- Parâmetros da ação horizontal: (a) tipo (estática, cíclica ou dinâmica); (b) e a excentricidade, se há momento associado ao cisalhamento.

Há duas abordagens de projeto usuais. A primeira é utilizar estacas inclinadas, que absorvem forças horizontais por esforços axiais, principalmente, reduzindo muito os deslocamentos do bloco. Todavia, elas constituem uma solução mais custosa, que pode ser de difícil execução, e que deve ser evitada em zonas sísmicas, pois pode ocasionar esforços transversais expressivos na estrutura durante terremotos (FHWA, 2016a, p. 351). A segunda, mais comum, é utilizar estacas ou tubulões verticais, que absorvem os carregamentos horizontais por flexão e cisalhamento, transmitindo-os ao maciço desde os primeiros metros. Esta solução é mais flexível, portanto, apresenta melhor desempenho para carregamentos dinâmicos, além de ser mais econômica.

Segundo Velloso e Lopes (2010, p. 333), o problemas do dimensionamento dessas fundações divide-se em 3 aspectos: a estabilidade ou segurança à ruptura do solo, no qual se avalia se ele é capaz de suportar as tensões, com a segurança necessária; os deslocamentos, isto é, verificar se o deslocamento e a rotação do topo da fundação, para cargas de trabalho, são compatíveis com a estrutura suportada; o dimensionamento estrutural da estaca ou tubulão, quando é necessário prever os esforços internos.

A resolução do problema passa pela obtenção da distribuição de pressões na interface, que para uma estaca isolada carregada no topo por uma forca horizontal H, se assemelha ao diagrama da Figura 62-a. Para essa finalidade, aplicam-se diversas metodologias, como o modelo de Winkler exemplificado na Figura 62-b, que é capaz de obter uma aproximação do diagrama real com auxílio de molas discretas.

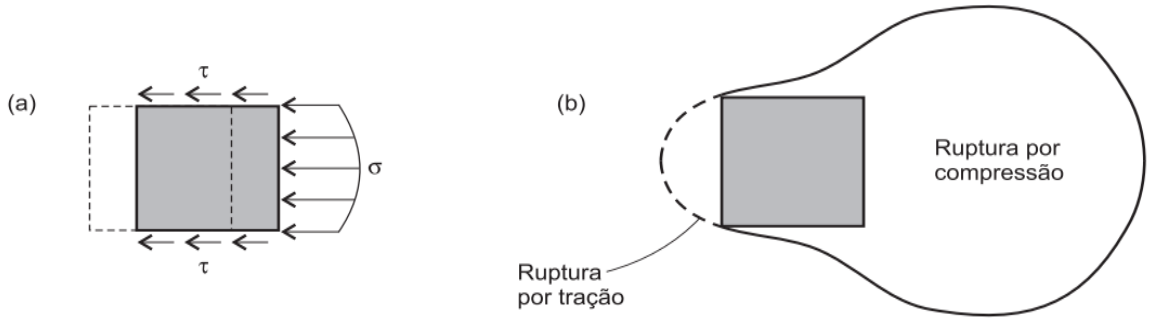
Figura 62 – Estacas submetida a uma força transversal no topo: (a) reação real do solo; (b) simulação da reação do solo por modelo de Winkler



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 334)

Essas metodologias devem contemplar o fato de que, à medida que a estaca se move na direção da força aplicada, um vazio, decorrente de perda de contato, pode vir a se formar na parte posterior, cuja ruptura (se houver) se dá por tração (Figura 63-b). Geralmente não se contabiliza a contribuição dessa tração à resistência do sistema, que se dá predominantemente pelas tensões normais das faces comprimidas e as tensões cisalhantes nas laterais.

Figura 63 – Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca: (a) tensões despertadas; (b) mecanismo de ruptura



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 335)

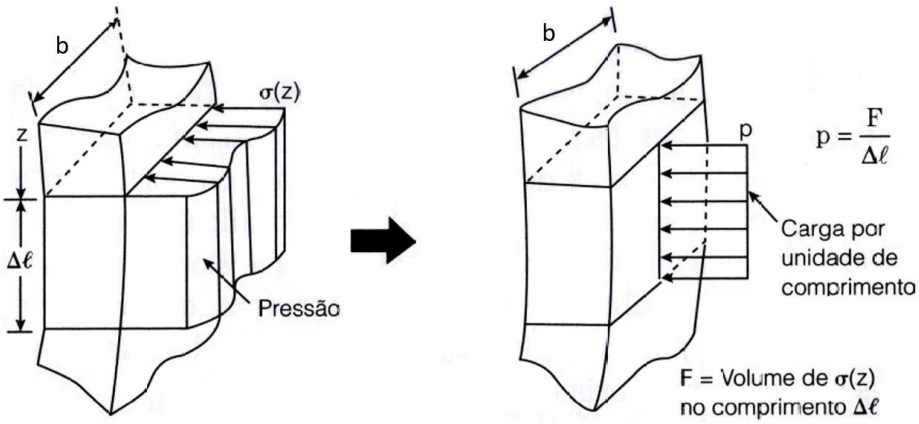
A hipótese de Winkler prevê nesses casos uma relação linear entre as pressões horizontais σ_h e os deslocamentos horizontais ou deflexões y (ou v), dada pelo coeficiente de reação horizontal k_h (dimensão F.L^{-3}), conforme a eq. (61). A força linear p se obtém pela multiplicação da tensão pela dimensão transversal da fundação

b (largura ou diâmetro), conforme a eq. (62). A representação física de ambos os parâmetros é dada na Figura 64.

$$\sigma_h = k_h \cdot v \text{ ou } \sigma_h = k_h \cdot y \tag{61}$$

$$p = \sigma_h \cdot b \tag{62}$$

Figura 64 – Transformação da pressão em força linear



Fonte: Alonso (2012, p. 61)

Para definição do k_h, costuma-se recorrer a tabelas de valores típicos, como as registradas na Tabela 14 (para argilas e solos orgânicos moles) e na Tabela 15 (para areias). Observa-se que elas não fornecem diretamente os valores de k_h, mas a sua taxa de crescimento com a profundidade m_h (dimensão F·L-^{4}) ou a sua taxa de crescimento incluindo a dimensão transversal n_h (dimensão F·L^{-3}), fazendo-se necessário o uso das eq. (63) e (64).

$$k_h = m_h \cdot z \tag{63}$$

$$k_h = n_h \cdot \frac{z}{b} \tag{64}$$

Tabela 14 – Valores de taxas de crescimento do coeficiente de reação horizontal com a profundidade de argilas e solos orgânicos moles, válidos para estacas de 30 cm de lado

Tipo de solo	Faixa de valores de n_h (kN/m³)	Valores sugeridos de m_h (kN/m^4)
Solos orgânicos recentes (vasa, lodo, turfa etc.)	1 a 10	15
Argila orgânica, sedimentos recentes	10 a 60	80
Argila siltosa mole, sedimentos consolidados (norm. adensados)	30 a 80	150

Fonte: ABMS/ABEF (2019, p. 193)

Tabela 15 – Valores típicos de n_h para areias, válidos para estacas de 30 cm de lado

Compacidade	n_h (kN/m³)	
	Acima do N.A.	Abaixo do N.A.
Fofa	2.500	1.500
Medianamente compacta	7.000	5.000
Compacta	18.000	12.000

Fonte: Terzaghi (1955) apud (ABMS/ABEF, 2019, p. 193)

Segundo Terzaghi (1955), para estacas embutidas em areias ou solos argilosos normalmente adensados é razoável admitir que há uma variação linear de k_h com a profundidade. Para argilas rijas (muito sobre-adensadas), o autor sugere a adoção de um k_h constante, obtido a partir da Tabela 13 – multiplicando-se $k_{v,30}$ pela relação b_{ref}/b, onde b_{ref} é a largura da placa utilizada no ensaio de referência (30 cm).

Não é possível obter uma correspondência exata, mas há fórmulas que dão a ordem de grandeza da correlação entre o módulo de elasticidade E e o coeficiente de reação horizontal do solo, como a fórmula de Terzaghi (1955) registrada na eq. (65). Para fins práticos, Veloso e Lopes (2010, p. 336) sugerem a adoção da eq. (66), mas indicam que este módulo, para carregamento drenado, é da ordem de 50 a 60% do módulo para carregamento não drenado. Todas as correlações também se tornam muito imprecisas à medida que se aumenta o nível de carregamento, quando o módulo de elasticidade passa a decair significativamente conforme o solo assume comportamento não linear.

$$k_h = 0,74\frac{E}{b} \tag{65}$$

$$k_h \cong \frac{E}{b} \tag{66}$$

Outro ponto a se destacar é que o comportamento das estacas é altamente influenciado pelos primeiros metros de profundidade do solo, que merecem maior estudo para uma caracterização precisa dos parâmetros geotécnicos.

Matlock e Reese (1961) apud (ALONSO, 2012, p. 65) concluíram que, para solos em que k_h cresce linearmente com a profundidade (argilas normalmente adensadas e areias), o comportamento da estaca é comandado pelo solo até uma profundidade T, calculada conforme a eq. (67). Para solos em que k_h é constante (argilas sobre-adensadas), o seu refinamento deve ser feito na profundidade $z =$

$0{,}4.R$, onde R é dado pela eq. (68). Esses parâmetros correspondem à rigidez relativa estaca-solo, sendo chamados também de comprimento característico.

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \tag{67}$$

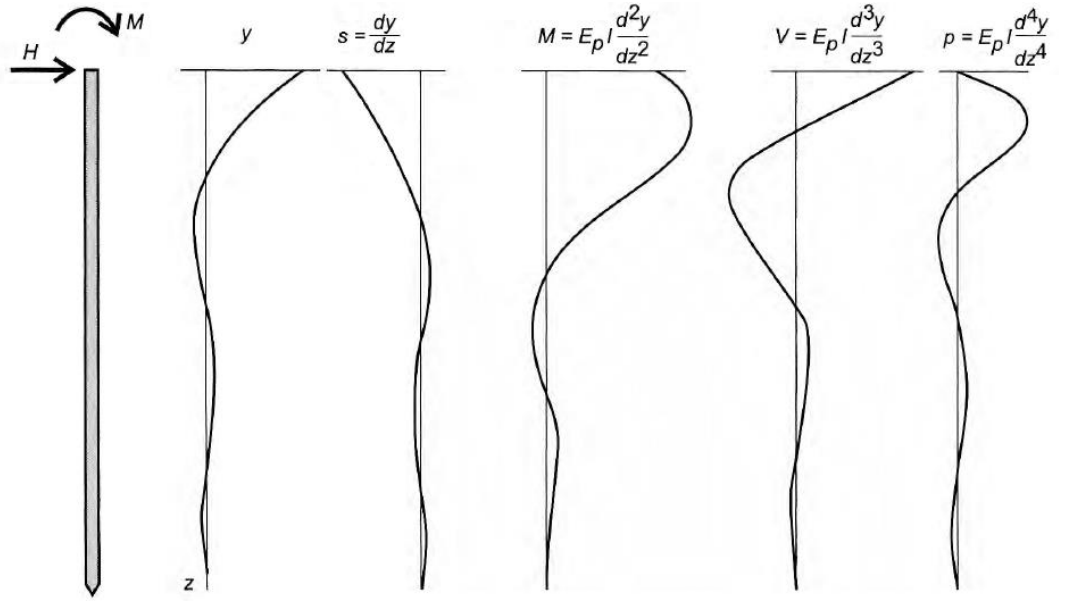
$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{k_h}} \tag{68}$$

A estaca é considerada longa quando o seu comprimento supera um valor de 4 a 5 vezes o comprimento característico, a depender do método utilizado (sendo 4 o valor mais usual). Abaixo deste valor, ela é tratada como uma estaca curta.

3.6.5.1 Métodos baseados no coeficiente de reação horizontal

Algumas soluções analíticas foram criadas a partir das relações acima e os conceitos da teoria da elasticidade. A Figura 65 ilustra as curvas que interessam à solução de uma estaca longa e elástica solicitada no topo por uma força horizontal H e um momento M. As curvas são expressas também por suas equações diferenciais, onde E_p é o módulo de elasticidade da estaca e I é o momento de inércia da seção transversal da estaca em relação ao eixo normal ao plano de flexão.

Figura 65 – Linhas de estado de estacas longas, incluindo as equações diferenciais



Fonte: Matlock e Reese (1961) apud (VELLOSO e LOPES, 2010, p. 348)

Hetenyi (1946) apud (VELLOSO e LOPES, 2010, p. 345-346) equiparou o problema de uma estaca embutida em solo com k_h constante (argilas sobre-

adensadas), com H e M aplicados no nível do terreno (topo livre da estaca), ao de uma viga apoiada em meio elástico, fornecendo equações para cálculo do deslocamento horizontal no topo y_0 e do momento fletor máximo $M_{máx}$ a uma profundidade aproximada de $0{,}7/\lambda$, tal que λ é a rigidez relativa solo-estaca:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_h b}{4E_p I}} = \sqrt[4]{\frac{K_h}{4E_p I}} \tag{69}$$

$$y_0 = \frac{2H\lambda}{K_h} + \frac{2M\lambda^2}{K_h} \tag{70}$$

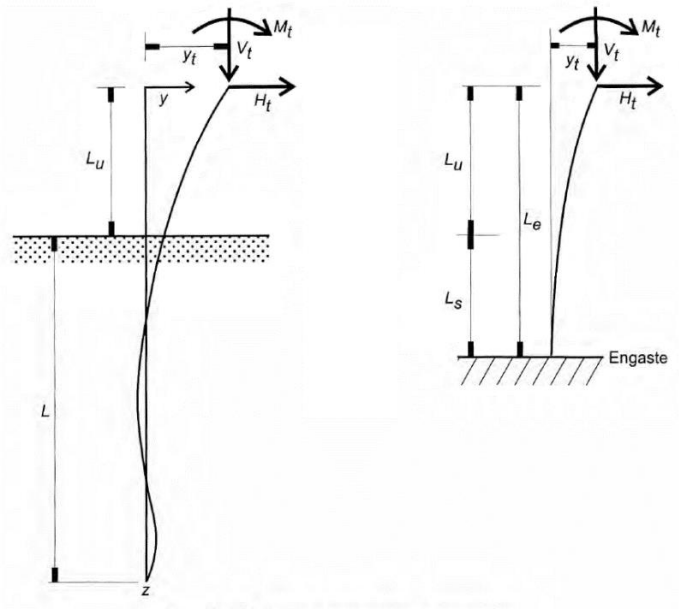
$$M_{máx} = 0{,}32\frac{H}{\lambda} + 0{,}7M \tag{71}$$

Miche (1930) apud (VELLOSO e LOPES, 2010, p. 346) foi o primeiro a obter estes resultados para solos com variação linear de k_h, expressos pelas eq. (72) e (73) para estacas longas (comprimento superior a $4 \cdot T$). O momento máximo, aproximado, é dado a uma profundidade $1{,}32 \cdot T$. O autor também obteve resultados para estacas curtas ou intermediárias ($L < 4T$), que podem ser consultados no trabalho original.

$$y_0 = 2{,}40\frac{T^3 H}{E_p I} \tag{72}$$

$$M_{máx} = 0{,}79HT \tag{73}$$

Figura 66 – Estaca equivalente engastada de Davisson e Robinson



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 363)

O método de Davisson e Robinson (ALONSO, 2012, p. 72-74) utilizam o conceito de estaca substituta (ver Figura 66), em que a estaca real é substituída por uma estaca equivalente engastada a uma certa profundidade. Este método se aplica a estacas longas (comprimento maior que $4T$ ou $4R$) e permite também o estudo da flambagem das estacas, no estado plano ou sólidos tridimensionais, com o cálculo da carga crítica. Para estimar a profundidade do engaste Ls, utilizam-se os ábacos da Figura 67, para se obter os coeficientes S_R e S_T.

Os parâmetros J_R e J_T são adimensionais, calculados conforme as eq. (74) e (76). Para solos com k_h constante, a solução é dada pelas seguintes equações:

$$J_R = \frac{L_u}{R} \tag{74}$$

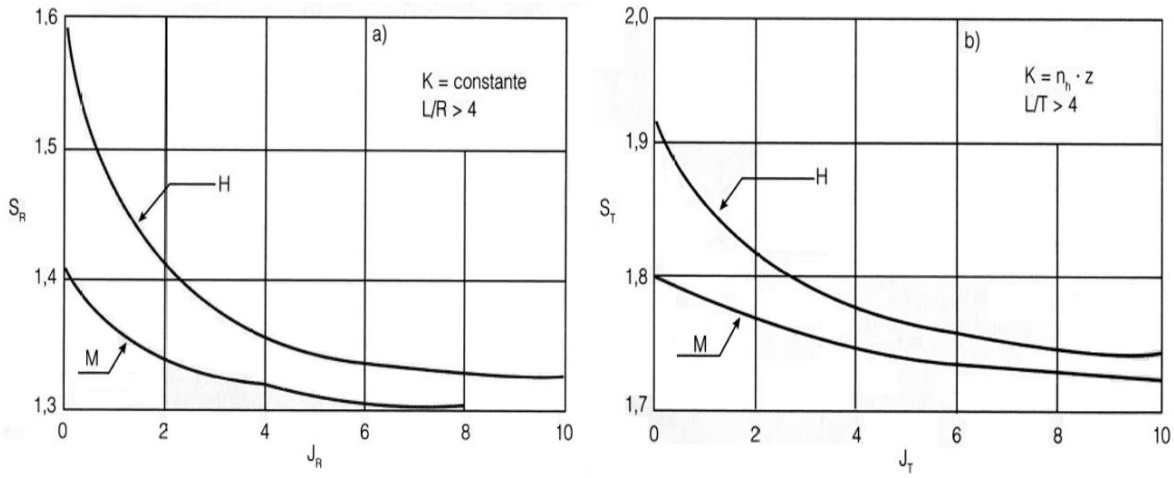
$$L_S = S_R \cdot R \tag{75}$$

Para solos com k_h linearmente crescente com a profundidade (areias e argilas normalmente adensadas), utilizam-se as seguintes expressões:

$$J_t = \frac{L_u}{T} \tag{76}$$

$$L_s = S_T \cdot T \tag{77}$$

Figura 67 – Valores de S_T e S_R pelo método de Davisson e Robinson



Fonte: Alonso (2012, p. 73)

Segundo Velloso e Lopes (2010, p. 365), o método de Davisson e Robinson “é extremamente útil quando se tem de incorporar as estacas à superestrutura para efeito da análise estrutural”. Portanto, tem grande utilidade ao projeto de pontes,

permitindo uma representação simplificada da ISE nas fundações de pilares, para compor modelos estruturais completos, de pórticos planos e espaciais ou em modelos com subestruturas. Assim, pode-se estudar a distribuição de esforços para apoios e encontros.

O uso desta e outras soluções analíticas – como a de Matlock e Reese (1961) apud (VELLOSO e LOPES, 2010, p. 347-355), que também tem grande importância à área – permitem uma boa compreensão inicial do problema, mas as simplificações envolvidas potencialmente resultam na negligência de aspectos significativos da ISE, o que pode produzir resultados contrários à segurança.

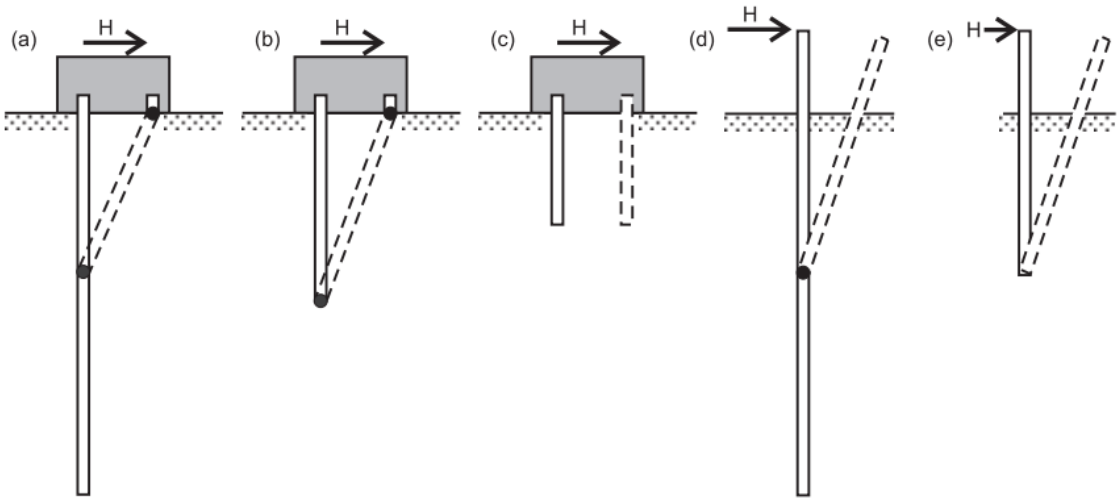
3.6.5.2 Métodos de ruptura

Os chamados métodos de ruptura são aqueles que analisam as fundações na condição de ruptura ou equilíbrio plástico, fornecendo a reação horizontal que levaria à ruptura do solo e/ou da estaca. Essa força ainda deve ser reduzida por um fator de segurança (global ou parcial, conforme a abordagem de projeto) para se obter a força horizontal máxima admissível. Esses métodos geralmente não procuram fornecer os deslocamentos para carregamentos de serviço.

Um deles é o de método de Hansen (1961) apud (VELLOSO e LOPES, 2010, p. 365-367), que se baseia nas teorias de empuxo para estimar a força de ruptura em uma estaca curta submetida a força horizontal e momento, com coeficientes de empuxo dados em função de φ' e c'. Arbitra-se a profundidade de um ponto em torno do qual a estaca rotaciona, solicitando o solo acima e abaixo, e calcula-se o equilíbrio de momentos. Caso ele não seja atendido, arbitra-se um novo ponto de rotação e assim sucessivamente, até que se obtenha o equilíbrio.

Outro método bastante difundido é o de Broms (1964) apud (VELLOSO e LOPES, 2010, p. 367-373), que recomenda que o projeto de estacas carregadas lateralmente seja baseado no seu comportamento à ruptura, aplicando coeficientes de majoração das ações e minoração das resistências para a situação limite. O autor identifica os mecanismos de ruptura para algumas situações (ver Figura 68), admitindo que nas estacas longas a ruptura se dá pela formação de uma ou duas rótulas plásticas ao longo de seu comprimento (quando se atinge o momento de plastificação da seção) e para estacas curtas, quando se atinge a resistência do terreno.

Figura 68 – Mecanismos de ruptura de uma estaca: (a) longa impedida; (b) intermediária impedida; (c) curta impedida; (d) longa livre; (e) e curta livre.



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 368)

Para cada uma dessas situações, o autor traça a distribuição de pressões e o diagrama de momentos fletores na estaca, o que permite expressar analiticamente a força horizontal que leva a esse estado de ruptura. Dessa forma, o método fornece diretamente as fórmulas para se estimar a força horizontal admissível no topo da estaca, conforme o seu tipo. Um aspecto relevante do método, é que o autor admite como resistência lateral do solo arenoso, em todo o comprimento da estaca, o empuxo passivo conforme a teoria de Rankine, para uma largura de influência igual a $3b$ (tal que b é a dimensão transversal da estaca), resultando na eq. (78). Em solos argilosos, esse valor é função da resistência não drenada do solo s_u, conforme a eq. (79).

$$\sigma'_h = 3b \cdot \sigma'_{v0} \cdot K_p \tag{78}$$

$$\sigma'_h = 9 \cdot s_u \cdot b \tag{79}$$

Posteriormente, Barton (1982) apud (ABMS/ABEF, 2019, p. 286) sugeriu que a resistência das areias seja estimada conforme a eq. (80), tendo o seu valor máximo limitado à resistência a $1{,}5.B$ de profundidade. Aplica-se também o coeficiente de empuxo passivo de Rankine. Segundo a ABMS/ABEF (2019, p. 286), essa formulação tem sido recomendada ultimamente dentre os melhores livros do meio técnico.

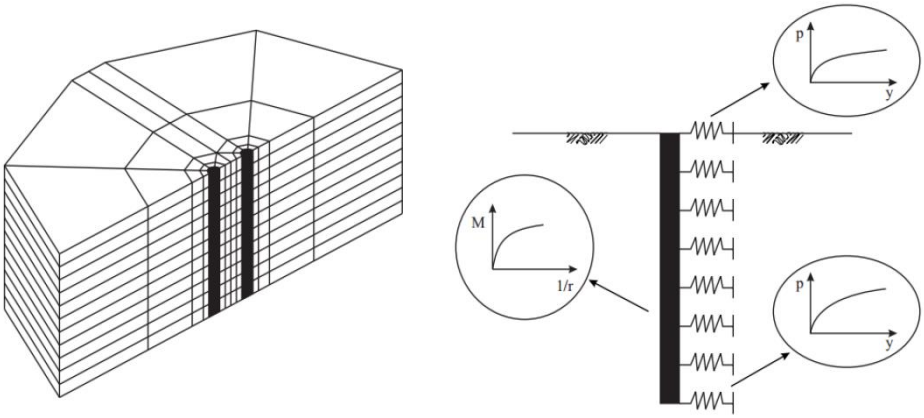
$$\sigma'_h = b \cdot \sigma'_{v0} \cdot K_p^{\,2} \tag{80}$$

3.6.5.3 Métodos discretos de Winkler e de meio contínuo

Os modelos discretos, com molas de Winkler ou meio contínuo discretizado, se aplicam com muita frequência a este tipo de análise. Eles se diferenciam dos métodos anteriores porque permitem a análise de problemas com geometrias e modelos constitutivos muito mais elaborados, quando associados, por exemplo, ao MEF.

Ambos os modelos são ilustrados na Figura 69, que também evidencia uma das suas principais diferenças: modelos de meio contínuo permitem avaliar a superposição de efeitos quando múltiplas estacas solicitam o solo. Os modelos de Winkler, por sua vez, não são capazes de representar satisfatoriamente os efeitos de grupo, exigindo a adoção de critérios adicionais.

Figura 69 – Modelos discretos de ISE para estacas carregadas transversalmente



Fonte: Gomes, Correia e Santos (1994)

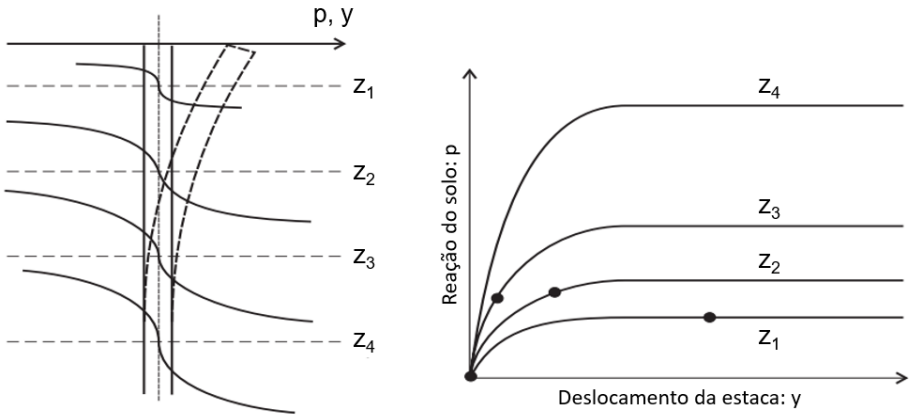
Para os modelos de meio contínuo, há programas computacionais que utilizam o MDF ou o MEC para fornecer a resposta do sistema para estacas isoladas. Nos programas computacionais de elementos finitos, mais versáteis, há 2 possibilidades principais para se efetuar a representação tridimensional de estacas: (1) elementos de sólidos, somados a elementos de interface que os ligam aos sólidos do maciço de solo; (2) ou barras embutidas (também denominadas estacas embutidas), que são elementos estruturais de barras cujos nós são ligados aos dos elementos de volume do solo por elementos de interface. A introdução destes elementos nos programas 3D de análise geotécnica por MEF mais populares é relativamente recente, de modo que ainda não se observa um contingente grande de pesquisas que utilizam tais modelos. Mas pode-se dizer que o seu potencial de aplicação é muito interessante, pela diversidade de modelos constitutivos admitidos e a possibilidade de avaliação da trajetória de tensões no solo, pela simulação da sequência de execução e operação.

Nos modelos de Winkler, pode-se atribuir o coeficiente de rigidez a uma mola horizontal discreta $k_{m,h}$ através da multiplicação do k_h médio daquele segmento por b e pela sua altura de influência Δz, conforme a eq. (81)

$$k_{m,h} = k_h \cdot b \cdot \Delta z \tag{81}$$

A equação se aplica ao modelo de molas lineares, mas, conforme mencionado anteriormente, a teoria de Winkler pode ser estendida para contemplar molas não-lineares, cujas rigidezes são caracterizadas por curvas p-y, o que constitui o método mais indicado pela FHWA (2016b, p. 356) para essas análises. É mais comum se adotar a resposta não linear do solo nos métodos de análise de estacas submetidas a esforços horizontais, portanto, as curvas p-y são muito mais utilizadas que as curvas t-z ou Q-z. Conforme ilustrado na Figura 70, elas descrevem a resposta mecânica a esforços horizontais do sistema estaca-solo a uma certa profundidade z, onde y é o deslocamento horizontal ou a deflexão e p, neste caso, é a pressão linear horizontal.

Figura 70 – Curvas p-y para cada camada do subsolo e mobilização da rigidez lateral em função do deslocamento sofrido pela estaca



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 340)

As teorias de curvas p-y tiveram avanços significativos com o desenvolvimento das plataformas *offshore* e a partir de pesquisas do *American Petroleum Institute* (API). Trata-se de curvas empíricas, que podem ser traçadas a partir de modelos já consolidados ou aferidas especificamente em projeto, por meio de provas de carga laterais em estacas. A Tabela 16 indica os principais modelos de curvas p-y para cada tipo de solo.

Tabela 16 – Modelos de curvas p-y comuns para distintas condições de solos ou rochas

Tipo de Solo	Referência
Argila mole abaixo do nível d'água	Matlock (1970)
Argila rija abaixo do nível d'água	Reese, Cox e Koop (1975)
Argila rija acima do nível d'água	Welch e Reese (1972) / Reese e Welch (1975)
Areia	Reese, Cox e Koop (1974)
Areia	API RP2A (1993)
Solos com coesão e atrito	Evans e Duncan (1982)
Rocha de baixa resistência	Reese (1997)
Rocha de alta resistência	Nyman (1980)

Fonte: Pando et al.[21] (2006) apud (FHWA, 2017, p. 8.31)

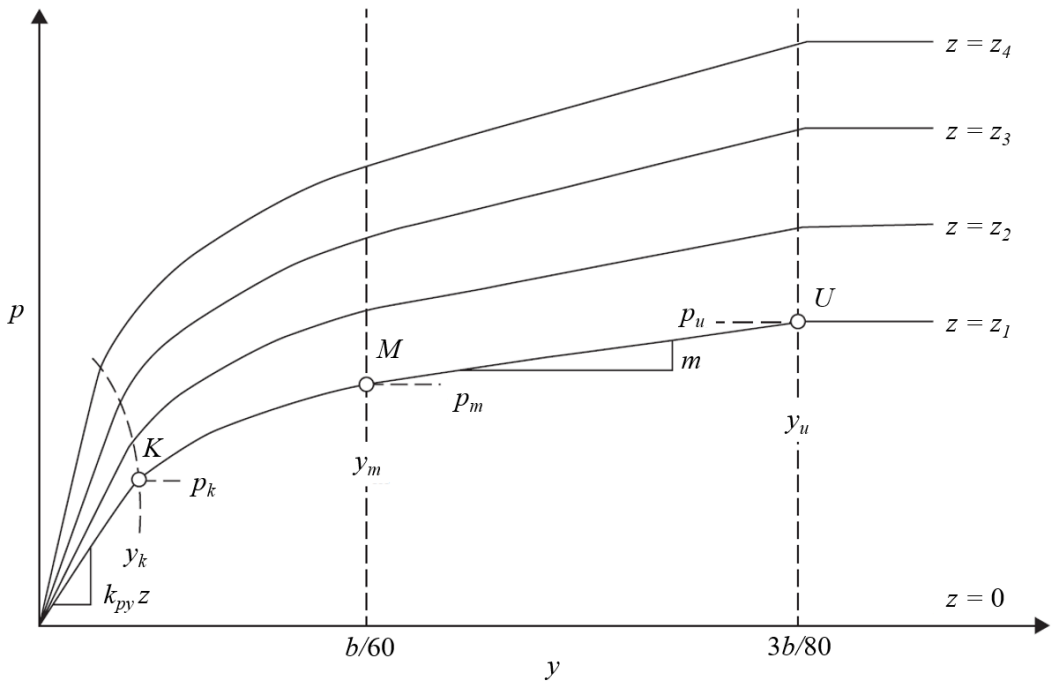
Uma compilação desses modelos é detalhada em Reese e Van Impe (2001). Segundo esses autores, as análises de fundações são muito sensíveis às curvas p-y aplicadas, portanto, a seleção de curvas adequadas é o problema mais crucial quando se utiliza este método. Ainda assim, ele é o mais indicado pela FHWA (2016b, p. 356) e pela AASHTO (2014, p. 10.119) para a análise de estacas carregadas lateralmente.

