

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**

ALINE BENSI DOMINGUES

**Contribuição ao projeto estrutural de galerias de concreto pré-  
moldado com seções transversais não usuais**

SÃO CARLOS  
2017



ALINE BENSI DOMINGUES

**Contribuição ao projeto estrutural de galerias de concreto pré-  
moldado com seções transversais não usuais**

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, como parte dos quesitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil (Estruturas).

Orientador: Prof. Titular Mounir Khalil El Debs

SÃO CARLOS  
2017

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,  
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS  
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Domingues, Aline Bensi

D671c

Contribuição ao projeto estrutural de galerias de concreto pré-moldado com seções transversais não usuais / Aline Bensi Domingues; orientador Mounir Khalil El Debs. São Carlos, 2017.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2017.

1. Pré-moldado. 2. Galeria celular. 3. Seção arco.  
4 . Interação solo-estrutura. 5. Arqueamento do solo. I.  
Título.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: **ALINE BENSI DOMINGUES**

Título da dissertação: "Contribuição ao projeto estrutural de galerias de concreto pré-moldado com seções transversais não usuais "

Data da defesa: 20/03/2017

### Comissão Julgadora:

### Resultado:

Prof. Titular **Mounir Khalil El Debs (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADA

Profª. Drª. **Aline da Silva Ramos Barboza**  
(Universidade Federal de Alagoas/UFAL)

APROVADA

Prof. Dr. **Jefferson Lins da Silva**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
(Engenharia de Estruturas):  
Prof. Titular **Humberto Breves Coda**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:  
Prof. Associado **Luis Fernando Costa Alberto**



# AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais Rosane e José, pelo exemplo de humildade e honestidade, pelo apoio que sempre me deram durante a minha trajetória de estudos e ainda pelas orações, cuidados e compreensão.

Ao Professor Tit. Mounir Khalil El Debs, pela sugestão deste interessante tema, pela valiosa orientação, pelo incentivo e confiança em meu trabalho.

À ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS FABRICANTES DE TUBOS DE CONCRETO (ABTC), por disponibilizar o programa Aduelas.

Ao Eng. Dr. Rafael Marques Lins pelo auxílio com as rotinas do programa Aduelas.

Ao Professor Dr. Jefferson Lins da Silva, pela acolhida no Laboratório de Geossintéticos e por disponibilizar o acesso ao pacote computacional GeoStudio.

À Escola de Engenharia de São Carlos e ao Departamento Estruturas pela oportunidade de realização do curso de mestrado e pelos recursos ofertados.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro com a concessão da bolsa mestrado.

Aos amigos e colegas do Departamento de Estruturas pelos momentos de estudos e descontração.

À todos que participaram e contribuíram de forma direta ou indireta deste trabalho.

E sobretudo, à Deus!





## RESUMO

DOMINGUES, A. B. **Contribuição ao projeto estrutural de galerias de concreto pré-moldado com seções transversais não usuais.** 2017. 167 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil (Estruturas)) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

As galerias enterradas são amplamente utilizadas em obras de arte corrente (OAC) na infraestrutura de rodovias e ferrovias. Visando disponibilizar mais alternativas na produção de galerias de concreto pré-moldado, a pesquisa apresenta uma análise comparativa de custos para seções transversais não usuais, direcionado a grandes profundidades de instalação. A primeira seção proposta é denominada modificada e é composta por uma base retangular com uma cobertura em arco e a segunda seção proposta é definida por três arcos com uma base plana. Essas seções além de possuir formato de geometria favorável à distribuição dos esforços solicitantes, mantêm o benefício de possibilitar uma compactação adequada do solo na lateral da galeria, como acontece em galerias retangulares convencionais, e isso garante o confinamento do solo e a redistribuição de pressões, graças à mobilização do efeito de arqueamento. Para considerar a interação solo-estrutura foram realizadas análises via elementos finitos com o pacote computacional GeoStudio® próprio para análises geotécnicas. Os resultados comprovaram a interferência do formato das geometrias no comportamento da interação solo-galeria e também evidenciaram que a redução da espessura das paredes da galeria mobiliza em maior intensidade a capacidade resistente do solo e isso reduz os esforços na estrutura. Quanto à análise dos dimensionamentos, com base na comparação dos custos evidenciou-se que, para as galerias modificadas a redução das taxas de armadura está relacionada com flecha do arco da cobertura, sendo que a economia verificada no custo total de materiais das seções estudadas variou de 4 a 29% comparado à galeria retangular. Para a galeria definida por três arcos, confirmou-se que quanto mais alongado for o seu formato, melhor é o comportamento à grandes profundidades de instalação, sendo que a economia verificada no custo total da galeria mais elíptica (DTA I-b) chegou a 50% em relação à galeria retangular e demais geometrias estudadas tiveram economia entre 17 e 42%.

**Palavras-chave:** Pré-moldado. Galeria celular. Seção arco. Interação solo-estrutura. Arqueamento do solo.



## ABSTRACT

DOMINGUES, A. B. **Contribution to the study of precast concrete culverts with unusual cross sections**. 2017. 167 p. Dissertation (M. Sc. in Civil Engineering (Structures)) – School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2017.

Box culverts are often used in current drainage in the infrastructure of highways and railways. In order to provide more production's alternatives of precast concrete culvert, the research presents the comparative cost analysis for unusual cross sections, directed to large depths of installation. The first proposed cross section called modified culvert is composed of a rectangular base with an arc roof. The second is defined by three arcs with a flat base. These cross sections have geometric shapes favorable to the distribution of bending moment and shear forces. It maintains the benefit of adequate compaction of the backfill at the side of the culvert, as well as in conventional box culvert, which ensures ground confinement and pressure redistribution due to the mobilization of the arching effect. In order to consider the soil-structure interaction, finite element analyzes were performed using GeoStudio® software, which is a computational package specific for geotechnical analysis. The results showed that the geometries have influence on the behavior of the soil-culvert interaction, and that the reduction of the thickness of the culvert walls mobilizes the soil resistant capacity, reducing the stresses in the structure. Regarding the structural design, considering the comparison of costs, it was evidenced a reduction of steel reinforcements for the modified culvert, which is related to the arrow of the arc of the cover. The materials saving verified in the total cost of the studied sections ranged from 4% to 29% compared to the box culvert. For the culvert defined by three arches, it was evidenced that the more elongated its geometry, better the behavior for the great depths of installation. The highest materials saving was verified in the total cost of the most elliptical culvert (DTA I-b), which reached a value of 50%. Compared to the box culvert, the others geometries studied had savings between 17-42%.

Keywords: Precast. Box culvert. Section arch. Soil-structure interaction. Soil arching effect.



# LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Forma das galerias estudadas .....	28
Figura 2.1 – Tipos básicos de instalação de condutos enterrados.....	37
Figura 2.2 – Instalação em vala induzida .....	37
Figura 2.3 – Classificação dos tipos de assentamentos de condutos .....	38
Figura 2.4 – Típica galeria flexível corrugada sob a estrada E6 em Saltkällan, Suécia .....	40
Figura 2.5 – Vão de 12,8 m de extensão em concreto pré-moldado em Midland, Carolina do Norte.....	42
Figura 2.6 – Classificação de tubos enterrados conforme rigidez relativa .....	45
Figura 2.7 – Corte longitudinal de tubo com encaixe de meia espessura e tubo com junta tipo ponta e bolsa, respectivamente .....	47
Figura 2.8 – Construção de galerias com tubos de concreto pré-moldados de seção retangular .....	47
Figura 2.9 – Tubo de seção ovoide.....	48
Figura 2.10 – Outras de formas de seções transversais de tubos padronizadas .....	48
Figura 2.11 – Construção de galeria tripla com tubos de seção circular e célula retangular, respectivamente .....	49
Figura 2.12 – Execução de galeria pré-moldada com elementos em forma de “U” .....	49
Figura 2.13 – Outras alternativas com seção transversal fechada formada por segmentos .....	50
Figura 2.14 – Esquema de galeria em arco com seção formada por um único elemento .....	50
Figura 2.15 – Esquema de galeria com seção tipo "pseudopórtico" .....	51
Figura 2.16 – Instalação de galeria aberta com seção em arco formada por dois segmentos .....	51
Figura 2.17 – Representação esquemática da estrutura como pórtico com apoio elástico .....	53
Figura 2.18 – Bulbo de tensões despertado no maciço por uma carga concretada (P) .....	56
Figura 2.19 – Pressão vertical em tubo enterrado versus altura de terra sobre o plano horizontal que passa sobre o topo do tubo.....	56
Figura 2.20 – Variação da porcentagem de incidência de carga móvel com a profundidade do aterro.....	58
Figura 2.21 – Equilíbrio de forças em um elemento infinitesimal de solo .....	59
Figura 2.22 – Localização prismas de solo (a) saliência positiva (b) saliência negativa .....	60
Figura 2.23 – Analogias das molas rígidas e flexíveis trabalhando em conjunto .....	61
Figura 2.24 – Arqueamento ativo ou positivo .....	63
Figura 2.25 – Arqueamento passivo ou negativo .....	63
Figura 2.26 – Deformações típicas e distribuição de tensão em torno de uma estrutura retangular com lados flexíveis .....	64
Figura 2.27 – Transferência de pressão dentro do sistema de estrutura do solo .....	65
Figura 2.28 – Coeficiente de carga para instalação em trincheira .....	67
Figura 2.29 – Comparação entre diferentes métodos para o cálculo dos fatores de interação solo-estrutura $F_c$ em função de $H/B_c$ .....	70
Figura 2.30 – Efeito da relação $H/B_c$ no momento fletor na laje de cobertura da galeria com espessura $t=0,533$ m .....	71
Figura 2.31 – Efeito da relação $H/B_c$ no momento fletor na parede lateral da galeria com espessura $t=0,533$ m .....	72

Figura 2.32 – Efeito da relação $t/B_c$ no momento fletor da laje superior da galeria. ....	72
Figura 2.33 – Efeito da relação $t/B_c$ no momento fletor da parede lateral .....	73
Figura 2.34 – Efeito da relação $t/B_c$ nas tensões verticais no nível da laje superior .....	73
Figura 2.35 – Efeito da relação $t/B_c$ nas tensões horizontais no nível da parede lateral .....	74
Figura 2.36 – Efeito do módulo de elasticidade do solo no momento fletor .....	75
Figura 2.37 – Efeito do coeficiente de Poisson nos momentos fletores.....	76
Figura 2.38 – Divisão do aterro para consideração de diferentes cenários do solo.....	77
Figura 2.39 – Pressões verticais ( $\sigma_y$ ) na laje de cobertura para altura de aterro de 9,5 m.....	78
Figura 2.40 – Pressões horizontais ( $\sigma_x$ ) na parede lateral para altura de aterro de 9,5 m .....	78
Figura 2.41 – Deformações no final ( $\times 75$ ) da construção para galerias retangulares .....	78
Figura 2.42 – (a) Mecanismos de falha e (b) Tensões axiais e padrão de fissuração.....	79
Figura 2.43 – Parâmetros para definição dos fatores de interação de momento fletor e de força cortante .....	80
Figura 2.44 – Evolução do fator de interação global $F_e$ , fator de interação de cisalhamento $FV$ e fator de interação de momento fletor $FM$ , para as análises $A1_{confinada}$ e $A1_{elástica}$ .....	81
Figura 2.45 – Esboço da galeria em forma de U invertido .....	82
Figura 2.46 – Situação deformada para uma seção U-invertido e seção pseudopórtico com cobertura em arco, respectivamente .....	82
Figura 2.47 – Instalação da galeria em Miami Township, Montgomery Contry, Ohio, EUA. ....	84
Figura 2.48 - Modelo em elementos finitos .....	84
Figura 2.49 – Comparação das tensões normais do solo (kPa).....	85
Figura 2.50 – Perfil de deslocamentos para carregamento de 890 kN .....	85
Figura 2.51 – Resumo das armaduras para a seção cobertura em arco de 12,8 m de vão.....	87
Figura 2.52 – Veículo de carga de teste utilizado para ensaio sobre a galeria de 12,8 m de vão.....	88
Figura 2.53 – Configuração do teste para a seção “pseudopórtico” em arco com vão de 6,1 m.....	88
Figura 2.54 – Último estado de carregamento e localização de falha para a seção de arco de 6,1 m de vão.....	89
Figura 2.55 – Último estado de carregamento e localização de falha para a seção de arco de 11,0 m de vão.....	89
Figura 3.1 – Galeria retangular de seção transversal fechada.....	92
Figura 3.2 – Galeria modificada de seção fechada com cobertura em arco .....	93
Figura 3.3 – Variação das elevações do arco da cobertura ( $i$ ) para uma mesma altura ( $h_{ext}$ ).....	94
Figura 3.4 – Galeria definida por três arcos.....	94
Figura 3.5 – Variações propostas para a seção definida por três arcos .....	95
Figura 3.6 – Seções críticas para verificação das solicitações normais de galerias retangulares .....	98
Figura 3.7 – Seções críticas para a verificação das solicitações normais na galeria modificada .....	99
Figura 3.8 – Seções críticas para a verificação das solicitações normais na galeria D3A .....	99
Figura 3.9 – Seções críticas para a verificação da força cortante de galerias retangulares .....	100
Figura 3.10 – Representação esquemática da altura útil ( $d$ ) .....	101
Figura 3.11 – Modos de falhas em estruturas de concreto em forma de arco .....	104
Figura 3.12 – Desvios angulares das armaduras longitudinais .....	105
Figura 3.13 – Arranjo das armaduras.....	106
Figura 4.1 – Representação da seção transversal das galerias modificadas analisadas.....	111

Figura 4.2 – Representação da seção transversal das galerias definidas por três arcos analisadas .....	112
Figura 4.3 – Camadas de solo nas etapas construtivas .....	114
Figura 4.4 – Malha de elementos finitos para as galerias modificadas.....	115
Figura 4.5 – Malha de elementos finitos para as galerias definidas por três arcos .....	116
Figura 4.6 – Representação dos elementos de interface .....	118
Figura 4.7 – Comparação das pressões verticais na cobertura das galerias retangular e modificadas para altura de aterro de 10 m (Série a) .....	119
Figura 4.8 – Comparação das tensões verticais na base das galerias retangular e modificadas para altura de aterro de 10 m (Série a) .....	120
Figura 4.9 – Comparação das tensões verticais na cobertura das galerias retangular e definida por três arcos para altura de aterro de 10 m (Série a) .....	120
Figura 4.10 – Comparação das tensões verticais na base das galerias retangular e definidas por três arcos para altura de aterro de 10 m (Série a) .....	120
Figura 4.11 – Comparação das tensões horizontais na lateral das galerias para altura de aterro de 10 m .....	121
Figura 4.12 – Fator de interação para as galerias modificadas (Série a) .....	122
Figura 4.13 – Fator de interação para as galerias modificadas (Série b) .....	122
Figura 4.14 – Distribuições da pressões verticais ( <i>Y-Total Stress</i> ) e horizontais ( <i>X-Total Stress</i> ) para a galeria RET I-a.....	124
Figura 4.15 – Distribuições da pressões verticais ( <i>Y-Total Stress</i> ) e horizontais ( <i>X-Total Stress</i> ) para a galeria MOD III-a .....	125
Figura 4.16 – Distribuições da pressões verticais ( <i>Y-Total Stress</i> ) e horizontais ( <i>X-Total Stress</i> ) para a galeria DTA II-a.....	126
Figura 4.17 – Momentos fletores na galeria RET I-a .....	127
Figura 4.18 – Força cortante na galeria RET I-a .....	127
Figura 4.19 – Variação dos momentos fletores na cobertura para H = 10 m.....	128
Figura 4.20 – Diagramas de momento fletor para as galerias modificadas da Série a (H=10m).....	129
Figura 4.21 – Variação da força cortante na cobertura para H = 10 m.....	130
Figura 4.22 – Diagramas de força cortante para as galerias modicadas da Série a (H=10m).....	130
Figura 4.23 – Comparação dos diagramas das galerias definidas por três arcos (H=10m) .....	132
Figura 4.24 – Diagramas de momentos fletores característicos para as galerias .....	132
Figura 4.25 – Diagramas de força cortante característicos para as galerias.....	133
Figura 4.26 – Variação dos momentos fletores conforme espessura das paredes (H=10m).....	134
Figura 4.27 – Variação da força cortante conforme espessura das paredes (H=10m) .....	135
Figura 4.28 – Comparação dos momentos fletores para a galeria DTA II (H=10m).....	135
Figura 4.29 – Comparação da força cortante para a galeria DTA II (H=10m) .....	136
Figura 4.30 – Tensões verticais na base da galeria RET I-a com a variação de $E_{s,fun}$ .....	137
Figura 4.31 – Tensões verticais na cobertura da galeria RET I-a com a variação de $E_{s,fun}$ .....	137
Figura 4.32 – Diagramas de momentos fletores para a galeria RET I-a conforme varia $E_{s,fun}$ (H=10m).....	138
Figura 4.33 – Diagramas de força cortante para a galeria RET I-a conforme varia $E_{s,fun}$ (H=10m) .....	138
Figura 4.34 – Diagramas de momentos fletores para a galeria MOD III-a conforme varia $E_{s,fun}$ (H=10m) .....	138

Figura 4.35 – Diagramas de força cortante para a galeria MOD III-a conforme varia $E_{s,fun}$ (H=10m) .....	139
Figura 4.36 – Diagramas de momentos fletores para a galeria DTA II-a conforme varia $E_{s,fun}$ (H=10m) .....	139
Figura 4.37 – Diagramas de força cortante para a galeria DTA II-a conforme varia $E_{s,fun}$ (H=10m) .....	139
Figura 5.1 – Esquema das armaduras da galeria retangular .....	142
Figura 5.2 – Armaduras longitudinais nas seções críticas conforme variação da altura (H) de aterro na galeria retangular RET I-a .....	142
Figura 5.3 – Aumento das armaduras longitudinais calculadas ( $A_s$ ) na galeria RET I-a conforme altura de aterro (H) .....	143
Figura 5.4 – Armadura transversal nas seções críticas conforme variação da altura de aterro na galeria retangular RET I-a .....	144
Figura 5.5 – Aumento das armaduras transversais calculadas ( $A_{sw}$ ) na galeria RET I-a conforme altura de aterro (H) .....	144
Figura 5.6 – Esquema das armaduras da galeria modificada .....	145
Figura 5.7 – Variação as armaduras longitudinais: (a) H=5m; (b) H=10m; (c) h=15m e (d) H=20m .....	146
Figura 5.8 – Armadura transversal calculada para altura de aterro de 1 a 20 m .....	147
Figura 5.9 – Esquema das armaduras da galeria definida por três arcos .....	148
Figura 5.10 – Variação as armaduras longitudinais: (a) H=5m; (b) H=10m; (c) H=15m e (d) H=20m .....	149
Figura 5.11 – Armadura transversal calculada para altura de aterro de 1 a 20 m .....	150
Figura 5.12 – Consumo de materiais para as galerias modificadas – Série a .....	151
Figura 5.13 – Consumo de matérias para as galerias modificadas – Série b .....	152
Figura 5.14 – Consumo de matérias nas galerias modificadas – Série c .....	152
Figura 5.15 – Custos por unidade de galeria modificada comparado à retangular .....	153
Figura 5.16 – Consumo de materiais para as galerias definidas por três arcos – Série a .....	154
Figura 5.17 – Consumo de materiais para as galerias definidas por três arcos – Série b .....	155
Figura 5.18 – Consumo de materiais para as galerias definidas por três arcos – Série c .....	155
Figura 5.19 – Custos por unidade de galeria definida por três arcos comparado à retangular .....	156
Figura 5.20 – Índice de custos para as galerias modificadas – Série a .....	158
Figura 5.21 – Índice de custos para as galerias modificadas – Série b .....	158
Figura 5.22 – Índice de custos para as galerias modificadas – Série c .....	159
Figura 5.23 – Índice de custos para as galerias definidas por três arcos – Série a .....	159
Figura 5.24 – Índice de custos para as galerias definidas por três arcos – Série b .....	159
Figura 5.25 – Índice de custos para as galerias definidas por três arcos – Série c .....	160



# LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classificação de Marston para a determinação da rigidez dos condutos .....	43
Tabela 2.2 – Classificação dos condutos enterrados segundo a rigidez relativa,.....	44
Tabela 2.3 – Valores de módulo de reação do solo .....	54
Tabela 2.4 – Expressões para cálculo de acréscimo de tensão no solo para algumas situações típicas.....	57
Tabela 2.5 – Resumo das armaduras mínimas necessárias para as regiões identificadas na Figura 2.51 .....	88
Tabela 3.1 – Informações de entrada para a galeria retangular .....	92
Tabela 3.2 – Informações de entrada para a seção com cobertura em arco .....	93
Tabela 3.3 – Informações de entrada para a seção definida por três arcos .....	95
Tabela 3.4 – Coeficientes de padronização .....	108
Tabela 4.1 – Parâmetros da seção retangular.....	110
Tabela 4.2 – Parâmetros geométricos das galerias modificadas.....	111
Tabela 4.3 – Parâmetros geométricos das galerias definidas por três arcos .....	112
Tabela 4.4 – Número de fases para cada modelo adotado.....	115
Tabela 4.5 – Parâmetros do solo.....	117
Tabela 4.6 – Comparação dos fatores de interação solo-estrutura ( $F_e$ ) para variações dos elementos de interface .....	118
Tabela 4.7 – Variação dos momentos fletores para cada seção crítica das galerias propostas .....	129
Tabela 4.8 – Variação de força cortante para cada seção crítica das galerias propostas ( $H=10m$ ) .....	131
Tabela 5.1 – Coeficientes de padronização do aço.....	157
Tabela 5.2 – Coeficientes de padronização do concreto.....	157



# LISTA DE SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABTC	Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto
ASTM	American Society for Testing and Materials
CAD	Concreto de alto desempenho
CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
CAR	Concreto de alta resistência
CBR	Californian Bearing Ratio (Índice de suporte Califórnia)
CIF	Canto inferior da laje de fundo
CIP	Canto inferior da laje da parede
CIQ	Canto inferior junto à quina
CSC	Canto superior da laje de cobertura
CSP	Canto superior da laje da parede
CSQ	Canto superior junto à quina
CUAD	Concreto de ultra-alto desempenho
DN	Diâmetro nominal
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura De Transportes
DTA	Definida por três arcos
EDP	Estado plano de deformação
HSC	High strenght Concrete
ICM	Índice de custo de materiais
MEF	Método dos elementos finitos
MLC	Meio da laje de cobertura
MLF	Meio da laje de fundo
MOD	Modificada
MPL	Meio da parede lateral
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
OAC	Obras de arte corrente
RET	Retangular
RR	Rigidez relativa
SIBI	Sistema Integrado de Biblioteca
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil
UHPC	Ultra-high performance concrete
USP	Universidade de São Paulo