A maioria dos modelos de curvas p-y se aplicam a ações estáticas de curto prazo ou cíclicas, já que essas são as características das provas de carga nas quais se baseiam. Segundo Reese e Van Impe (2001, p. 9), para areias e argilas sobreadensadas, o efeito de forças sustentadas (longo prazo) pode provavelmente ser negligenciado. Para argilas normalmente adensadas, principalmente as argilas moles, este efeito pode ser importante. Os autores citam o exemplo de um ensaio realizado em uma estaca hélice contínua de 43 cm, embutida em solo silto argiloso com resistência não drenada de 35 kPa, sob forças próximas às de serviço por um período de 10 dias, no qual se concluiu que a extrapolação da curva de deflexão da estaca levaria a um valor 20% maior a longo prazo, em comparação à deformação pela força estática inicial.

A seguir apresenta-se com mais detalhe o modelo de curvas p-y que é utilizado no estudo de caso desenvolvido nos próximos capítulos deste trabalho. Trata-se do modelo de Reese, Cox e Koop (1974) para materiais arenosos – solos granulares sem coesão –, que se aplica a ações estáticas de curto prazo ou cíclicas. Como se observa Figura 71, as curvas são definidas por 4 trechos.

[21] Pando, M.A., C.D. Ealy, G.M. Filz, J.J. Lesko, and E.J. Hoppe (2006), A Laboratory and Field Study of Composite Piles for Bridge Substructures, Federal Highway Administration, Report FHWA-HRT-04-043, 384 pp.

Figura 71 – Modelo de curvas p-y para areias, de Reese, Cox e Koop (1974)



Fonte: Adaptado de Chen e Duan (2014, p. 269)

O modelo admite que há transições de comportamento para deslocamentos $y_m = b/60$ e $y_u = 3b/80$, onde b é a dimensão transversal da estaca. A Tabela 17 apresenta as características e as equações que definem os segmentos das curvas.

Tabela 17 – Características das curvas p-y para areias, de Reese, Cox e Koop (1974)

Segmento	Tipo de curva	Faixa de y	Faixa de p	Curva p-y	
1	Linear	0 a y_k	0 a p_k	$p = (k_{py} \cdot z) \cdot y$	(82)
2	Parabólica	y_k a y_m	y_k a y_m	$p = \overline{C} \cdot y^{1/n}$	(83)
3	Linear	y_m a y_u	y_m a y_u	$p = p_m + m \cdot (y - y_m)$	(84)
4	Linear	$\geq y_u$	$\geq y_u$	$p = p_u$	(85)

Fonte: Adaptado de Chen e Duan (2014, p. 269) e Reese e Van Impe (2001, p. 85)

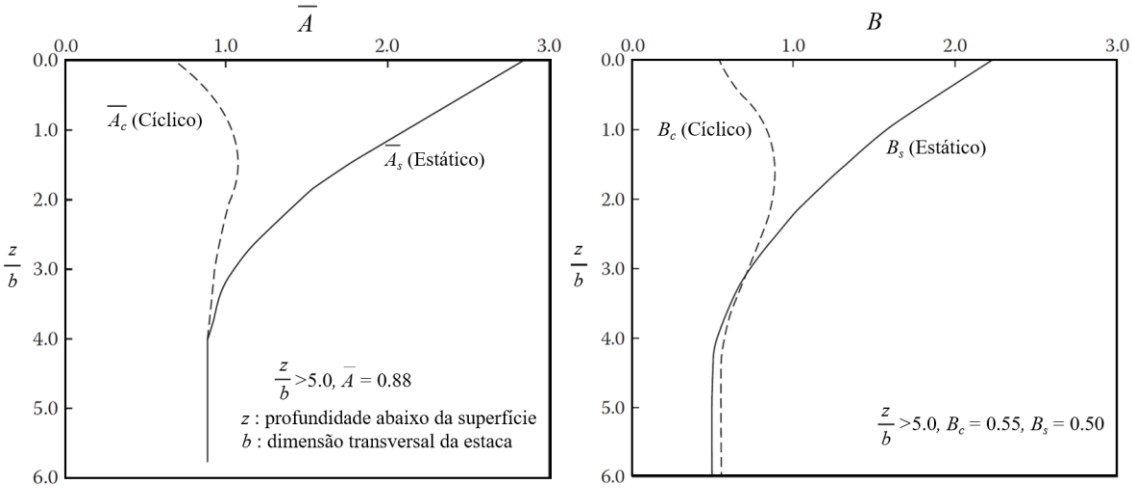
O modelo estima as resistências pelo equilíbrio entre empuxos ativo e passivo de Rankine, mas considera que a resistência próxima à superfície é dada pela ruptura de uma cunha passiva triangular, de modo que o cálculo é feito de maneira distinta na camada superficial e na profundidade. Dessa forma, têm-se que p_s é igual ao valor mínimo entre p_{st} e p_{sd}, dados pelas eq. (86) e eq. (87), respectivamente. Nas expressões, toma-se $\alpha = \varphi/2$, $\beta = 45 + \varphi/2$, $K_0 = 0{,}40$ e $K_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$.

$$p_{st} = \gamma \cdot z \cdot \left[\begin{array}{l} \dfrac{K_0 z \tan\varphi \operatorname{sen}\beta}{\tan(\beta-\varphi)\cos\alpha} + \dfrac{\tan\beta}{\tan(\beta-\varphi)}(b + z\tan\beta\tan\alpha) \\ +K_0 z \tan\beta(\tan\varphi sen\beta - \tan\alpha) - K_a b \end{array} \right] \tag{86}$$

$$p_{sd} = K_a b\gamma z(\tan^8\beta - 1) + K_0 b\gamma z \tan\varphi \tan^4\beta \tag{87}$$

A partir de p_s, obtém-se p_m e p_u pela eq. (88) e (89). Os adimensionais $\bar{A}$ e B são obtidos pelos ábacos da Figura 72, para ações estáticas ou cíclicas.

Figura 72 – Ábacos para cálculo de resistências das areias: (a) valores de $\bar{A}$; (b) valores de B



Fonte: Adaptado de Chen e Duan (2014, p. 270-271)

$$p_u = \bar{A}_s \cdot p_s \text{ ou } p_u = \bar{A}_c \cdot p_s \tag{88}$$

$$p_m = B_s \cdot p_s \text{ ou } p_m = B_c \cdot p_s \tag{89}$$

A declividade m da reta entre os pontos M e U é dada por:

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \tag{90}$$

O trecho parabólico é definido pelo parâmetro n, cujo determina a potência $1/n$ da parábola, e pelo coeficiente $\bar{C}$. As eq. (91) e (92) fornecem esses valores.

$$n = \frac{p_m}{m \cdot y_m} \tag{91}$$

$$\bar{C} = \frac{p_m}{y_m^{1/n}} \tag{92}$$

Por fim, o valor da rigidez inicial do conjunto k_{py} é obtida a partir dos valores de referência da Tabela 18. Obtendo-se este valor, pode-se estimar o deslocamento y_k na intersecção entre a reta inicial e o trecho parabólico, por meio da eq. (93).

$$y_k = \left(\frac{\bar{C}}{k_{py} z} \right)^{\frac{n}{n-1}} \tag{93}$$

Tabela 18 – Valores representativos de kpy para areias submersas e acima do N.A.

Tipo de solo	k_{py} recomendado (kN/m³)		
	Areia fofa	Areia média	Areia densa
Areia submersa	5.400	16.300	34.000
Areia acima do N.A.	6.800	24.400	61.000

Fonte: Adaptado de Reese e Van Impe (2001, p. 87)

3.6.5.4 Propriedades da estaca e sua vinculação ao bloco

Além das questões relativas à rigidez e à resistência do solo, sabe-se que o comportamento do sistema estaca-solo é muito influenciado pela rigidez flexional da estaca, definida pelo produto $E_p \cdot I_p$, onde E_p é o módulo de elasticidade do material da estaca e I_p é o momento de inércia da seção transversal.

Ambos esses parâmetros são essencialmente não lineares, pois decrescem com a evolução dos esforços de flexão. Segundo Reese e Van Impe (2001, p. 109), aplicar nas análises um segundo nível de processamento não linear, para o material estrutural (além da resposta do solo), pode ser pode ser excessivamente complicado e, dependendo da análise que se pretende fazer, desnecessário. Há três formas comuns para se considerar os efeitos dessa rigidez flexional: (1) adotar valores constantes de E_p e I_p; (b) utilizar valores constantes, mas aplicando um momento de plastificação à seção, a partir do qual ela escoa sem oferecer resistência, formando uma rótula plástica; (c) definir a rigidez flexional com base em curvas teóricas de momento X curvatura. O momento de plastificação teórico pode ser tomado a partir do momento de resistência da seção transversal, minorado por um fator de segurança.

Reese e Van Impe (2001, p. 130) apontam que, em estacas de concreto armado, o processo de fissuração deve se iniciar para esforços fletores relativamente pequenos, gerando uma redução brusca significativa de $E_p \cdot I_p$ – que segue decaindo com a evolução dos carregamentos. Por isso, a adoção de um momento de inércia

constante e igual ao momento da seção bruta de concreto gera muita imprecisão às análises de deformações em estacas. Para esforços solicitantes internos o impacto não é tão significativo, a menos que eles sejam condicionados pela deflexão. Segundo os autores, para uma computação mais precisa (embora ainda aproximada), pode-se calcular o momento de inércia efetivo I_e, parâmetro variável que leva em conta o nível de fissuração da peça. Ele é estimado segundo a fórmula de Branson, dada na eq. (94), onde M_{cr} é o momento de fissuração do material, M_a é o momento fletor máximo ao longo da estaca, I_g é o momento de inércia da seção bruta de concreto (sem considerar as armaduras), I_{cr} é o momento fletor da seção fissurada, y_c é a distância do eixo do centro de gravida de seção até a fibra mais tracionada e f'_c é a resistência à compressão nominal do concreto.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} \tag{94}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_c} \tag{95}$$

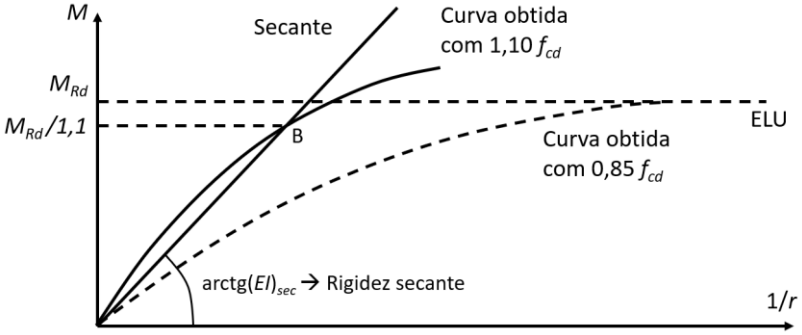
$$f_r = 7{,}5 \cdot \sqrt{f'_c} \tag{96}$$

A NBR 6118:2014 (ABNT, 2014, p. 124-126) utiliza essa abordagem para estimar a rigidez no cálculo de flechas imediatas em vigas de concreto armado – mas não indica parâmetros para o cálculo do momento de fissuração em seções circulares –, associado ao módulo de elasticidade secante do concreto E_{cs}, definido por esta norma. A rigidez equivalente $(EI)_{eq}$ é dada, então, pelo seguinte:

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \cdot I_e \leq E_{cs} \cdot I_g \tag{97}$$

Alternativamente, a norma (ABNT, 2014, p. 100-101) apresenta um método para se estimar a rigidez secante $(EI)_{sec}$ de uma seção de uma seção de concreto com armadura e esforço axial supostamente conhecidos, baseado na linearização do gráfico de momento-curvatura em condições específicas (ver Figura 73). Entretanto, a própria norma indica que não existe método analítico confiável para se prever com precisão os deslocamentos que irão ocorrer em estruturas de concreto armado de maior complexidade.

Figura 73 – Relação momento curvatura, para obtenção do módulo da rigidez secante



Fonte: ABNT (2014, p. 101)

Tendo em vista que este parâmetro é bastante impreciso, e que numa análise não linear dos materiais o histórico de carregamentos também é importante para se obter um melhor entendimento sobre suas condições de rigidez, uma alternativa interessante é a de se utilizar uma envoltória de inércia para as estacas (apenas quando necessário), entre a seção bruta e a seção fissurada efetiva ou equivalente. Desse modo, praticamente todas as situações de projeto ficam contempladas.

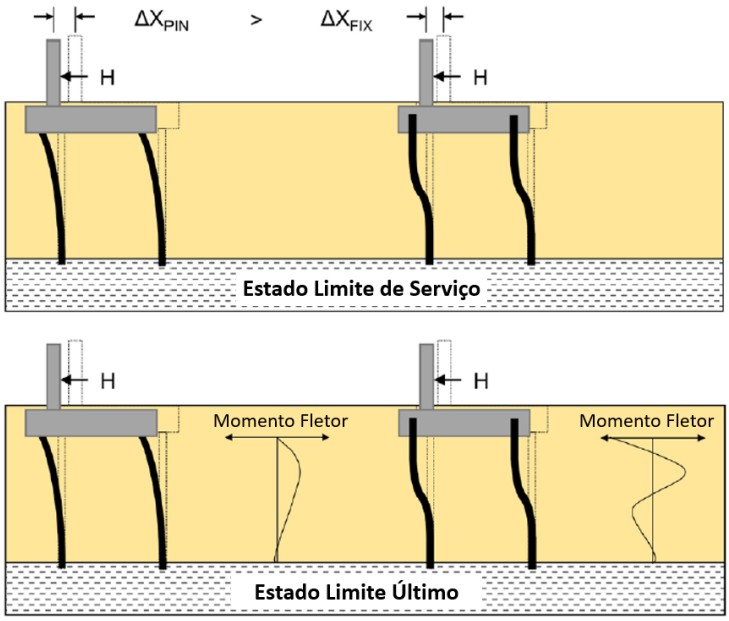
Com relação à conexão da estaca no topo com o bloco de coroamento pode ser articulada, engastada ou em um nível intermediário entre os dois, a depender principalmente do detalhe estrutural de projeto dessa conexão. Estudos de Wilson et al.[22] (2006) apud (FHWA, 2016a, p. 353-354) concluíram que se a estaca for embutida em um comprimento nominal pequeno dentro do bloco, geralmente pode-se admitir que ela se comporta como uma ligação articulada. A condição de engastamento se obtém caso o embutimento seja da ordem de 2 a 3 vezes o diâmetro da estaca ou se o detalhe estrutural da ligação for projetado para cumprir esta função. Entende-se, no entanto, que para detalhes tipicamente utilizados em obras de infraestrutura no Brasil, em que as armaduras das estacas se estendem dentro do bloco de coroamento em comprimento suficiente para garantir sua ancoragem, a seção certamente irá oferecer resistência aos esforços fletores na ligação, até um certo limite.

Conforme se ilustra na Figura 74, no ELS, uma conexão articulada certamente irá resultar em deslocamentos horizontais maiores do que a rígida; nas verificações de ELU, a conexão rígida resulta em um momento fletor maior no topo, evidentemente, mas não necessariamente terá momento maior ao longo da estaca.

---

[22] Wilson, K.E., Kimmerling, R.E., Goble, G.G., Sabatini, P.J., Zang, S.D., Zhou, J.Y., Amrhein, W.A., Bouscher, J.W., and Danovich, L.J. (2006). **LRFD for Highway Bridge Substructures and Earth Retaining Structures**, FHWA-NHI-05-094. U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, 1730 p.

Figura 74 – Efeitos da ligação com bloco nos deslocamentos e momentos fletores nas estacas



Fonte: Wilson et al. (2006) apud (FHWA, 2016a, p. 354)

3.6.5.5 Efeitos de grupo para carregamento transversal

Não há uma consolidação sobre o tema dos efeitos de grupo para fundações profundas sob carregamentos transversais, já que os métodos correntes apresentam grandes variações entre si.

Como as estacas deslocam-se igualmente (hipótese de bloco rígido), é usual se admitir uma distribuição equivalente da força horizontal entre as estacas. Mas se elas estiverem próximas, haverá uma interação de forma que o deslocamento de uma estaca no grupo será maior do que se ela estivesse isolada e submetida à mesma força. E deverá ocorrer uma distribuição desigual de esforços transversais, refletindo em forças cortantes e momentos fletores aumentados em algumas estacas.

Segundo Davisson (1970) apud (VELLOSO e LOPES, 2010, p. 378), o efeito de grupo pode ser contabilizado pela redução do coeficiente de reação horizontal. Para estacas espaçadas de $3B$ (valor frequentemente aplicado a projetos correntes), ele sugere que k_h seja 25% daquele com a estaca isolada, que pode ser adotado para espaçamento de $8B$. Para valores intermediários, faz-se a interpolação linear. Trata-se de um critério simplificado, que distribui igualmente os esforços dentre as estacas, podendo fornecer resultados contra a segurança, e que impõe uma alteração expressiva e proporcional ao comportamento do sistema estaca-solo.

Um critério mais refinado para a análise por curvas p-y é indicado pela AASHTO (2014, p. 10.89-10.90), que sugere o escalonamento das curvas por um multiplicador

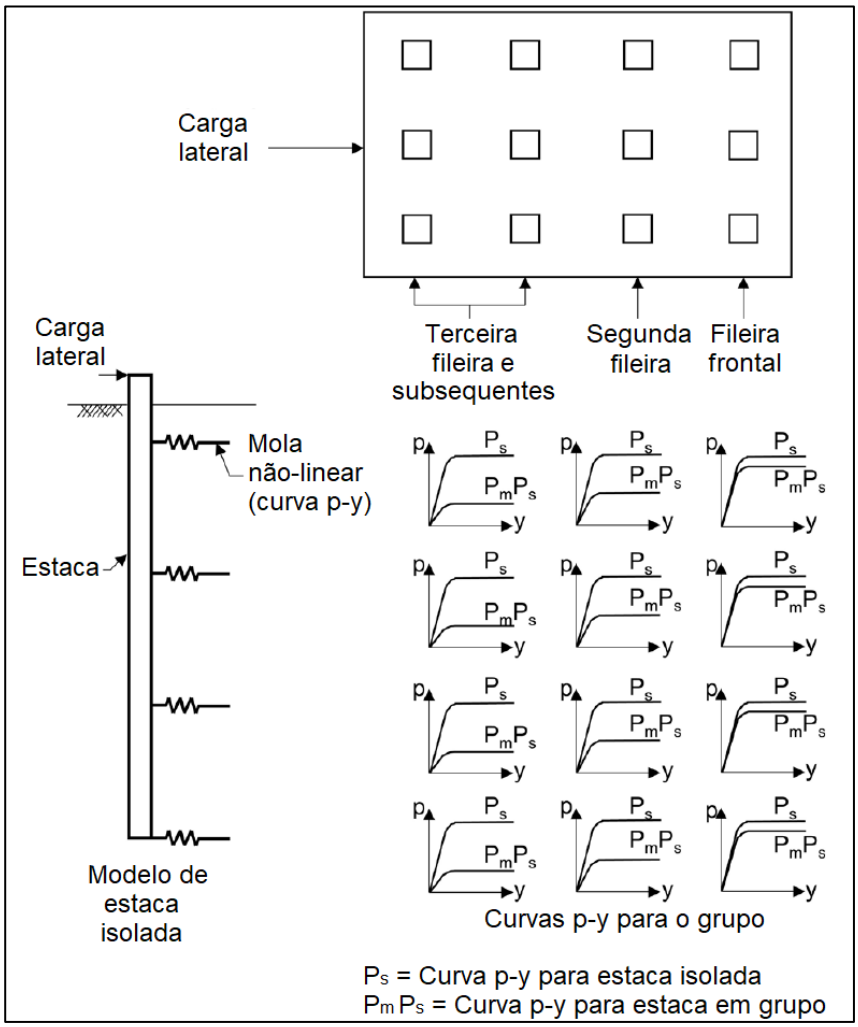
P_m, variável conforme a fileira de estacas e o espaçamento entre fileiras na direção do carregamento, conforme ilustrado na Figura 75. A Tabela 19 fornece os valores de P_m para espaçamentos limites de 3B e 5B, sendo que valores intermediários devem ser interpolados. A influência do multiplicador sobre as curvas p-y originais também pode ser visualizada na Figura 75.

Tabela 19 – Multiplicadores P_m para grupos de estacas carregadas transversalmente

Espaçamento das estacas (na direção do carregamento)	Multiplicadores P_m		
	Fileira 1	Fileira 2	Fileira 3 ou superior
3B	0,80	0,40	0,30
5B	1,00	0,85	0,70

Fonte: Hannigan et al.[23] (2006) apud (AASHTO, 2014, p. 10.90)

Figura 75 – Ilustração da aplicação do multiplicador P_m às curvas-p-y de estacas isoladas



Fonte: FHWA (2016a, p. 366, tradução do autor)

[23] Hannigan, P. J., G. G. Goble, G. Thendean, G. E. Likins, and F. Rausche. 2006. **Design and Construction of Driven Pile Foundations**, FHWA-NHI-05-042 and NHI-05-043, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, Vols. I and II.

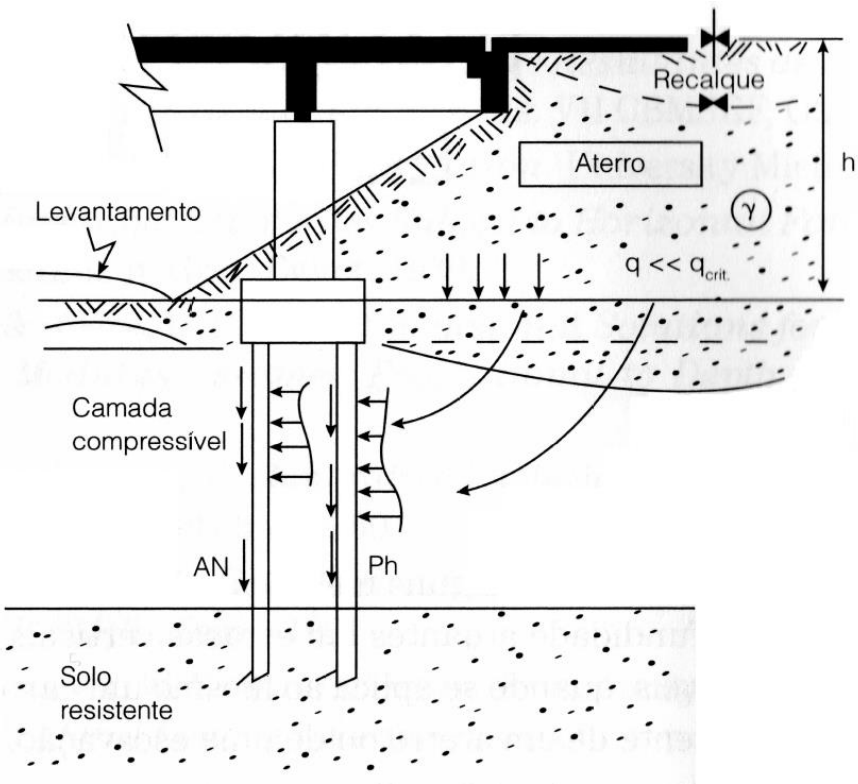
A FHWA (2016a, p. 364-368) apresenta uma série de outros estudos de efeitos de grupo com multiplicadores P_m, que demonstram que, conforme o tipo de solo, pode haver uma variação razoável em torno dos valores, até mais conservadores que os assumidos no método da AASHTO, mas ainda assim indica que estes sejam aplicados às análises correntes.

Por fim, cabe observar que os modelos tridimensionais de meio contínuo, e somente eles, possibilitam a realização da análise já considerando os efeitos de grupo, sem a necessidade de se adotar critérios empíricos adicionais.

3.6.6 Análise de fundações profundas sob carregamento horizontal em profundidade

Em função da configuração geométrica e do processo construtivo de alguns tipos de encontros sob fundações profundas, eles ficam suscetíveis à ocorrência do chamado efeito Tschebotarioff, solicitações horizontais adicionais nas fundações em virtude de carregamentos não uniformes na superfície do terreno (ver Figura 76), o que pode levar ao deslocamento horizontal e desaprumo do encontro. Tal fenômeno pode ocorrer quando a fundação perpassa uma camada de solo compressível e coesivo, mesmo que o fator de segurança contra a ruptura da camada seja adequado.

Figura 76 – Estacas de fundação de OAE carregadas transversalmente em profundidade



Fonte: Alonso (2012, p. 96)

O valor e a distribuição da pressão horizontal p_h que atua nas fundações são influenciados por vários fatores (ALONSO, 2012, p. 95), dentre eles: as características da camada compressível; a grandeza da força unilateral; a rigidez relativa entre solo e estaca; a geometria do estaqueamento e condições de contorno; a posição relativa entre a estaca e a sobrecarga; e o tempo a partir da instalação das estacas.

A FHWA (2016a, p. 374) recomenda a utilização de duas “regras de ouro” para prever a ocorrência do efeito e aferir sua intensidade. A compressão lateral da camada compressível e o desaprumo do encontro poderão ocorrer se a condição da eq. (98) for atendida, onde γ_f é o peso específico do aterro, h_f é a altura do aterro e s_u é a resistência não drenada da camada. Neste caso, se houver movimento horizontal, a sua magnitude pode ser estimada a partir da eq. (99), onde S_h é o deslocamento horizontal e S_v é o assentamento vertical do aterro.

$$\gamma_f \cdot h_f > 3s_u \tag{98}$$

$$S_h = 0,25 \cdot S_v \tag{99}$$

Há também outros métodos para uma avaliação mais precisa do fenômeno. No campo das soluções analíticas, aplicam-se métodos empíricos e de análise elastoplástica. Alternativamente, pode-se utilizar de modelos discretizados de meio contínuo, de preferência os tridimensionais, para representar geometricamente o problema e obter a distribuição das pressões adicionais nas fundações. Uma grande vantagem desta abordagem é que os programas computacionais modernos admitem o cálculo evolutivo das tensões e deformações no maciço em fases de carregamento, permitindo então a montagem de um plano de obras adequado (execução do aterro, das fundações e do sistema estrutural), no qual ocorre uma estabilização suficiente da camada compressível antes da execução das fundações profundas.

Em virtude das limitações de escopo deste trabalho, da complexidade do tema e da quantidade de métodos disponíveis, sem que haja ainda uma resolução definitiva do problema, não será realizado aqui um maior detalhamento dos métodos aplicáveis, que podem ser consultados em Alonso (2012, p. 97-113). Este autor também indica algumas medidas de projeto para mitigar o efeito, tal como: (1) empregar material de baixo peso específico no aterro (e.g. escória de alto forno ou argila expandida); (2) reforçar o solo por colunas de cimento ou cal; (3) utilizar bueiros de concreto ou aço; (d) e projetar estacas e placas adicionais de concreto na base do aterro.

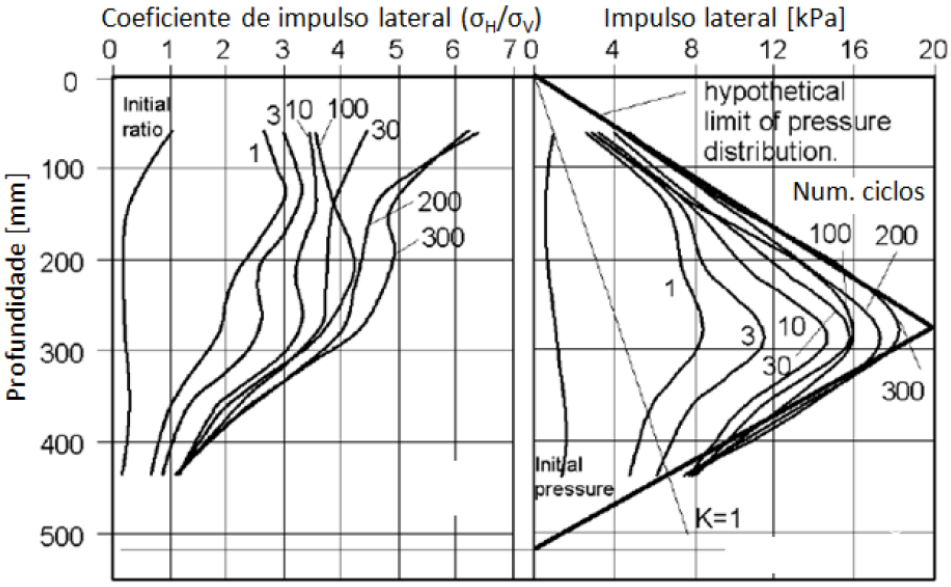
3.6.7 Análise de pontes de encontros integrais

As pontes de encontros integrais (descritas no item 2.2.5) apresentam também um mecanismo complexo de interação solo-estrutura, o que motiva estudos sobre o tema em todo o mundo, principalmente nos países onde elas são mais comuns.

Nessa concepção estrutural, não há deslocamento relativo entre superestrutura e encontros, portanto, os esforços longitudinais nas extremidades são transmitidos integralmente aos paramentos dos encontros, e depois distribuídos entre o reaterro adjacente e as fundações, com base na rigidez respectiva de cada um. Isso implica que o diagrama de pressões na interface será superior ao empuxo de solo em repouso e, devido às variações térmicas da superestrutura, haverá um carregamento cíclico deste solo confinado, o que gera uma série de problemas de natureza geotécnica (HORVATH, 2004, p. 460).

Os principais estudos nessa área visam determinar: os diagramas idealizados de empuxos passivos de solo, para diferentes tipos de solo de aterro; os efeitos geotécnicos das solicitações cíclicas; deslocamentos horizontais toleráveis; e os limites de aplicação dos encontros integrais (e.g. comprimentos máximos de vãos).