# LISTA DE SÍMBOLOS

## Letras maiúsculas

$A_c$	Área da seção de concreto
$A_{s,mín}$	Armadura mínima de flexão
$A_{s1}$	Área da armadura de tração que se estende até não menos que $d + l_{b,nec}$
$A_{sw}$	Área da seção transversal dos estribos de força cortante
$A_{sw,mín}$	Área mínima da seção transversal dos estribos de força cortante
$B_c$	Largura da galeria
$C_{ba}$	Consumo de barras de aço (vergalhão dobrado)
$C_{C30}$	Consumo de concreto utilizando como referência o concreto C30
$C_d$	Coefficiente de carga para instalação em valas
$C_{te}$	Consumo de telas soldadas
$C_{tr}$	Consumo de armaduras transversais
$D$	Diâmetro do duto
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$EI$	Rigidez à flexão
$E_p$	Módulo de elasticidade do material constituinte do duto
$E_s$	Módulo de deformabilidade do solo circundante
$E_{s,aterro}$	Módulo de elasticidade do solo do aterro
$E_{s,fun}$	Módulo de elasticidade do solo da fundação
$F_e$	Fator de interação solo-estrutura
$F_{e1}$	Fator de interação solo-estrutura para instalação em aterro
$F_{e2}$	Fator de interação solo-estrutura para instalação em trincheira
$F_h$	Força horizontal
$F_M$	Fator de interação de momento fletor
$F_v$	Força vertical
$F_V$	Fator de interação de cisalhamento
$H$	Altura de aterro
$I$	Momento de inércia
$K_{solo}$	Módulo de rigidez do aterro lateral
$M_0$	Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção
$M_{Sd,máx}$	Momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise
$N_{Sd}$	Força longitudinal na seção devida ao carregamento
$P$	Carga concentrada
$P_h$	Pressão horizontal
$P_s$	Pressão uniforme
$P_v$	Pressão vertical

$R_{ba}$	Custo das barras de aço (vergalhão dobrado)
$R_{bar,ret}$	Custo das barras de aço (Vergalhão reto)
$R_c$	Rigidez da seção transversal da estrutura
$R_c$	Força resultante das tensões de compressão no concreto
$R_{C30}$	Custo do $m^3$ de concreto C30
$R_{C40}$	Custo do $m^3$ de concreto C40
$R_{C50}$	Custo do $m^3$ de concreto C50
$R_s$	Rigidez do solo circundante
$R_{st}$	Força resultante das tensões de tração na armadura
$R_{te}$	Custo das telas soldadas
$R_{tr}$	Custo das armaduras transversais
$R_{tt}$	Solicitação transversal decorrente dos desvios angulares em peças curvas
$V_C$	Cisalhamento obtido com interação solo-estrutura
$V_c$	Parcela de força cortante suportada apenas pelo concreto
$V_{C,\gamma H}$	Cisalhamento obtido sem interação solo-estrutura
$V_{c0}$	Valor de referência para $V_c$ , quando $\theta = 45^\circ$
$V_{Rd1}$	Força cortante resistente de cálculo, relativa a elementos sem armadura para força cortante
$V_{Rd2}$	Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto
$V_{Rd3}$	Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal
$V_{Sd}$	Força cortante solicitante de cálculo
$V_{Sw}$	Parcela de força cortante resistida pela armadura transversal
$V_{Sw,mín}$	Parcela de força cortante resistida pela armadura transversal mínima
$W_e$	Pressão total atuante na galeria retangular
$A_{s,1}$	Área de aço da armadura positiva nas seções críticas MLF, CIQ, CSQ e MLC, respectivamente
$A_{s,2}$	
$A_{s,3}$	
$A_{s,4}$	
$A'_{s,1}$	Área de aço da armadura negativa nas seções críticas
$A'_{s,2}$	
$A'_{s,3}$	
$A'_{s,4}$	
$A_{sw,1}$	Área de aço da armadura transversal nas seções críticas
$A_{sw,2}$	

## Letras minúsculas

$b$	Largura
$b_b$	Largura da base da galeria definida por três arcos
$b_{ext}$	Largura externa da galeria
$b_{int}$	Largura interna da galeria

$b_w$	Largura média da alma de uma viga
$c$	Cobrimento das armaduras
$c'$	Coesão efetiva do solo
$c_s$	Coesão do solo
$d$	Altura útil da seção de concreto
$dz$	Espessura infinitesimal
$e_b$	Espessura da laje da base da galeria
$e_b$	Espessura do centro da base da galeria definida por três arcos
$e_{bc}$	Espessura do centro da base da galeria modificada
$e_{bp}$	Espessura da base junto a parede da galeria modificada
$e_c$	Espessura da laje de cobertura da galeria
$e_c$	Espessura da laje de coroamento da galeria modificada
$e_c$	Espessura da laje do arco coroamento da galeria definida por três arcos
$e_f$	Espessura da parede do arco lateral da galeria definida por três arcos
$e_p$	Espessura da parede da galeria
$e_p$	Espessura da parede da galeria modificada
$f_{cd}$	Resistência de cálculo à compressão do concreto
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ct,m}$	Resistência média do concreto à tração direta
$f_{ctd}$	Resistência de cálculo do concreto à tração direta
$f_{ctd,inf}$	Valor de cálculo da resistência característica inferior do concreto à tração direta
$f_{tk}$	Resistência característica do concreto à tração
$f_{yd}$	Resistência de cálculo ao escoamento do aço
$h$	Espessura das lajes e paredes
$h_a$	Altura do trecho em arco (flecha) da galeria modificada
$h_{ext}$	Altura externa da galeria
$h_{int}$	Altura interna da galeria
$h_{pav}$	Altura do pavimento
$h_r$	Altura do trecho retangular da galeria modificada
$h_{solo}$	Altura de solo sobre a galeria
$i$	Inclinação do arco de cobertura ou flecha em porcentagem
$k$	Constante de empuxo
$k$	Coefficiente que leva em consideração as armaduras que chegam até o apoio
$k_0$	Coefficiente de empuxo de repouso
$k_a$	Coefficiente de empuxo ativo
$k_r$	Módulo de reação do solo de fundação
$l_{b,nec}$	Comprimento de ancoragem
$l_c$	Comprimento longitudinal da galeria
$m$	Comprimento da mísula da galeria
$m_a$	Mísula horizontal do arco da galeria modificada

$m_b$	Mísula da base da galeria modificada
$m_{pe}$	Acréscimo da parede externa da galeria modificada
$m_{pi}$	Diminuição da parede interna da galeria modificada
$q$	Ponto em uma posição específica do maciço
$r$	Raio de curvatura da peça de concreto
$r_{b,int}$	Raio de curvatura da base da galeria definida por três arcos
$r_{c,ext}$	Raio de curvatura externo do arco da cobertura da galeria definida por três arcos
$r_{c,int}$	Raio de curvatura interno do arco da cobertura da galeria definida por três arcos
$r_{f,ext}$	Raio de curvatura externo do arco lateral da galeria definida por três arcos
$r_{f,int}$	Raio de curvatura interno do arco lateral da galeria definida por três arcos
$s$	Espaçamento entre eixos dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal da peça
$s_t$	Espaçamento entre estribos em peças curvas
$t$	Espessura do duto
$z$	Profundidade do maciço

## Letras gregas

$\Delta\sigma_v$	Acréscimo de tensão vertical
$\theta_c$	Ângulo de abertura do arco de circunferência da cobertura da galeria definida por três arcos
$\theta_f$	Ângulo de abertura do arco de circunferência da lateral da galeria definida por três arcos
$\phi$	Ângulo de atrito interno do solo
$\psi_s$	Ângulo de dilatação do solo
$\phi'$	Ângulo efetivo de atrito interno do solo
$\emptyset_t$	Bitola do estribo
$\mu'$	Coefficiente de atrito do solo contra as paredes da vala
$\delta$	Coefficiente de correlação para o custo do concreto conforme altera-se a resistência
$\gamma$	Coefficiente de padronização dos custos da armadura transversal
$\alpha$	Coefficiente de padronização dos custos da barra dobrada
$\beta$	Coefficiente de padronização dos custos da tela soldada
$\nu_s = \nu$	Coefficiente de Poisson do solo circundante
$\gamma_s$	Coefficiente de ponderação da resistência do aço
$\gamma_c$	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto
$\gamma_f$	Coefficiente de ponderação de ações
$\rho_1$	Coefficiente para o cálculo de $V_{Rd1}$
$\alpha_{v1}$	Coefficiente para o cálculo de $V_{Rd2}$
$\Delta M_{\gamma H}$	Momento fletor assumindo carga distribuída constante
$\Delta M$	Momento obtidos pelo carregamento não-linear
$\gamma_{pav}$	Peso específico do pavimento



$\gamma_{\text{solo}} = \gamma_s$	Peso específico do solo
$\sigma_h = \sigma_x$	Pressão horizontal distribuída por metro
$\sigma_v = \sigma_y$	Pressão vertical distribuída por metro
$\mu$	Relação entre o custo do m <sup>3</sup> de concreto e custo do kg de aço
$\sigma_{\text{wd}}$	Resistência do estribo
$\rho_{\text{aço}}$	Taxa de armadura
$\rho_{\text{sw}}$	Taxa geométrica de armadura transversal
$\sigma_{\text{cp}}$	Tensão à compressão no concreto
$\tau_{\text{Rd}}$	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo
$\sigma'$	Tensão normal efetiva no plano de cisalhamento
$\Delta\alpha$	Varição angular ou desvio angular



# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>27</b>
1.1	OBJETIVO .....	30
1.2	JUSTIFICATIVA .....	30
1.3	METODOLOGIA DA PESQUISA .....	32
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	33
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>35</b>
2.1	PRELIMINARES .....	36
2.1.1	Quanto ao tipo de instalação.....	36
2.1.2	Quanto ao material .....	38
2.1.3	Quanto à rigidez .....	43
2.1.4	Forma das seções.....	46
2.2	COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS GALERIAS ENTERRADAS.....	51
2.2.1	Processo de cálculo simplificado.....	53
2.2.2	Interação solo-estrutura em galerias .....	58
2.2.3	Arqueamento em galerias retangulares.....	62
2.2.4	Recomendações para o cálculo da interação solo-galeria .....	65
2.3	ESTUDOS NUMÉRICO-EXPERIMENTAIS DE GALERIAS .....	71
2.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	90
<b>3</b>	<b>SEÇÕES TRANSVERSAIS ESTUDADAS .....</b>	<b>91</b>
3.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MODELOS ADOTADOS.....	91
3.2	DIRETRIZES PARA O DIMENSIONAMENTO.....	96
3.2.1	Solicitações normais (momento fletor e força normal) .....	97
3.2.2	Solicitações tangenciais (força cortante) .....	99
3.2.3	Barras com curvatura contínua .....	104
3.2.4	Verificações adicionais.....	105

3.2.5	Arranjo das armaduras .....	106
3.2.6	Cálculo do índice de custos de materiais .....	108
<b>4</b>	<b>SIMULAÇÃO NUMÉRICA .....</b>	<b>109</b>
4.1	PARÂMETROS DAS GEOMETRIAS ANALISADAS.....	110
4.2	DESCRIÇÃO DO MODELO .....	113
4.2.1	Parâmetros do solo .....	116
4.2.2	Efeitos da modelagem da interface solo-estrutura .....	117
4.3	RESULTADOS DOS MODELOS NUMÉRICOS .....	119
4.3.1	Tensões obtidas via MEF .....	119
4.3.2	Análise dos diagramas de esforços .....	127
4.3.3	Análise quanto à influência da rigidez da fundação .....	136
4.3.4	Considerações finais .....	140
<b>5</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>141</b>
5.1	DIMENSIONAMENTOS DAS ARMADURAS.....	141
5.1.1	Galeria retangular.....	141
5.1.2	Galerias modificadas.....	145
5.1.3	Galerias definidas por três arcos .....	148
5.2	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.....	151
5.2.1	Comparação das galerias modificadas e retangular .....	151
5.2.2	Comparação das galerias definidas por três arcos .....	154
5.3	COMPARAÇÃO DOS ÍNDICES DE CUSTOS .....	157
5.3.1	Índice de custo de materiais (ICM) para as galerias modificadas.....	158
5.3.2	Índice de custo de materiais para as galerias definidas por três arcos .....	159
5.3.3	Considerações finais .....	160
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>161</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>163</b>

# 1 INTRODUÇÃO

O uso de condutos enterrados é a alternativa normalmente empregada para atender as demandas de saneamento básico, distribuição de água ou de gás, drenagem urbana ou de estradas e também para transposição de talwegues e passagens inferiores viárias. Em menor quantidade, mas com grande potencial, citam-se ainda a utilização de condutos enterrados como galerias técnicas de serviços para a passagem de cabos de eletricidade, telefonia e transmissão de dados. Logo, os condutos enterrados além de apresentar papel primordial para atender as necessidades básicas e contínuas da população, também constitui um modo seguro, barato e pouco ofensivo ao meio ambiente.

É interessante que se possa usufruir e aliar ao máximo as qualidades dos materiais dessas estruturas às diversas finalidades existentes. Dentre os materiais mais comumente empregados na fabricação de condutos enterrados citam-se aço, concreto, ferro fundido, cerâmica, plástico, fibra de vidro. Com a utilização desses materiais é possível a confecção de seções transversais com diversas geometrias, desde cilíndrica até formas mais complexas. Em geral, os tubos de seção circular constituem o tipo mais comum de estruturas enterradas, sendo que os de pequena seção transversal são quase que exclusivamente executados com esse formato. Porém, quando são requeridos maiores aberturas, diâmetros ou vãos, não é raro o emprego de condutos confeccionados com seção trapezoidal, em arco, elíptica ou ovoide (BUENO e COSTA, 2009; MOSER, 2001).

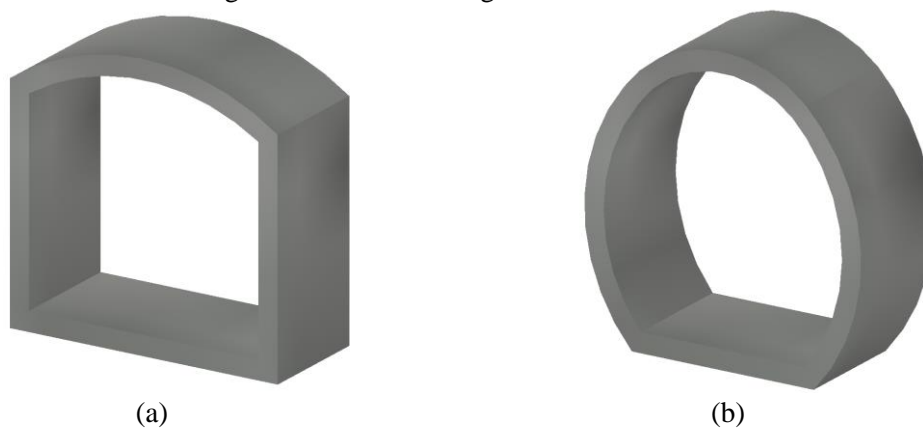
Alguns tipos determinados de obra, tais como drenagem pluvial e rede de esgoto sanitário, ficam sujeitas a fortes agentes agressivos, o concreto surge como resposta ideal para essas estruturas, haja visto suas propriedades. E em consequência do grande comprimento de instalação dessas redes e da possível repetição de elementos justapostos favoráveis a uma padronização, surge o interesse do emprego do concreto pré-moldado, garantindo rapidez na construção, mas, em contrapartida, limitações de gabarito devido ao peso dos elementos e dimensões para transporte e elevação.

Embora no decorrer das últimas décadas tenha ocorrido maior desenvolvimento, aperfeiçoamento e regulamentação das galerias de concreto armado de seção circular, adequado para estruturas com diâmetros nominais (DN) de 0,4 a 2,75m, seguido posteriormente das galerias retangulares, também chamadas de aduelas, adequado à aberturas ( $B_c$ ) de 1,0 a 4,0 m,

existe também o interesse em se otimizar as opções de materiais, forma de seções e especificações que contemplem situações de uso particulares. Essas seções transversais consideradas usuais muitas vezes não são adequadas para situações específicas de instalação, por exemplo: sob grandes alturas de aterro.

Como alternativa às seções transversais usuais, este trabalho apresenta o estudo de galerias de concreto pré-moldado com seção transversal modificada, que possui a laje de cobertura em forma de arco, conforme Figura 1.1a, adequando para vãos de até 4,0 m, e seção transversal definida por três arcos, adequada para vão com até 5,0 m, ilustrada Figura 1.1b.

Figura 1.1 – Forma das galerias estudadas



Fonte: O autor (2017)

Em princípio, estas seções transversais são destinadas para fins de drenagem, como por exemplo em obras de arte corrente (OAC) de rodovias e ferrovias, e, comparativamente à galerias retangular, a eficiência e economia destes elementos estão relacionados a profundidades de instalação sob aterros com altura superior a 5 metros. Isso, graças ao processo de interação que se estabelece entre o solo circundante e a estrutura, que em grandes profundidades sofre alteração de tensões devido à contribuição do confinamento do solo e da mobilização do efeito de arqueamento. A formulação pioneira utilizada para considerar o efeito de arqueamento é a chamada teoria de Marston-Spangler. Atualmente, com os recursos computacionais disponíveis, outros métodos têm sido empregados para verificar numericamente esse efeito.

Ressalta-se que quando a instalação das galerias ocorre sobre aterros reduzidos, percebe-se que à medida que a altura de solo sobre a galeria for diminuindo, o seu comportamento passa ser próximo ao de uma ponte. Devendo, por isso, além de atender as

recomendações das estruturas de concreto estabelecidas na ABNT NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), também atender à ABNT NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

Cabe ressaltar também que as tensões desenvolvidas ao redor de uma galeria são diferentes das tensões presentes na estrutura de um túnel, isto em decorrência das distintas formas de construção e instalação entre estes dois tipos de estruturas. Nas galerias construídas a céu aberto existe a possibilidade de se influir na distribuição de pressões do solo, com a colocação de solo diferente do original, ou tomando cuidados especiais na execução da base e do aterro lateral. Já na construção dos túneis a possibilidade de influir na distribuição de pressões é diferente (EL DEBS, 1984).

Na seção com cobertura em arco, existe o benefício de o assentamento da base ser uniforme, semelhante ao que acontece com as galerias retangulares. E também da compactação lateral ser bem consolidada, diferentemente do que acontece com tubos de seção circular, onde a dificuldade de compactação junto a base, gera tensões bastante complexas. Em ambas as seções propostas existe a melhoria no comportamento mecânico da estrutura, devido a presença dos segmentos em arco contribuir para a redução dos momentos fletores e de força cortante.

As galerias e bueiros cuja finalidade se reserve a drenagem pluvial urbana, drenagem de transposição de talvegues, etc., devem satisfazer também às condições de resistência estrutural e de dimensionamento hidráulico. Segundo o DNIT (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2006) em termos hidráulicos os bueiros podem ser dimensionados como canais, vertedouros ou orifícios. A escolha do regime a adotar depende da possibilidade da obra poder ou não trabalhar com carga hidráulica a montante, que poderia proporcionar o transbordamento do curso d'água causando danos aos aterros e pavimentos, além de inundação a montante do bueiro.

Para o presente estudo, parte-se do princípio que as galerias sujeitas a presença de água estejam funcionando como canais, ou seja, não trabalham como condutos forçados. Como o processo de dimensionamento hidráulico é objeto de estudo das áreas de hidrologia e hidráulica e como esta etapa acontece antes do dimensionamento estrutural propriamente dito, aqui não serão abordados maiores detalhes a esse respeito.

## 1.1 Objetivo

O objetivo geral que se pretende atingir com este trabalho é estudar e avaliar o comportamento estrutural de galerias celulares de seções transversais não usuais e contribuir com recomendações para o projeto estrutural das mesmas.

Os objetivos específicos são:

- a) Analisar as distribuições de pressões do solo nas galerias com as seções transversais propostas;
- b) Verificar a influência da espessura das paredes das galerias modificadas e definidas por três arcos na interação solo-estrutura;
- c) Comparar o desempenho e eficiência das seções modificadas e definidas por três arcos com a seção retangular em relação aos consumos de materiais e ao índice de custos.

## 1.2 Justificativa

As galerias de concreto pré-moldado são amplamente utilizados no panorama nacional e internacional, isso se deve graças a sua eficiência reconhecida tanto do ponto de vista técnico como econômico. Em virtude disso, estudos visando melhoria desses elementos merecem sempre ser avaliados. As galerias propostas neste estudo destinam-se principalmente para uso como obras de arte correntes (OAC) na parte de infraestrutura de rodovias e ferrovias, para permitir o escoamento de córregos e águas pluviais, ou ainda servir como passagem inferior de veículos e pedestres, sem que a superestrutura seja afetada.

Um levantamento realizado em orçamentos de uma rodovia implantada no ano de 2012 em Tocantins, dados fornecidos pelo DNIT<sup>1</sup> (2012) mostrou que o custo com as OAC representou 11,7% do valor global da obra. Em outro levantamento feito com base no estudo de viabilidade para implantação de trechos ferroviários da VALEC<sup>2</sup> (2012), foram relacionadas três alternativas de orçamentos para o mesmo trecho de ferrovia e evidenciou-se que os custos da implantação de OAC representam 13,44%, 15,19% e 15,73% (para alternativas 1, 2 e 3,

---

<sup>1</sup> DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT. **Planilha de preços unitários da rodovia BR-242/TO: trecho divisa BA/TO a divisa TO/MT**, 2012.

<sup>2</sup> VALEC ENGENHARIA, CONSTRUÇÕES E FERROVIAS S.A., **Estudo de viabilidade técnica, econômica e ambiental (EF-151): trecho Itumbiara/GO – Goiânia/GO – Brasília/DF**, 2012.



respectivamente) do total geral de gastos previstos para a implantação da ferrovia. Esses valores exemplificados estão de acordo com outros dados encontrados na literatura que indicam que na implantação de vias rodoferroviárias, cerca de 10 a 15% do orçamento é decorrente da construção de obras de arte correntes. Portanto, a melhoria do desempenho estrutural de diferentes sistemas, podem vir a representar importante economia, quando comparados às galerias mais utilizadas, de formato circular ou retangular.

Como o intuito desta pesquisa é comparar a eficiência em relação ao consumo de materiais da galeria modificada com cobertura em arco (MOD) e da galeria definida por três arcos (DTA) com a galeria de seção retangular (RET), destaca-se que as geometrias destas seções transversais possuem como característica comum o fato de serem formados por um perímetro fechado, ou seja, constituem-se de um único elemento.

É importante evidenciar o fato de existirem diferenças no desempenho entre galerias instaladas sob aterros reduzidos e aterros elevados, e cabe distinguir que este estudo é voltado a análises de galerias enterradas sob grandes alturas, onde a estrutura não chega a ser afetada pelo efeito de carregamento dinâmicos de sobrecargas móveis. No caso das galerias usuais retangulares, quando a altura de aterro sobre a estrutura é elevada, ocorrem mudanças nas concentrações de pressões de tal maneira que podem inclusive aumentar as solicitações sobre a estrutura. Nas condições em que as estruturas estejam enterradas à grande profundidades, o que conduz a concentrações de pressões relevantes é a influência do arqueamento do solo.

As galerias com geometrias não usuais, por apresentarem segmentos em forma de arco de circunferência, mostram-se mais favoráveis para serem utilizadas sob alturas de aterro elevadas e nessas condições podem ainda ser projetadas com espessuras reduzidas, o que contribui para que a interação solo-estrutura aconteça em maior intensidade. Outro aspecto importante é que com a redução das espessuras e aumento da flexibilidade do conduto, existe a tendência de melhora na contribuição do efeito de arqueamento do solo, ou seja, quanto menor for as espessuras das paredes da galeria, maior será a interação estabelecida entre a estrutura e o solo. Conseqüentemente, com a maior participação dos mecanismos resistentes do solo, menores serão os esforços solicitantes na galeria. Cabe destacar ainda que ao se reduzir a espessura, a estrutura torna-se menos resistente aos esforços produzidos por altas pressões localizadas (EL DEBS, 2000).

As características das seções propostas apresentam-se favoráveis em relação as alternativas existentes, salvaguardando as condições de instalação especificadas, que refletem direta ou indiretamente nos custos de construção, haja visto que além da economia com

material, a redução de peso decorrente da diminuição das espessuras, torna-se mais fácil a fase de transporte e montagem.

Dentre as características favoráveis às seções transversais não usuais citam-se ainda a facilidade de execução do berço pelo fato da parte inferior das galerias propostas ter base reta, reduzindo a possibilidade de pressões concentradas, porém surgindo maiores esforços de flexão e fazendo com que a espessura na base necessite em determinados casos ser aumentada em decorrência disso.

As formas das seções transversais propostas permitem a execução do aterro lateral junto à base sem grandes dificuldades, logo a compactação bem consolidada dos prismas de solo lateral contribui para o confinamento, diferentemente do que acontece em seções circulares, onde isto não é possível.

### 1.3 Metodologia da pesquisa

A metodologia desta pesquisa pode ser dividida nas seguintes etapas: revisão bibliográfica, investigação do comportamento das galerias enterradas por meio de simulação numérica dos casos de interesse, estudo comparativo e análise dos resultados. Cada etapa é descrita resumidamente abaixo:

A **revisão bibliográfica** constitui a etapa inicial do trabalho, sendo realizada uma pesquisa na literatura sobre o tema abordado, a fim de compreender o comportamento estrutural de galerias enterradas, bem como obter domínio sobre os métodos de análise estrutural das mesmas e além disso, avaliar os resultados de estudos já realizados que sejam relevantes para o presente trabalho. Para esta etapa utilizou-se os recursos disponíveis na Biblioteca Central da Escola de Engenharia de São Carlos e também as bases de dados do Sistema Integrado de Biblioteca SIBI-USP e periódicos Capes.

No que compete à **investigação do comportamento das galerias por meio de simulação numérica** foram caracterizados os critérios comparativos entre as seções transversais usadas no estudo, estando especificados os procedimentos de dimensionamentos em concreto armado utilizados com base nas principais normas e manuais pertinentes às galerias celulares. A simulação numérica dos casos de interesse foi realizada com auxílio de dois softwares computacionais, sendo eles: software Aduelas v.2016, cedido pela Associação Brasileira dos

Fabricantes de Tubos de Concreto (ABTC), e software GEOSTUDIO SIGMA/W v.2012®, disponível no Laboratório de Geossintéticos do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos. Nesta etapa também foi realizado a análise das pressões e das solicitações obtidas dos modelos numéricos.

No **estudo comparativo e análise de resultados** foram confrontadas as análises dos dimensionamentos de cada tipo de galeria realizados das variações estipuladas e com base nas análises quantitativas de materiais e índice de custos foi identificado a viabilidade das seções transversais não usuais.

#### 1.4 Estrutura da dissertação

O texto da dissertação de mestrado é apresentado em seis capítulos organizadas na seguinte maneira:

Inicialmente, no capítulo de INTRODUÇÃO é apresentado o tema da pesquisa em galerias de concreto pré-moldado com seções transversais não usuais, contextualizando-as com exemplos de geometrias normalmente adotadas, abordando características do sistema e justificando as vantagens decorrentes do uso desta alternativa, são também apontados os objetivos gerais e específicos do estudo e apresentado a metodologia da pesquisa.

No capítulo de REVISÃO BIBLIOGRÁFICA apresenta-se os principais temas relativos ao estudo das galerias, indicando as principais classificações pertinentes ao dimensionamento em projetos estruturais, bem como as geometrias empregadas em estruturas pré-moldadas de concreto dessa natureza. É feita uma apresentação do comportamento estrutural das galerias enterradas e abordado como acontece o efeito de arqueamento, identificando a partir de outros estudos já realizadas, os aspectos que interferem na interação solo-estrutura. Por fim, é mostrado outros estudos que envolvem parâmetros pertinentes.

No terceiro capítulo, denominado SEÇÕES TRANSVERSAIS ESTUDADAS, são apresentados as características e os parâmetros das seções transversais propostas e as diretrizes de dimensionamento.

No capítulo 4, intitulado SIMULAÇÃO NUMÉRICA, apresenta-se a modelagem numérica com as descrições dos parâmetros e características do solo e das galerias nos modelos avaliados, bem como a discriminação dos critérios comparativos adotados para a galeria

modificada e para a galeria definida por três arcos. Apresentam-se também os resultados em termos de tensões e solicitações de esforços obtidos para as situações estabelecidas.

Em ANÁLISE DOS RESULTADOS são apresentados os valores dos dimensionamentos de armaduras longitudinais e transversais para as seções críticas das galerias propostas em relação ao aumento da altura de aterro sobre as mesmas, e são apresentados os comparativos do consumo global de materiais com índice de custo

Em CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS é apresentado as conclusões de acordo com a análise comparativa dos resultados, é apresentado considerações e recomendações decorrentes da investigação dos resultados das simulações numéricas. E também sugestões para trabalhos futuros.

Por fim, são apresentadas as REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Apesar do uso intensivo de galerias enterradas desde as antigas civilizações, os primeiros registros citados na literatura sobre estudos do comportamento estrutural de condutos enterrados foram com F. A. Barbour, em 1987, com a realização de seis ensaios experimentais de campo para a determinação das cargas do solo sobre condutos instalados em vala, e A. N. Talbot, em 1908, com a quantificação dos esforços internos em tubos a partir da teoria de estruturas hiperestáticas (EL DEBS, 1984; SILVA, 2011). Mas foi só a partir de 1913, com a publicação de Marston e Anderson (1913), que houveram avanços em relação ao entendimento do comportamento das tensões desenvolvidas pelo solo sobre condutos enterrados. Inicialmente, baseado na teoria dos silos, Marston e Anderson (1913) apresentaram um método para cálculo das ações em dutos circulares rígidos enterrados em valas estreitas e observaram que embora muitos tubos estivessem fissurados, não perdiam sua utilidade, e que isso era devido ao fato dos prismas de solo lateral darem suporte horizontal ao tubo e suporte ao prisma de solo superior ao tubo.

Marston também percebeu que a largura e profundidade das valas de instalação dos tubos influenciavam nas cargas que agiam sobre os mesmos, e isso estava relacionado ao atrito lateral entre a parede do terreno natural e a parede do reaterro da vala. Ele então propôs uma equação para cálculo da carga que age sobre tubos enterrados. Marston além de realizar estes estudos experimentais em campo, desenvolveu um método de ensaio de compressão diametral para testar a resistência dos tubos de concreto. Mais tarde, Spangler relacionou os ensaios de campo com os ensaios de compressão diametral e estabeleceu o “fator de equivalência”. Nas décadas seguintes, mais contribuições importantes foram desenvolvidas por Marston, Spangler e Schilick, dando origem ao procedimento da “teoria de Marston-Spangler”. Nesta teoria então, houve a determinação da resultante das cargas verticais sobre os tubos, ensaios de padronização para medir a resistência do tubo, emprego de um fator de equivalência e a expansão do método à várias condições de instalação (MOSER, 2001; YOUNG e TROTT, 1984).

Marston e seus colaboradores dedicaram-se por vários anos a estudar resistência dos tubos enterrados, determinando a relação entre carregamento e a distribuição de pressões que ocorrem nas instalações, e definiram importantes conceitos que afetam os estudos de condutos enterrados, como: a) quanto à forma construtiva, b) quanto ao material do tubo, c) quanto à rigidez. Estes conceitos estão amplamente difundidos e utilizados até os dias de hoje. Algumas

adaptações dos modelos idealizados para seções circulares foram posteriormente extrapolados para seções transversais de outros formatos e ainda têm sido objeto de estudos, como por exemplo para seções transversais retangulares.

## 2.1 Preliminares

Existem diversas dificuldades inerentes ao comportamento dos solos e sua interação com os diversos tipos de materiais, bem como algumas imprevisibilidades de fenômenos que possam ocorrer durante o processo construtivo. Muitas dessas variações são características que implicam diretamente em alterações no comportamento do conjunto solo-estrutura e são passíveis de serem identificadas e quantificadas, outras, apesar de sabidamente influírem sobre o comportamento das galerias, ainda são incertas.

Na sequência, estão relacionados os principais conceitos quanto à classificação dos condutos enterrados pertinentes ao dimensionamento estrutural dos mesmos, procurando-se caracteriza-los.

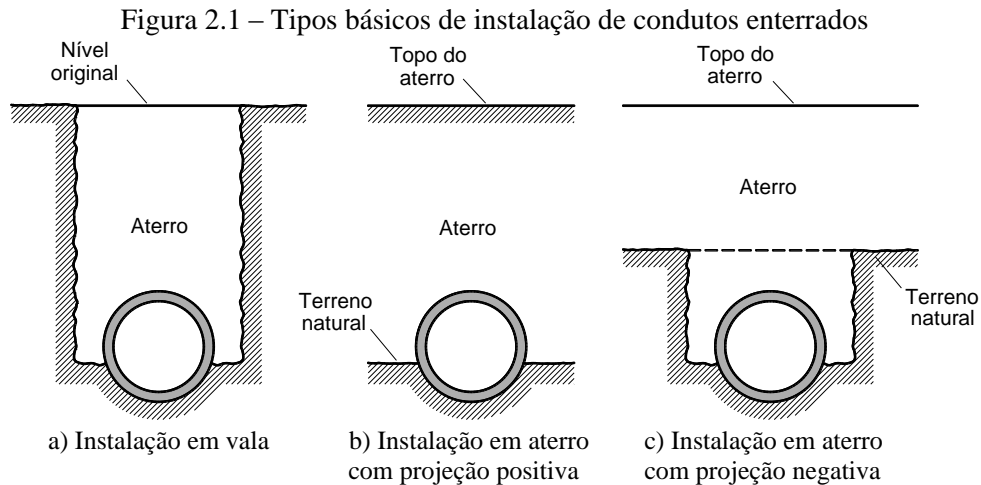
### 2.1.1 Quanto ao tipo de instalação

A classificação das galerias quanto à forma construtiva ou também identificada quanto à forma de instalações podem ser enquadradas nos seguintes tipos principais: a) vala ou trincheira, b) condutos salientes e c) vala induzida ou imperfeita.

Os condutos em vala ou trincheira, como o próprio nome sugere, são instalados em uma vala (Figura 2.1a). As valas são abertas no terreno natural e podem ser estreitas ou largas, com paredes escalonadas ou inclinadas, sendo que após a instalação do tubo no interior da trincheira é realizado o reaterro compactado até o nível original.

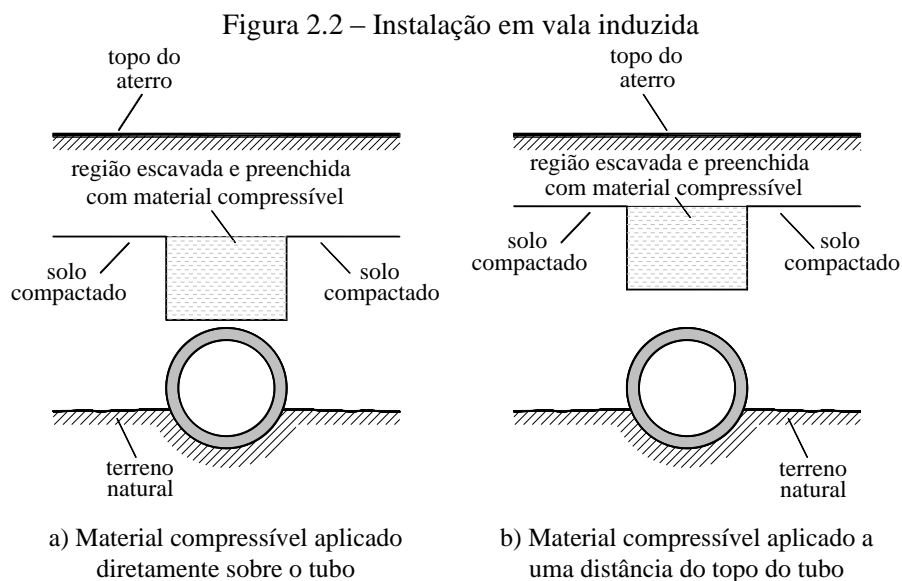
Já os condutos salientes podem ainda ser subdividido em condutos com saliência positiva e condutos com saliência negativa. Os condutos com instalação em saliência positiva ou também chamados com instalação em aterro com projeção positiva são aqueles em que a instalação é feita diretamente sobre a superfície do terreno natural, com a geratriz superior do tubo situada acima da superfície do solo natural (Figura 2.1b). E os condutos com saliência negativa ou em aterro com projeção negativa é caracterizado pela instalação do tubo em uma

vala estreita e pouco profunda, com o topo do conduto abaixo da superfície natural do terreno (Figura 2.1c). Em ambos os casos, após feita a instalação do conduto é executado a compactação do aterro até a altura do nível desejado ou estabelecido em projeto.



Fonte: El Debs (2000)

A instalação em vala induzida ou imperfeita é aquela em que o tubo começa a ser instalado em aterro com projeção positiva. Após a colocação de parte do aterro, é escavada uma vala de largura igual à do conduto e é feito o preenchimento com material bastante compressível (Figura 2.2). Devido à alta compressibilidade desta camada, haverá uma tendência de desvios de cargas sobre o tubo para as laterais, de forma a reduzir a resultante de pressões sobre o tubo. Este tipo recurso de instalação é normalmente reservada a grandes alturas de aterro sobre o tubo (EL DEBS, 2008).

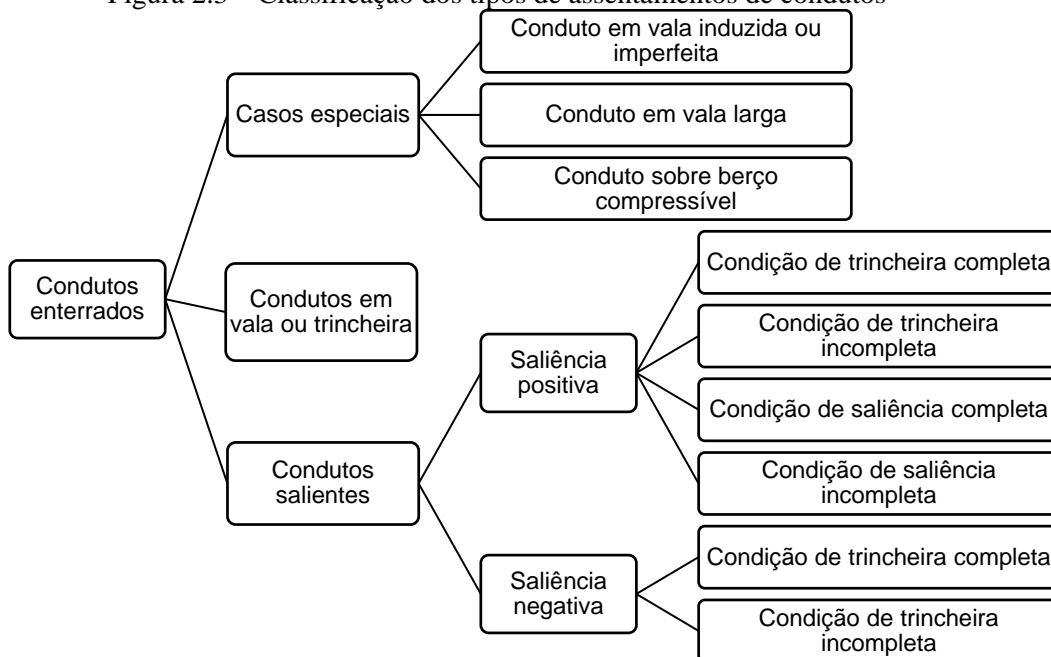


Fonte: El Debs (2000)

Existem ainda variações destas formas básicas, como mostra o esquema da Figura 2.3, e ainda outros tipos de instalação, como a instalação por cravação. Porém para este trabalho não é apresentado maiores particularidades, visto que só são tratados das galerias instaladas em aterro com projeção positiva.

Ainda a respeito de instalação de galerias, existe a fundamental interferência da forma de assentamento da base dos condutos. O berço, elemento que serve de apoio para a colocação do conduto, exerce a função de garantir uma distribuição de tensões uniformes nas zonas inferiores do perímetro da estrutura. Para tanto é desejável que, na região do berço, se evite a ocorrência de ondulações, superfícies irregulares com materiais pontiagudos e bolsões de solo compressível ao longo do comprimento da instalação. Sendo este último fator associado a ocorrência de perda de apoio ou elevação localizada. Berços inadequados são uma das principais causas de problemas relacionados a queda de desempenho dos condutos enterrados (BUENO e COSTA, 2009).

Figura 2.3 – Classificação dos tipos de assentamentos de condutos



Fonte: adaptado Ferreira, p. 20 (1982)

### 2.1.2 Quanto ao material

Em um contexto histórico, quando os homens passaram a prover as cidades com água, sistemas de drenagem e passagem subterrâneas, o material disponível para a construção desses



canais eram as pedras. De maneira engenhosa para a época, obras de grande vulto foram executadas. Intuitivamente, os construtores da antiguidade construía estruturas eficientes com a forma de arco. Citam-se como por exemplo, a construção da galeria de esgotos de Nippur, Índia, por volta de 3750 a. C.; a construção de uma extensa galeria subterrâneas pelos assírios, em 700 a.C.; a construção da “cloaca máxima”, conduto executado com pedras, tendo diâmetro máximo de 4,30 m e destinado a coletar as águas pluviais e residuais de Roma, construída em 514 a. C (AZEVEDO NETTO, 1959). Ainda hoje, construções de pontes em arco de alvenaria de pedra, para a transposição de córregos e talvegues, formam parte integrante da infraestrutura, principalmente ferroviária. Orbán (2009) aponta que na Europa estima-se que existam duzentas mil pontes ferroviárias em arco de alvenaria de pedra, e isso representa cerca de 50% do total das pontes ferroviárias na Europa.

Mesmo com o baixo custo do material para construção de galerias em alvenaria de pedras, o surgimento de novos materiais e tecnologias, fizeram com que esse tipo de construção caísse em desuso. Sendo que atualmente existem comercialmente inúmeros materiais adequados à fabricação dos condutos enterrados. No caso de tubulações de pequeno diâmetro, a escolha do material construtivo do duto deve levar em conta os diâmetros disponíveis comercialmente e a compatibilidade com o fluxo transportado, que ocasionalmente poderá estar sujeito à pressão (YOUNG e TROTT, 1984). O mercado oferece inúmeras opções de materiais desenvolvidos com polímeros sintéticos, por exemplo.

Já para estruturas destinadas à transposição de talvegues ou passagem inferiores, aberturas maiores são requeridas, e a escolha do tipo de material a ser utilizado deve levar em conta os fatores que interferem na interação solo-estrutura, como a capacidade resistente do material e a influência do meio externo sobre o material do conduto. Tendo em vista ainda, facilidade de execução e disponibilidade do material, aço e concreto são fundamentalmente os materiais mais utilizados para a construção dessas estruturas (Figura 2.4 e Figura 2.5).

Com o emprego do material metálico, por exemplo, é possível construir galerias com pequena espessura e ainda obter grandes aberturas, mesmo sobre elevados aterros, isso devido ao seu comportamento estrutural que interage fortemente com o solo. As galerias metálicas são construídas normalmente com chapa corrugada em aço galvanizado ou, mais restritamente, em alumínio, conforme estabelece ASTM A964 (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2011) e ASTM B864 (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2013). As galerias com chapas corrugadas metálicas atendem à canais com fluxo de água a céu aberto, como galerias de drenagem pluvial, bueiros e também à pequenas pontes

e passagens inferiores de pedestres e veículos (Figura 2.4). Um cuidado adicional que se deve ter com o uso de materiais metálicos é em relação a proteção contra corrosão.

Figura 2.4 – Típica galeria flexível corrugada sob a estrada E6 em Saltkällan, Suécia



Fonte: Wadi et al. (2015)

Em se tratando de concreto, os tubos de concreto não armado, já eram executados pelos romanos utilizando cimento natural. O emprego do concreto com armadura na construção de tubos é atribuído a Monier, no início da segunda metade do século XIX. Desde então a utilização de tubulações em concreto em obras de drenagem urbana e esgotos sanitários não parou, consolidando-se como uma boa alternativa tanto do ponto de vista técnico como econômico.

No Brasil as recomendações para a produção e execução de obras com tubos ou galerias são estabelecidas pelas seguintes normas:

- a) ABNT NBR 8890:2007 Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários - Requisitos e métodos de ensaios
- b) ABNT NBR 15645:2008 Execução de obras de esgoto sanitário e drenagem de águas pluviais utilizando-se tubos e aduelas de concreto
- c) ABNT NBR 15396:2006 Aduelas (galerias celulares) de concreto armado pré-fabricadas - Requisitos e métodos de ensaios

Os tipos construtivos principais de galerias de concreto armado são convencionalmente agrupados em: a) concreto pré-moldado e b) concreto moldado no local. Sendo igualmente aplicáveis à esses tipos construtivos as especificações da ABNT NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO

BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014). Existe também a possibilidade de sistemas mistos com uso de concreto pré-moldado e concreto moldado no local.

Sobre os tipos de concreto propriamente dito, comercialmente têm sido aplicáveis às galerias os concretos do grupo I de resistência (C20 a C50), contudo, existem também outras variantes que têm sido objeto de pesquisas e têm gerado importantes resultados e inovações na produção de condutos, como por exemplo, a utilização de concreto reforçado com fibras, que em decorrência do sucesso na execução de pavimentos e revestimentos de túneis, tem se tornado mais uma alternativa na construção de tubos. A ABNT NBR 8890 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS, 2008) também apresenta os requisitos necessários à fabricação de tubos de concreto reforçados com fibras de aço, para diâmetro até 1000 mm. Dentre outras tendências cabe ressaltar a utilização de elementos pré-moldados de concreto leve e ainda, os concreto de alta resistência (CAR ou HSC *High strenght concrete*) ou até de ultra-alto desempenho (CUAD ou UHPC *Ultra-high performance concrete*).

#### 2.1.2.1 Concreto pré-moldado

As galerias construídas com elementos pré-moldados de concreto são amplamente empregadas em diversas situações, podendo ser projetadas com diferentes formatos das seções transversais que otimizem o seu comportamento estrutural, como por exemplo a seção pseudopórtico mostrada na Figura 2.5. A principal restrição ao uso das galerias pré-moldadas de concreto fica a cargo do peso dos elementos e do tamanho da peça, tendo em vista a capacidade dos dispositivos de elevação e o gabarito de transporte, que nem sempre são favoráveis. Mas como existem opções de prover emendas na seção transversal, esse tipo de limitação não se torna impeditivo. As galerias de menor porte construídas sem emendas são as de uso mais comum, destacando-se entre elas os tubos de seções circulares e as aduelas retangulares.