Figura 77 – Exemplo de diagramas de empuxos laterais para vários ciclos de carregamento



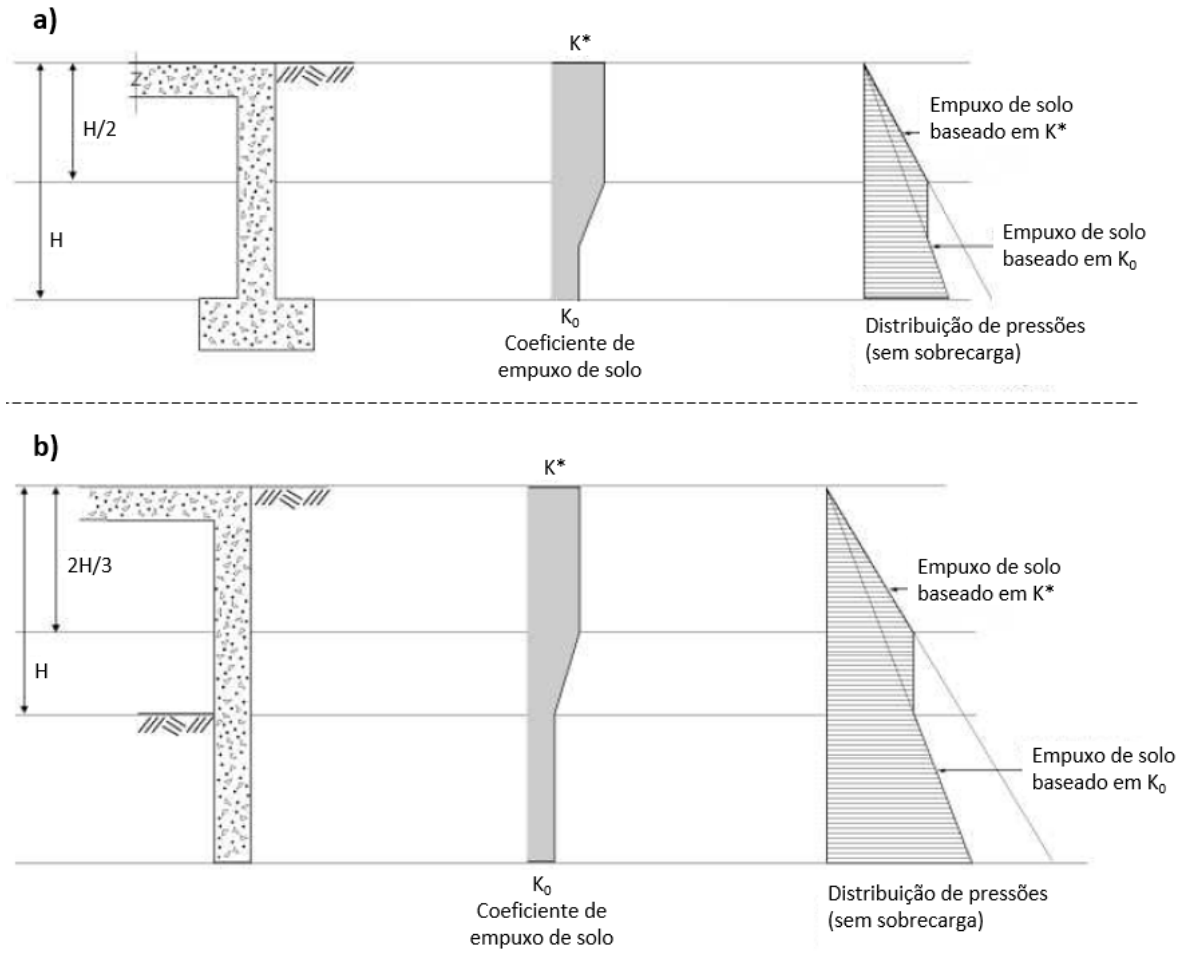
Fonte: England, Tsang e Bush (2000) apud (FARTARIA, 2012, p. 32)

Para ilustrar a complexidade do problema, a Figura 77 apresenta o exemplo dos diagramas de empuxo obtidos em ensaio experimental conduzido por England, Tsang e Bush (2000) apud (FARTARIA, 2012, p. 32), no qual um encontro solicita ciclicamente um solo granular. Os resultados demonstram que o empuxo aumenta

com os ciclos realizados e que a distribuição de pressões não é linear em toda a altura do encontro. O diagrama idealizado por este autor é triangular, aumentando linearmente até cerca da metade da altura e decrescendo deste ponto em diante.

Observa-se que não há ainda uma consolidação dentre as referências técnicas internacionais sobre o tema. Em pesquisa realizada entre calculistas de pontes dos EUA e de diversos países europeus, o NYDOT (2007, p. 3-6) constatou que: na Alemanha, admite-se um diagrama de pressões calculado com coeficiente de empuxo passivo de forma integral, ao longo de toda a altura; na Irlanda e no Reino Unido, utilizam-se os critérios de suas normas locais (ilustrados na Figura 78); na Suécia, utiliza-se empuxo passivo integral apenas se o movimento horizontal supera 0,005 vezes a altura do muro do encontro; na Finlândia o uso do empuxo passivo integral é condicionado ao tipo de solo e deslocamento horizontal; nos EUA, 59% das agências de transporte requer o uso do empuxo passivo integral (o resto usa carregamentos mínimos, empuxos ativos/em repouso ou não aplica nenhum carregamento).

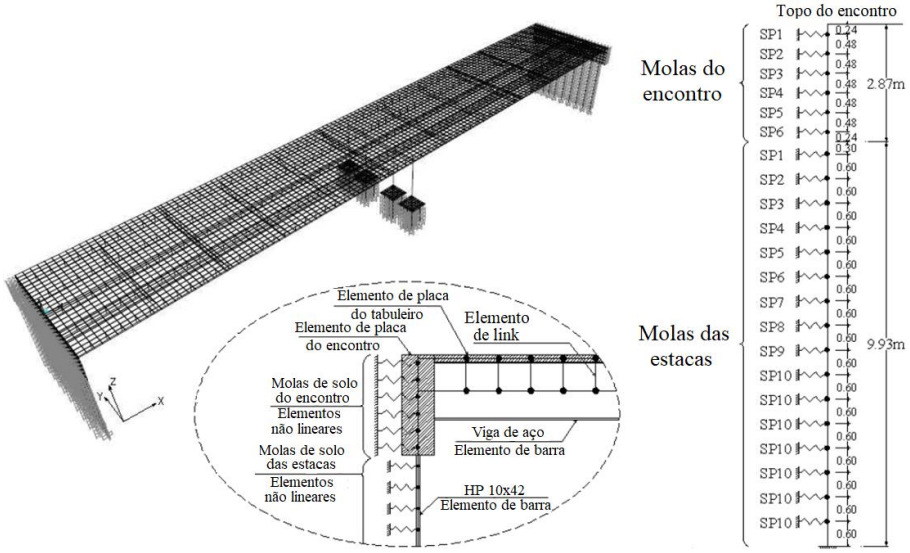
Figura 78 – Diagrama de empuxos passivos para: (a)



Fonte: *The Highways Agency* (2003, p. 3.4, tradução do autor)

Uma alternativa ao uso desses diagramas é a aplicação de um modelo de análise de interação solo-estrutura, como os modelos de Winkler ou meio contínuo descritos anteriormente, o que também é realizado em diversos estudos. Um exemplo decorre do trabalho de Zhao, Vashegani-Farahani e Burdette (2011), que efetuaram a modelagem numérica do sistema estrutural completo de uma ponte integral do Tennesse/EUA, sob carregamento sísmico. A ponte foi simulada por um modelo de elementos finitos de placas e barras no programa SAP2000, com representação do solo por molas discretas não lineares (ver Figura 79).

Figura 79 – Modelo estrutural de uma ponte integral de 2 vãos em elementos finitos, com simulação do comportamento do solo por molas não-lineares baseadas em curvas p-y



Fonte: Zhao, Vashegani-Farahani e Burdette (2011, p. 293, tradução do autor)

Em outro trabalho, Kim et al. (2016) realizaram um estudo comparativo entre 6 métodos de análise para pontes de encontros integrais: (1) com livre expansão, (2) empírica aproximada, (3) bidimensional estática, (4) bidimensional dependente do tempo, (5) tridimensional estática e (6) tridimensional dependente do tempo. Esses métodos foram aplicados a uma ponte de vigas pré-fabricadas com 3 vãos contínuos, totalizando 121,9 m. Os autores concluíram que há variação significativa nos esforços na superestrutura obtidos por análises bi ou tridimensionais, mas consideraram os métodos (3), (4), (5) e (6) válidos para a análise de encontros integrais, recomendando a aplicação do método (6) tridimensional com efeitos dependentes do tempo (fluência e retração) para análises de longo prazo. Apontam também que, embora a prática atual de projeto desconsidere tipicamente as rotações dos encontros, esse efeito tem influência significativa nas respostas dos modelos de pontes de encontros integrais.

3.6.8 Análise de encontros sob efeitos sísmicos

A engenharia sísmica é também uma área muito fértil ao estudo da ISE em encontros, sendo responsável por grande parte dos métodos desenvolvidos, embora eles também sejam tipicamente aplicáveis a carregamentos não-sísmicos (FHWA, 2019, p. 123). Este tema não integra o escopo do trabalho, portanto cabe aqui apenas registrar as questões mais importantes e indicar referências para o aprofundamento.

Os terremotos podem gerar uma série de danos e prejuízos aos encontros, incluindo: acréscimos excessivos das pressões nas interfaces, perda de suporte da superestrutura, liquefação do solo, intensificação de carregamentos transversais em fundações profundas, entre outros. Por essa razão, várias falhas estruturais em encontros já se deram durante esses eventos (CHEN e DUAN, 2014, p. 53-97), como ocorreu nos terremotos de Kobe, em 1995, e do Chile, em 2010.

Um primeiro aspecto a considerar é que os efeitos gravitacionais na cunha de solo intensificam os empuxos ativos ou em repouso originalmente admitidos. Para essa avaliação, o método mais empregado é o de Mononobe-Okabe, que se utiliza dos mesmos princípios que a Teoria de Coulomb. Os coeficientes de empuxo ativo e passivo são dados em função dos coeficientes de aceleração horizontal K_h e vertical K_v – equivalentes às componentes horizontal e vertical da aceleração sísmica divididos pela gravidade –, por meio das seguintes equações:

$$\psi = \arctan\left(\frac{K_h}{1-K_v}\right) \tag{100}$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi' - \psi - \theta)}{\cos\psi \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta' + \theta + \psi) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\delta' + \varphi') \cdot \operatorname{sen}(\varphi' - \psi + \alpha)}{\cos(\delta' + \theta + \varphi') \cdot \cos(\alpha - \theta)}}\right]^2} \tag{101}$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi' - \psi + \theta)}{\cos\psi \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta' - \theta + \psi) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\delta' + \varphi') \cdot \operatorname{sen}(\varphi' - \psi + \alpha)}{\cos(\delta' - \theta + \varphi') \cdot \cos(\alpha - \theta)}}\right]^2} \tag{102}$$

O método de Mononobe-Okabe foi concebido para estimar o empuxo em muros de contenção com topo livre, sem restrições para deformar, mas pode ser aplicado à aos encontros com algumas adaptações. Além deste, a AASHTO (2014, p. 11.109-11.126) indica uma série de outros métodos para se estimar os empuxos durante eventos sísmicos, nos estados ativo, em repouso e até no passivo.

Mas a análise sísmica não se limita ao cálculo dos empuxos. Evidentemente, todas as verificações geotécnicas e de estabilidade devem ser atendidas para as ações sísmicas, além do dimensionamento estrutural. E um tema até mais importante, é que os esforços da superestrutura são transmitidos aos aparelhos de apoio até um certo nível de deslocamento, e depois passam a ser transmitidos às cortinas, no nível da junta de dilatação. A magnitude deste carregamento se limita à resistência transversal da cortina ou do empuxo passivo de solo, o que for maior.

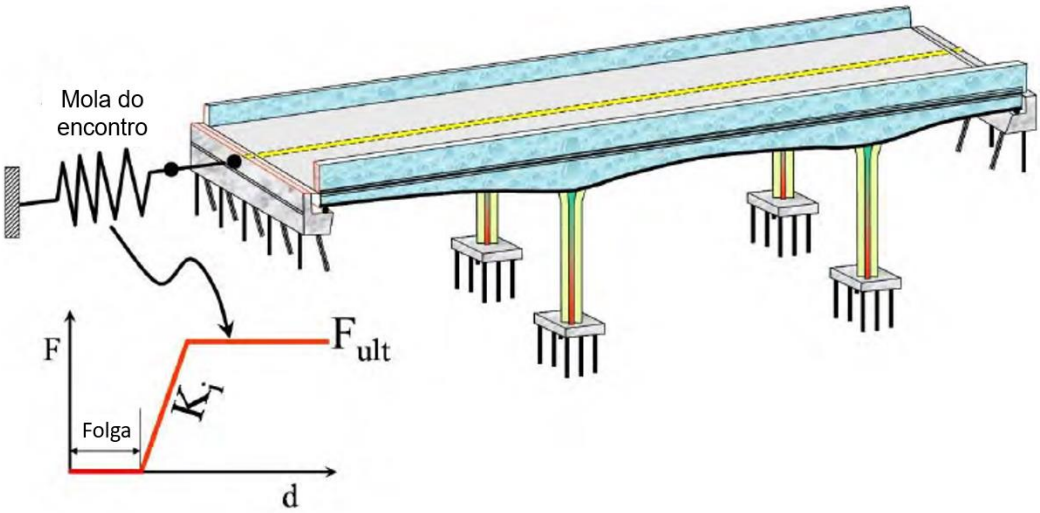
O princípio do dimensionamento dos encontros nessas condições é que não haja perda de estabilidade (o que requer a aplicação de chaves de cisalhamento, que atuam nas situações excepcionais), mas admite-se que ocorram danos reparáveis à estrutura, como o rompimento da cortina (ver Figura 80).

Figura 80 – Rompimento da cortina da ponte de Los Panos, por ações sísmicas

Fonte: FHWA (2011, p. 12.8)

Como o aterro atrás da cortina absorve uma parte do carregamento sísmico, as suas características influenciam na frequência natural da ponte, sobretudo em encontros integrais – segundo Zhao, Vashegani-Farahani e Burdette (2011), aumenta-se consideravelmente a frequência natural com uma boa compactação do aterro. Portanto, interessa saber a rigidez horizontal do solo de aterro, que nas análises modais por vezes é substituída por uma mola, como a ilustrada na Figura 81. Essa rigidez pode ser obtida, simplificadamente, por gráficos empíricos de força por deslocamento, dependentes da altura resistente da cortina, como apresentado pelo método do Caltrans (2010) apud (CHEN e DUAN, 2014, p. 137-142).

Figura 81 – Modelo para análise sísmica de ponte de encontros convencionais (não integrais)



Fonte: FHWA (2011, p. 12.13)

Modelos de Winkler e meio contínuo também são amplamente utilizados para essa finalidade, incluindo formulações que levam em conta os efeitos dinâmicos da interação solo-estrutura. Mais informações sobre este tema podem ser obtidas em Wolf (1985), Chen & Duan (2014, p. 513-565) e FHWA (2011, p. 12.1-12.28).

3.6.9 Rigidez longitudinal dos encontros

A partir da utilização conjunta de alguns dos métodos dispostos anteriormente, principalmente os relacionados ao empuxo de solo e à análise de ações horizontais em fundações profundas, pode-se verificar a resposta global do encontro para as solicitações longitudinais que chegam da superestrutura aos aparelhos de apoio, considerando todos os fatores que a influenciam: a rigidez da fundação; a rigidez dos elementos estruturais; a rigidez do solo adjacente e a parcela do carregamento que se equilibra com o empuxo.

Tendo essa rigidez é possível realizar, por exemplo, o cálculo da distribuição de carregamentos longitudinais em uma ponte de vãos contínuos e múltiplos. Em um modelo de pórticos simplificado, a rigidez dos encontros concorre, como molas em paralelo, com a rigidez de apoios centrais, que é condicionada pela rigidez flexional dos pilares e um ponto fictício de engaste admitido para as fundações. É usual nesses modelos, como simplificação, considerar que os encontros não absorvem esforços horizontais, para se dimensionar a favor da segurança dos apoios, ou que são indeslocáveis. Neste segundo caso, a rigidez na extremidade do encontro fica

condicionada apenas à rigidez transversal do aparelho de apoio (que, por sua vez, entra em série com as rigidezes dos apoios ou encontros aos quais estão associados).

Considerando um aparelho típico de elastômero fretado (policloropreno), dado que h_n é a altura útil do aparelho – isto é, a sua altura menos as espessuras somadas das chapas de fretagem –, A_n é a área em planta e G_n é o módulo de cisalhamento da borracha, a rigidez transversal k_n do aparelho de apoio é dada pela eq. (103).

$$k_n = \frac{G_n \cdot A_n}{h_n} \tag{103}$$

Apesar de ser geralmente desconsiderada nesses modelos simplificados, o cálculo da rigidez global do encontro pode contribuir para uma estimativa mais precisa da distribuição de forças longitudinais. Também pode entrar como uma condição de contorno em um modelo subestruturado entre superestrutura e apoios, sendo bastante útil para se obter a frequência natural da ponte em análises modais[24].

3.6.10 Limites de deslocamentos em encontros

Os encontros e terraplenos de acesso devem ser projetados de modo que os deslocamentos verticais ou horizontais não resultem em defeitos significativos, como o comprometimento da segurança estrutural, o desconforto ou risco à segurança dos usuários e manutenções ou reparos custosos (ver relação completa no item 2.4.2).

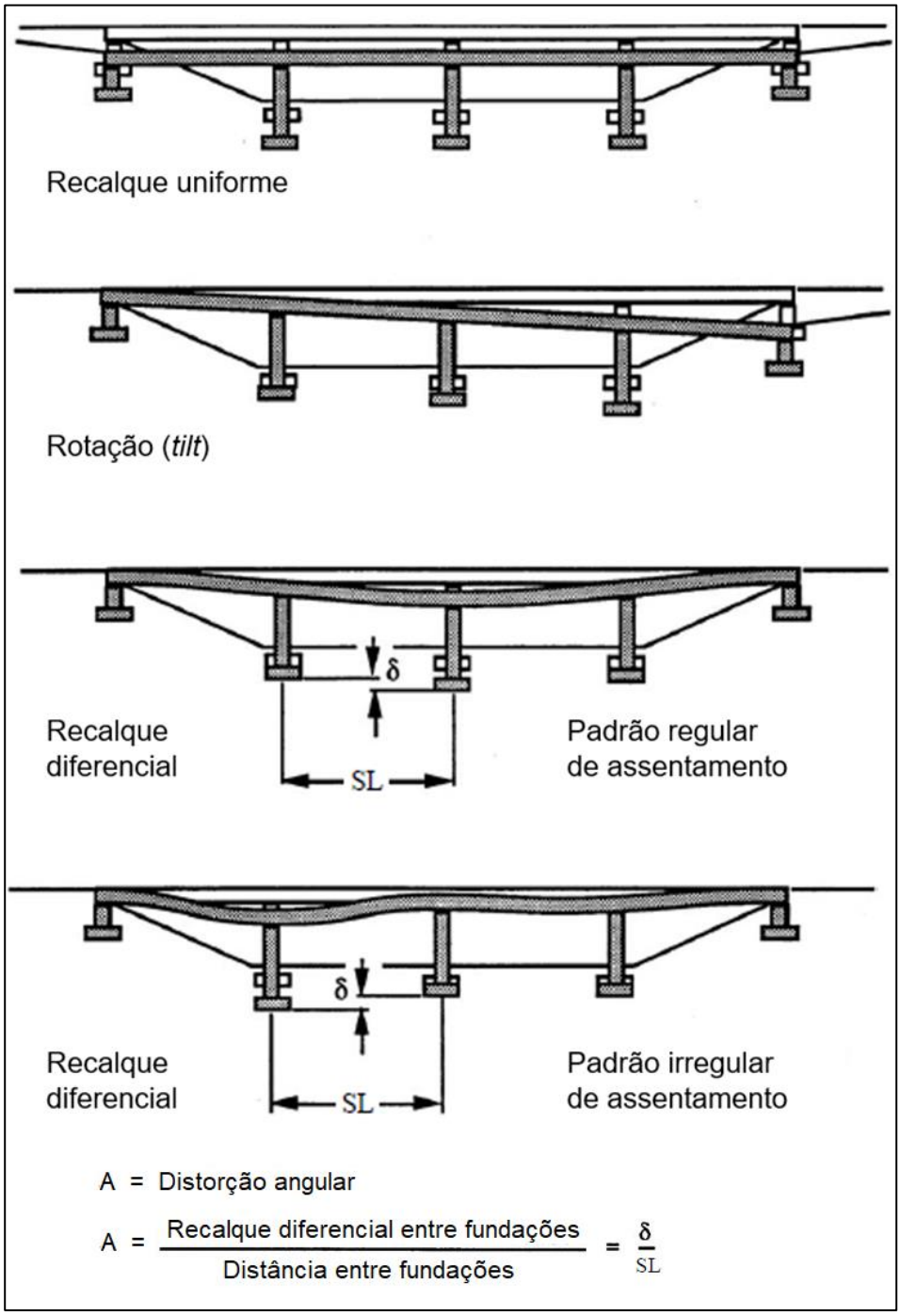
Os deslocamentos verticais, segundo Duncan e Tan[25] (1991 apud FHWA, 2006, p. 8.64-8.66), podem ser classificadas entre recalques uniformes, rotações (*tilt*) ou recalques diferenciais (ver Figura 82), sendo este último o mais crítico deles. As deformações podem resultar em desníveis nas aproximações das pontes, na redução do gabarito em relação ao leito transposto e em problemas no sistema de drenagem do encontro. Por essas razões, os autores definem limites de recalques toleráveis entre apoios adjacentes (incluindo os encontros), expressos na Figura 82, onde δ é o recalque diferencial e L é o comprimento do vão entre os apoios adjacentes.

---

[24] Isso, desde que não ocorra transferência de carga pela cortina, ou seja, que o carregamento imposto não promova deslocamento horizontal suficiente para inibir o funcionamento da junta de dilatação. Conforme detalhado em 3.6.8, isso pode ocorrer durante eventos sísmicos.

[25] Duncan, J. M., and Tan, C. K. (1991). "Engineering Manual for Estimating Tolerable Movements of Bridges." Manuals for the Design of Bridge Foundations: Shallow Foundations, Driven Piles, Retaining Walls and Abutments, Drilled Shafts, Estimating Tolerable Movements, **Load Factor Design Specifications, and Commentary**, NCHRP Report No. 343, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 219-225.

Figura 82 – Componentes de recalque e distorção angular em pontes



Fonte: Duncan e Tan (1991) apud (FHWA, 2006, p. 8.65, tradução do autor)

Tabela 20 – Movimentos verticais toleráveis para pontes

Ângulo de distorção limite δ/L	Tipo de ponte
0,004	Ponte de vãos contínuos múltiplos
0,005	Ponte de vão único

Fonte: Adaptado de FHWA (2006, p. 8.68)

Em relação aos deslocamentos horizontais dos encontros, sabe-se que eles são capazes de gerar problemas e prejuízos até mais graves que os verticais, para um mesmo nível de deformação. Segundo Duncan e Tan (1991) apud (FHWA, 2006, p. 8.67), esses problemas incluem: cisalhamento de parafusos ou ancoragens; abertura excessiva de juntas; redução de eficácia de juntas comprimidas; fechamento total de juntas de dilatação, permitindo a transmissão de esforços entre a superestrutura e o encontro, com eventual deslocamento do encontro; danificação severa da cortina do encontro, da laje de aproximação e dos elementos da superestrutura, em decorrência do fechamento da junta; distorção ou rotação excessiva nos aparelhos de apoio; danificação de trilhos, guarda-corpos ou parapeitos.

Baseado na inspeção de um conjunto de pontes, a FHWA (1985) apud (FHWA, 2006, p. 8.69) registra que os deslocamentos horizontais abaixo de 25 mm são quase sempre reportados como toleráveis e acima de 50 mm costumam ser problemáticos. Por esses motivos, a AASHTO (2002, p. 61) recomenda os seguintes limites de deslocamentos horizontais nas estruturas de apoio das pontes:

- 38 mm (1,5”), quando os recalques verticais podem ser descartados;
- 25 mm (1”), quando são combinadas a recalques verticais não desprezíveis.

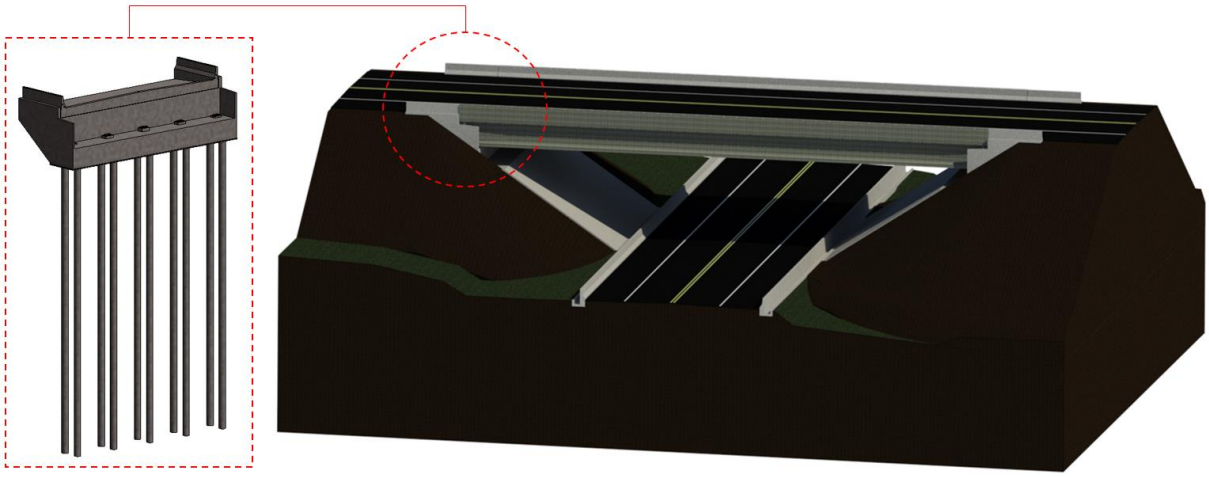
Se as movimentações horizontais excedem esses níveis, análises especiais e/ou medidas para mitigar as deformações devem ser tomadas. E além de comparar os valores obtidos em projeto com os limites acima, cabe ao engenheiro projetista dimensionar adequadamente as juntas de dilatação para acomodar essa deformação.

4 ESTUDO DE CASO: ENCONTRO LEVE SOBRE FUNDAÇÃO PROFUNDA

Realiza-se deste ponto em diante um estudo de caso, da avaliação da interação solo-estrutura em um encontro típico, com base na modelagem computacional e a definição prévia de cenários de análise, para cumprir objetivos específicos.

Foi selecionada uma concepção estrutural amplamente utilizada em território brasileiro, encontros leves de pequena altura sobre fundações profundas, executados após a conclusão do aterro de 1ª fase (ver descrição do tipo em 2.2.2 e sequência executiva em 2.3.1), que sustentam uma ponte de vigas pré-moldadas de concreto. Trata-se de um viaduto de vão único – composto, portanto, por um tabuleiro e dois encontros –, que serve de passagem inferior para transposição de uma rodovia pré-existente[26]. A Figura 83 apresenta o aspecto geral do viaduto e o encontro E.1, na extremidade à esquerda, objeto de análise deste estudo.

Figura 83 – Representação ilustrativa da ponte de vão único utilizada no estudo de caso



Fonte: O autor

No campo de estudos da ISE, cabe analisar o comportamento do encontro para os carregamentos horizontais, mais especificamente os longitudinais, com base nos métodos apresentados anteriormente, nos itens 3.6.1, 3.6.2 e 3.6.5. Apresenta-se a seguir as informações gerais de projeto da ponte – incluindo sua geometria, as ações e a caracterização dos materiais estruturais e do solo –, a modelagem computacional realizada e os cenários de análise da ISE.

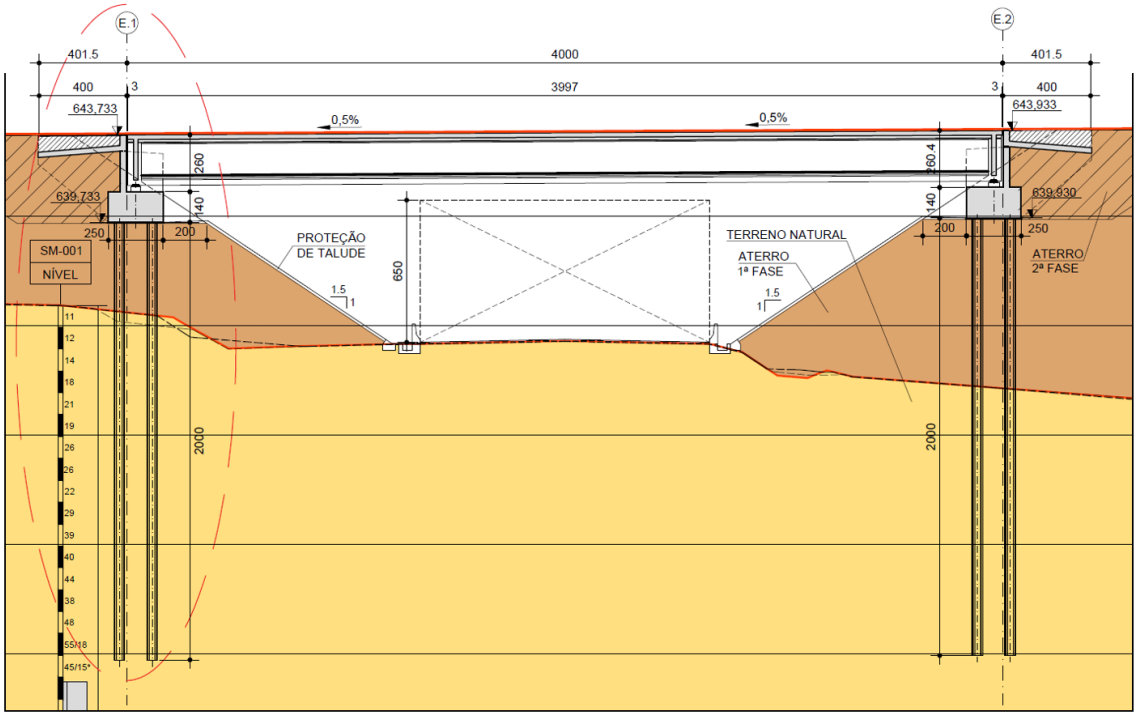
[26] É importante ressaltar que o caso exposto não configura o projeto específico de uma OAE, mas as suas informações derivam de dados reais de pontes projetadas e executadas no território brasileiro, aos quais se obteve acesso.

4.1 Descrição do estudo

4.1.1 Geometria e materiais estruturais

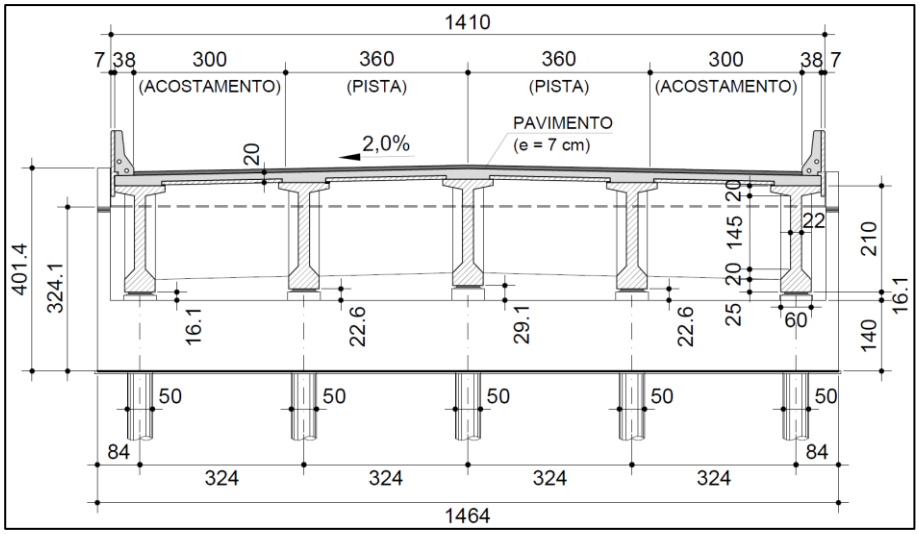
A OAE possui um comprimento representativo de 40 m, entre centros de juntas, e largura de tabuleiro de 14,10 m (2 pistas de 3,50 m e dois acostamentos de 3,00 m, mais barreiras rígidas e placas pré-moldadas nas laterais). A seção longitudinal da OAE e a seção transversal do tabuleiro, junto ao encontro, são ilustradas abaixo.