Em relação à forma de construção, as galerias pré-moldadas concentram os benefícios do controle de qualidade inerentes ao processo construtivo de elementos pré-fabricados. O adensamento pode ser por apiloamento manual ou mecânico, vibração, centrifugação ou prensagem, e a cura do concreto também pode ser controlada para se obter as qualidades desejáveis para suportar condições mais severas de agressividade, conforme consta na norma ABNT NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006).

Convém salientar que o processo construtivo e de execução da obra de galerias pré-moldadas, consiste essencialmente no assentamento da galeria em uma superfície compactada, nivelada, lisa e desempenada, que promova o assentamento uniforme da base da galeria. O assentamento da galeria é feito com auxílio de grua ou equipamento de construção civil disponível na obra, como por exemplo: escavadeira hidráulica. A compactação do aterro do solo circundante é efetuada por meios mecânicos (cilindro vibrador). As unidades individuais geralmente não estão ligadas entre si e, portanto, comportam-se independentemente umas das outras. As juntas entre as sucessivas peças pré-moldadas podem ser seladas com manta asfáltica para impedir o assoreamento pelo solo (PINTO, 2008).

Figura 2.5 – Vão de 12,8 m de extensão em concreto pré-moldado em Midland, Carolina do Norte



Fonte: Marshall et al. (2014)

#### 2.1.2.2 Concreto moldado no local

As galerias de concreto moldadas no local são utilizadas quando são necessárias maiores aberturas, ou em obras hidráulicas cuja vazão é muito grande e contínua para se empregarem economicamente outras soluções. Também podem ser a solução mais adequada em casos onde existe dificuldade de acesso de máquinas e equipamentos maiores.

Tendo em vista o processo de montagem das fôrmas, as galerias moldadas no local são usualmente de seção transversal retangular. Algumas vezes, mesmo possuindo forma desfavorável do ponto de vista hidráulico, quando a largura da galeria for grande demais pode ser conveniente subdividir o vão, formando assim mais de uma célula.

### 2.1.3 Quanto à rigidez

Uma classificação pioneira, quanto à rigidez, foi mais um dos legados definidos por Marston<sup>3</sup> (1930 apud SILVEIRA, 2001). A classificação proposta por ele considerava a capacidade de deformação do conduto, tanto ao longo do eixo vertical, como horizontal, sem produzir fissuras danosas ou sem atingir a ruptura do conduto. Conforme mostra Tabela 2.1, a determinação da rigidez de Marston, classificada em: rígido, semirrígido ou flexível, é relacionada com as respectivas porcentagens de deformação (FERREIRA, 1982, p. 21).

Tabela 2.1 – Classificação de Marston para a determinação da rigidez dos condutos

Classificação	% de deformação	Tipos de materiais
Rígido	< 0,1	Concreto, cerâmica
Semirrígido	0,1 – 3,0	Ferro fundido
Flexível	< 3,0	Metal corrugado

Fonte: Marston (1930 apud SILVEIRA, 2001)

Outros métodos de classificações também têm sido empregadas para definir o comportamento estrutural frente à rigidez dos condutos. Existe o conceito de classificação baseado no material constituinte do conduto, como por exemplo: condutos de concreto e cerâmica são classificados como rígidos, e condutos metálicos de paredes delgadas são classificadas como flexíveis. Porém, essa classificação não é considerada adequada, pois não leva em consideração a interação do solo e do conduto agindo em conjunto como um único sistema (BUENO e COSTA, 2009).

Segundo um outro conceito básico, é considerado rígido o duto que possui rigidez estrutural suficiente para sustentar por si só as cargas que lhe são impostas, sejam elas provenientes do peso próprio do solo de cobertura, sejam oriundas de carregamentos externos, e duto flexível é aquele que depende da sua interação com o solo envolvente para suportar o carregamento aplicado (BUENO e COSTA, 2009).

Uma classificação mais abrangente frente à rigidez, para associar a interação solo-duto, foi introduzida com Allgood e Takahashi<sup>4</sup> (1972 apud BUENO e COSTA, 2009) e aperfeiçoada

<sup>3</sup> MARSTON, A; **The theory o external loads on closed conduits in the light of the latest experiments**, Iowa Engineering Experimental Station, Ames, Bulletin 96, p. 36, 1930.

<sup>4</sup> ALLGOOD, J. R.; TAKAHASHI, S. K. **Balanced design and finite element analysis of culverts**, Highway Research Board, HRR 413, p. 45-55, 1972.

por Gumbel et al.<sup>5</sup>, (1982 apud BUENO e COSTA, 2009). Eles propuseram uma classificação que considera um parâmetro denominado rigidez relativa (RR), dado pela equação (2.1).

$$RR = \frac{R_s}{R_c} \quad (2.1)$$

Em que:  $R_s$  é a rigidez do solo circundante e  $R_c$  é a rigidez da seção transversal da estrutura, dados respectivamente por:

$$R_s = \frac{E_s}{(1-\nu_s)} \quad (2.2)$$

$$R_c = \frac{E_p I}{D^3} \quad (2.3)$$

E ainda:  $E_s$  é o módulo de deformabilidade do solo circundante;  $\nu_s$  é o coeficiente de Poisson do solo circundante;  $E_p$  é o módulo de elasticidade do material constituinte do duto;  $I$  é o momento de inércia da parede do duto  $I = t^3/12$ , em que  $t$  é a espessura do duto;  $D$  é o diâmetro do duto.

Os intervalos estabelecidos no critério de rigidez relativa estão apresentados na Tabela 2.2, e mostram que, quanto menor é a proporção de carga suportada pelo duto, maior deve ser a interação do duto com o solo para adquirir condições de suportar as cargas que lhe é imposta, essa estrutura necessita interagir fortemente com o solo para adquirir condições de suportar os esforços. Já os tubos rígidos, são aqueles que podem ser responsáveis por si só em suportar mais de 90 % das cargas lhe é imposta. Os sistemas de comportamento rígido, depende comparativamente menos do solo de envoltória (BUENO e COSTA, 2009).

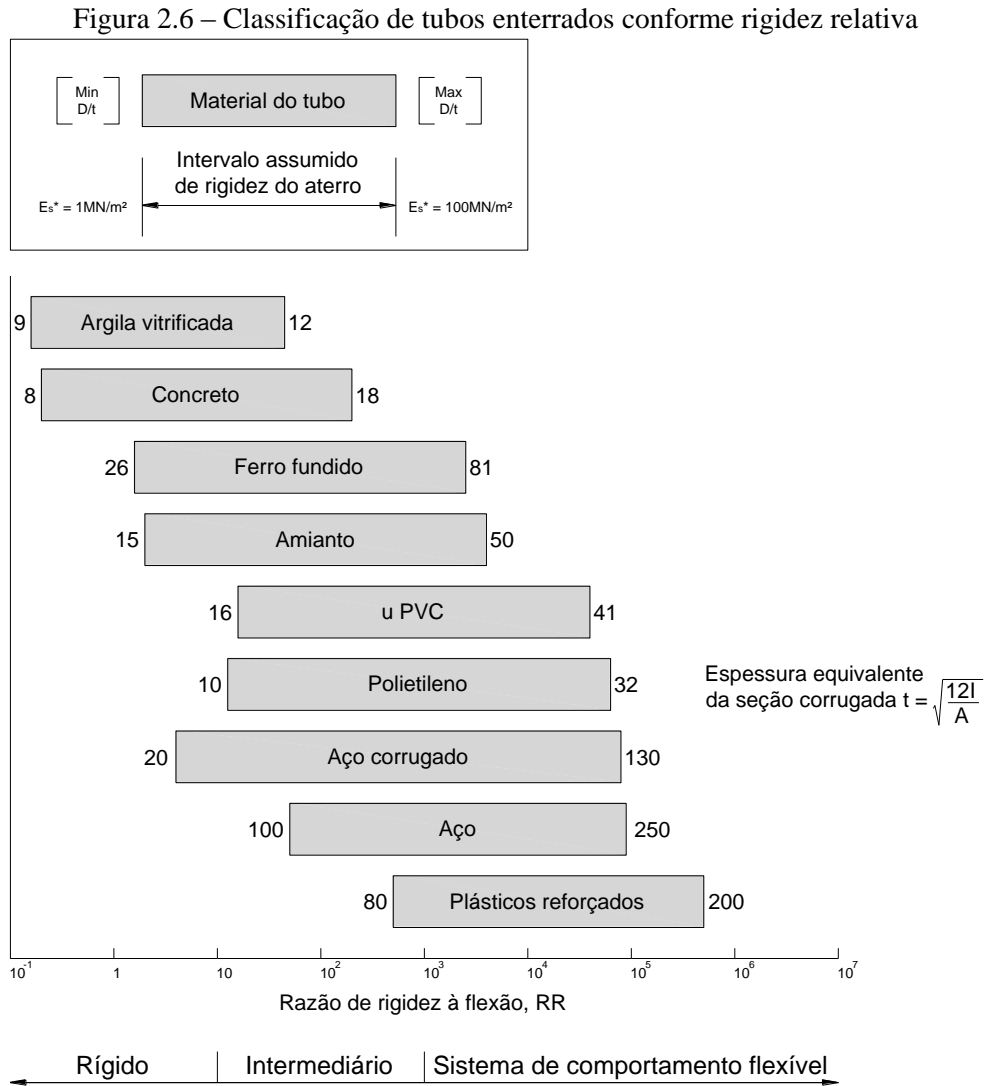
Tabela 2.2 – Classificação dos condutos enterrados segundo a rigidez relativa,

Rigidez relativa (RR)	Proporção da carga suportada pelo duto em flexão	Comportamento do sistema
$RR < 10$	Mais de 90%	Rígido
$10 < RR < 1000$	De 10 a 90%	Intermediário
$RR > 1000$	Menos de 10%	Flexível

Fonte: GUMBEL et al. (1982 apud BUENO e COSTA, 2009)

<sup>5</sup> GUMBEL, J. E.; O'REILLY, M. P.; LAKE, L. M.; CARDER, D. R. **The development of a new design method for buried flexible pipes**. In: Europe '82. Proceedings Basel, 1982.

A Figura 2.6 mostra o típico comportamento de tubos para diferentes materiais em função da relação entre a espessura da parede do tubo e o diâmetro do tubo ( $D/t$ ) com valores de módulo de elasticidade do solo que vão desde  $1 \text{ MN/m}^2$  a  $100 \text{ MN/m}^2$  (YOUNG e TROTT, 1984).



Fonte: Gumbel et al. (1982 apud YOUNG, TROTT, 1984, p. 20)

Como pode-se perceber, tubos com materiais tradicionalmente rígidos (cerâmica, concreto, ferro fundido, cimento amianto) só são de fato rígidos quando possuem baixa relação  $D/t$  ou são implantados em meio de menor rigidez, logo podem ganhar rigidez relativa e cair para a categoria intermediária. E tubos de aço e plástico tidos como flexíveis podem perder rigidez relativa e também se enquadrar na categoria intermediária. Os tubos de aço corrugado

cobrem uma vasta gama de rigidez relativa, isso devido aos diversos comprimentos de ondas e amplitudes dos variados tipos de chapas (BUENO e COSTA, 2009; YOUNG e TROTT, 1984).

Apesar do caráter ilustrativo, as informações da Figura 2.6 firmam que o conceito de rigidez associada ao material constituinte do duto não deve ser utilizado de forma absoluta para classifica-los. E que é possível ajustar o meio de suporte da tubulação a fim de se obter um sistema mais rígido ou mais flexível, para cada qual com vantagens próprias (BUENO e COSTA, 2009).

Cabe ressaltar, que o cálculo para a carga vertical que atinge o topo de um duto é essencialmente a mesma, e que esse procedimento de cálculo independe do tipo de rigidez. Apesar de os métodos de dimensionamento e de análise de dutos enterrados terem sido desenvolvidos separadamente para instalações rígidas e flexíveis.

#### 2.1.4 Forma das seções

Quanto à forma das seções serão enfatizados os principais tipos com aplicação em concreto pré-moldado, principal objeto de estudo deste trabalho. O *LRFD Bridge Design* (MINNESOTA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, 2013) classifica que estruturas dessa natureza enterradas com dimensões horizontais inferiores a 3,0 metros não precisam necessariamente ser tratadas como pontes. Já estruturas enterradas com dimensões horizontais superiores a 3,0 metros devem ser tratadas como pontes, e requerem um plano de projeto mais detalhado.

Tendo em vista a pré-moldagem, El Debs (2000) classifica as galerias conforme o tipo da seção transversal: transversal fechada, quando a estrutura contorna toda a abertura e galerias de seção transversal aberta, caso contrário.

##### 2.1.4.1 Seção transversal fechada formada por elemento único

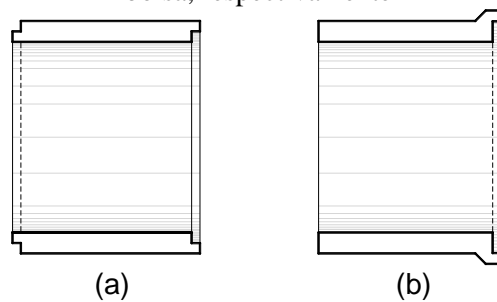
Neste caso não existem emendas na direção paralela ao eixo da galeria, ou seja, o elemento pré-moldado forma a seção transversal da galeria. Isso limita o tamanho das dimensões, pois existe a restrição dos gabaritos de transporte. Os tubos de seção circular constituem a forma mais comum de seção fechada formada por um único, podendo ser de



concreto simples, para diâmetros de até 0,80 m, e de concreto armado, de 0,60 m a 2,75 m (EL DEBS, 2000).

O encaixe de tubos pré-moldados de concreto geralmente se dá por encaixe de meia espessura, também conhecido encaixe macho e fêmea (Figura 2.7a) ou então por junta tipo ponta e bolsa (Figura 2.7b). Estes dois tipos de juntas não ficam restritos aos tubos circulares, também são de uso comum a outros formatos de seção.

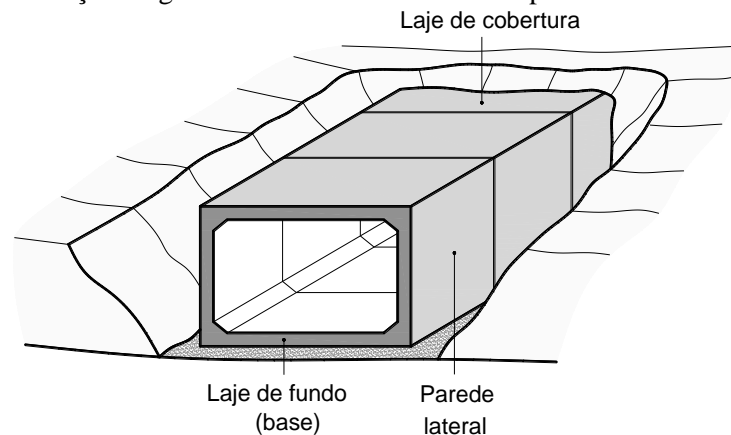
Figura 2.7 – Corte longitudinal de tubo com encaixe de meia espessura e tubo com junta tipo ponta e bolsa, respectivamente



Fonte: El Debs (2000)

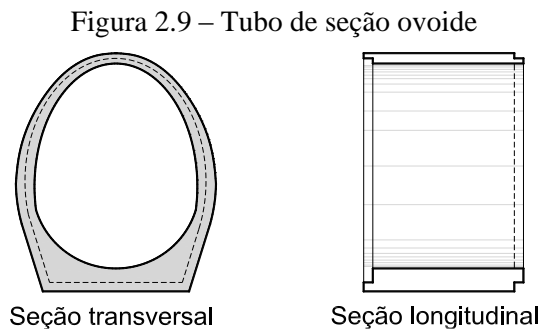
Os condutos pré-moldados de seção retangular ou quadrada são também bastante utilizados (Figura 2.8), podem apresentar-se com ou sem mísulas internas nos cantos. As galerias de seção retangular de concreto armado têm sido empregados a partir de abertura de 1,50m x 1,50m até aberturas de 4,0m x 4,0m. A faixa de peso encontrada comercialmente varia de 30 a 50 kN, por metro. Esses tubos têm sido empregados normalmente para aberturas maiores que aquelas obtidas com os tubos de seção circular.

Figura 2.8 – Construção de galerias com tubos de concreto pré-moldados de seção retangular



Fonte: El Debs (2008)

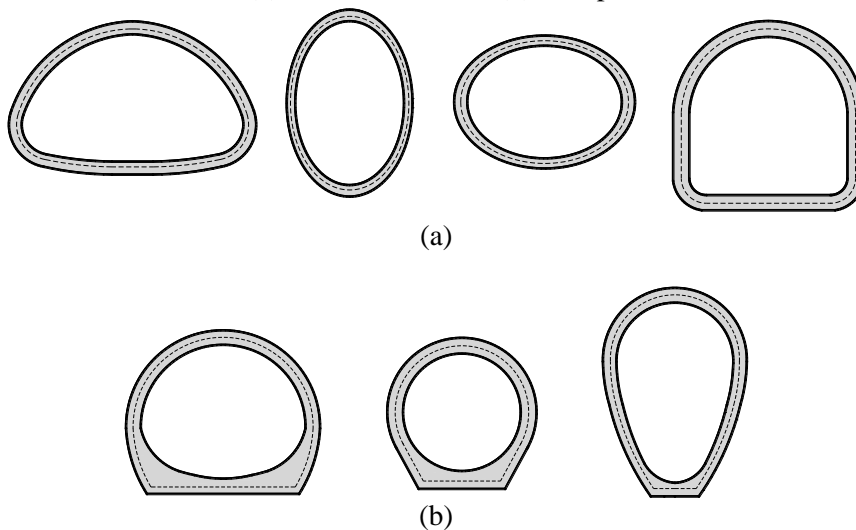
No Brasil também são encontradas comercialmente tubos de concreto pré-moldado de seção ovoide (Figura 2.9). Os tubos ovoides são utilizados com abertura correspondente à área de 2,2 a 4,0 m<sup>2</sup>, pesando de 25 a 45 kN, por metro. Este tipo de tubo, apresenta vantagem quanto aos aspectos estrutural e de instalação em relação aos tubos circulares, e tem sido empregado em situações que exigem galerias de maior porte, ou em que as cargas atuantes sejam elevadas, ou ainda quando ocorrem simultaneamente os dois casos. Cabe destacar, que o emprego de galeria de formato oval é inibido por falta de especificação.



Fonte: El Debs (2008)

Existem ainda outras formas de seções transversais de tubos de concreto de seção fechada encontradas na literatura estrangeira, conforme Figura 2.10a e Figura 2.10b.

Figura 2.10 – Outras de formas de seções transversais de tubos padronizadas  
(a) Estados Unidos e (b) Europa



Fonte: El Debs (2000)

Para aumentar a capacidade de vazão de água nas galerias de concreto, pode-se recorrer ao uso de linhas duplas, triplas ou mais. Ao se utilizarem tais associações, deve-se considerar a

diminuição do rendimento hidráulico, o aumento da perda de carga na entrada e ainda a maior probabilidade de entupimentos. O *Manual técnico de drenagem de rodovias* do DNIT (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2006), não recomenda números de linhas maiores do que três, para não provocar alagamento em uma faixa muito ampla.

Figura 2.11 – Construção de galeria tripla com tubos de seção circular e célula retangular, respectivamente



Fonte: National Precast Concrete Association (2013)

#### 2.1.4.2 Seção transversal fechada formada por mais de um elemento

Neste caso, a seção transversal da galeria é composta por segmentos pré-moldados, com emendas ao longo do eixo da galeria. Essa alternativa é, em geral, indicada para aberturas maiores que o citado anteriormente. Portanto são adequadas para situações em que não seria viável o emprego de tubos, em linhas simples ou múltiplas, devido principalmente, às restrições relativas aos gabaritos de transporte (EL DEBS, 2000).

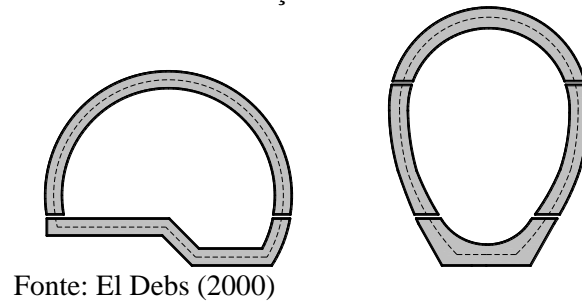
A Figura 2.12 mostra o processo de montagem deste tipo de estrutura, e a Figura 2.13 mostra ainda outras variantes desta categoria.

Figura 2.12 – Execução de galeria pré-moldada com elementos em forma de “U”



Fonte: Precast Concrete Construction (2014)

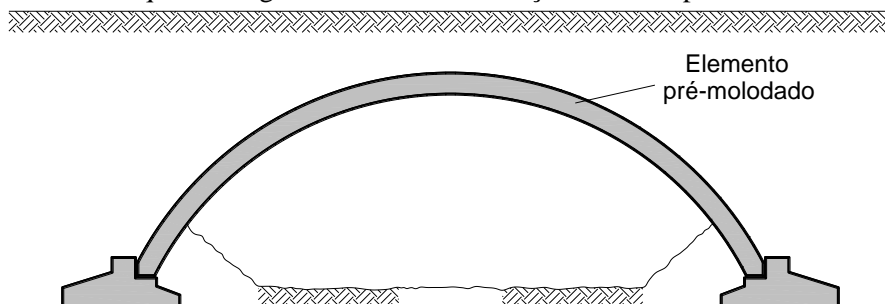
Figura 2.13 – Outras alternativas com seção transversal fechada formada por segmentos



#### 2.1.4.3 Seção transversal aberta formada por elemento único

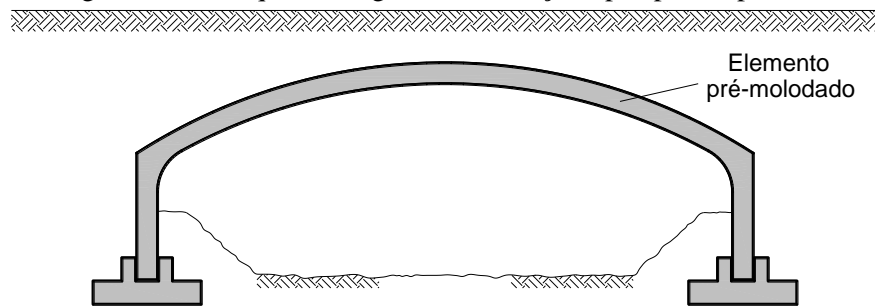
Neste caso, a estrutura não forma um perímetro fechado, e é formada por um único tipo de elemento. Via de regra, esta estrutura é empregada para vãos maiores do que os casos apresentados nos itens anteriores, correspondendo a situações tradicionalmente reservadas às pontes. Logo, estas galerias podem ser uma alternativa para as pontes de pequeno porte. Na Figura 2.14 é mostrado esquema do emprego de único elemento pré-moldado de desenvolvimento circular para formar a seção transversal da galeria. Essas alternativas são indicadas para faixa de vãos de 9 m a 12 m, podem ser projetadas para diversas combinações de vão e altura e sendo bastante utilizadas no Estados Unidos (EL DEBS, 2000). Essas estruturas podem ser construídas rapidamente, minimizando o tempo de fechamento da estrada, e mantendo o fundo natural dos canais.