Figura 84 – Seção longitudinal da OAE



Fonte: O autor

Figura 85 – Seção transversal do tabuleiro, junto ao encontro E.1

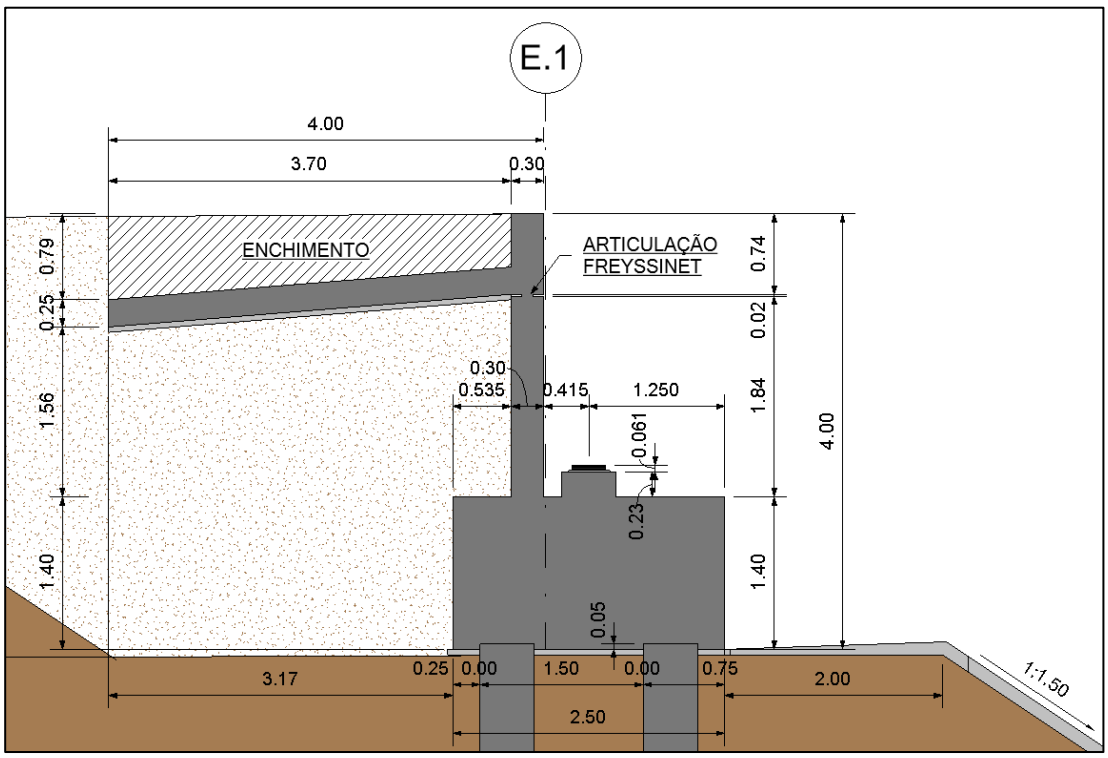


Fonte: O autor

O tabuleiro é composto por 5 vigas pré-moldadas de concreto protendido, com 2,10 m de altura e 3,24 m de espaçamento entre si, e uma laje de concreto com espessura aproximada de 0,20 m, executada sobre pré-lajes de concreto. Existe ainda um pavimento asfáltico com 0,07 m de espessura, duas barreiras rígidas de concreto, com 0,38 m de largura, e placas laterais de concreto pré-moldado. O tabuleiro tem inclinação longitudinal de 0,5% e inclinação transversal, do centro para as bordas, de 2,0%. As vigas se conectam aos encontros por meio de aparelhos de apoio elastoméricos fretados, com dimensões de 0,041 x 0,30 x 0,50 m.

O encontro é composto por uma viga travessa, com seção transversal de 2,50 por 1,40 m e comprimento de 14,64 m, uma cortina de 0,30 m de espessura e 1,84 m de altura e duas muros de ala, com 0,25 m de espessura. Há também uma laje de aproximação, parcialmente suportada pela cortina (conectada através de uma articulação Freyssinet), com 0,25 m de espessura, 4,00 m de comprimento e largura equivalente às dimensões do tabuleiro. Conforme a Figura 84, o encontro é executado no topo do aterro de 1ª fase e é sustentado por 10 estacas escavadas de concreto (5 linhas de 2 estacas), com diâmetro nominal de 0,50 m, embutidas por 10 cm dentro da travessa. Elas se desenvolvem por um comprimento de 20 m, dos quais 15 m estão embutidos no terreno natural. A Figura 86 apresenta o detalhamento do encontro E.1.

Figura 86 – Configuração geométrica do encontro E.1



Fonte: O autor

Os aparelhos de apoio são compostos por chapas de aço carbono e policloropreno, material elastomérico com módulo $G = 1{,}00\ MPa$. As estruturas do encontro, à exceção das estacas, que são detalhadas mais a frente, são de concreto armado, com classes C30 ($f_{ck} = 30\ \mathrm{MPa}$) e CA-50 ($f_{yk} = 50\ \mathrm{kN/cm^2}$). Admite-se que o concreto seja um material elástico, definido pelo módulo de elasticidade secante $E_{cs} = 26.838\ \mathrm{MPa}$, calculado conforme a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014, p. 24-25). Os pesos unitários do concreto e do pavimento são 25 e 24 kN/m³, respectivamente.

4.1.2 Ações e combinações

As ações de projeto foram estimadas conforme descrito em 2.5.1 e 2.5.2, e estão sintetizadas na Tabela 21, como resultantes dos carregamentos que atuam no encontro E.1. Aplicam-se carregamentos de peso próprio, cargas móveis (TB-450 e multidão), vento, temperatura, fluência/retração, frenagem, empuxo de sobrecarga e empuxo de solo. O Apêndice A fornece um resumo dos dados de entrada e os cálculos que permitiram chegar a esses carregamentos.

Tabela 21 – Resultantes de carregamentos no encontro E.1, em valores característicos

Origem	Força (resultante)	Parâmetro	Un.	Valor	Direção
Forças derivadas do tabuleiro	Peso próprio do tabuleiro	G_{tab}	kN	4532	Vertical
	Carga móvel sobre o tabuleiro (multidão)	$Q_{tab,mult}$	kN	1319	Vertical
	Frenagem e aceleração no tabuleiro	$F_{tab,fr}$	kN	68	Long. (+/-)
	Temperatura	$F_{tab,t}$	kN	78	Long. (+/-)
	Fluência e retração	$F_{tab,fl}$	kN	233	Long. (+)
	Vento de projeto	$F_{tab,w}$	kN	95	Transv.
Forças do encontro	Peso próprio do encontro	G	kN	1657	Vertical
	Peso próprio da laje de aprox. + enchimento	G_{laje}	kN	382	Vertical
	Peso do solo atrás da cortina	G_{solo}	kN	279	Vertical
	Carga móvel sobre a laje de aprox. (TB-450)	$Q_{lap,TB-450}$	kN	120	Vertical
	Carga móvel sobre a laje de aprox. (multidão)	$Q_{lap,mult}$	kN	88	Vertical
	Frenagem e aceleração na laje de aprox.	$F_{lap,fr}$	kN	135	Long. (+)
	Empuxo devido à carga móvel (em repouso)	E_{cm}	kN	173	Long. (+)
	Empuxo devido à carga móvel (ativo)	E_{cm}	kN	98	Long. (+)
	Empuxo por peso da laje de aprox. (em repouso)	E_{lap}	kN	298	Long. (+)
	Empuxo por peso da laje de aprox. (ativo)	E_{lap}	kN	168	Long. (+)
	Empuxo de solo (em repouso)	E_{solo}	kN	753	Long. (+)
	Empuxo de solo (ativo)	E_{solo}	kN	425	Long. (+)

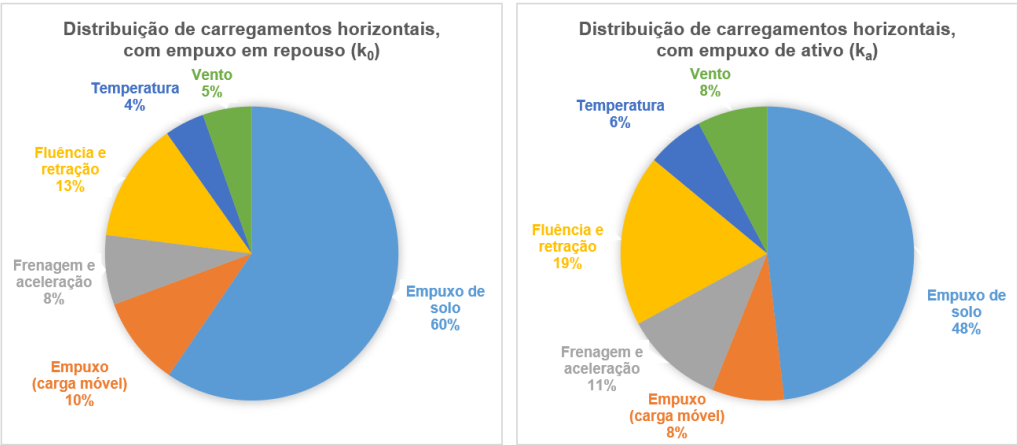
Fonte: O autor

As ações de temperatura e fluência/retração do tabuleiro são definidas a partir de deformações impostas, dependendo da rigidez transversal k_n dos aparelhos de apoios. O parâmetro foi calculado conforme a eq. (103) e equivale a 5172 kN/m. Para cálculo da fluência/retração, utilizou-se um critério de projeto simplificado, com a aplicação de uma variação de temperatura equivalente de 45°C.

O eixo vertical dos aparelhos coincide com o eixo das fundações, de forma que não há momentos adicionais gerados pela excentricidade de cargas verticais do tabuleiro. Identificou-se que a situação mais crítica decorre do posicionamento do veículo TB-450 sobre a laje de aproximação, não sobre o tabuleiro, transferindo carga vertical, e aceleração/frenagem ao topo da cortina por meio do Freyssinet (admite-se que o esforço horizontal é transferido integralmente). Portanto, a sobrecarga devido a cargas móveis foi calculada considerando a multidão e o peso total do veículo sobre a laje, resultando em uma altura equivalente de aterro de 0,59 m.

O peso da laje de aproximação (mais enchimento) e da sobrecarga por cargas móveis foram distribuídos à cortina considerando o modelo simplificado da Figura 37-a, que resulta em 1/3 do peso sustentado pela cortina. O empuxo na cortina devido a esses mesmos carregamentos foi tomado considerando que a laje de aproximação rotaciona em torno da articulação Freyssinet, distribuindo os 2/3 de carga restantes ao longo de seu comprimento. Admitindo um espraiamento dessa carga no solo, gera-se um diagrama triangular de empuxo na cortina, que atinge seu valor máximo a 3,70 m de profundidade – trata-se de um critério simplificado e um pouco favorável à segurança, mas bastante mais realista do que se desconsiderar a existência da laje da aproximação e aplicar ao carregamento total de empuxo por sobrecarga.

Figura 87 – Representação proporcional dos carregamentos longitudinais no encontro E.1, considerando: (a) empuxo de solo em repouso; (b) empuxo ativo de solo.



Fonte: O autor

Diante da incapacidade de se definir preliminarmente a natureza do empuxo de solo, aplica-se o coeficiente em repouso, a partir da formulação de Jaky (eq. (42)), e o coeficiente ativo, com base na teoria de Coulomb (eq. (45)) – o ângulo de atrito da interface é tomado igual a 2/3 do ângulo de atrito efetivo do solo, portanto, têm-se $\delta = 19{,}5°$. A Figura 87 ilustra graficamente as resultantes de todos os carregamentos horizontais no encontro com seus valores característicos, aplicando-se empuxo em repouso ou ativo.

Para as análises de ISE que se sucedem interessa avaliar o comportamento do encontro perante carregamentos longitudinais aplicados. Para simplificar a extração de resultados, desconsidera-se o vento, já que ele constitui o único carregamento transversal relevante, mas muito inferior à somatória dos longitudinais, como se pode observar acima. Trata-se de uma análise de deformações, principalmente, então os carregamentos são aplicados em direções e sentidos apropriados para gerar uma combinação característica de ações, com um fator de ponderação global unitário, já que esta é frequentemente utilizada no projeto de fundações.

Cabe aqui fazer as seguintes definições, quanto a situações de projeto que interessam às análises realizadas:

- Denomina-se *situação construtiva* (análoga ao Caso III da Figura 35) aquela anterior à execução do tabuleiro, em que atuam as ações permanentes do encontro: peso próprio; pesos da laje de aproximação e do solo; e empuxo de solo, sem sobrecarga.
- Denomina-se *situação de serviço* (análoga ao Caso II da Figura 35) aquela na qual ele deve permanecer por boa parte do tempo, em que atuam as ações permanentes do encontro e tabuleiro (exceto fluência/retração): peso próprio; pesos de laje de aproximação, tabuleiro e solo; e empuxo de solo.
- Denomina-se *situação crítica* (análoga ao Caso IV da Figura 35) aquela em serviço que resulta nos maiores deslocamentos do encontro e esforços solicitantes máximos nas fundações. Aplicam-se: peso próprio; pesos da laje de aproximação, do tabuleiro e do solo; empuxos de solo e devido às cargas móveis; peso e frenagem das cargas móveis sobre a laje de aproximação (TB-450 e multidão); peso de multidão no tabuleiro; frenagem; temperatura; e fluência/retração. Aplicam-se todas as forças longitudinais no sentido positivo (ver Figura 95).

4.1.3 Caracterização do solo

O solo de fundação, na região analisada, apresenta a seguinte estratificação: uma camada superior de silte argiloso, uma camada intermediária de silte arenoso e uma camada inferior de areia siltosa. Um aterro de aproximadamente 5,0 m é lançado sobre o terreno natural até a via inferior, com um declive adjacente de 1,5H: 1,0V.

Tabela 22 – Identificação de camadas e parâmetros do solo

Cam.	Tipo	Prof. (m)	γ_s (kN/m³)	φ (°)	c (kPa)	N_{SPT}
1	Aterro (silte arenoso)	0,0 – 5,0	20,0	29,2	0,0	-
2	Silte argiloso	5,0 – 11,0	18,0	27,0	35,0	16
3	Silte arenoso	11,0 – 15,0	19,0	30,0	28,0	30
4	Areia siltosa	15,0 – 20,0	21,0	35,0	22,0	43

Fonte: O autor

As propriedades geotécnicas admitidas, por camada de solo, são apresentadas na Tabela 22, incluindo o número médio de golpes no SPT, cujas informações são ilustradas na Figura 84. O nível d'água, identificado neste ensaio, está abaixo do domínio das fundações do encontro.

A análise das fundações profundas requer uma caracterização precisa do solo a uma distância T da superfície, dada pela eq. (67). Tomando-se um valor de $n_h = 18.000\ kN/m^3$ para o aterro superficial (ver Tabela 15), têm-se que $T = 1{,}29\ m$. Essa profundidade está compreendida dentro da camada superficial de aterro. Com este valor de T, conclui-se que se trata de estacas longas, pois $4T = 5{,}16 < 20\ m$.

A especificação de projeto prevê o uso de um aterro compactado manualmente, com grau de compactação >95% no Proctor Normal e espessura da camada lançada de 25 cm (solo solto). Considera-se que não há aplicação de solo-cimento em nenhuma região do aterro e que o aterro de 2ª fase é executado até o nível da laje de aproximação antes do lançamento das vigas pré-moldadas e consequente execução do tabuleiro[27].

[27] É comum o plano de obras prever a execução do aterro de 2ª fase posterior à conclusão do tabuleiro, mas entende-se que essa condição gera deformações transversais (no sentido longitudinal da ponte) permanentes aos aparelhos de apoio devido ao empuxo de solo que, se não forem contempladas em projeto, podem causar problemas funcionais graves ao funcionamento desses dispositivos. Todavia, entende-se que essa situação é muito mitigada com a aplicação do solo cimento, quando existente, que deve reduzir grandemente o empuxo real.

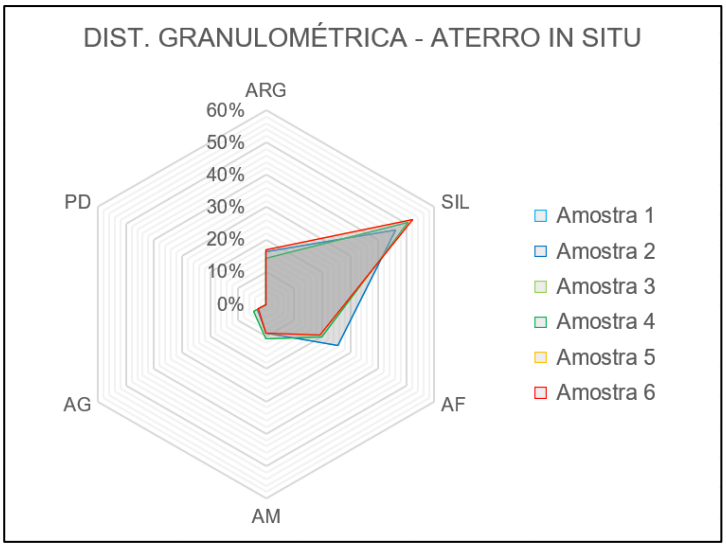
Tabela 23 – Resultados de ensaios para o aterro compactado, na condição *in situ*

Amostra	Granulometria (%)						Ensaio	c' (kPa)	φ' (°)
	ARG	SIL	AF	AM	AG	PD			
1	16	46	26	9	3	0	TX-CIUsat	42,43	30,48
2	16	46	26	9	3	0	TX-CIDsat	46,12	31,67
3	14	51	20	11	4	0	TX-CIUsat	12,08	34,17
4	14	51	20	11	4	0	TX-CIDsat	39,50	28,80
5	17	52	19	9	3	0	TX-CIUsat	10,60	33,14
6	17	52	19	9	3	0	TX-CIDsat	37,17	28,39
							Média	31,32	31,11
							Desvio padrão	15,77	2,32
							1º Quartil	18,35	29,22

Fonte: O autor

Para a caracterização precisa deste material, aplicam-se dados reais de um solo residual de Gnaisse, típico da região sudeste do Brasil, utilizado para compor o aterro compactado em uma obra civil à qual se obteve acesso – considera-se o uso deste material para a obra em análise. Foram retiradas amostras indeformadas de um aterro experimental compactado (condição *in situ*) e realizados ensaios triaxiais consolidados drenados e não drenados sobre 6 amostras indeformadas. A Tabela 23 apresenta os resultados desses ensaios, já tratados para fornecer o ângulo de atrito efetivo e a coesão efetiva na condição de pico.

Figura 88 – Distribuição granulométrica das amostras indeformadas de material de aterro



Fonte: O autor

A distribuição granulométrica das amostras do aterro, conforme ilustrada na Figura 88, permite classificá-lo como um silte ou silte arenoso. Os parâmetros de resistência admitidos para o material, registrados na Tabela 22, são tomados no 1º quartil da distribuição normal dos ensaios (valor aos 25% da amostra ordenada), valores absolutamente plausíveis de ocorrer no aterro real. Optou-se por considerar coesão nula, tendo em vista a variabilidade dos valores das amostras (desvio padrão de 15,77 kPa) e por motivos discutidos mais a frente, sobre a consideração dos empuxos e a seleção do modelo de representação do solo junto às fundações.

4.1.4 Caracterização das estacas

As estacas são compostas por concreto C20, com módulo de elasticidade $E_p = E_{cs} = 21.287{,}4\ \mathrm{MPa}$. O seu detalhe estrutural inclui cobrimento de 5 cm, estribos de 8 mm e 8 barras longitudinais de 25 mm. Em uma análise de corpo rígido, estima-se que o esforço característico axial máximo nas estacas equivale a 947 kN, inferior à carga de trabalho presumida (1000 kN). A partir deste esforço, foi determinado o embutimento no terreno natural pelo método de Aoki & Velloso, equivalente a 15 m.

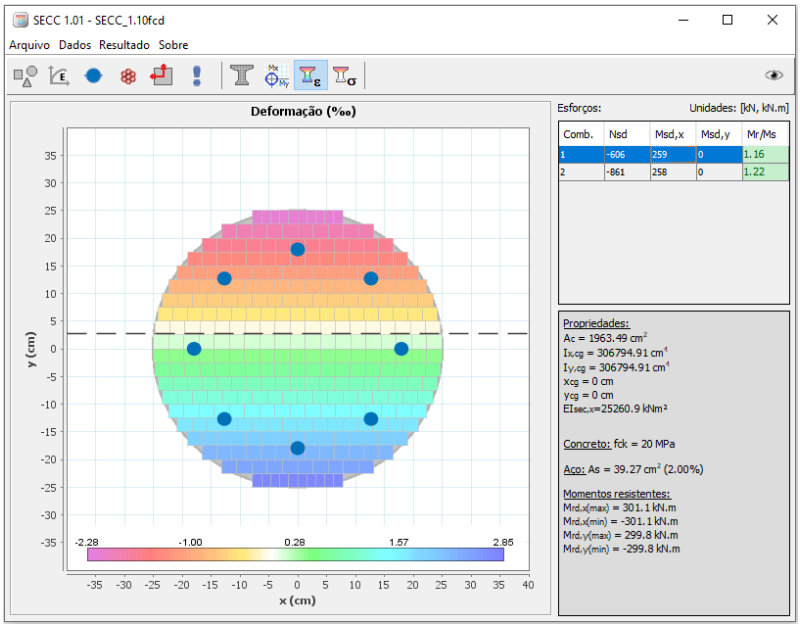
Para a seção bruta de concreto, a rigidez equivale a $E_p \cdot I_g = 65.308\ kN.m^2$. No entanto, como as deformações têm papel importante na análise julgou-se necessário efetuar uma análise mais apurada deste parâmetro, levando em conta a fissuração, pois as deformações têm papel fundamental no estudo. A partir do momento de inércia fissurado da seção (Estádio II), foi possível calcular o momento de inércia efetivo, por meio da eq. (94). Ele varia conforme o momento máximo da estaca e para a situação crítica equivale a 144.589 cm^4, o que significa a aplicação de um coeficiente de 0,47 sobre o momento de inércia bruto da seção[28]. Dessa forma, por este método a rigidez da estaca varia entre $E_p \cdot I_{e,mín} = 30.779\ kN.m^2$ e a rigidez da seção transversal bruta.

Alternativamente, foi realizado o cálculo da rigidez secante $(EI)_{sec}$, conforme descrito em 3.6.5.4, baseado na construção da relação momento-curvatura para uma seção de concreto com armadura e esforço axial conhecidos. Considerando que os esforços normais, nas situações em serviço, encontram-se numa faixa entre 667 e 947 kN, o cálculo das rigidezes secantes resulta na aplicação de coeficientes entre

[28] Essa consideração é coerente com a de outros estudos na área com abordagens semelhantes: a partir de testes realizado em seu trabalho, na comparação com outros modelos, Ferreira (2017, p. 77) aplicou um coeficiente de 0,50 a um modelo em elementos finitos com molas de Winkler; Kumar, Karuppaiah e Parameswaran (2007), por sua vez aplicaram um fator de 0,40 para a análise de estacas de seção retangular.

0,39 e 0,41 sobre a rigidez da seção bruta – os parâmetros foram obtidos com auxílio do programa computacional SECC v1.01, ilustrado na Figura 89. Optou-se por adotar um fator de 0,40 para as análises, aplicado diretamente à inércia das estacas. Devido à imprecisão intrínseca a este parâmetro, No primeiro cenário de análise, que inclui as situações construtiva e de serviço, optou-se por utilizar uma envoltória para o parâmetro da rigidez, entre o valor da seção bruta e a rigidez equivalente.

Figura 89 – Determinação da rigidez secante a partir do software SEC v1.01



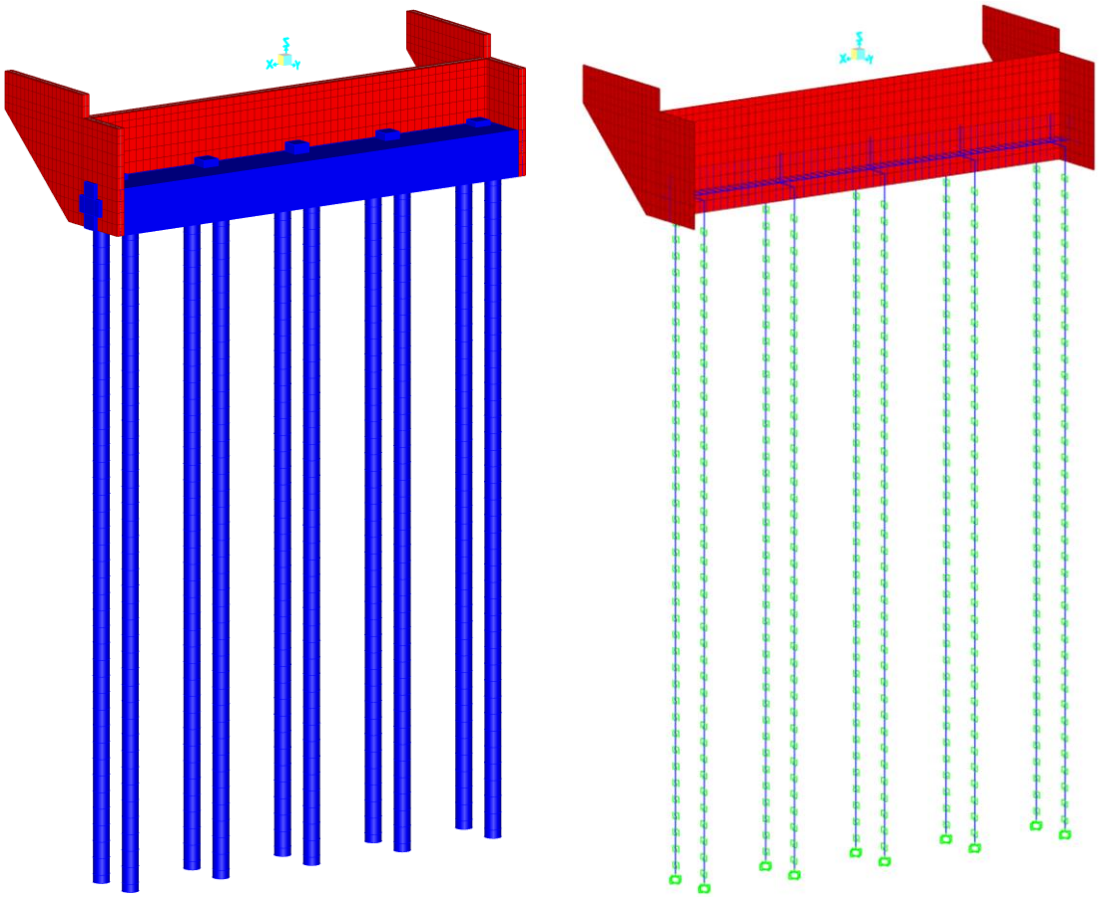
Fonte: O autor

Sobre a vinculação da estaca junto ao bloco, considerou-se uma ligação rígida, delimitada pelo momento de plastificação da estaca. Numa situação de projeto, poderia se considerar que a estaca está articulada nessa conexão – desde que a favor da segurança, conforme a análise que se pretenda fazer –, mas procura-se fazer aqui uma avaliação mais realista dos esforços que irão se desenvolver nessas fundações, e também dos deslocamentos provocados. Considera-se que o detalhe de armação, com 8 barras de 25 mm embutidas em comprimento suficiente dentro do bloco para garantir sua ancoragem (são necessários apenas 85 cm, para uma altura de bloco de 140 cm), possibilitam a transferência de momentos fletores, até que se atinja o seu momento de plastificação. Este também foi obtido com auxílio do SEC v.1.01 e é igual a 184,3 kN.m, que corresponde ao momento fletor característico máximo que leva ao esgotamento da resistência da estaca no ELU. Caso necessário, as vinculações rígidas seriam rotuladas a partir de um certo limite, mantendo-se o momento de plastificação, mas isso não foi necessário nos cenários analisados.

4.2 Modelagem computacional

As análises foram realizadas a partir de um modelo tridimensional de elementos finitos com molas de Winkler, gerado através do programa computacional SAP2000 v.21.2.0, da CSi, conforme ilustrado na Figura 90.

Figura 90 – Representação do modelo tridimensional com molas de Winkler: (a) com extrusão; (b) sem extrusão



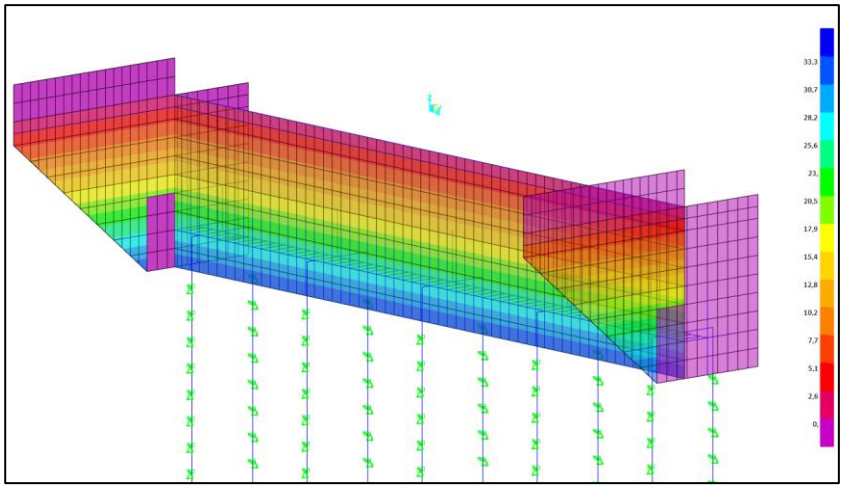
Fonte: O autor

Foi possível gerar uma geometria bastante próxima à real, e os elementos foram modelados conforme os seus funcionamentos e de forma que o avanço dos esforços na estrutura fosse adequado. Em suma, a travessa e as estacas são simuladas por elementos de viga, enquanto a cortina e as paredes laterais são representadas por elementos de casca do tipo *thin shell*. A laje de aproximação é substituída por forças no topo da cortina e as forças do tabuleiro são aplicadas em sua posição real, sobre o eixo dos aparelhos de apoio, sendo transmitidas ao eixo da travessa por meio de barras rígidas, com rigidez infinita e massa nula. As estacas também estão ligadas por barras rígidas, estendendo-se até o nível de fundo da travessa. Junto à cortina, aplicam-se barras rígidas ao longo da altura da travessa,

para garantir a transferência de momentos fletores longitudinais e simular a maior rigidez deste trecho da cortina, que fica embutido na travessa (de maneira fictícia).

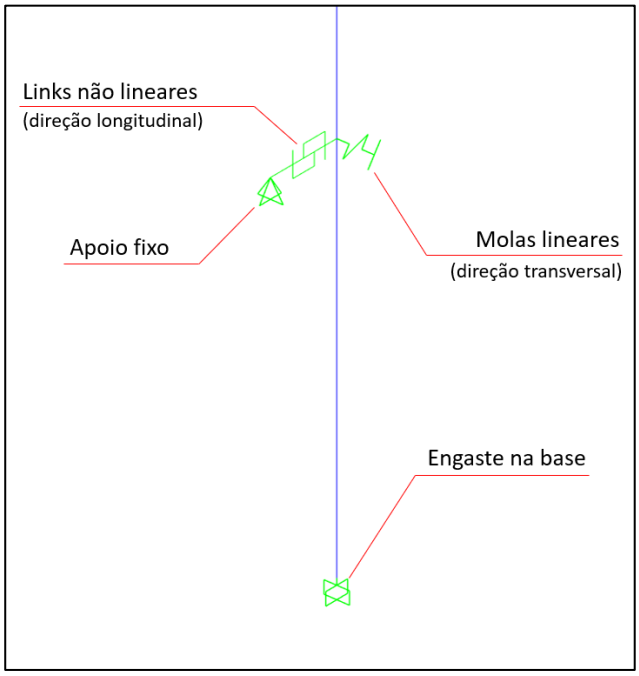
Os carregamentos foram aplicados como forças pontuais (nos aparelhos de apoio), lineares, no topo da cortina ou distribuídas por área na cortina e nos muros ala. A Figura 91 ilustra a aplicação dos carregamentos de empuxo no modelo, a partir do nível de topo da cortina.