Figura 2.14 – Esquema de galeria em arco com seção formada por um único elemento



A Figura 2.15 também representa um tipo de galeria com emprego de um único elemento, compostas por três lados, podendo variar com o topo em arco ou o topo plano. A alternativa com topo em arco é indicada para faixa de vãos de 5 m a 12 m.

Figura 2.15 – Esquema de galeria com seção tipo "pseudopórtico"



Fonte: El Debs (2000)

#### 2.1.4.4 Seção transversal aberta formada por mais de um elemento

Neste caso a estrutura também é aberta, porém sua seção transversal é formada por mais de um elemento, tendo, portanto, a necessidade de ligações ao longo do eixo das galerias. Essa alternativa pode ser realizado dividindo-se em mais de uma parte o elemento do caso anterior. Em princípio, este seria o caso correspondente aos maiores vãos atingidos com galerias (EL DEBS, 2000).

Figura 2.16 – Instalação de galeria aberta com seção em arco formada por dois segmentos



Fonte: Eco-Span Arch Systems (2017)



Fonte: Geostructures (2016)

## 2.2 Comportamento estrutural das galerias enterradas

Apresenta-se na sequência os principais aspectos sobre o comportamento de galerias enterradas sob cargas estáticas, abrangendo: interação solo-galeria, definições sobre efeito de arqueamento em torno das galerias, e estudos numéricos recentes encontrados na literatura.

A questão básica, quando se projeta uma estrutura enterrada, é o conhecimento da distribuição de tensões que atuam sobre ela. De maneira geral, as galerias celulares estão sujeitas a pressões verticais e horizontais, sendo que as pressões verticais são equilibradas pela reação do solo na laje de fundo. As tensões nas galerias enterradas decorrem principalmente de ações do tipo: peso próprio, carga do solo, pressões do fluido dentro do conduto, cargas produzidas por sobrecargas na superfície em função da natureza do tráfego (rodoviário, ferroviário, aeroviário ou especial), ações por sobrecargas de construção; empuxos laterais produzidas pelo solo, ações produzidas por equipamento de compactação durante a execução do aterro, ações produzidas por cravação e ações produzidas durante o manuseio, o transporte e a montagem do tubo (EL DEBS, 2008).

Apesar de serem estruturas simples, as galerias celulares, como qualquer outra estrutura enterrada, causam intensa redistribuição de tensões no solo circundante que afetam as tensões aplicadas à própria estrutura. Em casos simplificados pode se assumir que as tensões preponderantes são equivalentes às pressões geostáticas, porém em alguns casos, os modelos simplificados levam a soluções superdimensionadas (não econômicas), e em outros casos, a soluções subdimensionadas (não seguras), onde se manifestam o aparecimento de fissuras acima dos valores limites desejáveis. (PINTO, 2008).

Pimentel et al. (2009) comenta que dúvidas sobre o comportamento estrutural e segurança das galerias retangulares levaram a um plano de inspeção em estruturas dessa natureza em Portugal, e que foram encontrados diversos tipos de danos estruturais, incluindo falhas graves no concreto, como por exemplo: ruptura por cisalhamento no canto da laje superior devido a ancoragem inadequada da armadura, ruptura por flexão no meio da laje de cobertura, fissuração excessiva na parede lateral da galeria. Geralmente, esses danos surgiram em estruturas sob aterros elevados, em que não foram considerados os mecanismos de interação solo-estrutura, subestimando-se os efeitos de arqueamento do solo circundante e consequentemente adotando-se valores de pressões menores do que os reais.

O comportamento das galerias sob aterros elevados possui a complexidade inerente à interação solo-estrutura, e muitas vezes essa interação acaba não sendo considerada nos métodos de cálculos simplificados. Cabe destacar que, com o aumento da altura de aterro sobre as galerias, a interferência das sobrecargas móveis decresce rapidamente. E que em obras de galeria sob aterros reduzidos o efeito do arqueamento não é significativo e as ações decorrentes de sobrecargas móveis externas em função do tráfego, tornam-se preponderantes. Portanto, o

projeto de estruturas sob aterros de pequena altura possuem as mesmas características do projeto de pontes.

No presente trabalho, serão analisadas o comportamento de galerias sobre aterro elevados. Bennet et al. (2005) considera que o aterro é elevado em situações em que a altura de solo acima da galeria ( $H$ ) é maior ou igual a largura da galeria ( $B_c$ ).

### 2.2.1 Processo de cálculo simplificado

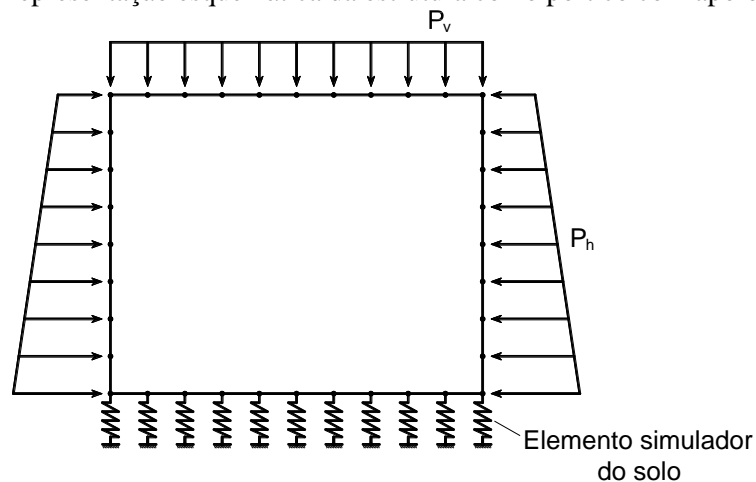
No modelo simplificado de cálculo de tensões é razoável imaginar uma distribuição uniforme, com valores iguais as pressões geostáticas, conforme Figura 2.17.

#### 2.2.1.1 Pressões verticais

Para as análises de estruturas enterradas é essencial a consideração do comportamento dos solos, uma vez que seu peso próprio representa parcela considerável das ações atuantes em qualquer estrutura enterrada.

O cálculo das pressões uniformes verticais ( $P_v$ ) produzidas pelo solo é função da altura de solo sobre a galeria ( $h_{\text{solo}}$ ) e do peso específico do solo ( $\gamma_{\text{solo}}$ ), caso haja outros elementos que venham a produzir carga no ponto onde a pressão é calculada, estes também devem ser considerados.

Figura 2.17 – Representação esquemática da estrutura como pórtico com apoio elástico



Fonte: O autor (2017)

A expressão para o cálculo da pressão verticais geostáticas podem ser dadas por:

$$P_v = \gamma_{\text{solo}} h_{\text{solo}} + \gamma_{\text{pav}} h_{\text{pav}} \quad (2.4)$$

Em que:  $h_{\text{pav}}$  é a altura de pavimento e  $\gamma_{\text{pav}}$  é o peso específico de pavimento.

A reação do solo na base do tubo pode ser considerada como molas fictícias, que correspondem a um apoio elástico. A propriedade usada para definir a rigidez dessas molas é o módulo de reação do solo de fundação ( $k_r$ ). A Tabela 2.3 fornece valores de ( $k_r$ ) representativos para solos de baixa, média e alta resistência. O cálculo da estrutura deve ser iterativo, pois se houver tração nas molas, o cálculo necessita ser refeito retirando-se àquelas que estiverem tracionadas, uma vez que o solo não possui capacidade de se comportar como tal.

Nos estudos realizados nesta pesquisa, a pressão vertical da água não foi considerada.

Tabela 2.3 – Valores de módulo de reação do solo

Tipo de solo	Resistência do solo	CBR (%)	$k_r$ (MPa/m)
Siltes e argilas de alta compressibilidade e densidade natural	Baixa	<2	15
Siltes e argilas de alta compressibilidade, compactados. Siltes e argilas de baixa compressibilidade, siltes e argilas arenosos, siltes e argilas pedregulhos e areias de graduação pobre.	Média	3	25
Solos granulares, areias bem graduadas e misturas de areia-pedregulho relativamente livres de plásticos finos.	Alta	10	55

Fonte: El Debs (2008)

#### 2.2.1.2 Pressões horizontais

A ABNT NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) recomenda que o cálculo das pressões horizontais ( $P_h$ ) seja feito de acordo com os princípios da Mecânica dos Solos, como para empuxo de terra. Como simplificação, pode ser suposto um solo sem coesão e sem atrito entre o terreno e a estrutura.

Para solos não coesivos, os coeficientes de empuxo são calculados em função do ângulo de atrito interno do solo ( $\phi$ ). Os coeficientes de empuxo ativo ( $k_a$ ) e de empuxo em repouso ( $k_0$ ) podem ser determinados pelas expressões (2.5) e (2.6), respectivamente.



$$k_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.5)$$

e

$$k_o = 1 - \operatorname{sen}\phi \quad (2.6)$$

Em geral, pode-se fazer distinção entre os coeficientes de empuxo ativo ou em repouso no momento da consideração das combinações de ações. Considera-se o empuxo ativo para uma combinação em que a carga vertical for máxima e o empuxo em repouso quando a carga vertical for mínima.

A pressão horizontal do solo, que corresponde ao empuxo do solo nas paredes laterais, pode ser calculada com a expressão:

$$P_h = k \cdot p_v = k(\gamma_{\text{solo}} h_{\text{solo}} + \gamma_{\text{pav}} h_{\text{pav}}) \quad (2.7)$$

No caso de galerias de águas pluviais, a pressão de água do lado de dentro da galeria pode ser desconsiderada.

### 2.2.1.3 Propagação de tensões no solo por carregamentos

As parcelas devidas a carregamentos externos aplicados na superfície devem ser somadas às tensões devidas ao peso próprio do solo. Duas condições devem ser consideradas, as de carregamento de extensão infinita e as de extensão finita (ou limitada). Um carregamento de extensão infinita aplica em toda a área de interesse um acréscimo de carga de igual intensidade, independentemente da profundidade ou das suas coordenadas no plano. Já carregamentos finitos perturbam apenas uma área restrita do substrato, nas proximidades da aplicação da carga, chamado bulbo de tensões. A Figura 2.18 ilustra o bulbo de tensões gerado por uma carga concentrada  $P$ , aplicada na superfície do terreno. Cada linha, denominada isóbara, representa, um conjunto de pontos no maciço de igual acréscimo de tensão. A intensidade do acréscimo de tensões depende da magnitude do carregamento, da geometria da área carregada, da profundidade e da distância ao ponto de aplicação da carga na superfície (BUENO e COSTA, 2009).

O efeito sobre os tubos de sobrecargas aplicadas na superfície é significativo para alturas de solo relativamente pequenas. Para um primeiro entendimento do efeito de um veículo

passando na superfície de um tubo, é mostrada na Figura 2.19 como ocorre a variação da pressão vertical sobre o tubo produzida por um eixo de um veículo. Este eixo é constituído de duas rodas pesando 72,6 kN, com área de contato de 457 mm x 508 mm e distantes entre si de 1,83 m, em função da altura de solo sobre o tubo. Nota-se que o efeito desta ação decresce rapidamente com a profundidade. Encontra-se representado também, nesta figura, o efeito da carga do solo, admitindo que ele seja igual ao peso do prisma do solo acima do tubo e que tenha peso específico de 19,2 kN/m<sup>3</sup>. Considerando a soma dos dois efeitos, observa-se que a pressão total passa por um mínimo quando a altura de terra sobre o tubo é da ordem de 1,22 m e que para profundidades maiores o efeito da carga do veículo diminui rapidamente (EL DEBS, 2008).

Figura 2.18 – Bulbo de tensões despertado no maciço por uma carga concretada (P)

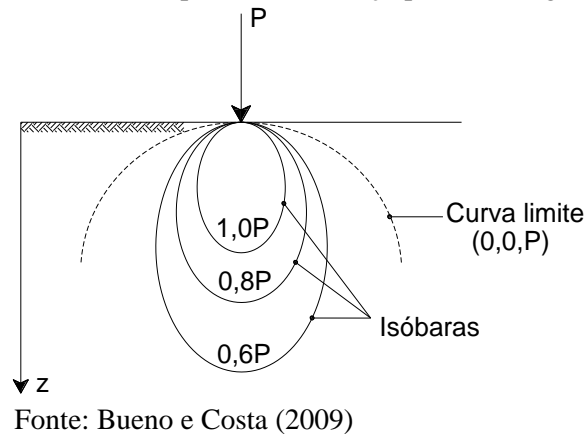
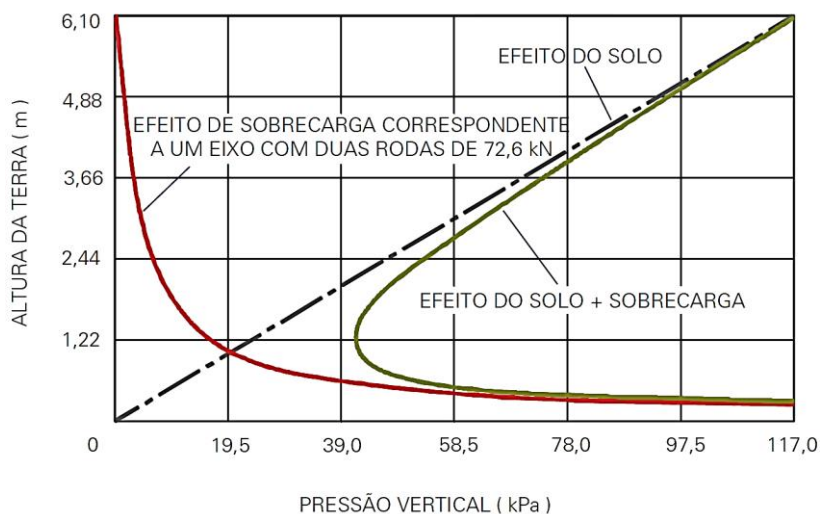


Figura 2.19 – Pressão vertical em tubo enterrado versus altura de terra sobre o plano horizontal que passa sobre o topo do tubo



Fonte: Krizek et al.<sup>6</sup> (1971 apud EL DEBS, 2008)

<sup>6</sup> KRIZEK, R. J.; et al. **Structural analysis and design of pipe culverts**. National Cooperative Highway Research Program, Report n.116, 1971.

Diversas soluções baseadas na Teoria da Elasticidade foram propostas para o cálculo do acréscimo de tensões causado por cargas superficiais concentradas. A Tabela 2.4 sumariza algumas expressões para os casos particulares de interesse para o projeto de tubulações enterradas. Nas formulações, uma carga vertical de determinada geometria causa um acréscimo de tensão vertical ( $\Delta\sigma_v$ ) em um ponto  $q$  situado em uma posição específica no maciço (BUENO e COSTA, 2009).

Tabela 2.4 – Expressões para cálculo de acréscimo de tensão no solo para algumas situações típicas

Descrição e autor	Acréscimo de tensão vertical $\Delta\sigma_v$	Representação
Carga concentrada na superfície horizontal de um maciço semi-infinito (Boussinesq)	$\Delta\sigma_v = \frac{3P}{2\pi z^2} \left[ 1 + \left( \frac{r}{z} \right)^2 \right]^{-5/2}$ Em que: $P$ = carga concentrada aplicada na superfície	
Carga uniformemente distribuída sobre faixa infinita (Carathers)	$\Delta\sigma_v = \frac{\sigma_0}{\pi} (\alpha + \text{sen}\alpha \cdot \cos 2\beta)$ Em que: $\sigma_0$ = tensão vertical aplicada na superfície	
Carga uniformemente distribuída sobre placa retangular (Newmark)	Equação (*)	

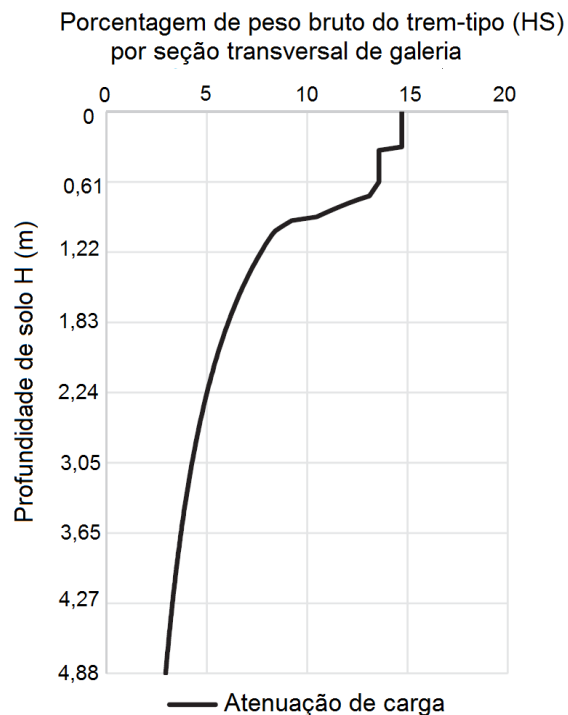
$$(*) \Delta\sigma_v = \frac{\sigma_0}{4\pi} \left\{ \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}(m^2+n^2+2)}{(m^2+n^2+1+m^2n^2)(m^2+n^2+1)} + \text{arctg} \left[ \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+1-m^2n^2} \right] \right\}$$

Fonte: Bueno e Costa (2009)

Estudos com galerias construídas nas últimas décadas, tem mostrado que apesar de muitas delas terem sido projetadas para uma carga baixa, quando nem se imaginava a existência de trens-tipo com as tonelagens de hoje, ainda mantêm capacidade resistente reserva, permitindo-lhes adaptar-se às cargas adicionais. Isso se deve basicamente ao fato de no passado, mesmo que a estrutura fosse instalada em aterros elevados, o efeito de espraiamento das pressões de sobrecargas móveis era ignorado e também não se considerava a interação solo-

estrutura, que na maioria dos casos pode prever aumento de capacidade resistente. Wood et al. (2015) analisam um conjunto de 1.081 projetos de galerias, classificando-as em três categorias diferenciadas pela geometria, profundidade de instalação, e também pelo período no qual a galeria foi projetada. A Figura 2.20 mostra a influência pela qual a profundidade adicional do solo de cobertura diminui a incidência das sobrecargas móveis sobre a galerias por eles analisadas.

Figura 2.20 – Variação da porcentagem de incidência de carga móvel com a profundidade do aterro



Fonte: Wood, Lawson e Jayawickrama (2015)

### 2.2.2 Interação solo-estrutura em galerias

Com as diversas análises e discussões, sabe-se que com a presença de uma estrutura enterrada em um maciço de solo, ocorre a redistribuição de tensões, resultando em uma diminuição de carga aplicada sobre determinadas áreas mais flexíveis ou deformáveis da estrutura, e um aumento de cargas em relação às partes adjacentes mais rígidas. A essa transferência de cargas dá-se o nome de arqueamento (ABUHAJAR, 2013; PIMENTEL et al. 2009).

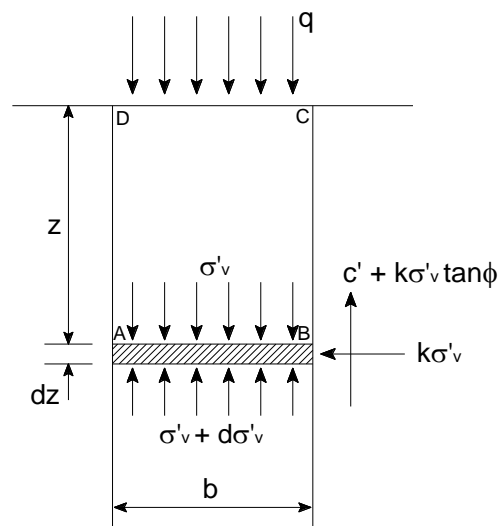
O arqueamento do solo é um dos principais fenômenos relacionados ao estudo do comportamento mecânico das estruturas enterradas. Seu estudo iniciou-se com a teoria de

Jansen aplicada a silos. Pela Teoria do Silo, assume-se que a carga vertical em um elemento infinitesimal de solo de espessura  $dz$  e largura  $b$ , a uma profundidade  $z$  no maciço, é igual a diferença entre o peso do solo acima do elemento (peso do prisma ABCD), mais eventuais sobrecargas, e as forças cisalhantes (coesão e atrito de interface) geradas nas suas laterais (Figura 2.21). A resistência ao cisalhamento pode ser determinada por:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.8)$$

Em que  $c'$  é a coesão efetiva do solo,  $\phi'$  é o ângulo efetivo de atrito interno e  $\sigma'$  é a tensão normal efetiva no plano de cisalhamento,  $k$  é a constante de empuxo descrita em anteriormente.

Figura 2.21 – Equilíbrio de forças em um elemento infinitesimal de solo



Fonte: adaptado de Bueno e Costa (2009)

Resolvendo o equilíbrio vertical do comprimento unitário da seção chega-se a seguinte relação:

$$b\gamma dz = b(\sigma'_v + d\sigma'_v) - b\sigma'_v + 2cdz + 2k\sigma'_v dz \tan \phi' \quad (2.9)$$

Em que  $\gamma$  é o peso específico do solo. Com uma sobrecarga uniforme  $q$  na superfície. Esta equação pode ser resolvida para  $\sigma'_v$ , obtendo-se:

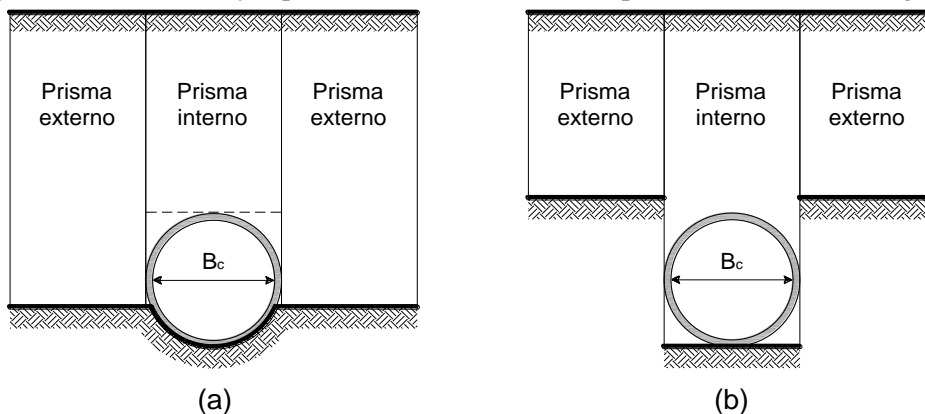
$$\sigma'_v = \frac{b(\gamma - 2c'/b)}{2k \tan \phi'} \left[ 1 - \exp\left(-k \tan \phi' \frac{2z}{b}\right) \right] + q \exp\left(-k \tan \phi' \frac{2z}{b}\right) \quad (2.10)$$

Para uma instalação profunda ( $z \rightarrow \infty$ ) implantada em solo granular, a expressão (2.11) torna-se:

$$\sigma_v' = \frac{b\gamma}{2k \tan \phi'} \quad (2.11)$$

Posteriormente, conforme já foi mencionado, Marston e Anderson relacionaram as cargas atuantes em tubos enterrados de seção circular considerando do efeito do arqueamento. Marston foi pioneiro na investigação analítica e experimental sobre o comportamento de condutos. Uma das contribuições notáveis da teoria de Marston sobre as cargas em condutos enterrados é a demonstração, pelos princípios da mecânica, de que as cargas em uma estrutura são afetadas pelas condições de instalação, além da altura de solo acima da estrutura. Spangler também mostrou que as condições de instalação controlam a intensidade e a direção da sedimentação dos prismas de solo externos (adjacentes) e do prisma de solo central (superior) à estrutura (Figura 2.22), e isso afeta a distribuição de cargas. Embora estes estudos tenham representado avanço na compreensão do comportamento do mecanismo físico da interação solo-duto, eles referem-se a tubos de seção circular, que apresentam comportamento estrutural muito distinto de galerias retangulares, por exemplo. (KIM e YOO, 2005).

Figura 2.22 – Localização prismas de solo (a) saliência positiva (b) saliência negativa



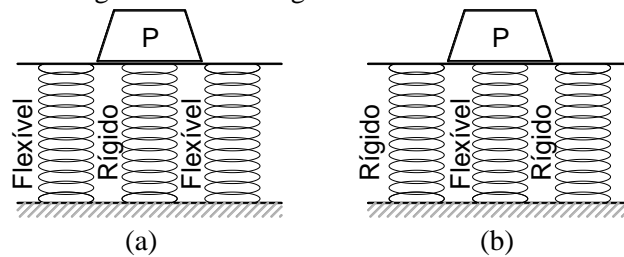
Fonte: Bueno e Costa (2009)

Terzaghi (1943) desenvolveu um experimento simples de laboratório em que o arqueamento do solo foi estabelecido em função dos deslocamentos. Trata-se de uma caixa de testes com um alcapão rígido no fundo, onde neste alcapão são impostos deslocamentos relativos. A porção de solo acima do alcapão também deforma-se, e o solo adjacente move-se

em relação ao restante da massa do solo. Mas esse movimento é resistido por tensões de cisalhamento que tende a manter a massa deformada na sua posição original, o que resulta numa alteração da pressão tanto na superfície deformada como para a área adjacente do solo. Isso reduz a pressão sobre a porção de solo deformada acima do alçapão, enquanto aumenta a pressão nas porções rígidas adjacentes. Se a parte deformada se move para baixo, a resistência ao cisalhamento atuará para cima e reduzirá a tensão na base do alçapão. Caso contrário, se a parte deformada se move para cima, a resistência ao cisalhamento atuará para baixo, provocando o aumento da tensão na região do alçapão (ABUHAJAR, 2013; EVANS, 1983).

Uma analogia simples do fenômeno que acontece em tubulações enterradas é feita por Moser (2001), com um modelo composto por três molas de comportamento elástico-linear. No sistema, a mola do centro representa o duto e as molas laterais representam o solo circundante. O sistema idealizado é carregado com um prisma rígido que exerce pressão ( $P$ ) uniforme sobre o conjunto, esta pressão representa o solo de cobertura e eventuais sobrecargas. Quando um tubo rígido, representado pela mola central rígida, é instalado em um meio mais flexível, observa-se que deformações serão iguais, mas que a maior parcela da carga aplicada é dirigida para a mola mais rígida, existindo, portanto, um alívio das cargas sobre as molas laterais (Figura 2.23a). De maneira análoga, se o prisma de solo lateral, representado pelas molas laterais, for mais rígido que a mola central, haverá um alívio desta mola central (Figura 2.23b). Ou seja, elementos mais rígidos concentram as cargas que teoricamente deveriam ser igualmente suportadas por elementos menos rígidos que estejam adjacentes. Caso as molas possuam a mesma constante elástica, sofrerão encurtamento de mesmo valor sob o efeito do mesmo carregamento, esta seria a condição inicial do terreno sem intervenções ou então seria o caso de uma instalação de um tubo com rigidez relativa ( $RR$ ) igual a 1,0.

Figura 2.23 – Analogias das molas rígidas e flexíveis trabalhando em conjunto



Fonte: Moser (2001)

Embora ilustrativo, o modelo das molas é demasiadamente simples para explicar a forma complexa da interação solo-duto. Já que o desempenho global de um tubo não é devido

apenas ao arqueamento, no caso de dutos flexível isso também se deve ao fato do solo lateral ter importante resistência à deformação. Estes fatores tornam o sistema estaticamente indeterminado, pois a carga sobre o tubo e a deformação do tubo são aspectos interdependentes (MOSER, 2001).

### 2.2.3 Arqueamento em galerias retangulares

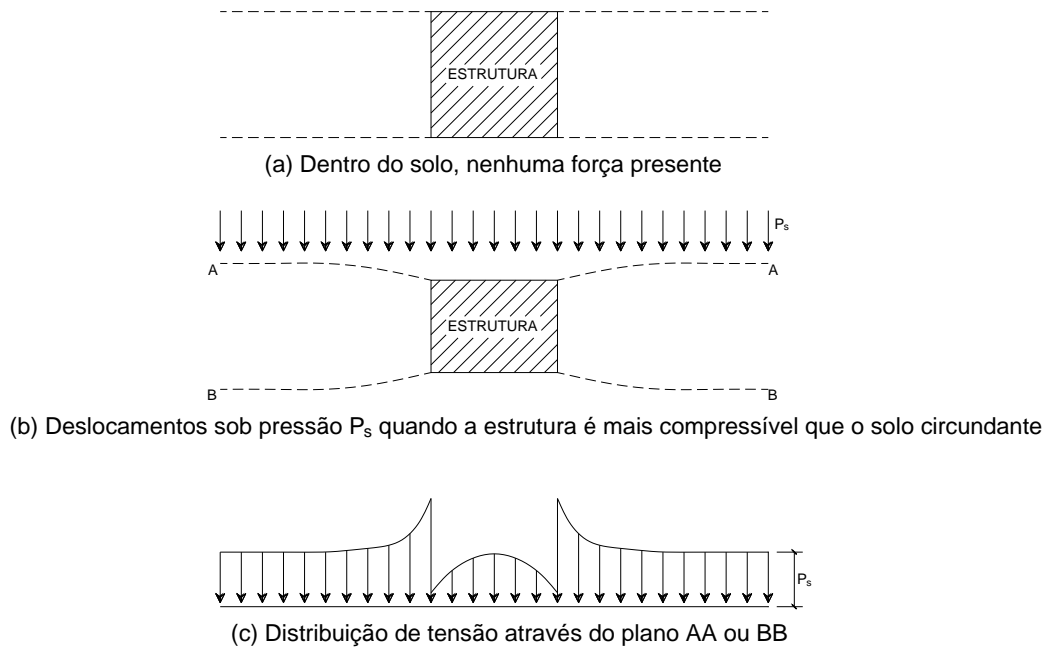
A redução ou aumento da carga aplicada a um conduto em decorrência das características do solo, geometria, rigidez da estrutura e da consequente movimentação relativa entre uma estrutura e solo adjacente, pode ser diferenciado em arqueamento positivo ou arqueamento negativo.

Na instalação dos condutos pode ocorrer um aumento ou uma redução das forças atuantes sobre eles, em função da tendência de deslocamentos verticais relativos entre a linha vertical, que passa pelo seu centro, e a linha vertical, que passa pelas suas laterais. Na linha que passa pelo conduto, o deslocamento resulta da superposição das deformações da fundação, do tubo e do aterro sobre o tubo. Já na linha que passa pelas laterais, o deslocamento resulta da superposição das deformações da fundação e do aterro lateral. Pode ocorrer um aumento da resultante da carga sobre o coroamento do conduto, se nas laterais do mesmo houver uma tendência de deslocamento maior que na linha que passa pelo centro do tubo ou uma redução se ocorrer o contrário (EL DEBS, 2008).

Evans (1983) relaciona o arqueamento positivo e negativo dependendo da rigidez relativa. A Figura 2.24 mostra arqueamento ativo (positivo), nesse caso uma estrutura dentro de um maciço de solo é mais compressível do que o solo circundante. Quando a pressão, devido ao peso próprio do solo ou sobrecarga, é aplicada nesse sistema, a estrutura deforma mais do que o solo (Figura 2.24b). A distribuição de tensão resultante através dos planos indicados (AA e BB) é semelhante ao mostrado na Figura 2.24c. As tensões na estrutura são menores do que as tensões geostáticas, enquanto que as do solo adjacente são maiores. Neste caso, que normalmente ocorre em tubos mais flexíveis, seria como desviar as pressões do solo para as laterais.



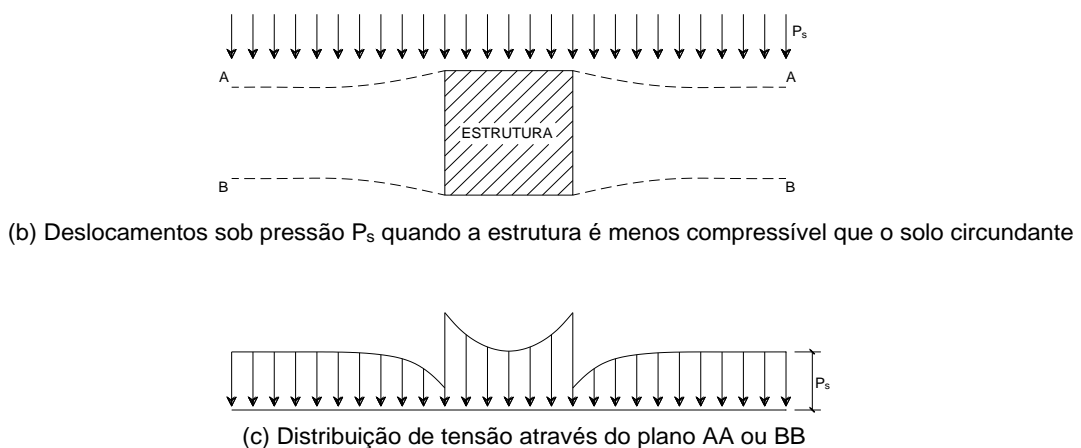
Figura 2.24 – Arqueamento ativo ou positivo



Fonte: Evans (1983)

Quando o assentamento relativo do prisma do solo acima da estrutura é menor que a dos prismas de solo adjacentes, as camadas de solo no prisma central são submetidas a deformações em forma de arco e a pressão da terra sobre a estrutura é maior, caracterizando o chamado de arqueamento negativo (KIM e YOO, 2005). A Figura 2.25 mostra a situação para arqueamento passivo (negativo). Neste caso, o solo é mais compressível do que a estrutura e, portanto, sofre deslocamentos maiores, mobilizando tensões de cisalhamento que aumentam a pressão total sobre a estrutura enquanto diminuem a pressão no solo adjacente. Inicialmente assumindo que a estrutura se deforma uniformemente, as tensões são mais altas nos bordos e mais baixas na linha central.

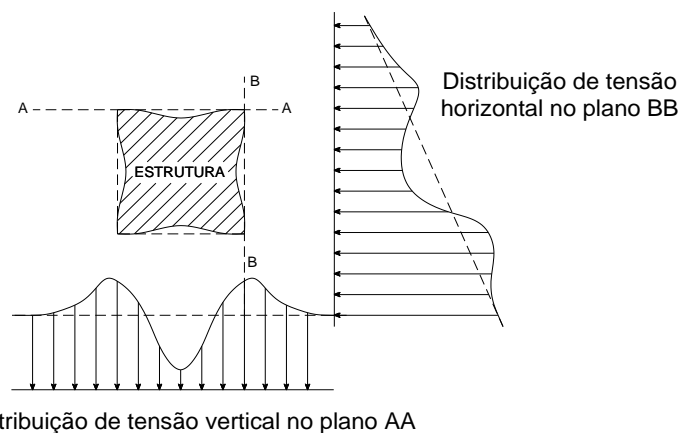
Figura 2.25 – Arqueamento passivo ou negativo



Fonte: Evans (1983)

Entretanto o material das estruturas reais possui comportamento não-linear e não se deformam uniformemente. E por isso as distribuições de tensões são mais complexas do que as mostradas nas Figura 2.24 e Figura 2.25. Evans (1983) considera que uma estrutura que possua a porção central dos vãos mais flexível, o padrão de deformação pode resultar tensões conforme apresentado na Figura 2.26. As distribuições de tensões horizontais e verticais sugerem que as faces da estrutura experimentem arqueamento ativo e passivo simultaneamente.

Figura 2.26 – Deformações típicas e distribuição de tensão em torno de uma estrutura retangular com lados flexíveis

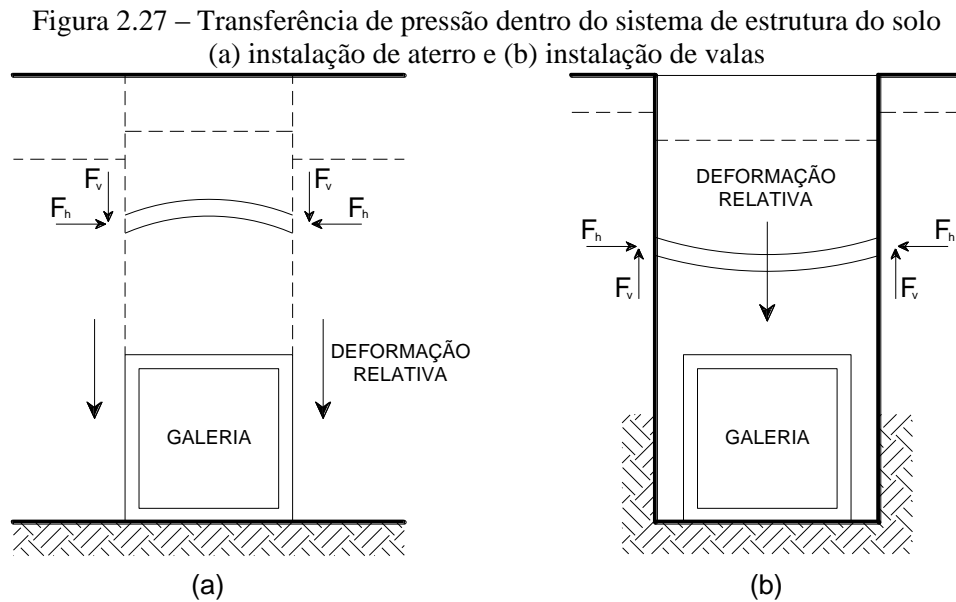


Fonte: Evans (1983)

A Figura 2.27 mostra a diferença do arqueamento (positivo e negativo) em função do tipo de instalação, assunto que foi introduzido no item 2.1.1. Em aterros a deformação relativa do prisma de solo acima da estrutura é menor do que a deformação dos prismas de solo lateral, as camadas de solo do prisma central ficam submetidas a uma deformação em forma de arco e a pressão de terra sobre a estrutura sofre incremento, o que caracteriza o arqueamento negativo. Já no caso de instalação em trincheira, as camadas de solo do prisma central ficam sujeitos a uma deformação relativa maior do que as dos prismas laterais, as camadas de solo do prisma central são submetidas a uma deformação em forma de arco invertido e conseqüentemente a pressão de terra sobre a estrutura é reduzida pelas forças de cisalhamento exercidas no prisma central de solo, o que caracteriza o arqueamento positivo (KIM e YOO, 2005).

Como pode ser observado, as galerias retangulares, embora sejam estruturas simples de célula única ou multicelular, as cargas a elas aplicadas durante a sua construção e subsequente vida útil são complexas. Uma galeria retangular causa intensa redistribuição de tensões de

camadas de solo circundantes e a natureza desta redistribuição influencia as cargas verticais e horizontais que incidem sobre a estrutura (KIM e YOO, 2005).



Fonte: Kim e Yoo (2005)

#### 2.2.4 Recomendações para o cálculo da interação solo-galeria

Durante muitos anos, os mecanismos de interação solo-estrutura não foram considerados nos métodos de projeto de galerias enterradas. Geralmente assumia-se que a carga aplicada à laje superior era correspondente à carga geostática (o peso do prisma de terra acima da laje de cobertura). No entanto, como demonstrado nos itens anteriores, o comportamento das estruturas subterrâneas tem sido objeto de análise e discussão por muitos pesquisadores para identificar e compreender os mecanismos de redistribuição de tensão (PIMENTEL et al. 2009).

Para considerar o efeito do arqueamento do solo, alguns estudos propuseram que o cálculo da pressão vertical real do solo sobre a laje superior da galeria fosse afetado por um fator de interação solo-estrutura ( $F_e$ ). Esse fator incide sobre o valor da pressão geostática do solo, conforme equações (2.12) e (2.13).

$$\sigma_v = F_e \gamma_s H \rightarrow \text{Pressão vertical distribuída por metro} \quad (2.12)$$

$$W_E = F_e \gamma_s H B_c \rightarrow \text{Pressão total atuante na galeria retangular} \quad (2.13)$$

Até a décima segunda edição das especificações-padrão para as pontes rodoviárias da AASHTO (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, 1977), o carregamento vertical estipulado era 70% do peso do prisma de terra acima da laje superior ( $F_e = 0,70$ ), considerava-se que as galerias enterradas eram somente influenciadas com arqueamento positivo (KIM e YOO, 2005; WOOD, LAWSON e JAYAWICKRAMA, 2015).

As especificações atuais da AASHTO LRFD (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, 2002) são baseadas na teoria Marston-Spangler e fazem distinção quanto ao tipo de instalação. Os atuais fatores de interação solo-estrutura AASHTO (2002) são dados pela equação (2.14) para instalação em aterro, e equação (2.15) para instalação em trincheira.

$$F_{e1} = 1 + 0,20 \frac{H}{B_c} \quad (2.14)$$

$$F_{e2} = \frac{C_d B_d^2}{H B_c} \leq F_{e1} \quad (2.15)$$

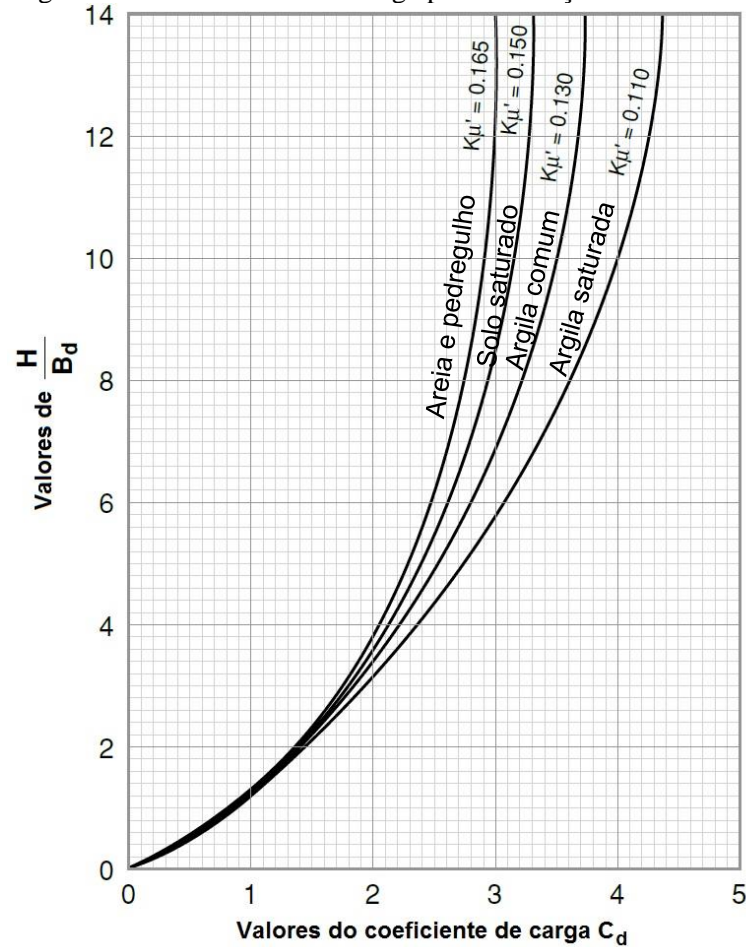
Em que:  $F_{e1}$ ,  $F_{e2}$  são fator de interação solo-estrutura;  $H$  = altura do aterro;  $B_c$  = largura da estrutura;  $C_d$  = coeficiente de carga para instalação em valas, dado pela (2.16) ou pelo gráfico da Figura 2.28; e  $B_d$  = largura horizontal da vala. E sendo  $F_{e1}$  menor ou igual a 1,15 para instalações com aterro lateral compactado, e menor ou igual a 1,4 para aterro lateral não compactado.

$$C_d = \frac{1 - e^{-2k\mu' \frac{H}{B_d}}}{2k\mu'} \quad (2.16)$$

Em que  $k\mu'$  é o produto do coeficiente de empuxo do solo com o coeficiente de atrito do solo contra as paredes da vala.

A principal crítica à classificação da AASTHO, se deve ao fato da difícil classificação do solo quanto à compactação.

Figura 2.28 – Coeficiente de carga para instalação em trincheira



Fonte: American Concrete Pipe Association (2011)

Como os critérios da AASHTO para determinar se o aterro lateral à galeria está compactado ou não compactado são pouco específicos, a interpretação em obra quanto ao tipo de solo fica comprometida. Outros autores também propuseram equações para estimar os valores do fator de interação solo-estrutura em galerias retangulares, e assim reduzir o número variáveis envolvidas.

Bennet et al. (2005) propôs as equações (2.17) e (2.18) para o cálculo do fator de interação solo-estrutura de galerias retangulares, com base nas formulas desenvolvidas para tubos de seção circular de Clarke<sup>7</sup> (1967 apud BENNET, 2005).

$$F_e = \frac{e^{0,38(H/B_c)} - 1}{0,38(H/B_c)} \quad H/B_c \leq 2,42 \quad (2.17)$$

<sup>7</sup> Clarke, N. W. B. **The loads imposed on conduits laid under embankments or valley fills.** Proc. Inst. Civ. Eng., Struct. Build., 36, 63–98, 1967.

$$F_e = 1,69 - \frac{0,12}{H/B_c} \quad H/B_c > 2,42 \quad (2.18)$$

Nas equações (2.17) e (2.18) a relação  $H/B$  igual a 2,42 corresponde ao plano de igual recalque, definido por Spangler, ou seja, plano horizontal no aterro acima da galeria no qual os recalques dos prismas de solo externo e interno à galeria são iguais. Para alturas de aterro maiores que o plano de igual recalque, a interação solo-estrutura é praticamente constante. Sendo que  $F_e$  varia de 1,64 para  $H/B = 2,42$  a 1,69 para  $H/B = \infty$ .

Kim e Yoo (2005) examinaram o solo de fundação de galerias e como isso influencia os fatores de interação solo-galeria, denominados por eles de “densidade efetiva”  $D_e$ . Eles propuseram equações para determinar os fatores de interação da galeria considerando o tipo de instalação.