Figura 91 – Aplicação de carregamento de empuxo de solo (kN/m²)



Fonte: O autor

Figura 92 – Vinculações do modelo na base das estacas



Fonte: O autor

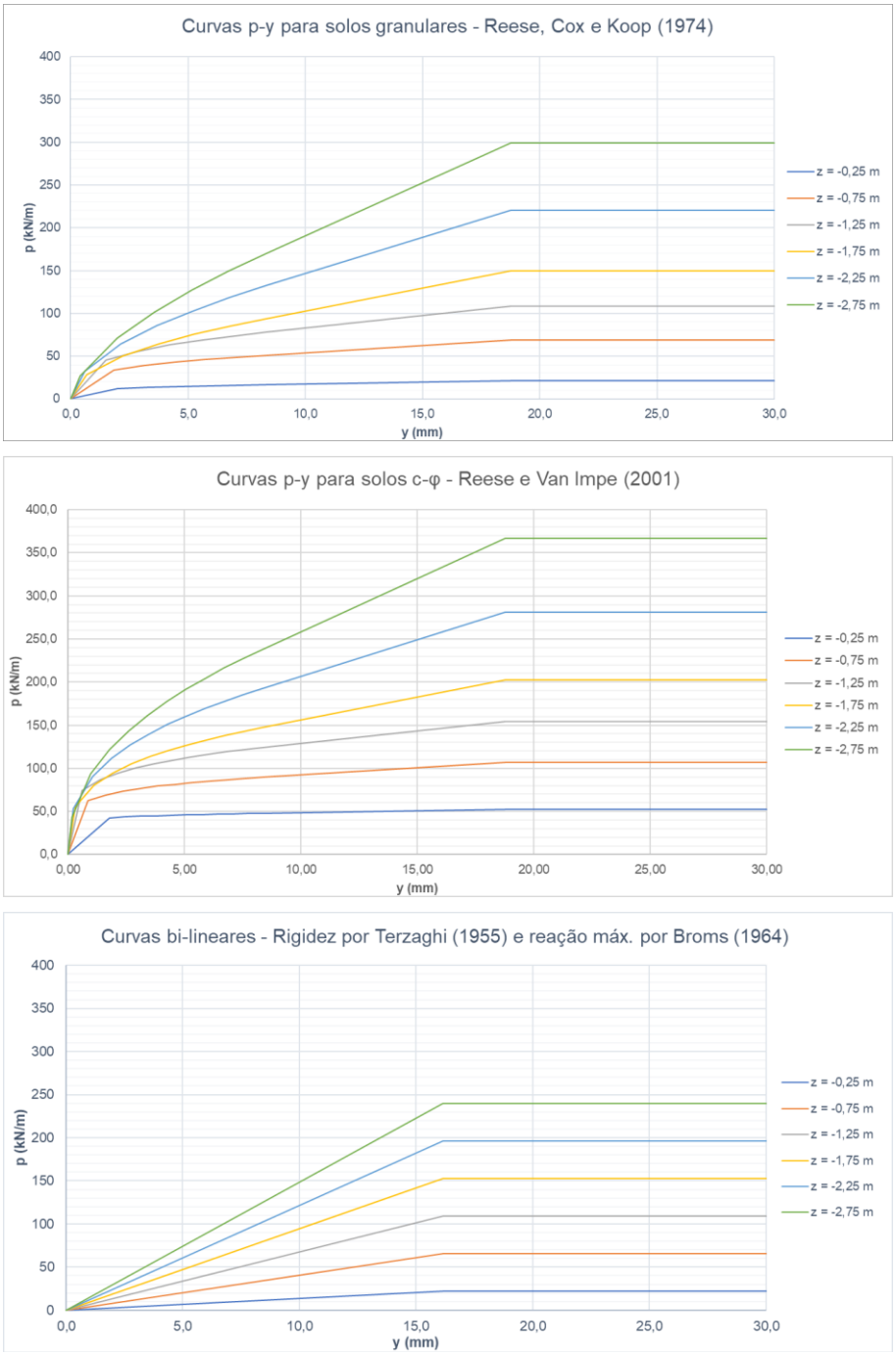
Para representação do solo, foram utilizados elementos unidirecionais de *link*, que funcionam como molas não lineares no modelo, dispostos a cada 50 cm de

comprimento da estaca, a iniciar pela profundidade $z = -0{,}25\ m$. O uso dos *links* se faz necessário porque as molas do SAP v21.2.0 não dispõem de propriedades não lineares. Na direção transversal, foram utilizadas molas lineares discretas, mas não é aplicado o carregamento de vento, para fins de simplificação, portanto as reações são nulas nessas molas. Além disso, as estacas foram engastadas na base, o que não impacta nos resultados para esforços longitudinais, pois as reações nessa direção dos *links* praticamente se anulam nos primeiros 7,0 m de profundidade. Também foram processados modelos com molas verticais ao longo das estacas, para simular o atrito de solo e as diferenças nos resultados foram irrisórias. A Figura 92 ilustra as vinculações das fundações.

Foram atribuídas características de curvas p-y aos *links*. Este método foi selecionado porque ele ainda é o mais recomendado por instituições relevantes no meio técnico. Foi aventada a possibilidade de utilização de dois tipos de curva p-y, ou de uma curva bi linear, conforme ilustrado na Figura 93. As curvas foram apresentadas até uma profundidade aproximada de $2T$.

Foi selecionado o primeiro modelo de curvas p-y, de Reese, Cox e Koop (1974) para areais (solos granulares, sem coesão), para caracterizar principalmente o material de aterro que compõe a camada superficial e comanda as análises. Trata-se de um modelo confiável, amplamente testado e utilizado com alguma frequência por diferentes autores, como no conjunto de casos reportados em Reese e Van Impe (2011, p. 299-307). O segundo modelo é fundamentado neste anterior, portanto, os acréscimos de resistência observados entre as duas curvas se dão principalmente pela contribuição da coesão. Nota-se que as curvas possuem resistências últimas um pouco mais altas, e rigidez levemente maior no começo da curva. Optou-se por não utilizar essas curvas, em linha com o critério adotado para os empuxos do aterro, tendo em vista a variabilidade da coesão e considerando que os modelos de solo c-φ ainda não possuem uma consolidação no meio científico, o que os próprios autores ressalvam na explanação do método. Por fim, foram construídas as curvas do modelo bi linear – rigidez pelos parâmetros da Tabela 15 e reação máxima conforme a eq. (78)– para observar as diferenças quanto ao modelo adotado. Observa-se que uma coincidência razoável nas resistências do começo com o modelo de areias, mas que se distanciam conforme aumenta a profundidade, já que elas mantêm uma crescente linear, diferentemente das curvas p-y.

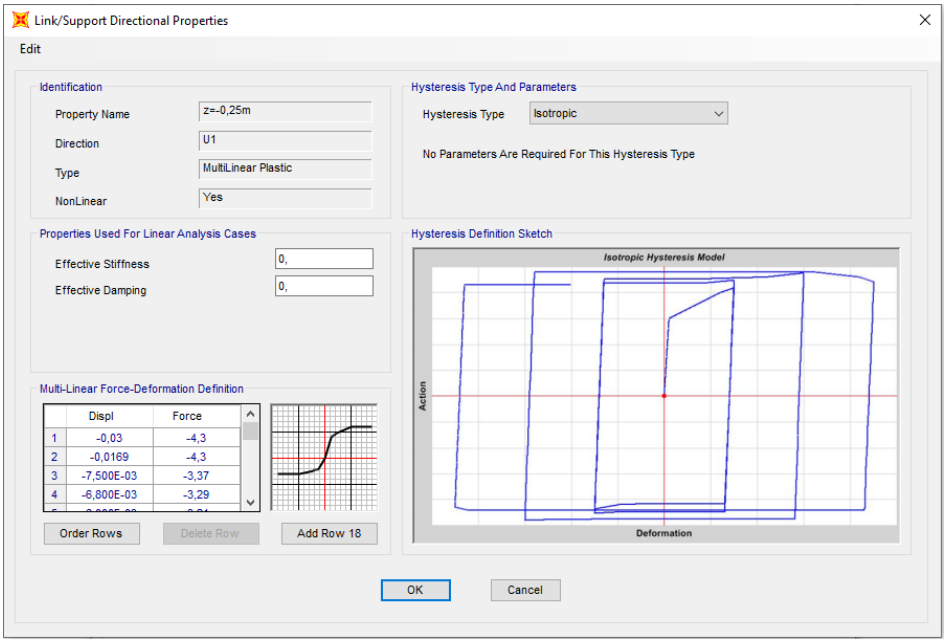
Figura 93 – Curvas p-y e bi lineares avaliadas para o estudo de caso



Fonte: O autor

Os *links* incorporados já incluem os efeitos de grupo sobre as curvas p-y, conforme o procedimento fornecido na AASHTO (2014, p. 10.89-10.90), descrito em 3.6.5.5. Dado que o espaçamento longitudinal entre estacas é igual a 3B, aplica-se um multiplicador P_m de 0,80 para as estacas na linha frontal (relativa ao sentido do carregamento) e 0,40 à segunda fileira. A Figura 94 ilustra a atribuição da característica da curva p-y a um *link* (análogo a um elemento de mola).

Figura 94 – Introdução das curvas p-y no programa SAP2000



Fonte: O autor

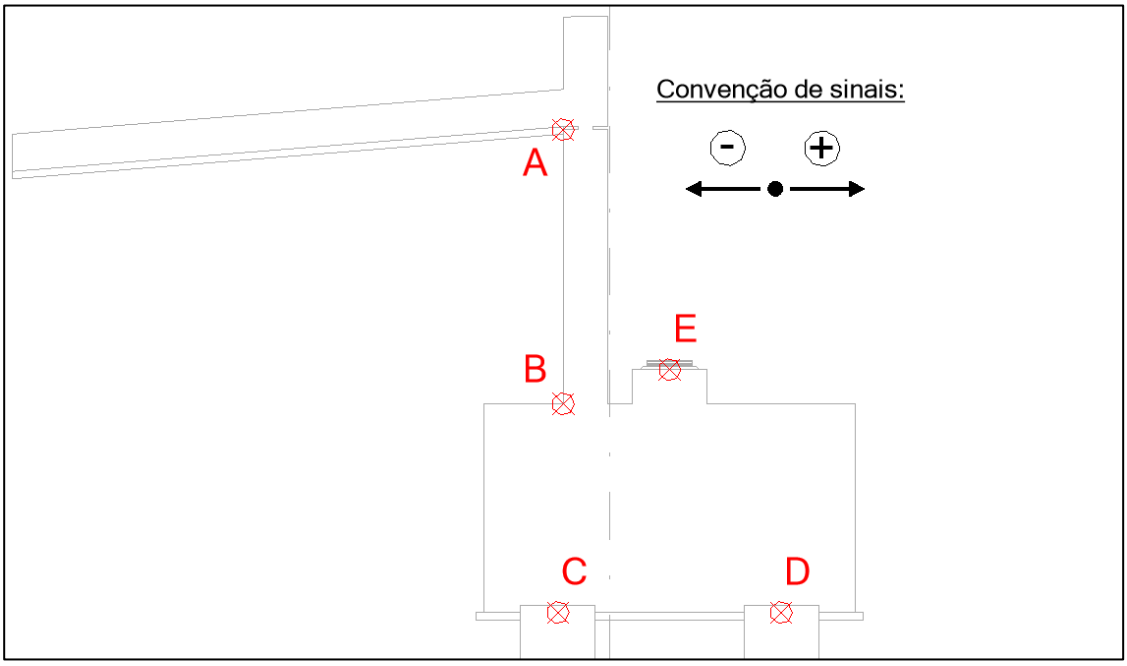
Segundo as classificações e a ordenação da Tabela 10, pode-se classificar este como um modelo de ISE: parcial, subestruturado entre superestrutura e encontros; com representação da estrutura por elementos discretos e pressões de contato (laje de aproximação); com representação do solo/interface por molas de Winkler (curvas p-y) e pressões de contato (empuxo de solo); com modelo constitutivo não linear do solo; por método de análise numérica; processado por iterações; com processamento indireto entre modelos; e que realiza uma análise estática.

Por fim, registra-se que o último cenário de análise se utiliza de um modelo tridimensional de meio contínuo para realizar a comparação com os resultados obtidos no modelo padrão, de Winkler com curvas p-y. O detalhamento deste segundo modelo é realizado na descrição do cenário 5, no item 4.3.5.

4.3 Cenários de análise

Os resultados são obtidos em termos de esforços solicitantes, pressões de contato e deslocamentos do encontro, estes monitorados a partir de 5 pontos de controle (ver Figura 95), nas seguintes localizações: ponto A no topo da cortina; ponto B na base da cortina; ponto C no topo das estacas externas (posteriores, em relação às reações do solo aos carregamentos); ponto D no topo das estacas internas (frontais); e ponto E na base do aparelho de apoio. Esses pontos se referem à linha média do encontro, ou seja, às estacas e ao aparelho de apoio centrais.

Figura 95 – Pontos de controle dos deslocamentos no encontro



Fonte: O autor

Apresentam-se a seguir os 5 cenários de análise da ISE no encontro convencional, designados para cumprir os objetivos específicos descritos adiante.

4.3.1 Cenário 1: Empuxo de solo

O primeiro cenário de análise de ISE procura identificar a natureza do empuxo que atua sobre a cortina na situação construtiva (apenas ações permanentes do encontro) e a partir da situação de serviço (ações permanentes do encontro e da superestrutura), se as ações derivadas do tabuleiro (temperatura e frenagem), são suficientes para reduzir os deslocamentos a ponto de se atingir um estado intermediário entre empuxo ativo e o repouso. Para tanto, processa-se o modelo: (a) na situação inicial, com empuxo de repouso ou ativo; (b) na situação de serviço, com empuxo em repouso ou ativo; (c) na situação de serviço, com empuxo ativo e ações longitudinais do tabuleiro, no sentido negativo. Julgou-se importante, nesse caso, considerar uma envoltória de valores para a inércia das estacas, portanto, o modelo foi processado com valores de rigidez de seção bruta e com a redução para seção equivalente. A partir daí, obtêm-se os deslocamentos mínimos e máximos nos pontos de controle A, B e C, e são traçadas a deformada da interface. Os deslocamentos são comparados com aqueles dispostos em 3.6.2.5, para se verificar a natureza do empuxo atuante.

4.3.2 Cenário 2: Deslocamentos e deformabilidade do encontro

No cenário 2 primeiramente se processa o modelo na situação crítica, a fim de avaliar se os deslocamentos horizontais do encontro são toleráveis, em face das discussões do item 3.6.10. Na sequência, aplica-se um carregamento progressivo, distribuído igualmente entre os aparelhos de apoio, para obter a curva global de resposta não linear do encontro, que permite aferir a rigidez na direção longitudinal positiva e compará-la, por exemplo com a rigidez dos aparelhos de apoio. A força incremental é levada até um limite de +500 kN, um valor superior aos carregamentos longitudinais característicos advindos do tabuleiro. Aqui, aplica-se o empuxo ativo e a inércia de seção fissurada.

4.3.3 Cenário 3: Consideração dos efeitos de grupo

Este cenário tem por objetivo demonstrar a importância da adoção de um critério para se contabilizar os efeitos de grupo em estacas carregadas lateralmente, não apenas em relação aos esforços solicitantes totais, mas também à distribuição de carregamentos entre estacas alinhadas. Conforme registrado anteriormente, o modelo original aplica um critério de multiplicadores P_m, que reduzem as curvas p-y em 0,80, nas estacas da linha de frente, e 0,40, nas estacas posteriores. Além deste, verifica-se o encontro, na situação crítica, por mais um modelo em que não considera qualquer critério adicional, tomando a curva p-y. Como resultados, toma-se os deslocamentos do conjunto e os esforços solicitantes (momento fletor e força cortante) nas estacas da linha central do encontro.

4.3.4 Cenário 4: Sensibilidade da discretização das molas

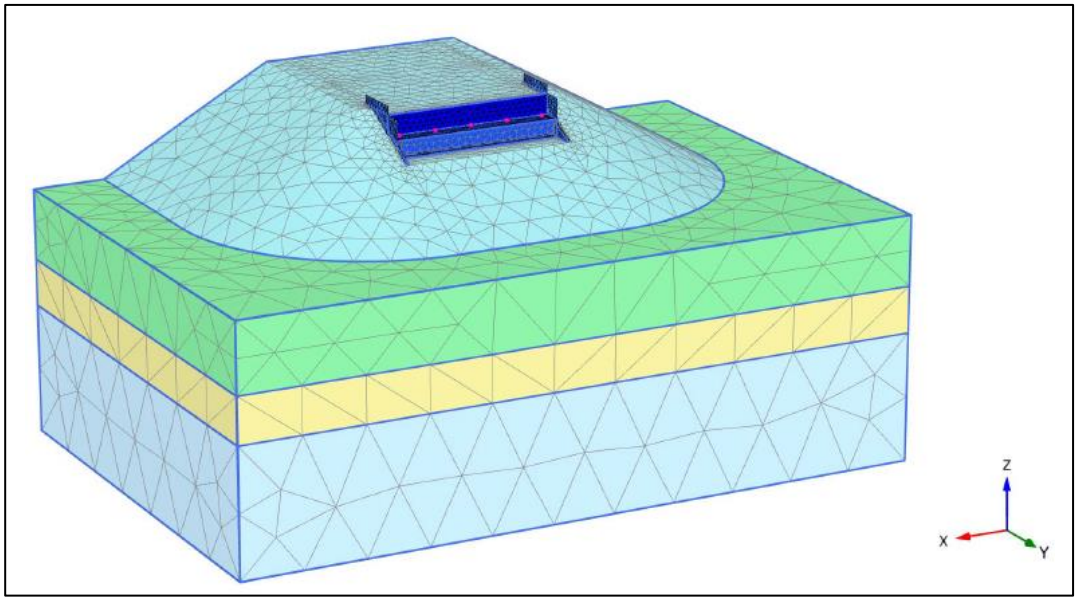
Este cenário compreende uma análise de sensibilidade, na situação crítica de projeto, da discretização das molas adotadas quando se utiliza um modelo de Winkler com curvas p-y, como adotada neste trabalho. O modelo original posiciona as molas a cada 50 cm de comprimento de estaca, iniciando pela profundidade $z = -0{,}25\ m$. São gerados mais dois modelos, um com discretização superior, a cada 25 cm de comprimento, e outro com discretização inferior, a cada 100 cm (espaçamento geralmente adotados nos projetos correntes). Pretende-se descobrir a influência que a discretização exerce sobre os resultados do modelo, portanto, são extraídos como resultados os deslocamentos totais do encontro e esforços solicitantes nas estacas da linha central, para cada um deles.

4.3.5 Cenário 5: Comparação com modelo 3D de meio contínuo

Para fins de comparação, foi realizada também a modelagem e simulação do encontro como um meio contínuo tridimensional, com auxílio do programa Plaxis 3D V21.01, da Bentley Systems. Este cenário serve para validação de resultados, análise de sensibilidade e para verificar qualitativamente algumas vantagens e desvantagens deste método em relação à modelagem com molas de Winkler.

Procurou-se utilizar uma modelagem geométrica semelhante à realizada no modelo de Winkler anterior. Trata-se também de um programa de elementos finitos, então para representar a estrutura, foram utilizados elementos de barras (aparelhos de apoio) e de cascas (cortina e muros de ala). Também se utilizou de barras rígidas para conectar os elementos, mantendo-se o alinhamento das peças com os eixos reais. O solo e a travessa foram representados por elementos volumétricos, tetraedros de 10 nós, e para as estacas foram utilizados elementos de vigas embutidas (*embedded beam*), descritos em 3.6.5.3. O maciço de solo é delimitado com dimensões em planta de 60 x 40 m e 30 m de altura total, de modo que o encontro fica praticamente centralizado. Os movimentos horizontais são impedidos na base e laterais do maciço e os verticais são restritos apenas na base, de modo que o maciço fica livre para se deformar verticalmente nas laterais. Na Figura 96 apresenta-se o aspecto geral do modelo, incluindo a discretização da malha.

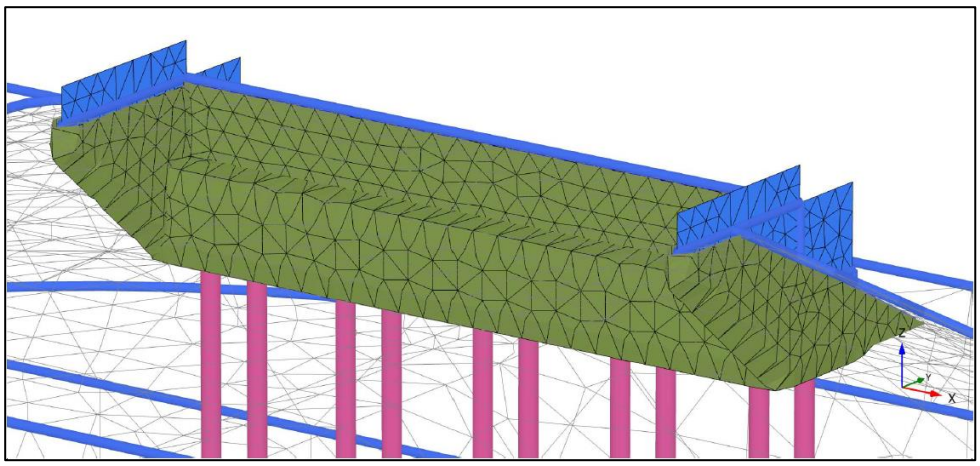
Figura 96 – Aspecto geral do modelo 3D de meio contínuo no Plaxis 3D V21.01



Fonte: O autor

Aplicam-se modelos constitutivos distintos a cada elemento volumétrico, plano ou linear do modelo. Para representação do solo, utilizou-se o modelo constitutivo de *Hardening Soil*, que oferece uma precisão maior na obtenção de deformações, quando comparado ao Mohr Coulomb, além de várias outras vantagens que podem ser consultadas no manual técnico do programa. O detalhamento desse modelo constitutivo e sua incorporação no software também podem ser obtidos no manual (BENTLEY SYSTEMS, 2021, p. 67-82). Os elementos de concreto (travessa, cortina, muros e estacas) foram caracterizados por um modelo Linear Elástico. As interfaces solo-estrutura são definidas pelo modelo constitutivo de Mohr Coulomb (por padrão do programa), ajustado por um fator de interface $k_{int} = 0{,}80$ (ver item 3.5). Essas interfaces, que podem ser visualizadas na Figura 97, ocorrem entre os elementos volumétricos do solo e elementos volumétricos, planos ou lineares da estrutura.

Figura 97 – Representação do encontro em modelo 3D de meio contínuo, com a indicação dos elementos de interface com o solo



Fonte: O autor

Foram utilizados os mesmos parâmetros de resistência adotados no modelo original, desconsiderando-se a coesão do material de aterro. Para a definição dos parâmetros de deformabilidade, especialmente os relativos ao modelo de *Hardening Soil*, fez-se uso de um modelo de calibração[29]. Os parâmetros adotados para o material de aterro, que governa o comportamento do conjunto para carregamentos longitudinais são sumarizados na Tabela 24.

[29] A calibração consistiu na comparação de um modelo de meio contínuo e curvas p-y – segundo a teoria de Reese, Cox e Koop (1974) – de uma estaca única de 50 cm, imersa no mesmo solo do estudo de caso e submetida a um carregamento transversal progressivo no topo (até 100 kN). Os parâmetros de deformabilidade do aterro para o primeiro modelo foram tomados, inicialmente, a partir de valores de referência fornecidos pelo desenvolvedor (BENTLEY SYSTEMS, 2021), e então foram verificados a partir de resultados de deslocamentos de topo e momentos fletores nas estacas.

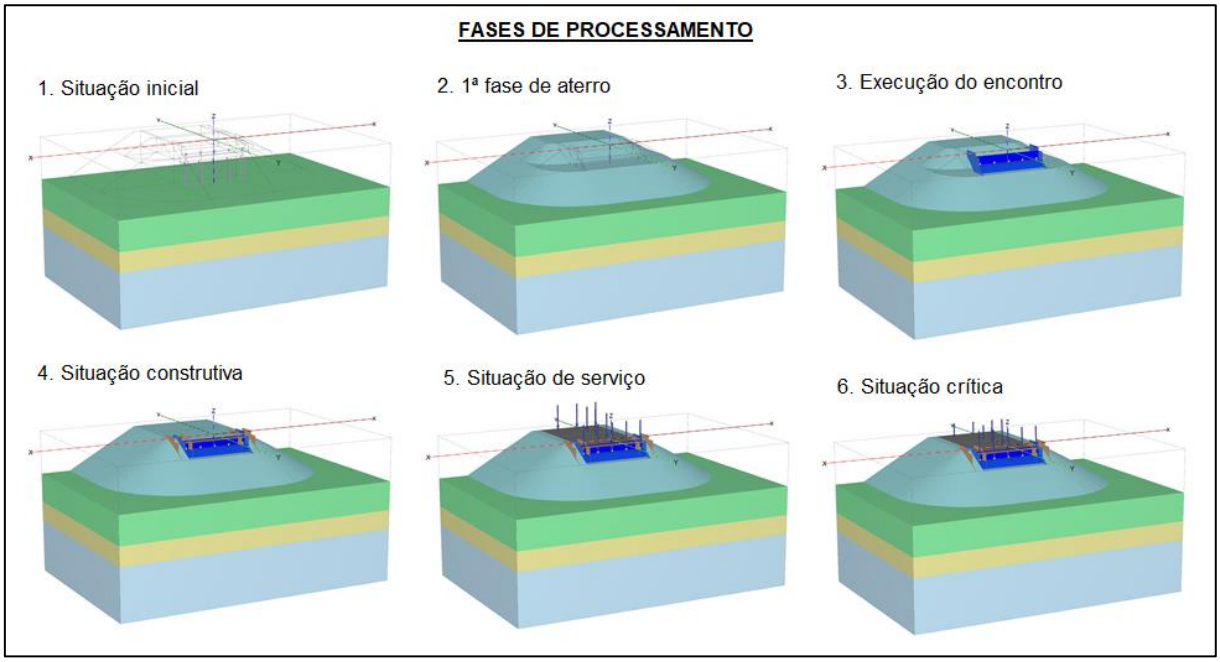
Tabela 24 – Parâmetros de resistência e deformabilidade adotados para o material de aterro no modelo 3D de meio contínuo

Parâmetro	Parâmetro	Unidade	Valor
Rigidez secante em ensaio triaxial drenado convencional	E_{50}^{ref}	kPa	20.000
Rigidez tangente para carregamento edométrico primário	E_{oed}^{ref}	kPa	20.000
Rigidez de carregamento e descarregamento	E_{ur}^{ref}	kPa	60.000
Tensão de referência	P'_{ref}	kPa	100,0
Coeficiente de Poisson	ν	-	0,20
Dependência da rigidez com o estado de tensão do solo	m	-	0,50
Coesão efetiva	c'	kPa	0,00
Ângulo de atrito efetivo	φ'	°	29,20
Ângulo de dilatância	ψ	°	0,00

Fonte: O autor

Para contaabilizar os efeitos da não linearidade física das estacas, os modelos foram rodados com e sem a aplicação do coeficiente de 0,40 para minoração da rigidez da seção bruta de concreto, conforme indicado no item 4.1.4, e foram montadas envoltórias dos esforços e deslocamentos. Por fim, cabe dizer que o modelo é processado de modo não linear e iterativo, em distintas fases de processamento (Figura 98), conforme a sequência executiva do ecnontro (ver item 2.3.1).

Figura 98 – Fases de processamento do modelo 3D de meio contínuo



Fonte: O autor

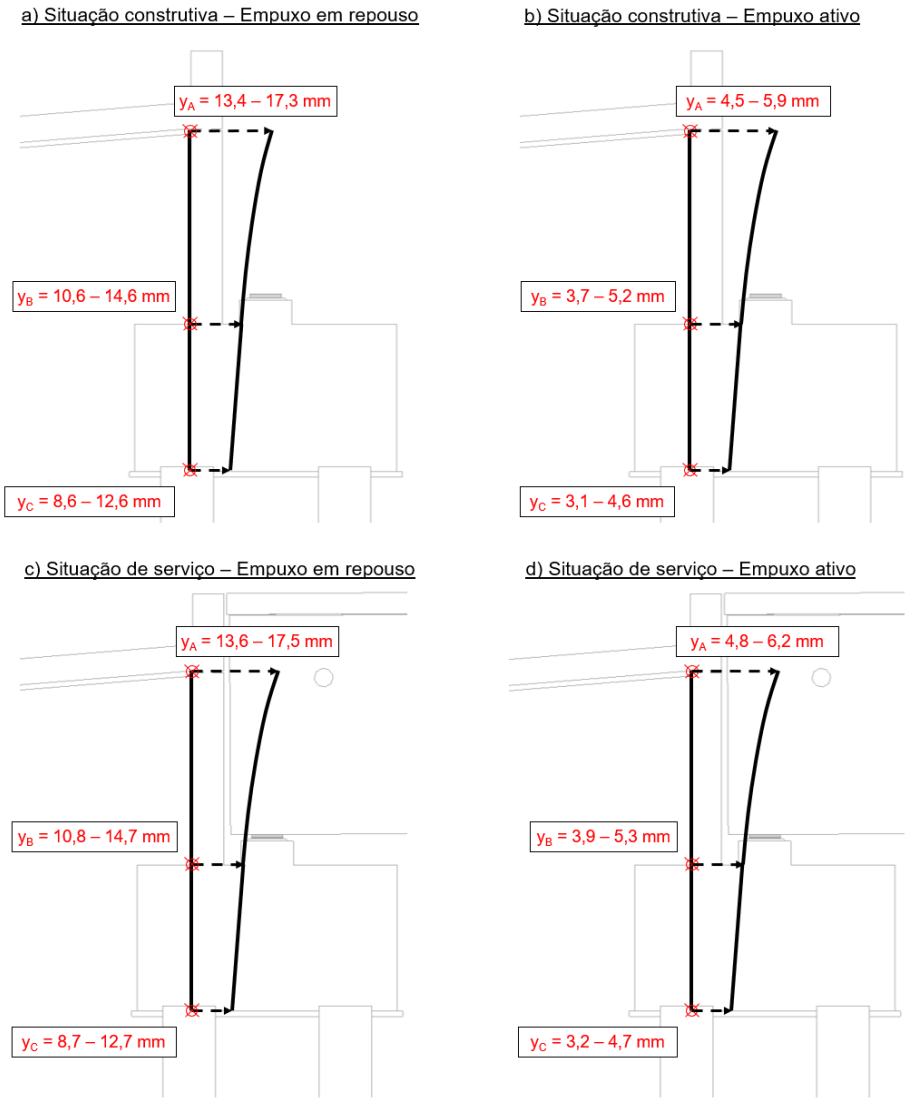
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES DO ESTUDO DE CASO

Apresentam-se aqui os resultados do estudo de caso da análise de interação solo-estrutura no encontro convencional, detalhada no capítulo anterior, sucedida por uma breve discussão acerca de cada cenário de análise.

5.1 Cenário 1: Empuxo de solo

A partir da aplicação dos empuxos em repouso e ativo no modelo padrão de análise (Winkler), na situação construtiva e de serviço, obtêm-se as deformadas da face posterior do encontro, caracterizada pelos pontos A, B e C. A Figura 99 apresenta um desenho esquemático, indicando os deslocamentos em cada ponto. Os valores são tomados em uma faixa corresponde à envoltória da inércia da seção.

Figura 99 – Deformada da face posterior do encontro para situações inicial e de serviço



Fonte: O autor

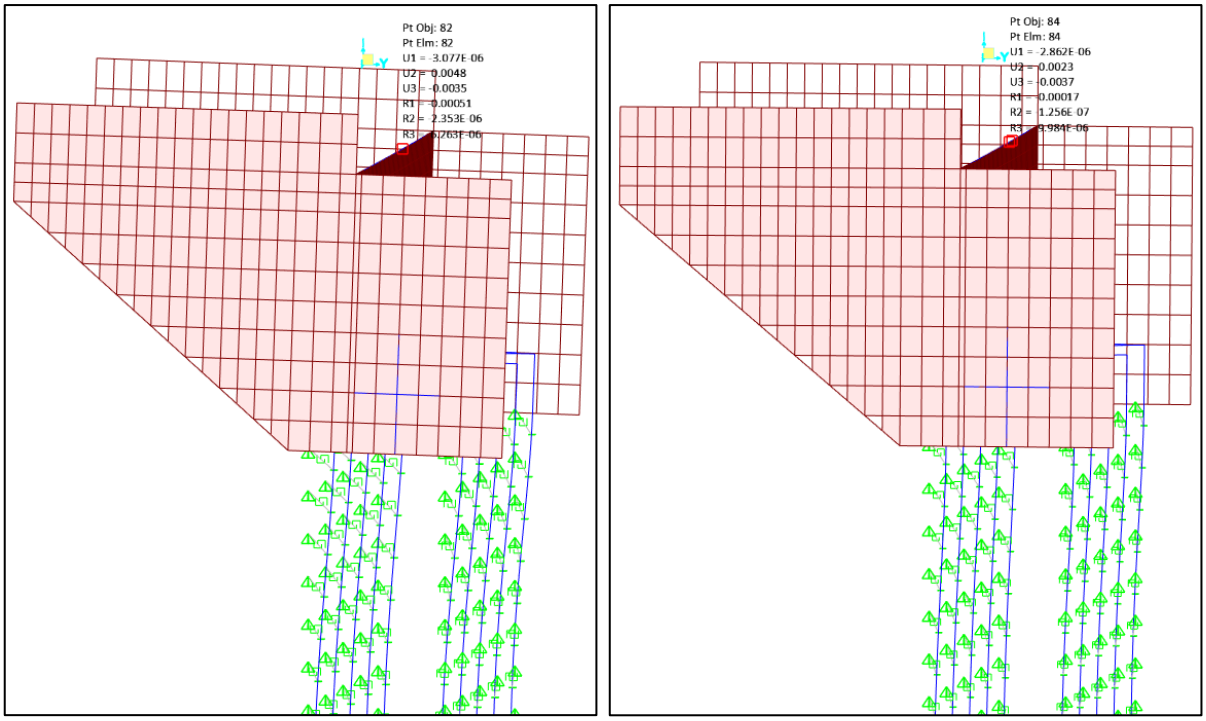
Seguindo os parâmetros da Tabela 11, para areia média ou silte, o empuxo ativo se mobiliza para um valor de $\Delta/H = 0{,}20\%$. Dado que a altura da cortina é de 3,25 m, o valor limite de Δ é de 0,0065 m ou 6,5 mm. Seguindo o critério da CEN (2004, p. 141-156), o empuxo em repouso pleno deve ser considerado para valores de $\Delta/H < 0{,}05\%$, ou para Δ inferior a 0,001625 m ou 1,625 mm.

Observa-se que, em ambos as situações o empuxo ativo é insuficiente para atingir os deslocamentos que garantem a sua plena mobilização ($\Delta/H < 0{,}20\%$). Por outro lado, quando se aplica o empuxo em repouso, atinge-se essa condição, em ambos os casos. Percebe-se também que a aplicação das forças verticais do tabuleiro, que caracteriza a diferença entre a situação construtiva e a de serviço, pouco influencia nos deslocamentos horizontais, já que os aparelhos de apoio estão alinhados ao eixo da fundação.

Em relação à envoltória de inércias da estaca utilizada, estimou-se que, quando se considera a redução pela fissuração (rigidez secante), em comparação à inércia da seção bruta, os deslocamentos são em torno de 30% maiores no topo da cortina e 45% maiores na base do encontro.

Figura 100 – Deformada do encontro para situação de serviço: (a) sem forças longitudinais; (b) com forças longitudinais no sentido negativo

(a) (b)



Fonte: O autor

Na sequência, foram aplicadas as forças longitudinais do tabuleiro contra o aterro (sentido negativo), na situação de serviço do encontro, conforme ilustrado na Figura 100-b. Neste caso, utilizou-se a inércia da seção bruta, a favor da segurança. Esta é a situação mais desfavorável para o contexto observado[30] e, mesmo com a pressão mínima de solo (empuxo ativo), o deslocamento não se anula ou fica abaixo do limite de 0,05%: o deslocamento no topo da cortina reduz de 4,8 mm para 2,3 mm.

Portanto, conclui-se que o encontro deverá estar em um estado intermediário entre o ativo e o repouso, na maior parte do tempo, mas bem próxima à mobilização plena do empuxo ativo. Quando se adicionam ações longitudinais no sentido positivo (e.g. fluência/retração ou empuxo por cargas móveis), o deslocamento é suficiente para mobilizar o empuxo ativo. Quando são aplicadas no sentido negativo, o empuxo se aproxima do repouso, mas o estado passivo não deverá ser mobilizado.

Neste contexto, parece interessante a utilização de critérios como o do ACI 343R (ACI, 1995, p. 130), que majora em 50% os empuxos ativos, ou da AASHTO (2014, p. 3.102), que aplica coeficientes de majoração distintos para cada um dos tipos de empuxo aplicados. De qualquer modo, diante das disposições presentes nas normas brasileiras (incluindo os coeficientes de majoração) e as incertezas inerentes à análise da ISE em encontros, parece ser prudente a consideração do empuxo em repouso para o dimensionamento estrutural da cortina do encontro.

5.2 Cenário 2: Deslocamentos e deformabilidade do encontro

Primeiro avalia-se o deslocamento horizontal do encontro na situação crítica de projeto. A Figura 101 fornece este valor, equivalente a 21,1 mm, e as rotações no topo da cortina, que possui os maiores valores dentre os pontos de controle. O empuxo ativo é mobilizado com folga, neste caso.

O valor obtido é bem próximo, mas não supera o limite máximo de 25 mm[31], para o qual quase não se reportam problemas funcionais em encontros (ver item 3.6.10). Dado que os recalques não são relevantes para as fundações profundas bem

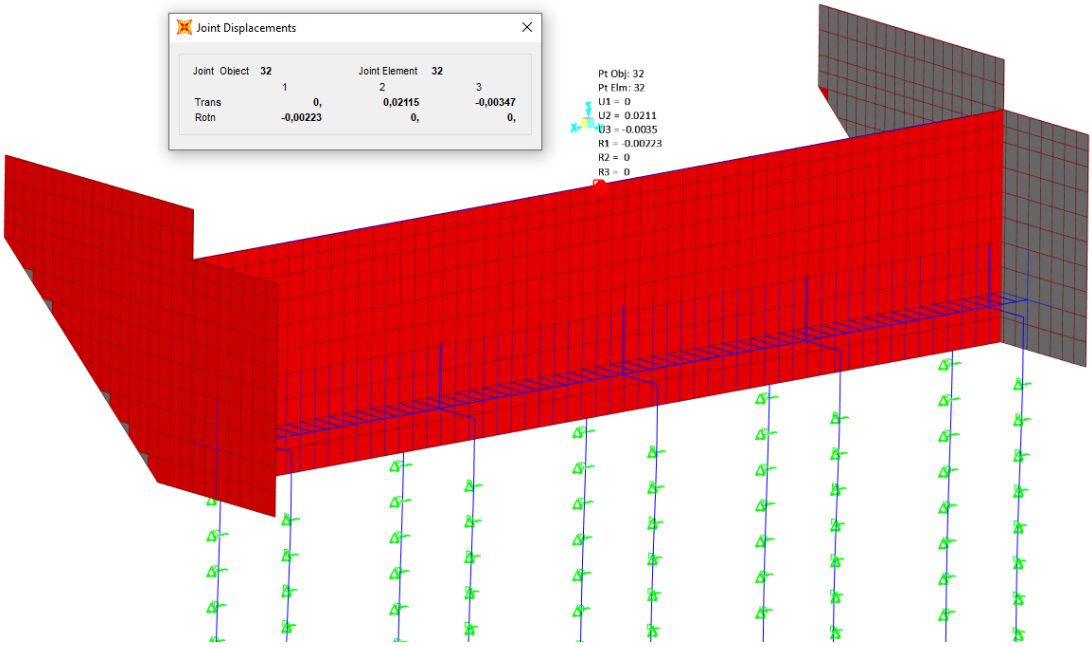
---

[30] A aplicação da ação de frenagem do veículo TB-450 na laje de aproximação (30% de seu peso) no sentido negativo (ou seja, contra o aterro), mudaria o diagrama de pressões nessa interface aterro-cortina, e poderia inclusive mobilizar o passivo do solo em uma pequena faixa no topo da cortina. Essa situação não foi simulada pelo presente modelo. Isso não significa que o empuxo passivo deve ser adotado para dimensionar as demais peças do encontro, pois são esforços que se auto equilibram nessa região. Mas ela deve ser contemplada pelo projetista em modelo específico pois deve governar o cálculo de flexão da armadura interna da cortina.

[31] Caso superasse, ainda seria possível estudar uma redução devido ao fato que a temperatura é uma ação variável secundária, à qual se poderia aplicar um coeficiente redutor.

projetadas e executadas, pode-se tomar como valor máximo 38 mm, indicando que o deslocamento obtido está adequado. Ressalta-se, no entanto, que a junta de dilatação deve ser projetada de modo a absorver a deformação diferencial entre esta situação de serviço e a da Figura 101 – pois no momento da instalação da junta já haverá a deformação pelo empuxo de solo.

Figura 101 – Deslocamentos e rotações no topo da cortina, para situação crítica

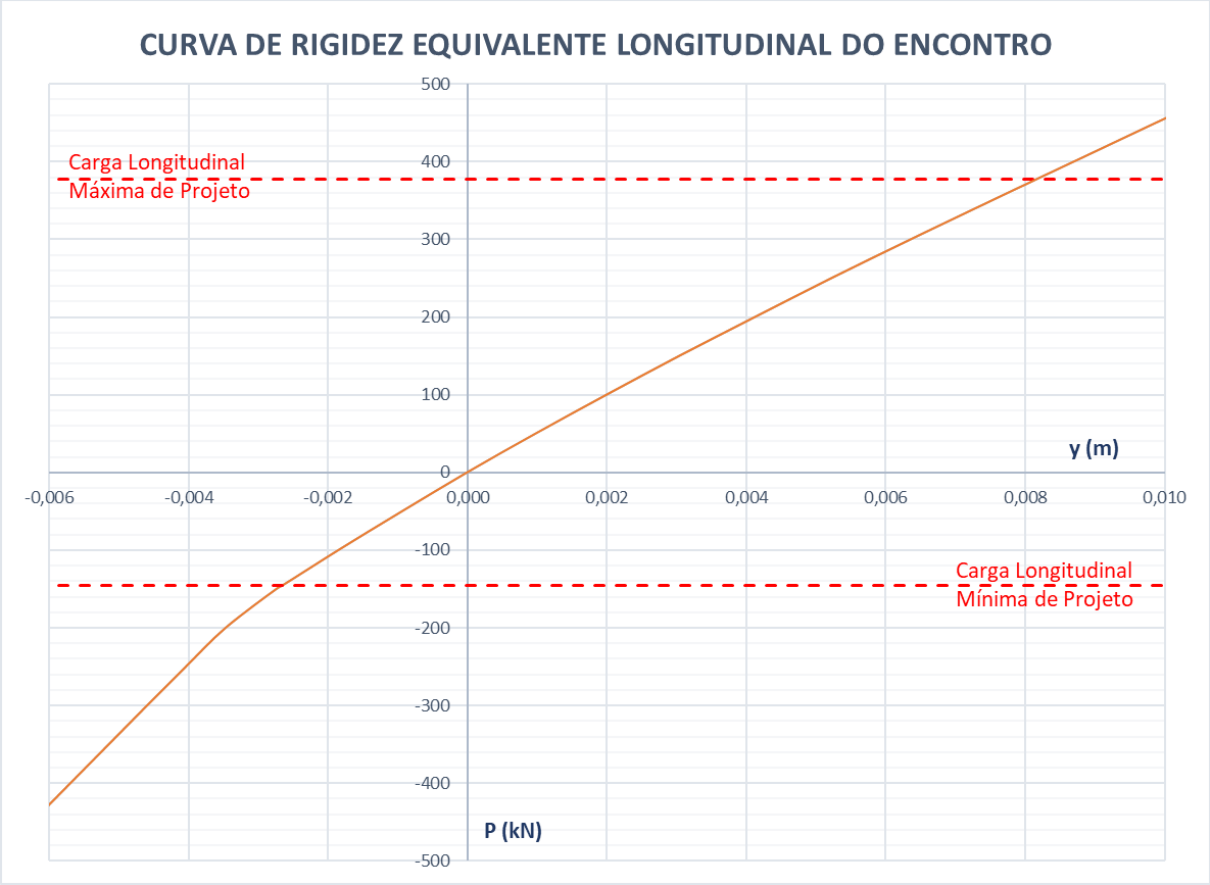


Fonte: O autor

Observa-se que nenhuma metodologia atual é precisa o suficiente para aferir deformações em peças de concreto, então seria interessante obter a comparação com outros métodos, para avaliar se as deformações realmente serão próximas dessas. As premissas da análise também desconsideram a contribuição da coesão na redução da intensidade do empuxo e na resistência do sistema estaca-solo e, portanto os deslocamentos devem ser ainda menores.

Na sequência, para avaliar a deformabilidade ou rigidez global do encontro, realizam-se incrementos de forças, advindas da superestrutura, a cada +50 kN (10 kN por aparelho), até +500 kN – as forças resultantes máxima e mínima características de projeto, somando temperatura, fluência/retração e frenagem, equivalem a +377,6 e -145,03 kN. Para compor a curva de resposta do encontro, interessa conhecer os deslocamentos do ponto E, onde se aplica a força. O gráfico da Figura 102 ilustra a resposta do encontro no sentido longitudinal, conforme a aplicação do carregamento.

Figura 102 – Gráfico de carga total por deslocamento longitudinal do encontro



Fonte: O autor

Nota-se claramente que há uma tendência não linear na resposta do encontro, embora não tão acentuada. A força de -375 kN praticamente zera o deslocamento total no ponto E, considerando empuxo ativo. Seguindo o critério anterior, o empuxo ativo se mobiliza plenamente no valor de estaria plenamente mobilizado para uma resultante total de 50 kN[32] – ou seja, bastaria uma parcela da força permanente de fluência/retração, que é de 233 kN.

Tabela 25 – Faixa de valores para a rigidez equivalente do encontro

Parâmetro de rigidez	Valor (kN/m)
$K_{enc,mín}$	46.206,6
$K_{enc,i}$	50.968,4

Fonte: O autor

[32] O trecho do gráfico abaixo deste é mais impreciso, e a tendência é que o encontro se torne mais rígido, conforme as pressões de solo aumentam.

A partir deste gráfico é possível obter as rigidezes globais equivalentes do encontro, que correspondem às tangentes do gráfico em cada ponto. Toma-se o valor apenas da tangente inicial e para o carregamento positivo máximo (definida pela linha pontilhada superior do gráfico), pois este 1º quadrante é a região mais confiável do gráfico. A Tabela 25 fornece as rigidezes calculadas. Nota-se que a menor rigidez ocorre para forças no sentido positivo, que elevam os deslocamentos e reduzem a rigidez das molas das fundações.

Tendo em vista que a rigidez calculada para um aparelho de apoio é de 5.172 kN/m, a rigidez somada desses dispositivos, que trabalham em paralelo, é de 25.860 kN/m. A consideração da rigidez equivalente do encontro, que entra em série com a dos aparelhos, promove uma redução na rigidez total do conjunto entre 33,7% e 35,9%, para os valores observados na Tabela 25, em comparação à consideração exclusiva do aparelho. Trata-se de uma redução significativa, tendo em vista que muitas vezes se considera que o encontro é indeslocável em relação ao restante do sistema estrutural da ponte. Essa consideração é favorável à segurança para os encontros, porém pode ser desfavorável ao dimensionamento dos apoios.

A rigidez equivalente pode ser utilizada para análises modais em pontes, para aplicação em modelos analíticos a fim de determinar a distribuição de carregamentos longitudinais entre apoios, ou então para serem retroalimentados no modelo da superestrutura, caso a deformação do encontro seja um fator que promova efeitos importantes para a sua análise.

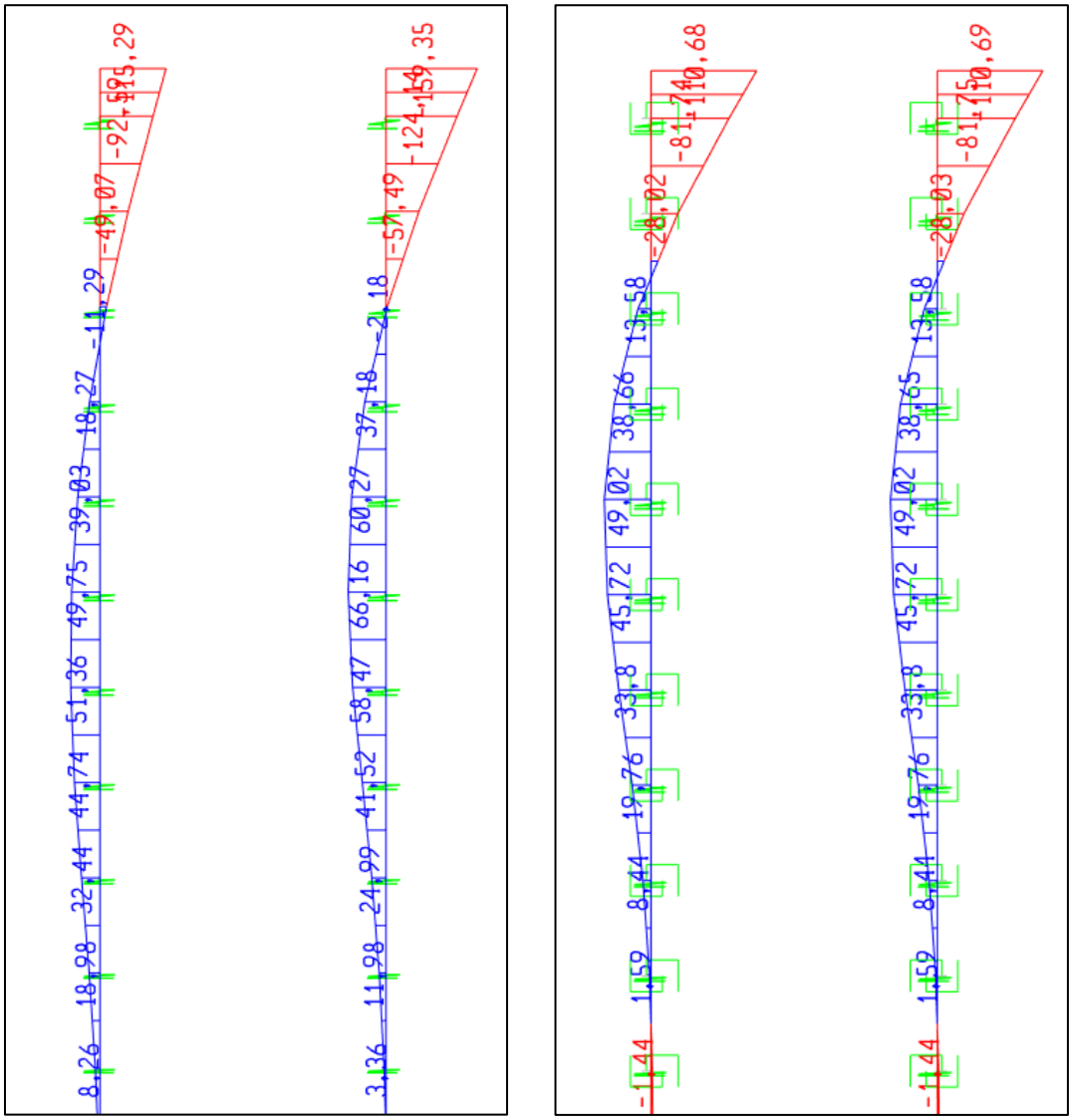
5.3 Cenário 3: Consideração dos efeitos de grupo

Avalia-se aqui a importância da adoção de um critério para contabilizar os efeitos de grupo em estacas carregadas lateralmente, pois com frequência pode-se observar projetos nos quais esses critérios não são contemplados, geralmente sobre modelos de Winkler com molas lineares, mas os critérios são igualmente válidos, pois os efeitos devem produzir uma distribuição desigual de esforços entre as duas estacas, o que não é registrado, a menos que se adote tais critérios.

A partir da situação crítica foram obtidos os esforços solicitantes máximos nas estacas, no modelo original, que considera tais efeitos e em um modelo modificado que os desconsidera, mantendo o formato da curva p-y assim como os de estacas isoladas. Utiliza-se a rigidez secante para a seção da estaca.

Figura 103 – Momentos fletores nas estacas: (a) com efeitos de grupo; (b)sem efeitos de grupo

(a) **(b)**

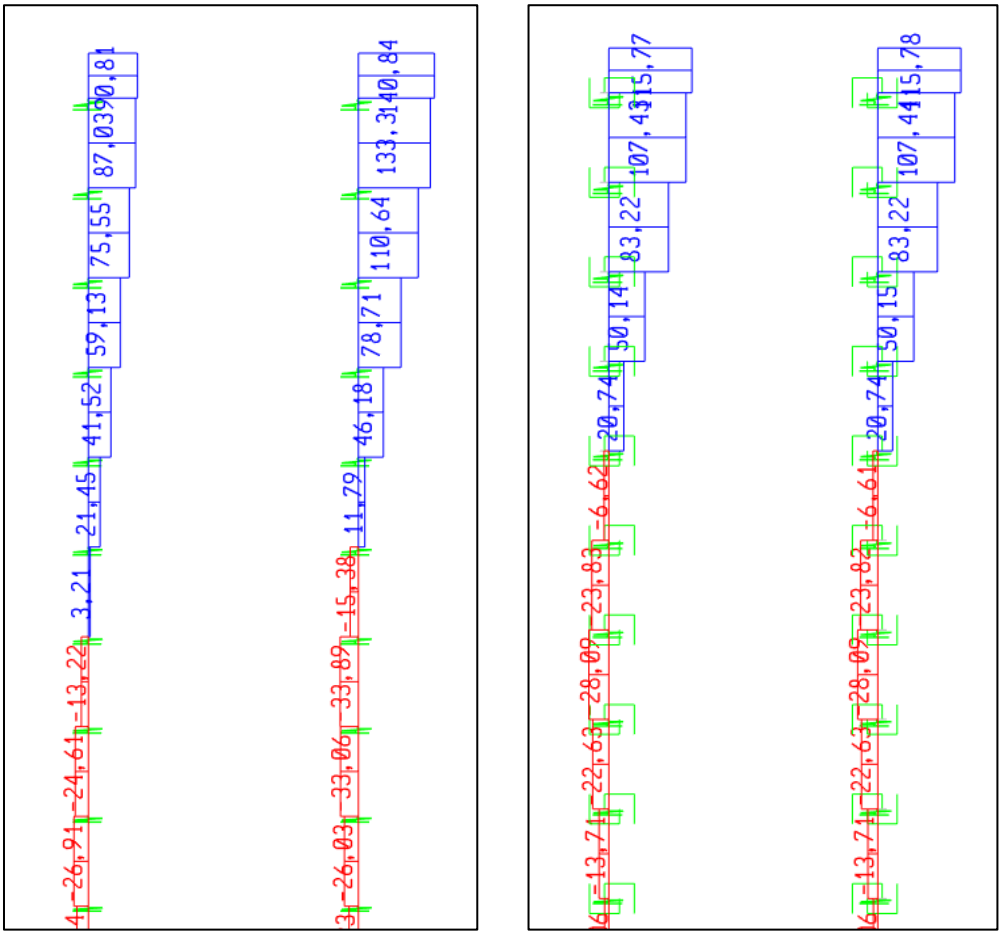


Fonte: O autor

A Figura 103 apresenta os momentos fletores no topo (valores mínimos) e ao longo das estacas (valores máximos) da linha central em ambos os modelos. A Figura 104 fornece os diagramas de forças cortantes nessas mesmas estacas. E resume-se na Tabela 26 os esforços solicitantes em cada situação, e suas proporções em relação ao esforço total, assim como os deslocamentos máximos obtidos nos modelos, no ponto E. Os valores negativos de momento fletor ocorrem na ligação da estaca com o bloco e os positivos ao longo da estaca. Percebe-se que em nenhum caso o momento de plastificação da seção é superado.

Figura 104 – Esforços cortantes nas estacas: (a) com efeitos de grupo; (b)sem efeitos de grupo

(a) **(b)**



Fonte: O autor

Tabela 26 – Esforços cortantes absorvidos por cada estaca, com ou sem efeitos de grupo (porcentagens são proporções dos valores somados das duas estacas)

Esforço	Estaca	Sem efeitos de grupo	Com efeitos de grupo	Variação
Momento fletor mínimo (kN.m)	Frontal	-110,1 (50,0%)	-159,4 (58,0%)	+44,8%
	Posterior	-110,1 (50,0%)	-115,4 (42,0%)	+4,8%
	Soma	-220,2 (100%)	-274,8 (100%)	+24,8%
Momento fletor máximo (kN.m)	Frontal	49,0 (50,0%)	66,2 (56,3%)	+35,1%
	Posterior	49,0 (50,0%)	51,4 (43,7%)	+4,9%
	Soma	98,0 (100%)	117,6 (100%)	+20%
Força cortante (kN)	Frontal	115,8 (50,0%)	140,8 (60,8%)	+21,6%
	Posterior	115,8 (50,0%)	90,8 (39,2%)	-21,6%
	Soma	231,6 (100%)	231,6 (100%)	0,0%
Deslocamento no topo (mm)	Frontal	10,2 (50,0%)	15,9 (50,0%)	+55,9%
	Posterior	10,2 (50,0%)	15,9 (50,0%)	+55,9%
	Soma	20,4 (100%)	31,8 (100%)	+55,9%

Fonte: O autor

As diferenças dos modelos são expressivas. Os esforços cortantes no modelo sem efeitos de grupo são iguais a 115,8 kN, em ambas as estacas. No modelo, esses esforços chegam a 140,8 kN em uma das estacas, cerca de 22% mais altos. Para os momentos fletores, ambas as estacas com efeitos de grupo apresentam valores maiores, o que indica que não há apenas uma redistribuição de esforços, mas uma perda de eficiência geral do grupo, como era de se esperar. O momento na estaca mais carregada cerca é 44,8% maior na conexão com o bloco do que o valor máximo do outro modelo. Ao longo da estaca ele é 35,1% mais crítico. E os deslocamentos apresentam as maiores diferenças: são 55,9% maiores nos modelos com os efeitos.

Isso reforça a necessidade de se considerar os critérios, pois a sua não consideração pode resultar em subdimensionamentos graves para os elementos de fundação. O critério adotado neste trabalho nem é o mais conservador, já que há outras referências que sugerem a aplicação de um multiplicador P_m ainda mais baixo.

5.4 Cenário 4: Sensibilidade da discretização das molas

Os modelos com graus distintos de discretização das molas foram gerados e foram ajustadas as curvas p-y para manter as condições de suporte do solo. Com isso, foram obtidas pequenas diferenças nos resultados dos modelos. Uma delas diz respeito ao momento fletor nas estacas, ilustrado na Figura 105 para os 3 modelos.

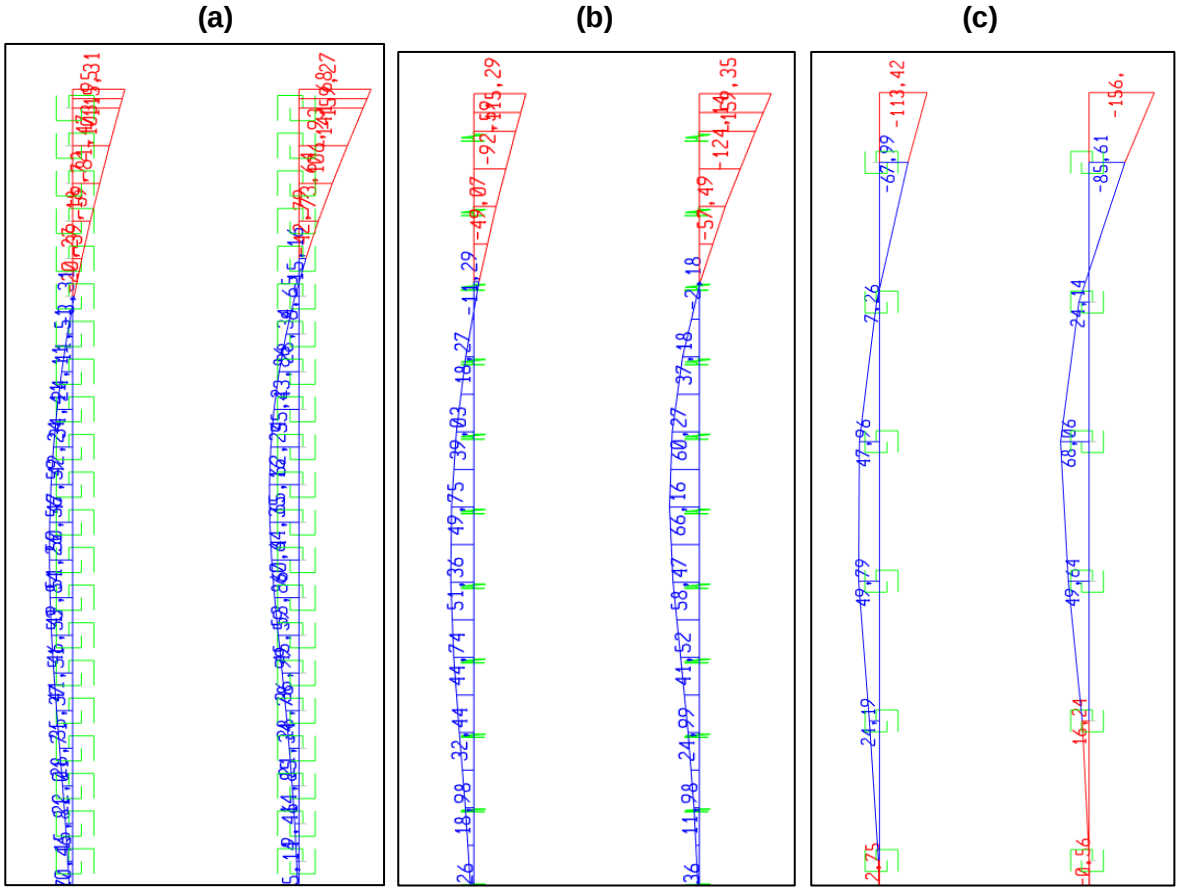
No modelo com molas por metro, verifica-se uma pequena variação do esforço em relação ao modelo padrão, com molas a cada 50 cm, da ordem de 1,9% no topo da estaca e de 2,8% ao longo dela. Neste caso, entende-se que a adoção de uma discretização das molas por metro, como usualmente se faz nos projetos correntes, fornece uma aproximação adequada. Analogamente, julga-se desnecessária a aplicação de uma discretização maior do que 50 cm, ainda que o solo superficial apresente o maior fator de não linearidade na modelagem. Resultados adicionais que corroboram essa interpretação são fornecidos na Tabela 27.

Tabela 27 – Esforços solicitantes máximos e deslocamentos, conforme o grau de discretização (porcentagens são as variações em torno do modelo com grau médio)

Grau de discret.	$M_{Sk,mín}$ (kN.m)	$M_{Sk,máx}$ (kN.m)	$V_{Sk,máx}$ (kN.m)	y_C (m)	y_D (m)
Menor (Δz = 1,00 m)	-156,0 (-1,9%)	68,1 (+2,8%)	140,8 (0,0%)	0,0141 (-2,8%)	0,0141 (-2,8%)
Médio (Δz = 0,50 m)	-159,1	66,2	140,8	0,0145	0,0145
Maior (Δz = 0,25 m)	-158,9 (0,0%)	65,2 (-1,5%)	140,8 (0,0%)	0,0144 (-0,1%)	0,0144 (-0,1%)

Fonte: O autor

Figura 105 – Momentos fletores nas estacas, para diferentes graus de discretização de molas: (a) a cada 25 cm; (b) a cada 50 cm; (c) a cada 100 cm



Fonte: O autor

Por fim, para avaliar o custo computacional associado a cada modelom, foi medido cada tempo de processamento, registrados na Tabela 28. Utilizou-se um computador de mesa padrão, de processador único, do tipo i7-8700 CPU @ 3.20GHz. Pode-se dizer que todos tiveram processamento extremamente ágil, tendo em vista a quantidade de casos de carregamentos não lineares (30) e de molas não lineares de cada um (200, 400 e 800, respectivamente). Nota-se que há uma tendência exponencial nessa correlação já que os modelos de menor discretização tiveram tempo bem próximo, e depois ele quase triplicou.