Para instalação em aterro com fundação deformável:

$$F_e = D_e = 1,047H^{0,055} \quad (2.19)$$

Para instalação em aterro com fundação indeformável:

$$F_e = D_e = 1,200H^{0,059} \quad (2.20)$$

Para instalação em trincheira com fundação deformável:

$$F_e = D_e = \exp \left[ 0,012 \left( \frac{H}{B_d} \right)^2 - 0,288 \frac{H}{B_d} + 0,375 \right] \quad (2.21)$$

Para instalação em trincheira com fundação indeformável:

$$F_e = D_e = \exp \left[ 0,011 \left( \frac{H}{B_d} \right)^2 - 0,273 \frac{H}{B_d} + 0,465 \right] \quad (2.22)$$

Kim e Yoo (2005) observaram que o valor do fator de interação solo-estrutura para galerias retangulares em instalação em aterro aumenta gradualmente até  $H/B_c$  atingir valores aproximados de 12 a 14, após o qual não há aumento significativo. Enquanto que para as

instalações em vala ou trincheira, o fator de interação solo-estrutura diminui à medida que a razão  $H/B_c$  aumenta. Notaram ainda que para as instalações em trincheira o fator de interação solo-estrutura sofre forte influência do ângulo de inclinação da parede da vala. No entanto, em todos os casos, o fator de interação solo-estrutura de uma fundação inflexível é maior do que a fundação deformável.

Kang et al. (2008) relacionaram o fator de interação solo-estrutura para solo de fundação flexível e inflexível, e analisaram casos com aterro lateral compactado e não compactado. Os fatores de interação solo-estrutura foram desenvolvidos em função da relação  $H/B_c$ . As relações para interação solo-estrutura de galerias retangulares instaladas em aterro foram desenvolvidas com base em valores analíticos por meio de análise de regressão. As relações propostas por Kang et al. (2008) para instalação em aterro são as seguintes:

Para laje superior, com aterro lateral compactado:

$$F_e = -0,005 \left( \frac{H}{B_c} \right) + 1,304 \quad (2.23)$$

Para laje superior, com aterro lateral não compactado:

$$F_e = -0,005 \left( \frac{H}{B_c} \right) + 1,304 \quad (2.24)$$

Para laje inferior, com aterro lateral compactado:

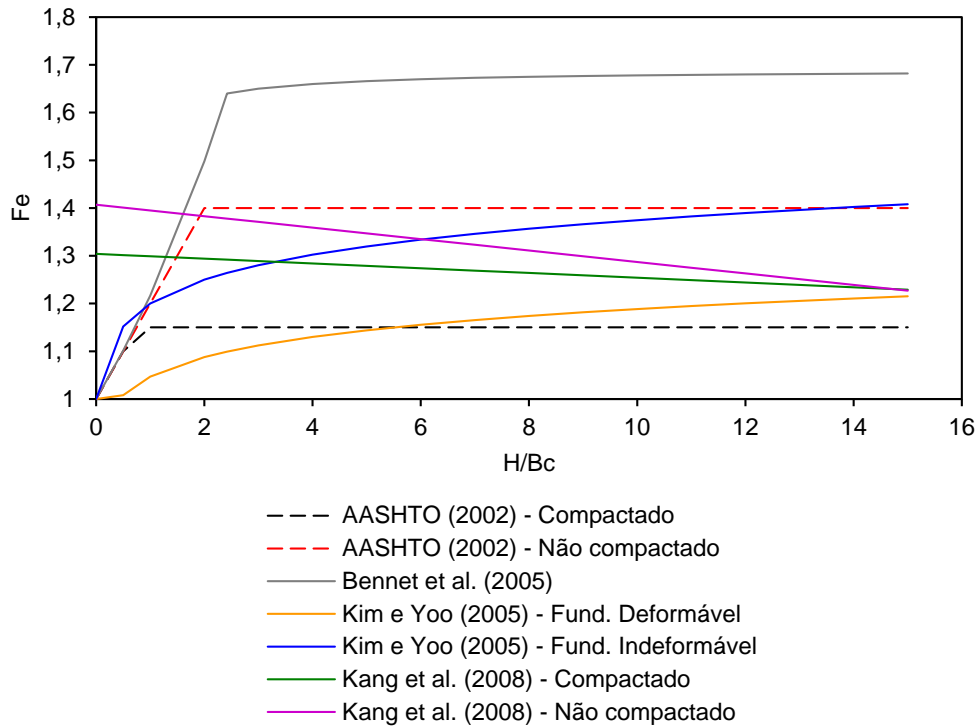
$$F_e = 0,004 \left( \frac{H}{B_c} \right)^2 - 0,105 \left( \frac{H}{B_c} \right) + 2,105 \quad (2.25)$$

Para laje inferior, com aterro lateral não compactado:

$$F_e = 0,006 \left( \frac{H}{B_c} \right)^2 - 0,175 \left( \frac{H}{B_c} \right) + 2,685 \quad (2.26)$$

A Figura 2.29 mostra a comparação entre os valores de  $F_e$  obtidos por diversos autores em função de  $H/B_c$ . Todas as relações (exceto Bennett et al (2005)) estão abaixo do limite da AASHTO. A dispersão nos dados dos diferentes testes, indica que  $F_e$  não pode ser uma única função de  $H/B_c$ , como já foi mencionado a rigidez relativa entre o solo e a galeria é outro fator significativo no estudo do comportamento da interação solo-galeria.

Figura 2.29 – Comparação entre diferentes métodos para o cálculo dos fatores de interação solo-estrutura  $F_e$  em função de  $H/B_c$



Fonte: Adaptado de Abuhajar, Naggar e Newson (2015)

Um estudo analítico do fenômeno de arqueamento feito por Getzler, Komornik e Mazurik (1968) evidenciou o aumento do efeito de arqueamento com a profundidade de instalação e com acréscimo de cargas externas. Mostrou ainda que pode estabelecer-se uma relação direta entre a rigidez do solo circundante e a quantidade de arqueamento. E que o arqueamento em estruturas com a forma do topo triangular ou arqueada é maior do que em estrutura com o topo plano, sendo que este aumento também é influenciado pela altura da camada de solo acima da estrutura. A influência torna-se evidente quando a camada de solo acima da galeria é pequena, conforme a altura de aterro vai aumentando o comportamento das diferentes formas de estruturas convergem assintoticamente.

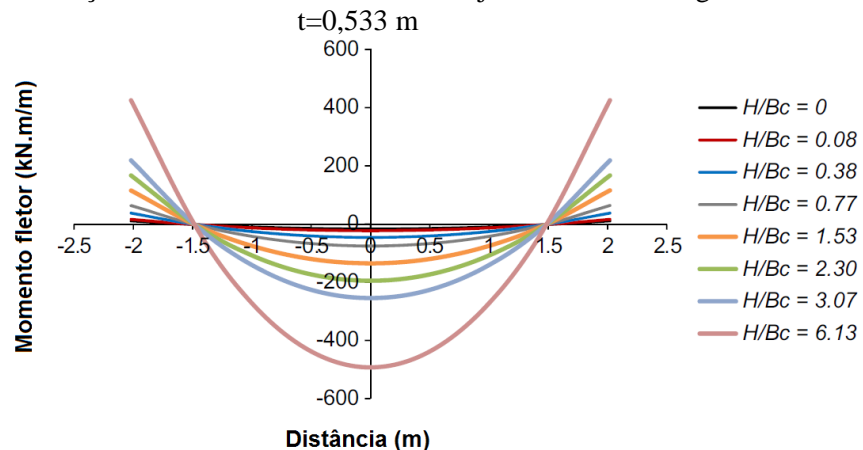


### 2.3 Estudos numérico-experimentais de galerias

As galerias instaladas sob aterros de pequena altura caracterizam-se pela incidência predominantemente das ações decorrentes dos veículos. A interação solo-estrutura para os casos em que a camada de aterro sobre a estrutura é pequena, pode ser desprezada. Porém, conforme mencionado anteriormente, com o aumento da altura de terra sobre a estrutura da galeria, maior atenção deve ser dada a interação solo-estrutura. As pesquisas na área são restritas, porém muitas delas têm se concentrado nas incertezas decorrentes dessa interação. Análises numérico-experimentais têm sido realizadas para investigar vários processos estáticos e dinâmicos que afetam o problema da interação solo-galeria.

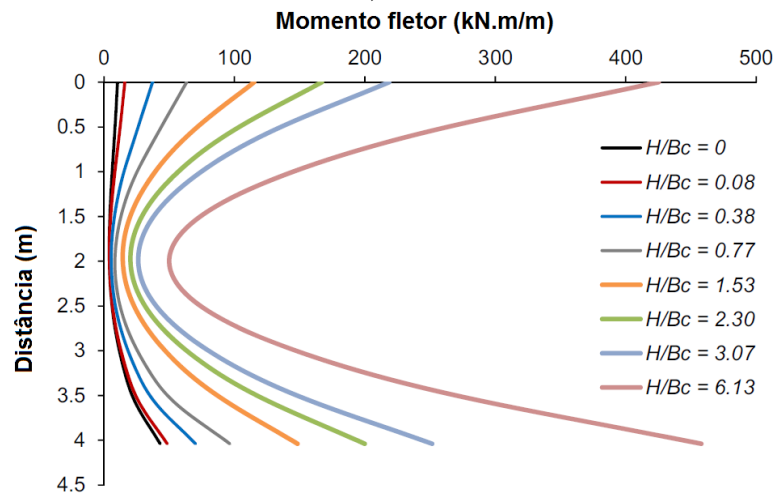
Abuhajar, Naggar e Newson (2015) realizaram ensaios em modelo físico de galerias retangulares em escala reduzida para investigar o efeito do arqueamento. Os resultados destes testes experimentais foram utilizados para calibrar e verificar modelos numéricos. Apesar desse modelo experimental ter sido realizado com material metálico (alumínio), os resultados obtidos por eles confirmaram que o fator de interação solo-galeria não depende somente da altura da coluna do solo acima da galeria e da configuração geométrica da galeria, mas também é uma função da espessura das paredes da galeria, do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson do solo. Os gráficos das Figura 2.30 e Figura 2.31 mostram o aumento dos momentos fletores na laje de cobertura e parede lateral, respectivamente, conforme aumenta a relação  $H/B_c$ . Já as Figura 2.32 e Figura 2.33 relacionam os valores de momento fletores com a influência da espessura ( $t$ ) das galerias, através da relação  $t/B_c$ , para a laje de cobertura e parede lateral, respectivamente.

Figura 2.30 – Efeito da relação  $H/B_c$  no momento fletor na laje de cobertura da galeria com espessura



Fonte: Abuhajar, Naggar e Newson (2015)

Figura 2.31 – Efeito da relação  $H/B_c$  no momento fletor na parede lateral da galeria com espessura  $t=0,533$  m



A Figura 2.32 mostra que os momentos fletores da laje de cobertura (com valores positivos nos cantos e valores negativos nos centros) aumentam com a razão  $t/B_c$ , porém não com a mesma proporção. Com a Figura 2.33, é possível perceber que efeito da espessura da galeria é ainda maior no momento fletor da parede lateral. Abuhajar, Naggar e Newson (2015) sugere que a razão de  $t/B_c$  aproximadamente igual 0,1 pode ser considerada como uma razão limite, acima da qual não se espera aumento adicional nos valores de momento. Sugere ainda que  $t/B_c \geq 0,1$  representa a condição de uma galeria relativamente rígida (espessa). Razões menores de  $t/B_c$  representam uma galeria flexível.

Figura 2.32 – Efeito da relação  $t/B_c$  no momento fletor da laje superior da galeria.

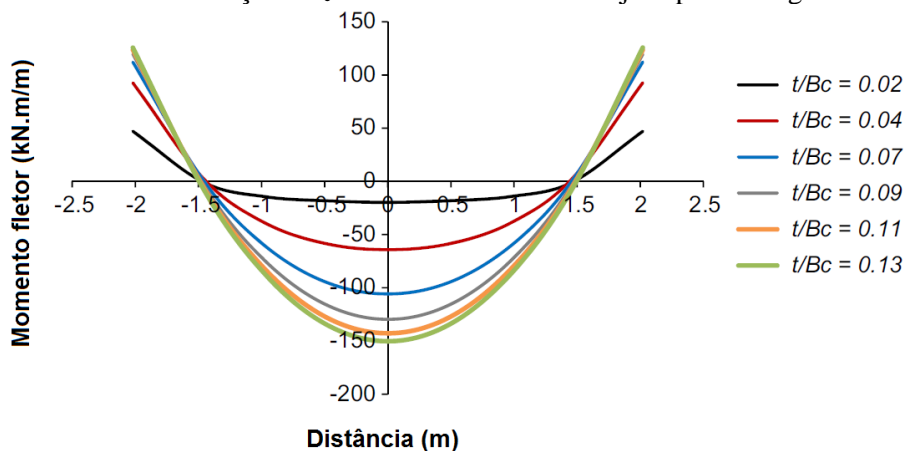
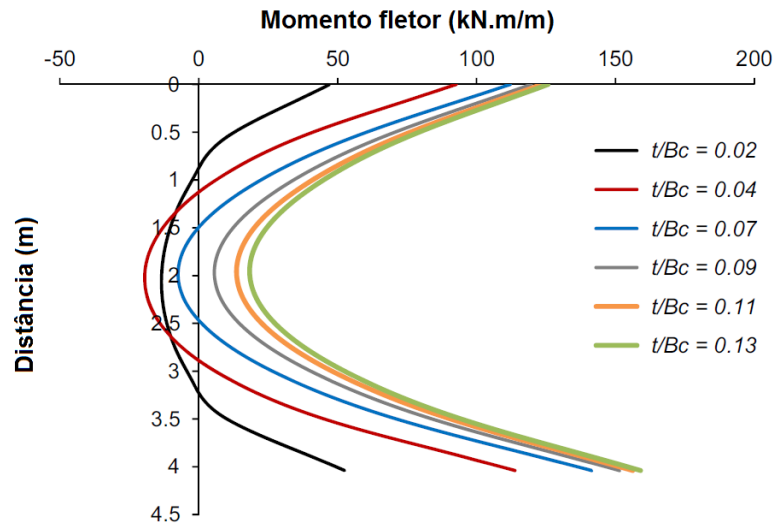


Figura 2.33 – Efeito da relação  $t/B_c$  no momento fletor da parede lateral



Os gráficos das Figura 2.34 e Figura 2.35 mostram o efeito da relação  $t/B_c$  nas tensões desenvolvidas em uma seção horizontal ao longo do modelo acima da laje superior e em uma seção vertical no modelo que passa pela lateral da galeria, respectivamente. Os resultados mostram que o arqueamento do solo é maior para galerias mais finas. Conforme a espessura aumenta o efeito do arqueamento do solo diminui. Geralmente, todos os diagramas verticais de pressão do solo mostram que a distribuição da pressão do solo na laje superior tem uma forma parabólica com aumentos nas bordas e diminuições no centro.

Figura 2.34 – Efeito da relação  $t/B_c$  nas tensões verticais no nível da laje superior

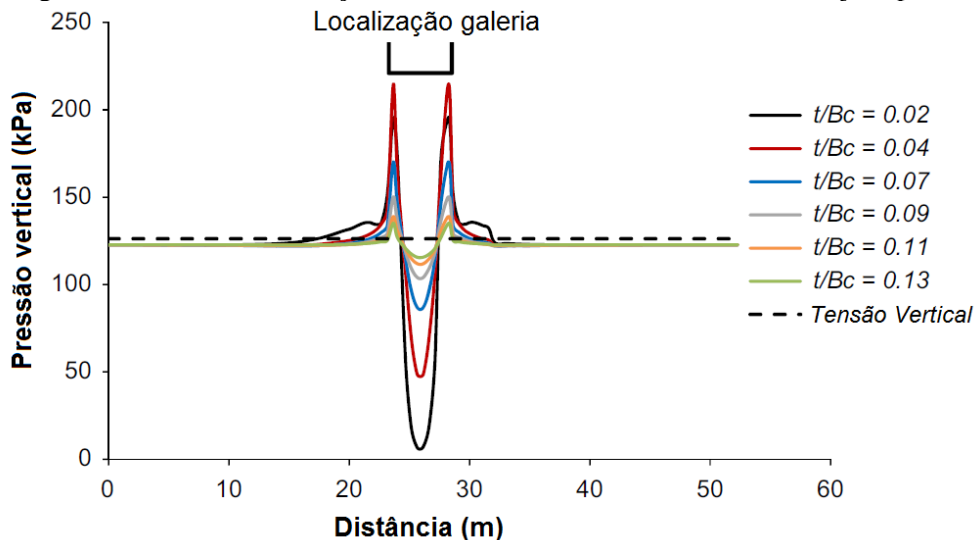
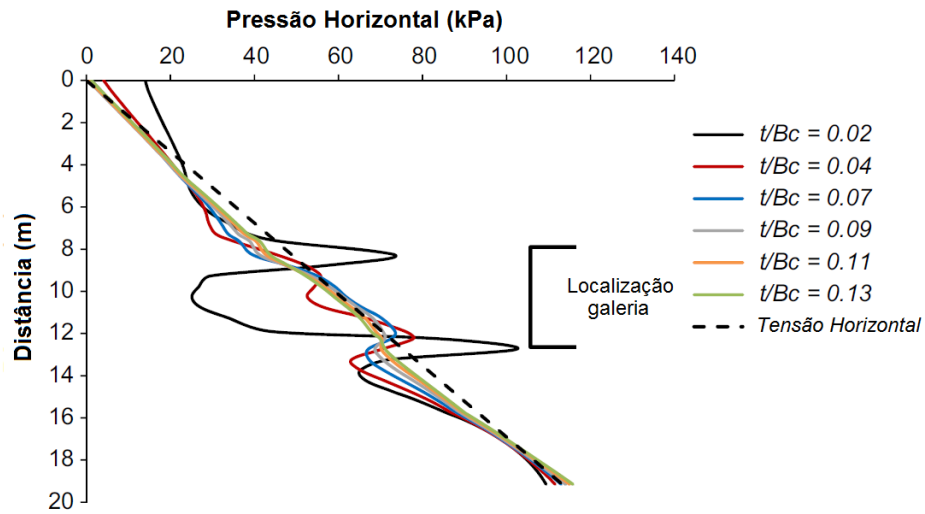


Figura 2.35 – Efeito da relação  $t/B_c$  nas tensões horizontais no nível da parede lateral



Fonte: Abuhajar, Nagggar e Newson (2015)

A Figura 2.36 mostra o efeito do módulo de elasticidade do solo ( $E_s$ ) nos diagramas de momento fletor da galeria. Abuhajar (2013) diz que, o efeito de  $E_s$  é perceptível no centro da laje de cobertura e da parede lateral, e o momento fletor diminui à medida que  $E_s$  aumenta. Para a laje de cobertura, os momentos fletores nos cantos são quase os mesmos para todos os valores de  $E_s$ . Portanto, ele propôs as equações (2.27) e (2.28) que descrevem a variação de  $F_e$  com  $E_s$  da quina e do centro, respectivamente.

$$F_{e,quina} = 0,0011E_s + 1,0428 \quad (2.27)$$

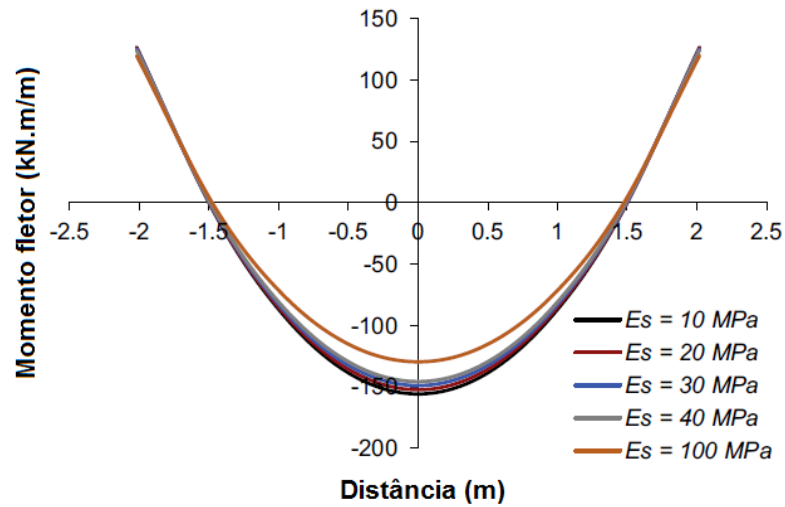
$$F_{e,centro} = -0,002E_s + 0,999 \quad (2.28)$$

Na parede lateral, o valor de  $F_e$  também aumenta linearmente como o aumento de  $E_s$ , tanto no canto inferior como superior. As funções dos cantos superior e inferior são dados em (2.29) e (2.30), respectivamente.

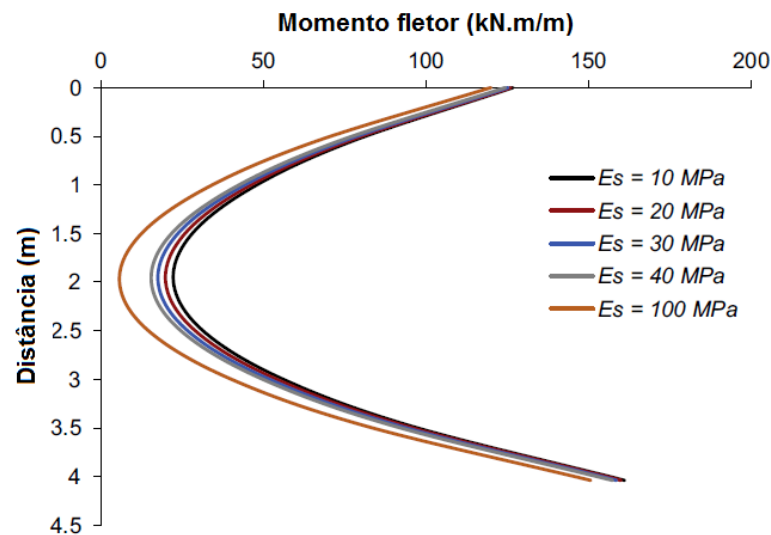
$$F_{e,sup} = 0,0008E_s + 1,0242 \quad (2.29)$$

$$F_{e,inf} = 0,0007E_s + 1,0459 \quad (2.30)$$

Figura 2.36 – Efeito do módulo de elasticidade do solo no momento fletor  
(a) na laje de cobertura e (b) na parede lateral da galeria



(a)



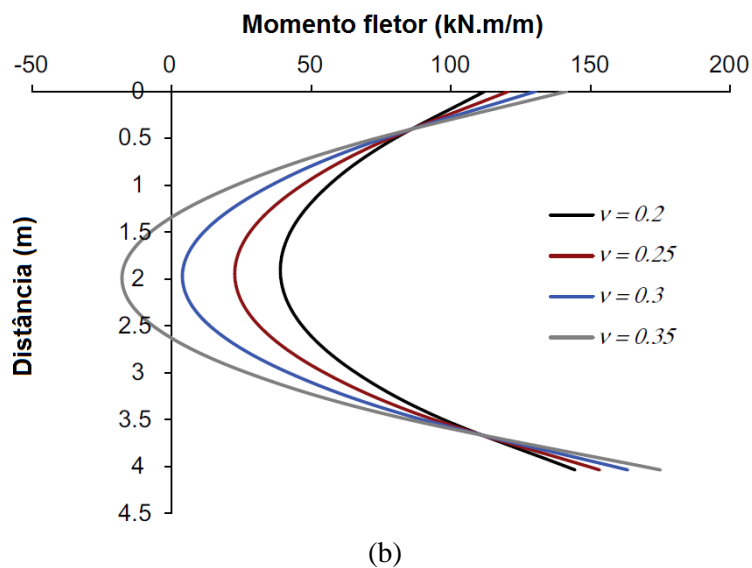
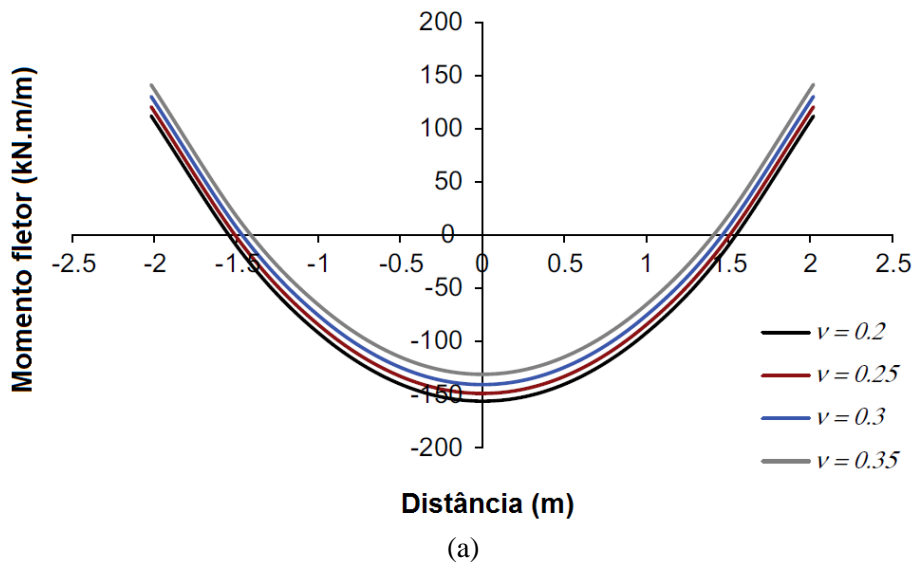
(b)

Fonte: Abuhajar, Naggari e Newson (2015)

Em relação à influência do coeficiente de Poisson do solo, a Figura 2.37 mostra que para os momentos na parede lateral da galeria a influência do coeficiente de Poisson é muito mais significativa, enquanto que a influência na laje de cobertura a influência é moderada.