Tabela 28 – Tempo de processamento dos modelos de Winkler com molas não lineares

Modelo	Tempo de processamento (min)
Discretização menor (Δz = 1,00 m)	1:35
Discretização média (Δz = 0,50 m)	1:49
Discretização maior (Δz = 0,25 m)	5:40

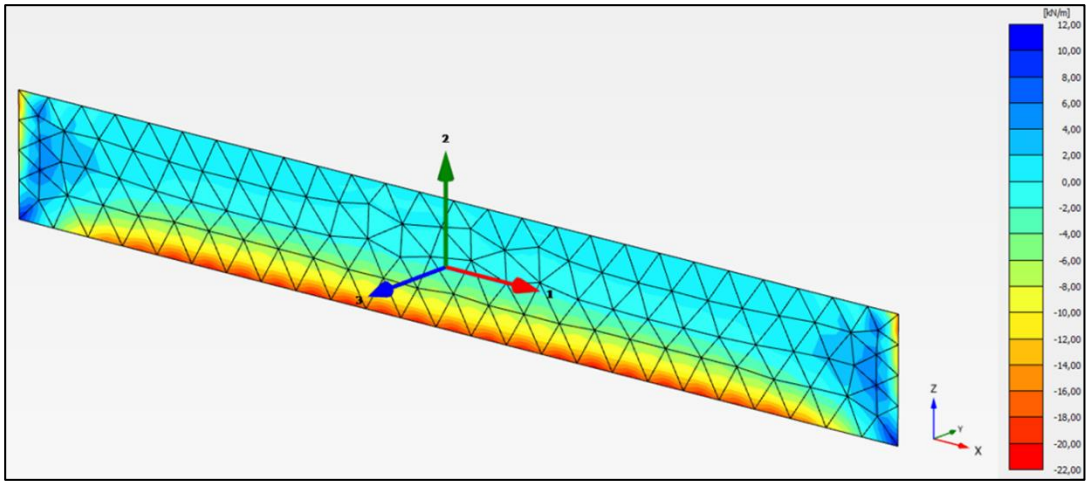
Fonte: O autor

5.5 Cenário 5: Comparação com modelo 3D de meio contínuo

A comparação entre os modelos perpassa os resultados cenários anteriores, mas agora são extraídas as respostas para o modelo tridimensional de meio contínuo.

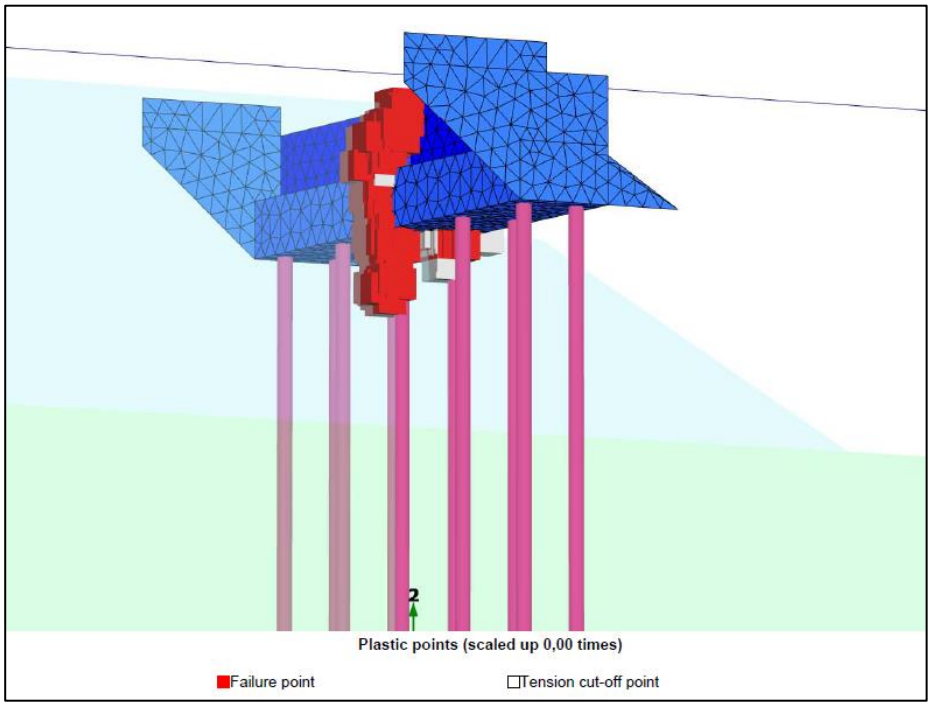
Primeiramente, identifica-se as pressões de contato na cortina devido à ação do empuxo de solo, para a situação construtiva (sem o tabuleiro) e sem adição de sobrecargas, conforme ilustrado na Figura 106. Na Figura 107 também é possível ver os pontos plásticos que se forma atrás do encontro na seção transversal média.

Figura 106 – Pressões na cortina no modelo 3D de meio contínuo, para situação construtiva



Fonte: O autor

Figura 107 – Formação de pontos plásticos no modelo 3D de meio contínuo

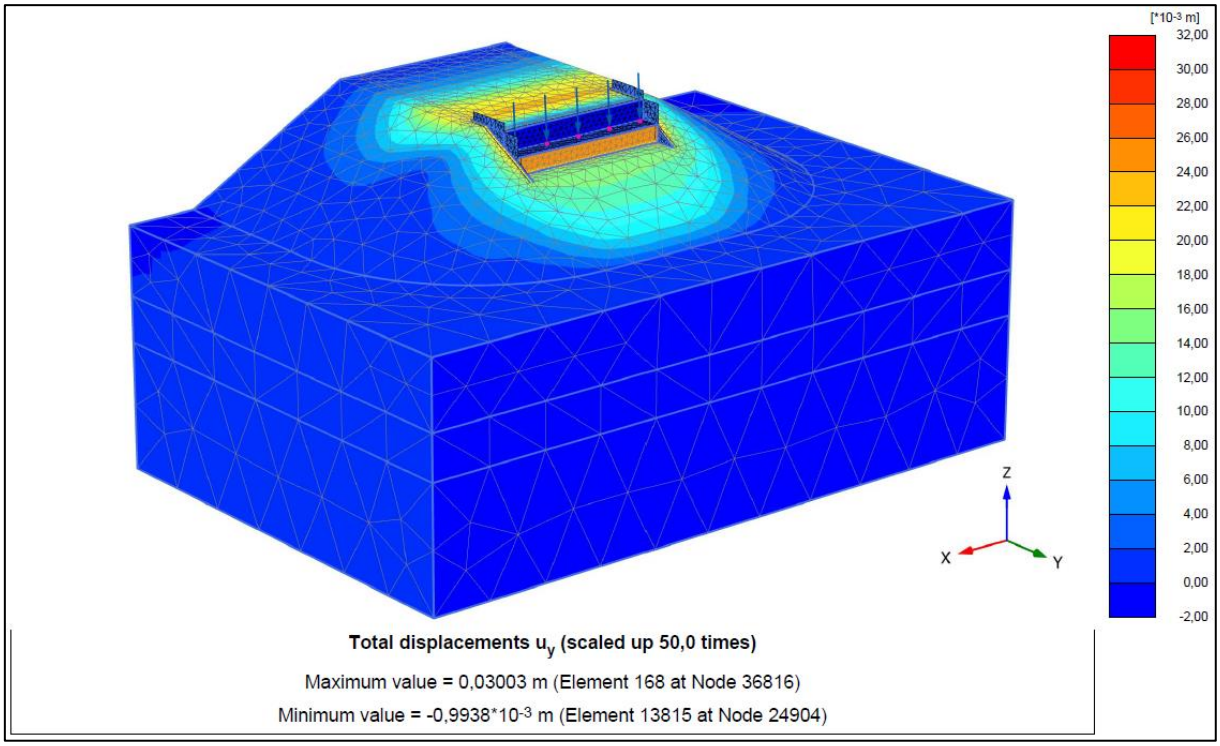


Fonte: O autor

O diagrama de pressões não é linear – ocorre um pico de tensão na base da cortina de 22,0 kPa, que seria gerado num cálculo simplificado de empuxo por um coeficiente da ordem de 0,63 –, e observa-se um alívio considerável da pressão horizontal ao longo da altura da travessa. Assim, para estimar um coeficiente de empuxo equivalente médio atuando no encontro, foram tomados os esforços cortantes totais que chegam às estacas (desprezando perdas por atrito nas superfícies) e neste caso os coeficientes seriam de 0,30 para seção fissurada e 0,32 para seção bruta das estacas – valores próximos ao coeficiente de empuxo ativo estimado pela fórmula de Rankine (0,34).

Em uma segunda análise, são verificados os deslocamentos promovidos nos encontros para a situação crítica de projeto, em que atuam os carregamentos mais severos combinados na direção longitudinal positiva. Cabe apontar que o cálculo de deslocamentos é zerado quando da instalação do encontro (3ª fase da Figura 98), para que não seja contabilizada a influência da execução prévia do aterro parcial. Considera-se também a seção fissurada da estaca, para que os deslocamentos sejam máximos. Diante disso, os valores são ilustrados no diagrama da Figura 108.

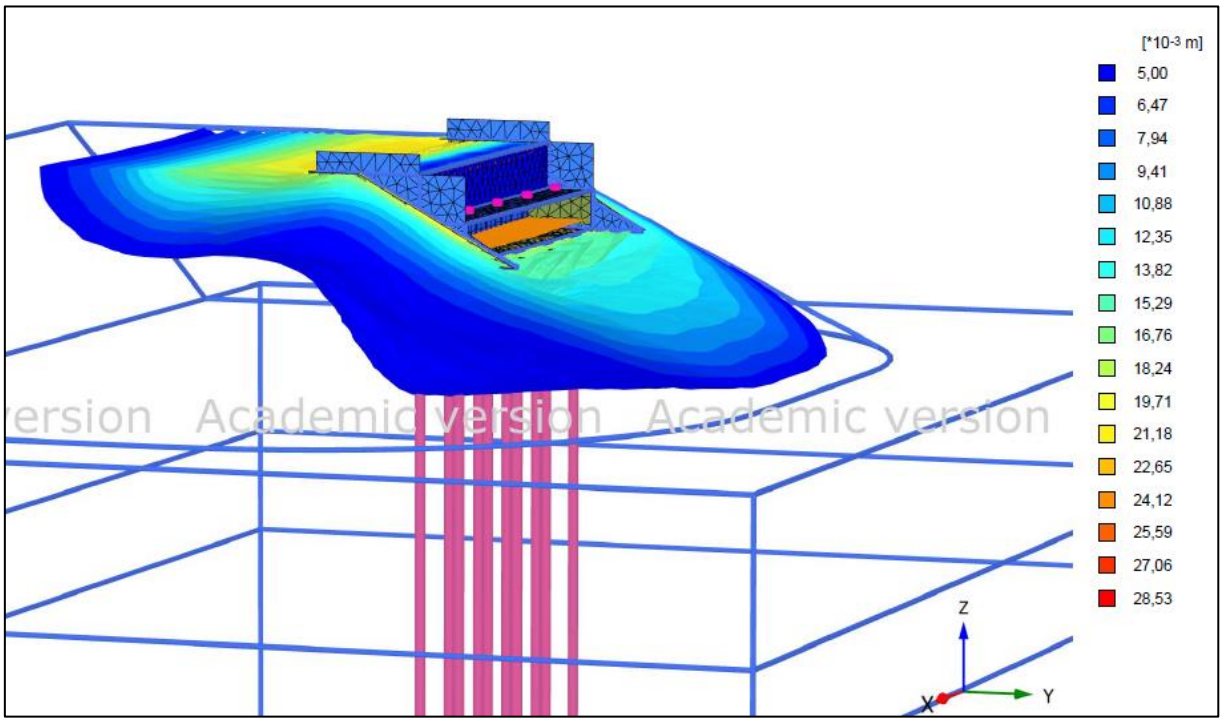
Figura 108 – Diagrama de deslocamentos dos elementos volumétricos para a situação crítica de projeto e para seção de estaca fissurada, no modelo 3D de meio contínuo



Fonte: O autor

O deslocamento longitudinal máximo é de 30,0 mm, ou seja, inferior ao limite de 38 mm – acima do qual se registram problemas funcionais (ver item 3.6.10) – e relativamente próximo ao valor do modelo de Winkler, igual a 21,1 mm. Registra-se aqui que, no modelo de meio contínuo, o movimento não decorre apenas da pressão horizontal de solo sobre os encontros, e sua reação como obra de contenção, mas da movimentação do maciço como um todo, como se pode observar na Figura 109. Nela apresenta-se em um diagrama de cascas as superfícies do maciço que possuem mesmo deslocamento, para valores acima de 5,0 mm. Essa movimentação da cunha como um todo justifica o maior deslocamento na comparação com o outro modelo.

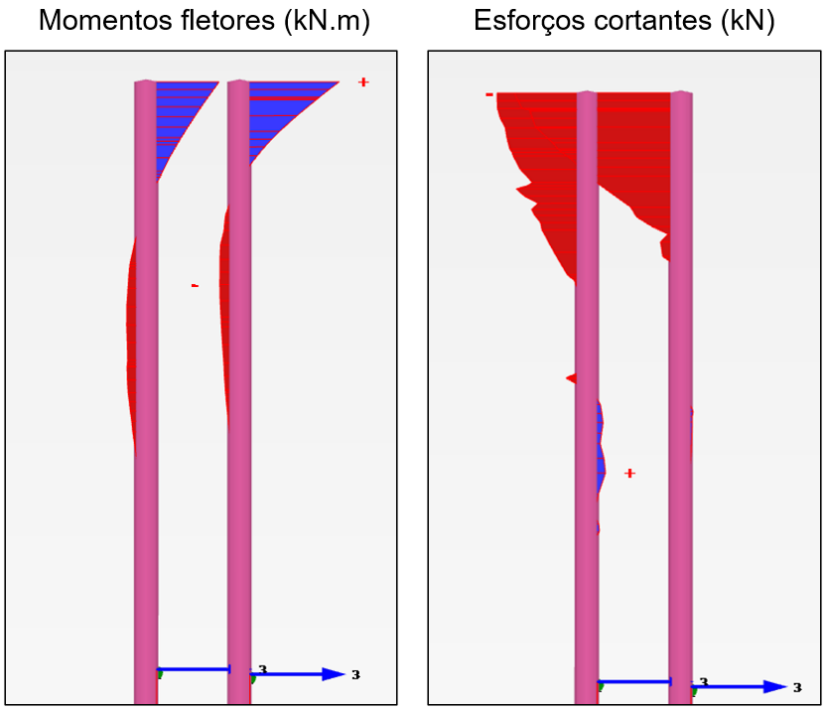
Figura 109 – Representação das superfícies com deslocamentos longitudinais equivalentes, acima de 5,0 mm, para situação crítica de projeto, no modelo 3D de meio contínuo



Fonte: O autor

Também foram avaliados os efeitos de grupo (ou sombreamento) no modelo de meio contínuo, para o qual não foram introduzidos critérios empíricos adicionais para contabilização de tais efeitos. Na Figura 110 são ilustrados os diagramas de momentos fletores e esforços cortantes no par de estacas da linha central para a situação crítica de projeto, em que ocorrem os maiores esforços solicitantes. Pode perceber visualmente a concentração de esforços na estaca posterior. Os valores são registrados na Tabela 29, em comparação aos obtidos pelo modelo de Winkler.

Figura 110 – Esforços solicitantes na linha central de estacas para situação crítica de projeto, no modelo 3D de meio contínuo



Fonte: O autor

Tabela 29 – Esforços solicitantes no par de estacas da linha central nos modelos de Winkler e meio contínuo, para avaliação dos efeitos de grupo

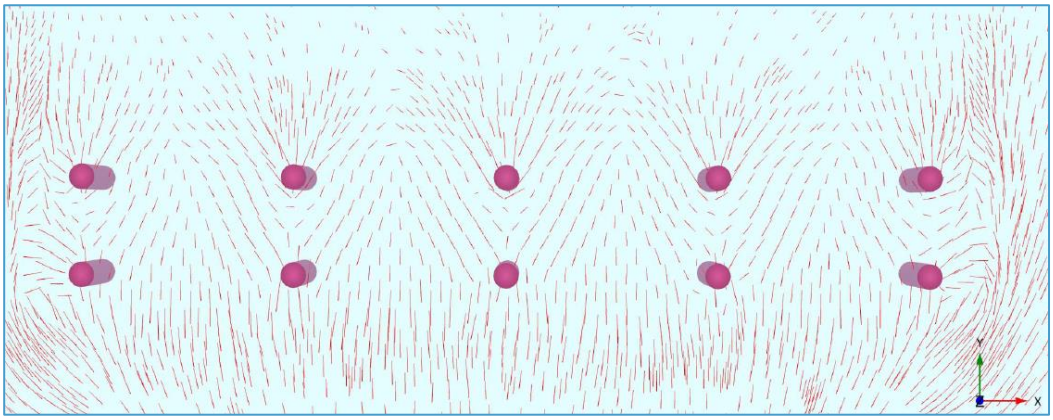
Esforço	Estaca	Modelo	
		Winkler	Meio contínuo
Momento fletor mínimo (kN.m)	Frontal	-159,4 kN.m	-160,7 kN.m
	Posterior	-115,4 kN.m	-117,3 kN.m
Momento fletor máximo (kN.m)	Frontal	66,2 kN.m	31,6 kN.m
	Posterior	51,4 kN.m	31,4 kN.m
Força cortante (kN)	Frontal	140,8 kN	133,1 kN
	Posterior	90,8 kN	72,4 kN

Fonte: O autor

Observa-se que os momentos fletores mínimos (no topo das estacas) nos dois modelos apresentam são muito similares. Os momentos fletores máximos (ao longo da estaca) do segundo modelo são da ordem de 50% do outro. A distribuição de esforços cortantes também é semelhante, havendo uma disparidade de 55,1% entre as estacas no modelo de Winkler e 83,4% no modelo de meio contínuo. Isso indica que o efeito de grupo ocorre naturalmente no modelo de meio contínuo, com ordem de grandeza semelhante, sem a necessidade de introdução de critérios adicionais. Esta é uma vantagem clara da utilização deste método, que se aproxima do

comportamento real de um grupo de estacas carregadas transversalmente. O motivo disso é explicitado na Figura 111, que fornece o recorte em planta no topo das estacas e linhas representativas das tensões principais no maciço dessa fatia de solo. É possível notar claramente a perda de suporte do solo por detrás das estacas posteriores do encontro (linha superior da imagem), caracterizada pelo desvio das tensões principais para as diagonais. É interessante também avaliar o arqueamento do carregamento transmitido pelas estacas posteriores para o solo, que costumeiramente se considera numa largura de 3 vezes o diâmetro.

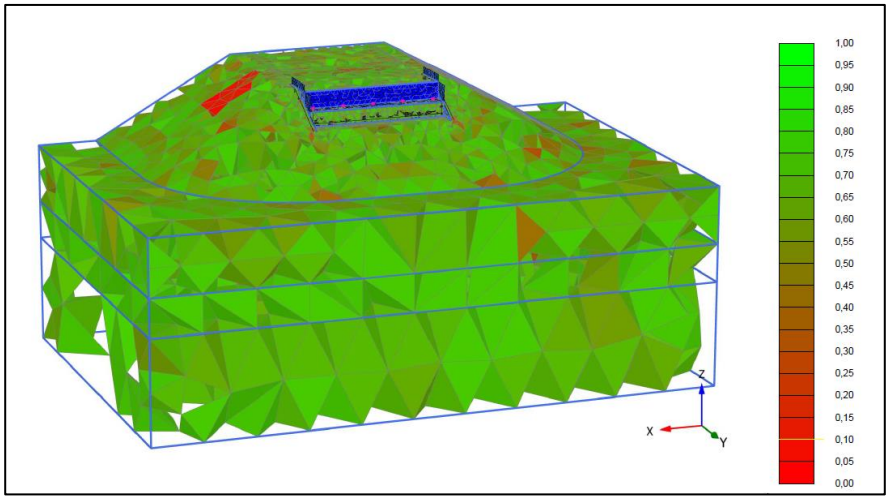
Figura 111 – Tensões principais no maciço de solo para corte em planta rente ao fundo da travessa, no modelo 3D de meio contínuo



Fonte: O autor

Por fim, o diagrama da Figura 112 permite uma avaliação da qualidade da malha do modelo de meio contínuo, constituído por 41069 nós e 24861 elementos de volume. Os elementos tetraédricos avermelhados são os que possuem configurações mais desfavoráveis, ou seja, são mais abatidos que os demais.

Figura 112 – Diagrama para avaliação da qualidade da malha no modelo 3D de meio contínuo



Fonte: O autor

Diante da grande quantidade de elementos e o fato de que o programa executa o processamento não linear de 17 fases de carregamento (incluindo carregamentos evolutivos aplicados na situação de serviço), o tempo médio de processamento do modelo, equivalente a 1 hora e 23 minutos, parece bastante satisfatório. Pode-se dizer que, contando com a infraestrutura tecnológica adequada, este tipo de modelagem já é viável e aplicável para a análise de encontros no dia a dia de projeto. Todavia, devido à maior complexidade envolvida, ela deve se justificar pelos objetivos do estudo em questão, já que os modelos de Winkler e até outros já explorados neste trabalho constituem opções mais simples, bem experimentadas e igualmente confiáveis para as análises de projeto recorrentes, desde que corretamente configuradas.

6 CONCLUSÕES

O presente capítulo discorre sobre as conclusões mais importantes que se pôde detrair desta pesquisa: primeiro, especificamente sobre o estudo de caso e a análise da ISE em encontros; depois, considerações gerais acerca das soluções construtivas, do desempenho em serviço, e do projeto de encontros de pontes, contemplando os efeitos da interação solo-estrutura.

6.1 Conclusões sobre o estudo de caso e a análise da ISE

Inicialmente, registra-se que o resgate e a consolidação da literatura técnica foram essenciais ao encaminhamento das análises deste trabalho. Isto porque, trata-se aqui de um tema bastante abrangente, que envolve tópicos complexos de algumas áreas da engenharia – a mobilização de estados plásticos e resposta não linear dos solos, a não linearidade física das peças de concreto, os efeitos de grupo em estacas carregadas lateralmente, técnicas de modelagem computacional avançada, critérios de desempenho e soluções construtivas que impactam na distribuição de esforços em encontros, entre outras que se poderia citar.

O estudo de caso consistiu na modelagem computacional por elementos finitos de um encontro leve convencional (e tipicamente observado no Brasil), de vigas travessas sobre fundações profundas, que sustenta uma ponte de vão único. A interação solo-estrutura foi modelada inicialmente a partir de um modelo de Winkler com molas não lineares, caracterizadas por curvas p-y, e foram gerados 4 cenários para análise do encontro. Por fim, em um último cenário de análise, foi realizada a análise por um modelo de meio contínuo tridimensional e foi efetuada a comparação com os resultados dos cenários anteriores. Sobre estes cenários de análise da ISE em encontros, pode-se tecer os seguintes comentários:

- O cenário inicial foi concebido para se investigar a natureza dos empuxos que atuam no encontro (se ativo, passivo ou em repouso) ao longo de sua vida útil. Para isso, foram avaliados os deslocamentos transversais relativos (Δ/H) do encontro em comparação a valores de referência sugeridos em normas internacionais, para diferentes tipos de solo. As deformações observadas não foram suficientes para garantir a mobilização plena dos empuxos ativos (<0,20%), ao que se observa que o encontro fica a maior parte do tempo submetido a um estado intermediário entre o empuxo ativo

e o repouso. Dito isso, na ausência de disposições normativas nacionais a esse respeito, indica-se a adoção de critérios como o do ACI (1995) que majora em 50% os empuxos ativos, ou da AASHTO (2014), que aplica coeficientes de majoração distintos para cada tipo de empuxo aplicado.

- O segundo cenário verificou os deslocamentos horizontais máximos do encontro, em comparação a valores indicados pela FHWA, instituição que regula a construção, manutenção e preservação de pontes nos EUA: os valores são de 25 mm, quando há recalque significativo; ou 38 mm quando os recalques podem ser desconsiderados. A modelagem resultou em um deslocamento máximo da ordem de 21,1 mm, na situação crítica de projeto, indicando que o encontro atende aos limites previstos e não deve provocar alguns dos problemas funcionais e de segurança listados anteriormente. Em seguida, foi traçada a curva de resposta global da estrutura para forças longitudinais do tabuleiro. Os valores de rigidez variam entre 46.207 kN/m e 50.968 kN/m, para uma rigidez somada dos aparelhos elastoméricos de 25.860 kN/m. Isso significa uma modificação da ordem de 35% sobre a rigidez total do apoio; um valor considerável, já que é comum se adotar que esses apoios são indeslocáveis em modelos analíticos simplificados. Desse modo, entende-se que a consideração da rigidez do encontro pode produzir impacto relevante em estudos como o de análises modais de pontes ou da distribuição dos esforços longitudinais do tabuleiro dentre os encontros e apoios intermediários.

- O cenário 3 procurou investigar o impacto da adoção (e, inversamente, o risco da desconsideração), dos efeitos de grupo em estacas de encontros carregadas lateralmente, que contabilizam o efeito de sombreamento das fundações. São critérios de simples aplicação, mas que nem sempre são considerados em obras correntes do Brasil. Utilizou-se no modelo um multiplicador P_m, aplicado diretamente às curvas p-y, de 0,80 na linha frontal (em relação ao sentido do carregamento) e 0,40 na linha posterior. Com isso, na comparação com um modelo sem tais efeitos, observou-se um acréscimo de até 55,9% nos deslocamentos do encontro, de 21,6% nos esforços cortantes nas estacas e até 44,8% nos momentos fletores dessas peças. Ambas as estacas do modelo com efeitos de grupo apresentaram

momentos fletores maiores, o que indica uma perda de eficiência do grupo como um todo. Esses resultados reforçam a importância de se levar em conta os efeitos de grupo, em obras desse porte e responsabilidade, pois a sua desconsideração pode resultar em subdimensionamentos graves das fundações – afinal, esses métodos possuem relativa precisão, pois são calibrados a partir de provas de carga reais.

- No cenário 4 avaliou-se a influência da discretização das molas sobre o modelo de Winkler construído, em relação aos deslocamentos do encontro e esforços solicitantes nas estacas. Observou-se uma ligeira diferença nos resultados (<3%) enquanto o tempo de processamento mais que triplicou para o modelo de maior discretização ($\Delta z = 0{,}25\ m$), em uma tendência de crescimento exponencial. Neste caso, julgou-se adequado o uso de molas a cada metro (frequentemente adotadas no meio técnico), mas em casos gerais recomenda-se a utilização de molas espaçadas pelo menos a cada 0,50 m, já que a camada mais superficial costuma comandar o comportamento da ISE nessas fundações.
- No último cenário efetuou-se a análise do encontro a partir de um modelo 3D de meio contínuo, elaborado no programa Plaxis 3D, para fins de validação de resultados e avaliação das vantagens e desvantagens deste modelo em comparação ao modelo de Winkler utilizado anteriormente. O solo foi caracterizado por um modelo constitutivo de *Hardening Soil* e foram utilizados elementos de interface (com $k_{int} = 0{,}80$) entre os elementos volumétricos, planos e as estacas embutidas. Primeiro, foram identificadas as pressões de contato devido ao empuxo na cortina, representadas por um diagrama não linear. Foram estimados coeficientes equivalentes médios de empuxos nos encontros, iguais a 0,30 para estacas com seção fissurada e 0,32 para seção bruta – valores mais baixos que o coeficiente de empuxo ativo de Rankine. Os deslocamentos longitudinais máximos nos encontros, para a situação crítica de projeto é de 30,0 mm, ou seja, inferior ao limite funcional de 38 mm e relativamente próximo ao valor do modelo de Winkler, igual a 21,1 mm – a diferença se deve principalmente à contabilização, no modelo de meio contínuo, da movimentação da cunha de solo como um todo, o que não é possível identificar no outro método. Foi possível verificar

também os efeitos de grupo de estacas carregadas transversalmente (ou sombreamento) no modelo de meio contínuo – sem a adoção de qualquer critério empírico adicional, o que constitui uma vantagem evidente deste tipo de modelagem –, com ordem de grandeza semelhante aos observados nos modelos de Winkler. Por fim, foi realizada uma análise da qualidade de malha do modelo, que possui 41069 nós e 24861 elementos de volume, e constatou-se que o tempo médio de processamento (1 hora e 23 minutos) é bastante satisfatório, dada a sua complexidade. Conclui-se que os modelos 3D de meio contínuo já constituem uma alternativa viável ao projeto dos encontros e são capazes de captar efeitos distintos aos outros modelos, mas sua aplicação deve-se justificar conforme o estudo pretendido, já que são mais complexos e exigem uma infraestrutura tecnológica mais robusta e programas computacionais mais potentes.

O enfoque das análises foi, principalmente, o tema dos empuxos de solo atuantes nos encontros e das fundações profundas sujeitas a ações transversais. Isto porque, segundo a FHWA (2019, p. 123-137) – que trata o tema como um tópico de modelagem avançada de pontes –, as principais situações em que a ISE deve provavelmente ser considerada são: (a) análise sísmica; (b) análise refinada de ponte de encontros integrais; (c) projeto e avaliação de fundações diretas apoiada sobre solo mole; (d) e projeto e avaliação de fundações profundas, especialmente quando submetidas a carregamentos horizontais expressivos. Dessa forma, para encontros convencionais (não integrais) e em regiões não sísmicas – como é a maior parte do território brasileiro – a tendência é que este último problema da ISE em fundações profundas seja o mais frequentemente enfrentado por engenheiros projetistas.

É oportuno registrar também algumas questões gerais sobre a composição dos modelos computacionais. Verificou-se, por meio da comparação entre alguns modelos de curvas de resposta do solo (curvas bi lineares e curvas p-y para solos granulares ou solos c-φ), que a seleção de uma curva adequada constitui uma tarefa difícil e de extrema importância quando da utilização deste método (curvas p-y). Ele tem como principal vantagem a possibilidade de se incorporar formulações de estacas ensaiadas *in situ,* para projetos específicos, obtendo-se uma resposta muito mais precisa sobre o comportamento do sistema, inclusive considerando os efeitos da

execução das estacas. Por essas razões ele ainda é o método mais indicado a essas análises por algumas instituições técnicas importantes mundo afora.

Cabe registrar também que a definição dos parâmetros de rigidez das estacas, levando em conta a abertura de fissuras, constituiu uma das principais dificuldades na montagem dos modelos. Foi encaminhada uma análise entre diferentes métodos, e conforme parâmetros adotados por outros autores, que levaram à aplicação de um fator global de 0,40 à inércia da seção bruta de concreto. Para dar segurança a algumas análises, aplicou-se uma envoltória a este parâmetro, entre a rigidez da seção bruta e a rigidez secante, obtida a partir de relações momento-curvatura.

De maneira geral, o modelo de Winkler construído se mostrou satisfatório para representação da ISE em encontros, tendo como grande vantagem a simplicidade da modelagem de geometrias tridimensionais complexas – sendo a tridimensionalidade um fator que deve sempre ser contemplado na montagem desses modelos –, a sua associação às curvas p-y e o tempo reduzido de processamento. Por outro lado, a impossibilidade de se modelar diretamente os empuxos ativos de solo constitui uma grande desvantagem. Com a evolução da capacidade computacional, é bastante provável que os modelos tridimensionais de meio contínuo sejam aplicados com muito mais frequência a essas análises, tornando-se prática corriqueira a sua utilização em escritórios de projeto. Eles têm como principais vantagens o uso de modelos constitutivos mais complexos e a avaliação direta dos empuxos de solo, conforme a sua natureza, e da interação entre fundações profundas (efeitos de grupo).

6.2 Considerações sobre questões construtivas e critérios de projeto

Esta dissertação procurou, num primeiro momento, realizar uma pesquisa ampla sobre a prática construtiva dos encontros, de defeitos tipicamente observados, que prejudicam o seu desempenho em serviço, e dos principais critérios de projetos disponíveis em documentos normativos, documentada ao longo do Capítulo 2. A seguir registram-se as principais conclusões que se pôde detrair deste estudo:

- Os encontros abrangem uma gama de concepções estruturais, mas que são pouco abordadas na literatura nacional. Dentre as referências estrangeiras, observou-se que há muitas informações fragmentadas, sem consolidação sobre as terminologias para definir os sistemas estruturais comuns. Neste trabalho, para fins de sistematização, foi proposta a sua classificação em

seis tipos principais: (a) pontes com extremidades em balanço; (b) encontro leve, de pequena ou média altura; (c) encontro alto fechado; (d) encontro alto vazado; (e) encontro integral e não integral; (f) e encontro com solo reforçado. As extremidades em balanço, parte integrante da superestrutura, são soluções econômicas, mas que estão mais suscetíveis a problemas funcionais decorrentes de danos ao aterro. Os encontros leves, de pequena ou média altura, são possivelmente o tipo mais utilizado atualmente em rodovias brasileiras, tendo como principais vantagens o baixo custo de execução (relativamente) e sua aplicação em conjunto a diversos tipos de superestruturas. Os encontros altos fechados são, em geral, os de maior custo, por causa de seus grandes elementos estruturais projetados para resistir a altos empuxos de solo, mas também reduzem os custos da superestrutura, pois requerem vãos mais curtos (pelo mesmo motivo, são frequentemente aplicados em regiões urbanas). Os encontros altos vazados são um tipo de solução que combina características de encontros leves e altos e, por suas características, principalmente o método executivo, são mais vulneráveis a ações excepcionais. Encontros integrais são utilizados para se dispensar juntas ou aparelhos de apoio em pontes (dispositivos suscetíveis à deterioração com o tempo, que geram altos custos de manutenção), mas que tem como principal fator limitante os problemas geotécnicos derivados da solicitação cíclica dos aterros pelos movimentos térmicos da superestrutura. Por fim, os encontros com solo reforçado, divididos principalmente entre os de solo mecanicamente estabilizado (MSE) – que incluem as soluções de terra armada – e os de solo reforçado com geossintéticos (GRS), são soluções relativamente novas, de simples execução e esteticamente agradáveis, mas que impõem dificuldades de manutenção e não se aplicam a todas as situações.

- Foram explorados também os aspectos relativos ao desempenho e a durabilidade dos encontros. Identificou-se que o defeito funcional mais comum é a formação de um desnível na aproximação da ponte, sendo as principais causas a erosão do aterro, o seu assentamento pela seleção inadequada de materiais ou as solicitações cíclicas no aterro, no caso dos encontros integrais. As soluções mais eficazes para mitigar esses

problemas foram listadas e, a partir da análise das práticas construtivas, foi possível identificar alguns pontos de melhoria nos detalhes padrão adotados no Brasil: (a) uma especificação mais eficiente para o reaterro, baseada na limitação de materiais finos (quando não se utiliza o solo-cimento); (b) o uso de uma laje dormente para apoiar a extremidade oposta da laje de aproximação; (c) e a verificação em projeto do gradiente esperado para a laje de aproximação, mais em linha com o valor de 1/200, sugerido por Leonhardt (1979). O problema da erosão hídrica também se demonstrou relevante, por isso foram discutidas as soluções mais eficazes para evitá-lo. Alguns derivam do próprio projeto conceitual, como o uso preferencial de fundações profundas e a opção por encontros leves, que se mantém afastados do curso d'água. O uso dessas e outras soluções apresentadas deve ser suficiente para garantir um bom desempenho em serviço para os encontros.

- Durante a pesquisa de critérios de projeto e após, no desenvolvimento das análises, foi necessário recorrer a especificações internacionais devido à falta de disposições equivalentes em normas brasileiras, sobre alguns tópicos: (1) métodos adequados para aferir a magnitude dos empuxos (e.g. teoria de Coulomb ou ábacos de projeto); (2) critérios de projeto para a identificação da natureza do empuxo atuante (e.g. por meio da relação entre o deslocamento obtido e a altura da contenção); (3) critérios objetivos para consideração dos efeitos de grupo em estacas carregadas lateralmente; (4) limites de deslocamentos toleráveis em encontros, para análises de projeto; (5) métodos adequados para a modelagem e análise da ISE nas fundações. Compreende-se que as normas brasileiras (da ABNT) não tem o mesmo propósito que outros documentos, como os manuais da AASHTO, mas essa ausência de definições sobre alguns temas pode induzir os engenheiros a desconsiderar aspectos importantes no projeto dos encontros, conforme demonstrado em algumas das análises apresentadas anteriormente.

6.3 Sugestões para trabalhos futuros

Com base no trabalho acadêmico desenvolvido, pôde-se observar uma série de oportunidades de pesquisas adicionais relacionadas ao tema, dentre elas:

- O emprego de modelos tridimensionais de meio contínuo com estacas por elementos volumétricos, para avaliar com mais precisão a deformabilidade e a importância dos efeitos de grupo para estacas carregadas lateralmente em encontros, em comparação aos modelos de Winkler. Até o momento, há poucos trabalhos na área que utilizam essa abordagem.
- A aplicação dos métodos aqui registrados, em comparação ao caso prático de um encontro operacional e instrumentado no Brasil, com a identificação precisa do material de aterro e monitoramento das pressões desenvolvidas nas interfaces da cortina, assim como dos deslocamentos.
- O desenvolvimento de curvas p-y particularmente aplicáveis à análise de estacas executadas em solos brasileiros, a partir de provas de carga laterais em estacas.
- Uma análise mais refinada do empuxo desenvolvido na cortina devido à sobrecarga na laje de aproximação, considerando o detalhe estrutural tipicamente utilizado no Brasil.
- Efeitos no solo de aterro devido ao descarregamento de cargas horizontais e ações cíclicas nos encontros.

7 REFERÊNCIAS

AASHTO. **AASHTO M-145-91 - Classification of Soil and Soil-Aggregate Mixtures For Highway Construction Purposes**. American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO. Washington, DC. 1991.

AASHTO. **Standard Specifications for Highway Bridges, 17th ed.** American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO. Washington, DC. 2002.

AASHTO. **LRFD Bridge Design Specifications**. American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO. Washington, DC. 2014.

AASHTO. **AASHTO LRFD Bridge Construction Specification**. American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO. Washington, DC. 2016.

ABMS/ABEF. **Fundações: teoria e prática**. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS (ABMS). São Paulo. 2019.

ABNT. **NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 1988.

ABNT. **NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2003.

ABNT. **NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2008.

ABNT. **NBR 11682:2009 - Estabilidade de encostas**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2009.

ABNT. **NBR 7188:2013 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2013.

ABNT. **NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2014.

ABNT. **NBR 19783:2015 - Aparelhos de apoio de elastômero fretado - Especificação e métodos de ensaio**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2015.

ABNT. **NBR 6122:2019 - Projeto e execução de fundações**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2019.

ABNT. **NBR 9452:2019 - Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2019.

ABNT. **NBR 16694:2020 - Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2020.

ABNT. **NBR 7187:2021 - Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2021.

ACI. **ACI 343R-95 - Analysis and Design of Reinforced Concrete Bridge Structures**. American Concrete Institute. Farmington Hills, MI. 1995.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de Fundações Profundas - 2. ed**. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 2012.

BENTLEY SYSTEMS. **Plaxis - CONNECT Edition V21.01 - Material Models Manual**. Exton: [s.n.], 2021.

BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 5th. ed. New York: The McGraw-Hill Companies, 1997.

CEN. **EN 1992-1- Design of concrete structures: General rules and rules for buildings**. COM1TE EUROPEEN DE NORMALISATION - CEN. Brussels. 2004.

CHEN, D.-H.; YI, W. **Performance of Settled Bridge-Approach Slabs with Polyurethane-Foam Injection**. Journal of Testing and Evaluation. [S.l.]. 2015.

CHEN, Q.; ABU-FARSAKH, M. **Mitigating the bridge end bump problem: A case study of a new approach slab system with geosynthetic reinforced soil foundation**. Geotextiles and Geomembranes. Louisiana. 2016.

CHEN, W.-F.; DUAN, L. **Bridge Engineering Handbook- 2nd Edition:** substructure design. Boca Raton, FL: Taylor & Francis Group, 2014.

CODUTO, D. P. **Foundation design:** Principles and practices. 2nd. ed. New Jersey: Prentice Hall, 2001.

DAS, B. M.; SIVAKUGAN, N. **Principles of Foundation Engineering - Ninth Edition, SI Edition**. Boston, MA : Cengage Learning, Inc., 2019.

DAVIS, R. O.; SELVADURAI, A. P. S. **Elasticity and Geomechanics**. Cambridge: Cambridge University Press, 1996.

DER-SP. **PP-DE-C01/270: Projeto padrão – Laje de aproximação – Tabuleiro de 14,1 m e α = 0° – Formas e armação.** DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO (DER-SP). São Paulo. 2005a.

DER-SP. **IP-DE-C00/001: Instrução de projeto: projeto de estrutura de obra de arte especial.** DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO (DER-SP). São Paulo. 2005b.

DER-SP. **IP-DE-G00/003 - ESTUDOS GEOTÉCNICOS**. DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO (DER-SP). São Paulo. 2006.

DER-SP. **PP-DE-C01-226: Projeto padrão – Proteção dos taludes sob obra de arte especial – Placas pré-moldadas de concreto - Projeto Padrão**. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (DER-SP). São Paulo. 2007a.

DER-SP. **PP-DE-C01/227: Projeto padrão – Proteção dos taludes sob obra de arte especial – Peças pré-moldadas de concreto**. DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO (DER-SP). São Paulo. 2007b.

DESAI, C. S.; ZAMAN, M. **Advanced Geotechnical Engineering:** Soil–Structure Interaction Using Computer and Material Models. Boca Raton, FL: Taylor & Francis Group, 2014.

DNER. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER. Rio de Janeiro, p. 225 p. 1996.

DNIT. **Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias**. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes - DNIT. Rio de Janeiro, p. 255 p. 2004.

DNIT. **Manual de recuperação de pontes e viadutos**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro. 2010.

DNIT. Programa de Manutenção e Reabilitação de Estruturas – PROARTE. **Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes**, Rio de Janeiro, 2020. Disponivel em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/noticias/com-o-proarte-dnit-ja-executou-obras-em-505-estruturas>. Acesso em: Agosto 2021.

DREIER, D.; BURDET, O.; MUTTONI, A. **Transition slabs of integral abutment bridges**. Lausanne: Structural Engineering International, 2011.

FARTARIA, C. I. P. **A interação estrutura-solo em pontes integrais**. Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico. Lisboa. 2012.

FERREIRA, P. F. D. S. **Estacas de seção circular semienterradas submetidas a cargas laterais**. Universidade Federal de Pernambuco - CTG. Recife. 2017.

FHWA. **FHWA-NHI–06-088 - Soils and Foundations Reference Manual, vol. I**. Federal Highway Administration. Washington, DC. 2006.

FHWA. **NHI-11-032 - LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations**. Federal Highway Administration. Washington, DC. 2011.

FHWA. **FHWA NHI 12-049 - Bridge Inspector's Reference Manual (BIRM)**. Arlington: Federal Highway Administration, 2012.

FHWA. **FHWA-HIF-17-044- Protocols for the Assessment and Repair of Bridge Foundations**. Federal Highway Administration. Washington, D.C. 2016a.

FHWA. **FHWA-NHI–16-009 - Design and Construction of Driven Pile Foundations, vol. I**. Federal Highway Administration. Washington, DC. 2016b.

FHWA. **FHWA-NHI-16-028 - GROUND MODIFICATION METHODS - REFERENCE MANUAL VOLUME II**. GEOTECHNICAL ENGINEERING. Woodbury, MN. 2017.

FHWA. **FHWA-HIF-18-046 - Manual for Refined Analysis in Bridge Design and Evaluation**. Federal Highway Administration. Washington, DC. 2019.

GERSCOVICH, D. M. S.; DANZIGER, B. R.; SARAMAGO, R. **Contenções: teoria e aplicações em obra.**. Oficina de Textos. São Paulo. 2016.

GOMES; CORREIA, A.; SANTOS, J. A. Métodos de dimensionamento de uma estaca isolada sob acções horizontais. **Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia**, Lisboa, v. 71, 1994.

GUE, S. S.; TAN, Y. C. Prevention of Failure of Bridge Foundation and Approach Embankment on Soft Ground. In: _____ **International Conference on Soft Soil Engineering and Technology, 2nd**. Selangor: [s.n.], 2003.

HOPPE, E. J. **Guidelines for the use, design and construction of bridge approach slabs**. Virginia Transportation Research Council. Charlottesville, VA. 1999.

HORVATH, J. S. Integral-abutment bridges: a complex soil-structure interaction challenge. In: _____ **Geotechnical Engineering for Transportation Projects**. Reston: VA, 2004. p. 460-469.

ICE. **ICE manual of bridge engineering, 2nd ed**. Instituition of Civil Engineer (ICE) - Thomas Telford Ltd. London. 2008.

IKEMOTO, H.; TAKASAKI, H. **Experimental study on method for controlling settlement of backfill of abutment**. The 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Fukuoka: [s.n.]. 2016.

IOWA STATE UNIVERSITY. **Identification of the best practices for design, construction and repair of bridge approaches**. Ames, Iowa: Department of Transportation. 2005.

KAUSEL, E. Early history of soil–structure interaction. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 30, n. 9, p. 822-832, 2010.

KHAN, M. A. **Bridge and Highway Structure Rehabilitation and Repair**. Philadelphia: The McGraw-Hill Companies, Inc., 2010.

KIM, W. E. A. **Comparative study of integral abutment bridge structural analysis methods**. Canadian Journal of Civil Engineering. v. 43, n. 4, p. 378-389. 2016.

KUMAR, P. S.; KARUPPAIAH, K. B.; PARAMESWARAN, P. Buckling behavior of partially embedded reinforced concrete piles in sand. **ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences**, v. 2, n. 4, 2007. 22-26.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto:** princípios básicos da construção de pontes de concreto, vol. 6. Rio de Janeiro: Interciência, 1979.

LONG, J. H. **Differential Movement at Embankment**. Chicago: S. M. Stark, 1998.

NYDOT. **Integral Abutment Bridges:Comparison of Current Practice Between European Countries and the United Statesof America**. New York State Department of Transportation. Albany, NY. 2007.

PERCHE, G. B. **Contribuição ao projeto estrutural de lajes de aproximação em**

pontes rodoviárias. Univ. de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos. 2019.

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado**. 2ª. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1980. 1-2 p.

PINHO, M. F.; ARAÚJO, E. D. R.; REGIS, P. D. A. **Pontes de encontros integrais – conceito e aspectos de projeto**. Congresso Brasileiro do Concreto, 51º. Curitiba: Anais do 51ª Congresso Brasileiro do Concreto. 2009.

PRAZERES, C. M. D. **"Encontros em Cofre de Betão de Pontes e Viadutos," M.S. thesis**. Univ. Nova de Lisboa. Lisboa. 2014.

REESE, L. C.; VAN IMPE, W. F. **Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading**. 1st. ed. London: CRC Press, 2001.

REESE, L. C.; VAN IMPE, W. F. **Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading**. 2nd. ed. London: CRC Press, 2011.

TERZAGHI, K. **Principles of Soil Mechanics: I—Phenomena of Cohesion of Clays**. Engineering News-Record. Vol. 95, No. 19. 1955.

TIMOSHENKO, S. P. **History of strength of materials: With a brief account of the history of theory of elasticity and theory of structures**. McGraw Hill. New York. 1953.

TONIAS, D.; ZHAO, J. **Bridge Engineering: Design, Rehabilitation and Maintenance of Modern Highway Bridges, 2nd ed.** McGraw-Hill. New York, NY. 2007.

VELLOSO, D. D. A.; LOPES, F. D. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. Oficina de Textos. São Paulo. 2010.

VITÓRIO, J. A. P. **Pontes rodoviárias:** fundamentos, conservação e gestão. Recife: CREA-PE, 2002.

WISDOT. **Bridge Manual**. Departament of Transportation. Wisconsin. 2020.

WOLF, J. P. **Dynamic soil-structure interaction**. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, Inc., 1985.

ZHAO, Q.; VASHEGANI-FARAHANI, R.; BURDETTE, E. G. **Seismic analysis of integral abutment bridges including soil-structure interaction**. In: Structures Congress. Las Vegas: [s.n.]. 2011. p. 289-303.

APÊNDICE A –
INFORMAÇÕES E CÁLCULOS DO ESTUDO DE CASO

LEVANTAMENTO DE CARGAS - ENCONTRO E.1 **1. Dados gerais**			**Valor**
Comprimento da OAE (entre eixos)	$l_{vão}$	m	40,00
Largura do tabuleiro da OAE	b_{tab}	m	14,10
Declividade longitudinal	i_{long}	%	0,50%
Declividade transversal	i_{transv}	%	2,00%
Número de vigas	n_{vigas}	-	5
Altura das vigas	h_{vigas}	m	2,10
Espaçamento entre vigas	s_{vigas}	m	3,24
Diâmetro da estaca	D_{est}	m	0,50
Folga do encontro na berma	s_{aterro}	m	0,50
Peso específico do concreto	γ_{ca}	kN/m³	25,0
Peso específico do pavimento	γ_{pav}	kN/m³	24,0
Peso equivalente da laje de aprox. + enchimento	γ_{lap}	kN/m³	20,0
2. Caracterização do solo			
2.1 Aterro (silte arenoso)			
Profundidade da camada de aterro	H_{at}	m	5,00
Peso específico do aterro	γ_{at}	kN/m³	20,0
Ângulo de atrito do aterro	φ_{at}	°	29,2
Coesão do aterro	c_{at}	kPa	18,4
Coesão admitida para o aterro	c_{at}	kPa	0,00
Ângulo de declividade do talude	α	-	0,0
Ângulo de inclinação do paramento	β	-	90,0
Ângulo complementar à inclinação = 90 - β	θ	-	0,0
Ângulo de atrito na interface solo-estrutura	δ_{at}	°	19,5
Coeficiente de empuxo em repouso (Jaky)	k_0	-	**0,512**
Coeficiente de empuxo ativo (Rankine)	k_a	-	0,31
Coeficiente de empuxo passivo (Rankine)	k_p	-	3,20
Coeficiente de empuxo ativo (Coulomb)	k_a	-	0,31
Coeficiente de empuxo passivo (Coulomb)	k_p	-	5,71
Coeficiente de empuxo ativo horizontal (Coulomb)	$k_{a,h}$	-	**0,289**
Coeficiente de empuxo passivo horizontal (Coulomb)	$k_{p,h}$	-	5,38
Número de golpes no SPT médio da camada	N_{SPT}	-	5
2.2 Silte argiloso (1ª camada de solo)			
Profundidade da camada de solo	H_{solo}	m	6,00
Peso específico do solo	γ_{solo}	kN/m³	18,0
Ângulo de atrito do solo	ϕ	°	27,0
Coesão do solo	c	kPa	35,0
Coeficiente de empuxo ativo (Rankine)	k_a	-	0,26
Coeficiente de empuxo passivo (Rankine)	k_p	-	3,85
Número de golpes no SPT médio da camada	N_{SPT}	-	16
2.3 Silte arenoso (2ª camada de solo)			
Profundidade da camada de solo	H_{solo}	m	6,00

Peso específico do solo	γ_{solo}	kN/m³	19,0
Ângulo de atrito do solo	ϕ	°	30,0
Coesão do solo	c	kPa	28,0
Coeficiente de empuxo ativo (Rankine)	k_a	-	0,33
Coeficiente de empuxo passivo (Rankine)	k_p	-	3,00
Número de golpes no SPT médio da camada	N_{SPT}	-	30
2.4 Areia siltosa (3ª camada de solo)			
Profundidade da camada de solo	H_{solo}	m	12,00
Peso específico do solo	γ_{solo}	kN/m³	21,0
Ângulo de atrito do solo	ϕ	°	35,0
Coesão do solo	c	kPa	22,0
Coeficiente de empuxo ativo (Rankine)	k_a	-	0,49
Coeficiente de empuxo passivo (Rankine)	k_p	-	2,04
Número de golpes no SPT médio da camada	N_{SPT}	-	43
3. Parâmetros geométricos			
3.1 Viga pré-moldada protendida			
Comprimento da viga	l_{vig}	m	39,90
Comprimento da parcela central da viga	$l_{vig,cen}$	m	38,70
Comprimento da extremidade da viga	$l_{vig,ext}$	m	0,60
Altura da viga	h_{vig}	m	2,10
Altura da alma da viga	$h_{vig,alma}$	m	1,45
Espessura da alma da viga	$e_{vig,alma}$	m	0,22
Altura do talão superior	$h_{vig,t,sup}$	m	0,20
Altura do talão inferior	$h_{vig,t,inf}$	m	0,45
Altura do chanfro superior	$h_{vig,c,sup}$	m	0,08
Altura do chanfro inferior	$h_{vig,c,inf}$	m	0,20
Largura do talão superior	$b_{vig,t,sup}$	m	1,00
Largura do talão inferior	$b_{vig,t,inf}$	m	0,60
Largura do chanfro superior	$b_{vig,c,sup}$	m	0,40
Largura do chanfro inferior	$b_{vig,c,inf}$	m	0,19
Área da seção transversal no vão	$A_{vig,vão}$	m²	0,72
Área da seção transversal na extremidade	$A_{vig,ext}$	m²	1,32
Volume total das vigas (x5)	V_{vig}	m³	147,0
3.2 Viga transversina			
Comprimento total da viga transversina	l_{transv}	m	10,56
Altura da viga transversina	h_{transv}	m	1,85
Largura da viga transversina	b_{transv}	m	0,20
Área da transversina	A_{transv}	m²	0,37
Volume total das transversinas (x2)	V_{transv}	m³	7,8
3.3 Laje do tabuleiro			
Comprimento do tabuleiro	l_{tab}	m	39,97
Largura da laje	b_{laje}	m	13,96
Espessura mínima da laje	e_{laje}	m	0,200
Espessura média	$e_{laje,med}$	m	0,203
Área da seção transversal	A_{laje}	m²	2,83
Volume total da laje (x1)	V_{laje}	m³	113,3

3.4 Pavimento + recapeamento			
Largura das faixas	b_{faixas}	m	13,20
Espessura do pavimento	e_{pav}	m	0,07
Espessura do recapeamento	e_{recap}	m	0,07
Volume total do pavimento (x1)	V_{pav}	m³	36,9
Volume total do recapeamento (x1)	V_{recap}	m³	36,9
3.5 Barreira rígida + placa lateral			
Largura da barreira rígida	b_{br}	m	0,38
Largura da placa lateral	b_{pl}	m	0,07
Área da seção transversal	A_{br+pl}	m²	0,29
Volume total da barreira rígida + placa lateral (x2)	V_{br+pl}	m³	23,5
3.6 Aparelho de apoio + argamassa + calço			
Altura do aparelho de apoio	h_{ap}	m	0,041
Altura útil do aparelho de apoio	$h_{ap,útil}$	m	0,029
Largura longitudinal do aparelho de apoio	$b_{ap,long}$	m	0,30
Largura transversal do aparelho de apoio	$b_{ap,transv}$	m	0,50
Espessura da argamassa de regularização	e_{arg}	m	0,02
Largura longitudinal do calço	$b_{calço,long}$	m	0,50
Largura transversal do calço	$b_{calço,transv}$	m	0,70
Altura do calço mínimo	$h_{calço,min}$	m	0,100
Altura do calço médio	$h_{calço,med}$	m	0,165
Altura do calço máximo	$h_{calço,máx}$	m	0,230
Volume total dos calços (x5)	$V_{calço}$	m³	0,27
3.7 Travessa de encontro			
Largura da travessa	b_{trav}	m	2,50
Altura da travessa	h_{trav}	m	1,40
Comprimento da travessa	l_{trav}	m	14,64
Área da seção transversal da travessa	A_{trav}	m²	3,50
Volume total da travessa (x1)	V_{trav}	m³	51,2
3.8 Cortina			
Espessura da cortina	e_{cort}	m	0,30
Comprimento da cortina	l_{cort}	m	14,14
Altura da cortina	h_{cort}	m	1,84
Área da seção transversal da cortina	A_{cort}	m²	0,55
Volume total da cortina (x1)	V_{cort}	m³	7,8
3.9 Bloco de solo atrás da cortina			
Espessura do bloco de solo atrás da cortina	e_{solo}	m	0,54
Volume do bloco de solo atrás da cortina	V_{solo}	m³	13,9
3.10 Muros de ala			
Espessura dos muros de ala	e_{ala}	m	0,25
Área lateral do muro de ala	A_{ala}	m²	13,91
Volume total dos muros de ala (x2)	V_{ala}	m³	6,96
3.11 Laje de aproximação + barreira rígida			
Largura da laje de aproximação	l_{lap}	m	14,10
Comprimento da laje de aproximação	b_{lap}	m	4,00
Espessura da laje	e_{lap}	m	0,25

Espessura do topo da cortina	e_{tp}	m	0,30
Altura do topo da cortina	h_{tp}	m	0,74
Altura média do suporte da barreira rígida	h_{sup}	m	0,57
Largura do suporte da barreira rígida	b_{sup}	m	0,38
Área da seção transversal típica da barreira rígida	A_{br}	m²	0,18
Volume total da laje de aproximação (x1)	V_{lap}	m³	19,2
Volume de aterro (x1)	$V_{lap,at}$	m³	24,4
Volume de pavimento (x1)	$V_{lap,pav}$	m³	3,7
Volume de recapeamento (x1)	$V_{lap.recap}$	m³	3,7
3.12 Fundações (estacas hélice contínuas)			
Quantidade de estacas	n_{est}	-	10,0
Espaçamento longitudinal entre estacas	$s_{est,l}$	m	1,50
Espaçamento transversal entre estacas	$s_{est,t}$	m	3,24
Diâmetro da estaca	D_{est}	m	0,50
Área da seção transversal da estaca	A_{est}	m²	0,20
Comprimento da estaca	l_{est}	m	20,0
4. Cargas do tabuleiro			
4.1 Cargas permanentes			
Peso próprio das vigas	P_{viga}	kN	3675,5
Peso próprio das transversinas	P_{transv}	kN	195,36
Peso próprio da laje	P_{laje}	kN	2831,8
Peso próprio do pavimento	P_{pav}	kN	886,4
Peso próprio do recapeamento	P_{recap}	kN	886,4
Peso próprio das barreiras rígidas + placa pré-moldada	P_{br+ppm}	kN	588,6
4.2 Cargas móveis			
Carga de trem-tipo TB-450	Q_{TB-450}	kN	450,0
Carga de trem-tipo TB-450 reduzida	$Q_{TB-450,red}$	kN	360,0
Carga de multidão distribuída	q_{mult}	kN/m²	5,00
Carga de multidão total	Q_{mult}	kN	2638,0
Força de frenagem (TB-450)	$Q_{fr,TB-450}$	kN	135,0
Força de frenagem (multidão)	$Q_{fr,mult}$	kN	131,9
4.3 Cargas de vento			
Pressão de vento operacional	W1	kN/m²	1,00
Pressão de vento de projeto	W2	kN/m²	1,50
Força de vento operacional	F_{W1}	kN	174,7
Força de vento de projeto	F_{W2}	kN	190,7
4.4 Cargas de temperatura, fluência e retração			
Módulo de cisalhamento do aparelho de apoio	G_n	MPa	1,00
Rigidez transversal do aparelho de apoio	k_n	kN/m	5172
Coeficiente de dilatação térmica do concreto	α	1/°C	1E-05
Variação de temperatura no tabuleiro	ΔT	°C	15
Deslocamento nas extremidades do tabuleiro	d_T	m	0,003
Força devido à variação de temperatura	F_T	kN	77,5
Variação equivalente para fluência e retração	ΔT_{fl+ret}	°C	45
Deslocamento nas extremidades do tabuleiro	d_{fl+ret}	m	0,009
Força devido à fluência e retração	F_{fl+ret}	kN	232,6

4.5 Resumo de cargas no aparelho de apoio mais carregado			
Peso próprio do tabuleiro	P_{tab}	kN	906,4
Carga de trem-tipo TB-450	Q_{TB-450}	kN	0,0
Carga de multidão	Q_{mult}	kN	263,8
Força de frenagem (TB-450)	F_{fr}	kN	13,5
Força de frenagem (multidão)	F_{fr}	kN	13,2
Força de vento operacional	F_w	kN	17,5
Força devido à variação de temperatura	F_t	kN	15,5
Força devido à fluência e retração	F_{fl+ret}	kN	46,5
5. Cargas do encontro			
5.1 Cargas permanentes			
Peso próprio da travessa	P_{trav}	kN	1287,6
Peso da cortina	P_{cort}	kN	195,2
Peso do bloco de solo atrás da cortina	P_{solo}	kN	278,5
Peso próprio dos muros de ala	P_{ala}	kN	173,9
Peso próprio da laje de aproximação	P_{lap}	kN	382,0
5.2 Cargas móveis na laje de aproximação			
Carga de multidão distribuída	q_{mult}	kN/m²	5,00
Carga de multidão total	Q_{mult}	kN	88,0
Força de frenagem (TB-450)	$Q_{fr,TB-450}$	kN	135,0
Força de frenagem (multidão)	$Q_{fr,mult}$	kN	13,2
5.3 Empuxos			
Altura da cortina (aplicação do empuxo)	h_{emp}	m	3,24
Altura da laje de aproximação sobre a cortina	h_{sob}	m	0,76
Altura equivalente de sobrecarga por cargas móveis	h_{sob}	m	0,59
Largura de aplicação do empuxo	b_{emp}	m	14,0
Peso específico do aterro	γ_{at}	kN/m³	20,0
Peso específico equivalente / peso da laje de aprox. + enchimento	$\gamma_{eq,lap}$	kN/m³	7,9
Peso específico equivalente / sobrecarga das cargas móveis	$\gamma_{eq,cm}$	kN/m³	4,6
Empuxo de solo em repouso (Jaky)	$E_{solo,0}$	kN	752,7
Empuxo em repouso devido ao peso da laje de aprox. + enchimento (Jaky)	$E_{lap,0}$	kN	297,9
Empuxo em repouso devido às cargas móveis (Jaky)	$E_{cm,0}$	kN	**173,3**
Empuxo de solo ativo (Rankine)	$E_{solo,a}$	kN	460,1
Empuxo ativo devido ao peso da laje de aprox. + enchimento (Rankine)	$E_{lap,a}$	kN	182,1
Empuxo ativo devido às cargas móveis (Rankine)	$E_{cm,a}$	kN	105,9
Empuxo de solo ativo (Coulomb)	$E_{solo,a}$	kN	424,9
Empuxo ativo devido ao peso da laje de aprox. + enchimento (Coulomb)	$E_{lap,a}$	kN	168,2
Empuxo ativo devido às cargas móveis (Coulomb)	$E_{cm,a}$	kN	97,8
6. Cargas nas fundações (estacas hélice contínuas)_TABULEIRO			
6.1 Excentricidades de carga			
Excentricidade vertical dos aparelhos de apoio	$e_{ap,v}$	m	0,000
Excentricidade horizontal dos aparelhos de apoio (média)	$e_{ap,h}$	m	1,626
Excentricidade da travessa	e_{trav}	m	0,000
Excentricidade da cortina	e_{cort}	m	0,565

Excentricidade do solo atrás da cortina	e_{solo}	m	0,983
Excentricidade dos muros de ala	e_{ala}	m	1,657
6.3 Resumo de carregamentos em relação às fundações (situação inicial / carga permanente encontro)			
Força vertical	F_v	kN	6849,3
Força horizontal longitudinal (empuxo em repouso)	$F_{h,l}$	kN	1050,6
Força horizontal longitudinal (empuxo ativo)	$F_{h,l}$	kN	593,0
Força horizontal transversal	$F_{h,t}$	kN	0,0
Momento fletor longitudinal (empuxo em repouso)	M_l	kN.m	247,0
Momento fletor longitudinal (empuxo ativo)	M_l	kN.m	-194,2
Momento fletor transversal	M_t	kN.m	0,0
6.3 Resumo de carregamentos em relação às fundações (situação de referência / carga permanente encontro + tabuleiro)			
Força vertical	F_v	kN	6849,3
Força horizontal longitudinal (empuxo em repouso)	$F_{h,l}$	kN	1050,6
Força horizontal longitudinal (empuxo ativo)	$F_{h,l}$	kN	593,0
Força horizontal transversal	$F_{h,t}$	kN	0,0
Momento fletor longitudinal (empuxo em repouso)	M_l	kN.m	247,0
Momento fletor longitudinal (empuxo ativo)	M_l	kN.m	-194,2
Momento fletor transversal	M_t	kN.m	0,0
6.4 Resumo de carregamentos em relação às fundações (situação crítica / combinação característica)			
Força vertical	F_v	kN	7977,8
Força horizontal longitudinal (empuxo em repouso)	$F_{h,l}$	kN	1303,6
Força horizontal longitudinal (empuxo ativo)	$F_{h,l}$	kN	657,0
Força horizontal transversal	$F_{h,t}$	kN	87,3
Momento fletor longitudinal (empuxo em repouso)	M_l	kN.m	1615,5
Momento fletor longitudinal (empuxo ativo)	M_l	kN.m	890,1
Momento fletor transversal	M_t	kN.m	142,0