Os resultados obtidos por Abuhajar (2013) e Abuhajar, Naggari e Newson (2015), mesmo que para galerias constituídas por um material considerado homogêneo e isotrópico (alumínio), demonstram de uma forma geral como o comportamento pode ser esperado nas simulações de galerias enterradas.

Figura 2.37 – Efeito do coeficiente de Poisson nos momentos fletores  
(a) na laje superior e (b) na parede lateral.

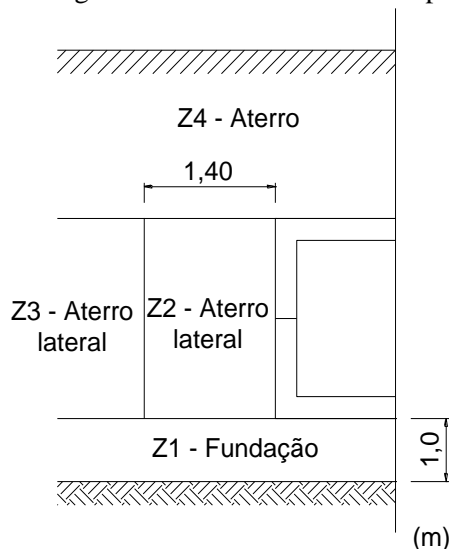


Fonte: Abuhajar, Naggar e Newson (2015)

Pimentel et al. (2009) estudaram o comportamento experimental e numérico de galerias retangulares de concreto pré-moldado sob aterros elevados, dando enfoque à influência do comportamento não-linear nas pressões atuantes do solo, e até que ponto essa influência é significativa, levando em consideração que a fissuração do concreto acarreta a diminuição da rigidez da estrutura e este aspecto afeta o efeito de arqueamento do solo, que conforme já foi citado, conduz à redistribuição de tensões graças as diferenças entre as rigidezes da galeria e do solo circundante. As análises experimentais foram realizadas em galerias de concreto pré-moldado sob aterro de 9,5 metros. Pimentel et al. (2009) concluíram que a pressão do solo

próximo aos cantos das galerias atinge valores mais elevados do que a pressão geostática do solo, e que, na região do meio da laje de cobertura, a pressão medida é mais baixa que a pressão determinada em condições geostáticas, confirmando os resultados obtidos por outros autores, como Evans (1983), Tadros et al. (1989), Katona e Vittes (1982) e Dasgupta e Sengupta (1991). Sobre a fissuração, os resultados experimentais evidenciaram um padrão de fissuras com espaçamento médio de 20 cm e as fissuras detectadas possuíam aberturas da ordem de 0,15 a 0,20 mm, sendo identificadas tanto na laje de cobertura como na laje inferior. As análises numéricas realizadas buscaram considerar características fundamentais para uma simulação realista, considerando o comportamento não linear da estrutura de concreto armado, o comportamento elastoplástico do solo e das interfaces, permitindo a consideração de todas as etapas de construção. Quatro cenários diferentes (A1, A2, A3, A4) foram considerados para cobrir diferentes condições do solo circundante, conforme mostra a Figura 2.38. Os resultados das análises das pressões verticais sobre a laje de cobertura e das pressões horizontais na parede lateral da galeria, para essas quatro condições, estão representados nos gráficos das Figura 2.39 e Figura 2.40, respectivamente. A Figura 2.40 mostra divergência significativa entre o valor medido e o calculado, porém percebe-se que a consideração de um módulo de elasticidade mais baixo para o aterro lateral (Análise A4) é mais consistente com as observações feitas durante as medições na etapa de construção. Isso se deve às restrições na compactação, que não permite o uso de equipamento pesado na região próxima à galeria. Também é perceptível que as formas dos diagramas de tensão horizontal estão diretamente relacionadas às deformações da parede lateral ilustrados na Figura 2.41.

Figura 2.38 – Divisão do aterro para consideração de diferentes cenários do solo

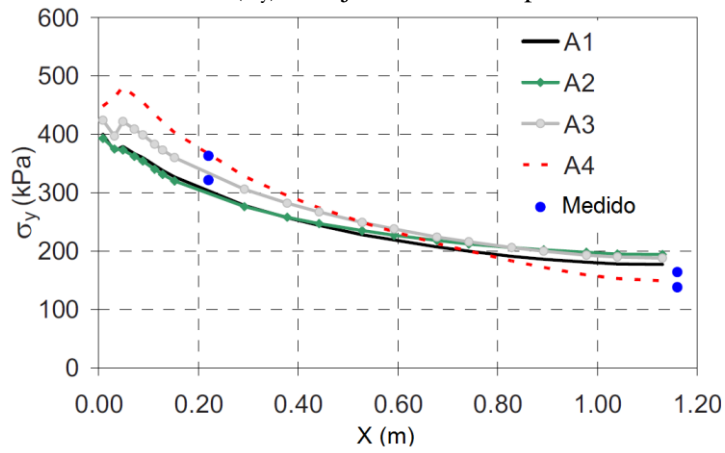


Valores do módulo de elasticidade (MPa) para as diferentes seções de aterro

Zona	Análises			
	A1	A2	A3	A4
Z1	100	50	30000	100
Z2	100	50	100	25
Z3	100	50	100	100
Z4	100	50	100	100

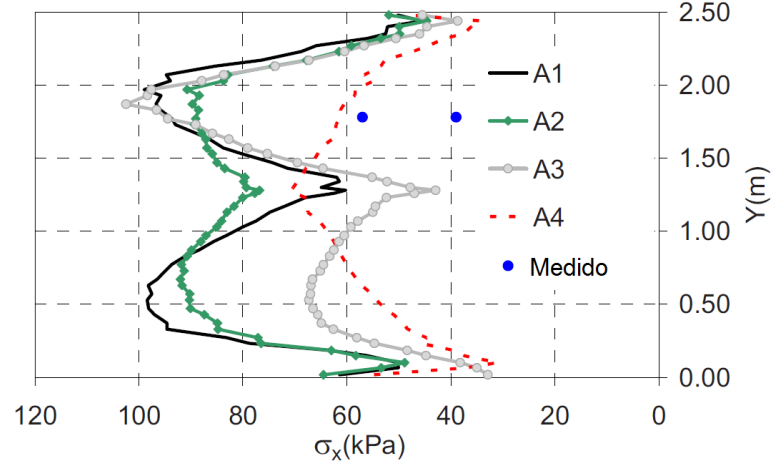
Fonte: Pimentel et al. (2009)

Figura 2.39 – Pressões verticais ( $\sigma_y$ ) na laje de cobertura para altura de aterro de 9,5 m



Fonte: Pimentel et al. (2009)

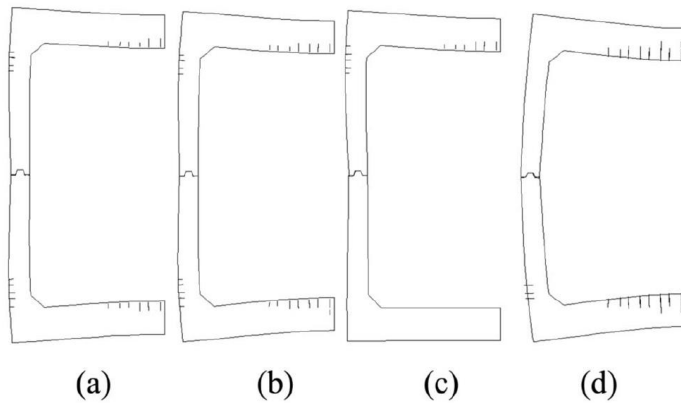
Figura 2.40 – Pressões horizontais ( $\sigma_x$ ) na parede lateral para altura de aterro de 9,5 m



Fonte: Pimentel et al. (2009)

Figura 2.41 – Deformações no final (x75) da construção para galerias retangulares

(a) Análise A1, (b) Análise A2, (c) Análise A3 e (d) Análise A4

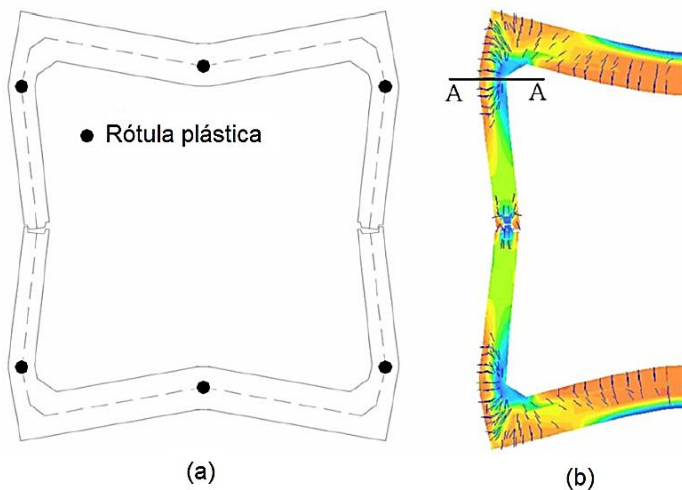


Fonte: Pimentel et al. (2009)



Como os resultados obtidos comprovam a relação entre o comportamento estrutural de galerias enterradas com as pressões aplicadas, Pimentel et al. (2009) apresentaram um estudo comparativo. Neste estudo foi apresentado o efeito isolado da não-linearidade da galeria retangular, adotando-se os parâmetros do solo da Análise A1. Na análise não-linear completa, a ruptura da galeria ocorreu com a altura de aterro igual a 46,5 m devido ao esmagamento do concreto na face interna da parede (Seção A-A), como exemplificado na Figura 2.42. Em uma segunda análise ( $A1_{\text{confinada}}$ ), considerando o que na prática corresponde ao confinamento da galeria, atingiu-se uma altura de aterro de 70,5 m até a ruptura do concreto. A ruptura ocorreu devido a formação de rótulas plásticas, que coincidiram com a seção A-A (Figura 2.42). Esses resultados foram comparados com outra análise com as mesmas propriedades do solo, mas assumindo comportamento elástico linear para a galeria ( $A1_{\text{elástico}}$ ).

Figura 2.42 – (a) Mecanismos de falha e (b) Tensões axiais e padrão de fissuração



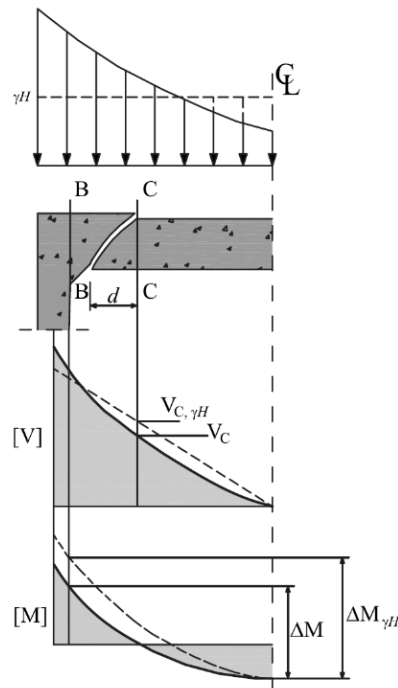
Fonte: Pimentel et al. (2009)

Pimentel et al. (2009) propuseram então 3 fatores de interação solo-galeria: fator de interação global ( $F_e$ ), fator de interação de cisalhamento ( $F_v$ ) e fator de interação de momento fletor ( $F_M$ ). O fator de interação de força cortante é definido como a razão entre o cisalhamento obtido com interação solo-estrutura ( $V_C$ ), pelo cisalhamento que ocorreria para uma distribuição de carga linear sem interação solo-estrutura ( $V_{C,\gamma H}$ ), conforme equação (2.31). O valor da força cortante é considerado na seção C-C, localizado a uma distância igual à altura útil ( $d$ ) da seção transversal, conforme Figura 2.43. De maneira análoga, o valor de fator de interação para momento fletores é definido pela razão entre os valores de momento obtidos pelo carregamento não-linear, com a consideração da interação solo-estrutura ( $\Delta M$ ) e o valor de momento fletor assumindo carga distribuída constante ( $\Delta M_{\gamma H}$ ), conforme equação (2.32).

$$F_v = \frac{V_c}{V_{c,\gamma H}} \quad (2.31)$$

$$F_M = \frac{\Delta M}{\Delta M_{\gamma H}} \quad (2.32)$$

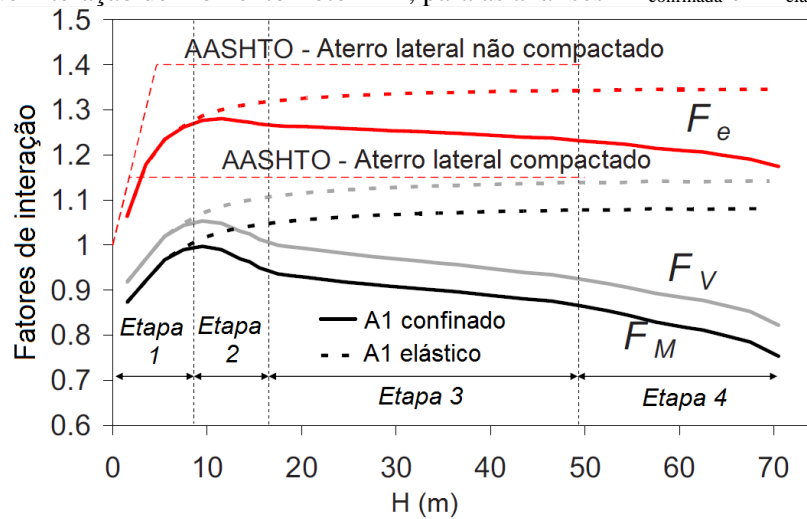
Figura 2.43 – Parâmetros para definição dos fatores de interação de momento fletor e de força cortante



Fonte: Pimentel et al. (2009)

O resumo da influência desses fatores de interação em função da altura é mostrado na Figura 2.44, tanto para  $A_{I\text{confinado}}$  como de  $A_{I\text{elástico}}$ . Os valores referem-se ao meio da laje de cobertura. É possível distinguir a influência da não-linearidade em 4 etapas. Na etapa 1, ambas as análises são muito semelhantes, pois as deformações ainda ocorrem no regime elástico. A partir da etapa 2, inicia-se o processo de fissuração e nota-se que o fator de interação ( $F_e$ ) começa uma fase decrescente quando a galeria começa a perder rigidez, implicando em reduções no efeito de arqueamento. Na etapa 3, a fissuração estabiliza-se, apresentando uma rigidez quase constante. E na etapa 4, os momentos fletores não aumentam significativamente e começa-se o desenvolvimento de rótulas plásticas, isto implica na redução drástica da rigidez da galeria. Pode-se notar que os fatores de cisalhamento e momento fletor em todos os estágios são menores que o fator de interação global. E comparando-se os resultados obtidos para os fatores de interação global percebe-se que estão contidos entre as curvas estabelecidas pela AASHTO (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, 2002) para aterro lateral compactado e não compactado.

Figura 2.44 – Evolução do fator de interação global  $F_e$ , fator de interação de cisalhamento  $F_V$  e fator de interação de momento fletor  $F_M$ , para as análises  $A1_{\text{confinada}}$  e  $A1_{\text{elástica}}$

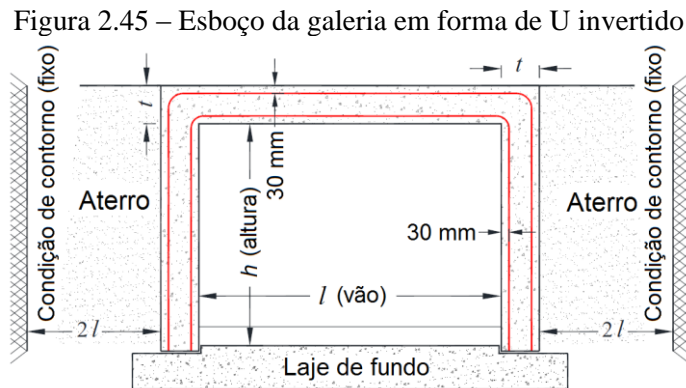


Fonte: Pimentel et al. (2009)

Pimentel et al. (2009) propõe então duas metodologias: a primeira é considerar a pressão realista, com a interação solo-estrutura e a segunda é considerar uma carga uniformemente distribuída e corrigir o efeito das forças internas nas seções críticas por fatores de interação diferentes:  $F_e$  para a força axial nas paredes,  $F_V$  para a força cortante e  $F_M$  para os momentos fletores.

Moradi, Valipour e Foster (2016) investigaram a capacidade resistente adicional que uma galeria em forma de U invertido pode desenvolver devido a ação do arqueamento na laje superior mobilizado pelo aterro de cada lado da estrutura (Figura 2.45). Foram desenvolvidos modelos não lineares em elementos finitos 2D baseados na mecânica do contínuo e analisados a variação de propriedades dos materiais, incluindo resistência característica a tração ( $f_{tk}$ ) e compressão ( $f_{ck}$ ) do concreto, módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ), taxa de armadura ( $\rho_{aço}$ ), módulo de rigidez do aterro lateral ( $K_{solo}$ ) da galeria e a influência da geometria (comprimento do vão em relação à altura da parede) sobre a capacidade de carregamento máximo e resistência à fadiga. Foi verificado que o modelo em elementos finitos e os parâmetros dos materiais adotados representaram adequadamente a capacidade de carga devido à precisão comparando com resultados experimentais da literatura. A partir dos resultados dos estudos paramétricos, Moradi, Valipour e Foster (2016) chegaram à conclusão de que aterro lateral fornece rigidez suficiente para mobilizar ação de arqueamento da laje superior das galerias e, conseqüentemente, a capacidade de carga e resistência à fadiga das galerias são maiores do que as sem a influência do aterro. Nos casos analisados, comparando-se a mesma seção sem aterro ( $K_{solo} = 0$ ) e com aterro ( $K_{solo} = 5 \text{ MN/m}^3$ ), o aumento de capacidade foi 20% nas galerias em

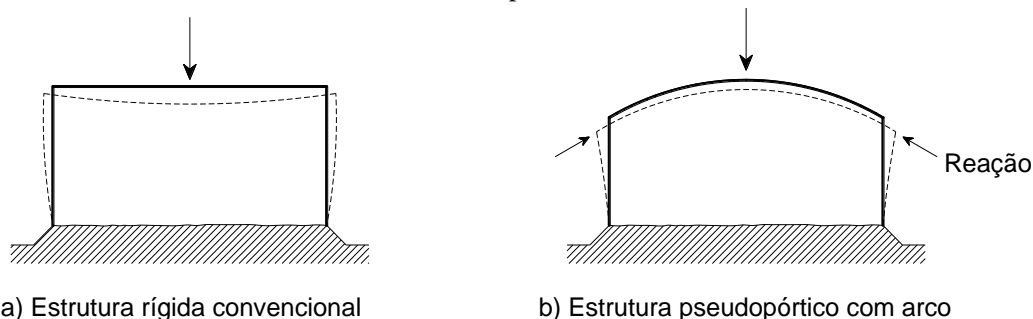
U invertido, porém verificou-se que a magnitude da variação da capacidade de carga influenciada pela mudança de rigidez do solo ( $K_{\text{solo}}$  variando de 5 a 30 MN/m<sup>3</sup>) não ultrapassou 6%. Os autores concluíram que o aumento da capacidade de carga também é aproximadamente proporcional à resistência à compressão do concreto e é inversamente proporcional à taxa de armadura.



Fonte: Moradi, Valipour e Foster (2016)

Uma alternativa para aumentar a capacidade de carga eficientemente de uma seção é combinando paredes laterais verticais com uma laje de cobertura em arco (seção pseudopórtico). Essa configuração aumenta a capacidade hidráulica e também valoriza a estética da estrutura. A mudança de configuração das distribuições de carga pode ser entendida com base na Figura 2.46.

Figura 2.46 – Situação deformada para uma seção U-invertido e seção pseudopórtico com cobertura em arco, respectivamente



a) Estrutura rígida convencional

b) Estrutura pseudopórtico com arco

Fonte: adaptado de Beach (1988)

Na galeria pseudopórtico com cobertura em arco quando a estrutura começa a deformar, uma reação é desenvolvida pela pressão passiva do aterro lateral contra os esforços de cargas

aplicadas no topo da estrutura. A estrutura não pode deformar-se, a ponto da cobertura em arco colapsar, até que a massa de solo do aterro lateral deixe de apresentar resistência às forças transmitidas para o topo das paredes laterais. A dependência do solo circundante não é tão crítica em condições normais de projeto, mas conforme já foi citado, para alturas de aterro mais elevadas a consideração da interação solo-estrutura torna-se importante. Outra importante contribuição da galeria com cobertura em arco é em relação a resistência ao cisalhamento, pois o carregamento vertical é significativamente reduzido devido às reações horizontais do solo, e isso possibilita que uma estrutura mantenha um padrão de espessuras sob alturas de terra muita mais profundas do que em projetos de estruturas com topo retos (BEACH, 1988).

Em um estudo realizado por Beach (1988), uma galeria do tipo pseudopórtico com 5,8 m de vão e 2,1 m de altura, foi analisada experimental e numericamente. Um macaco de 890 kN de capacidade foi usado para aplicar carga sobre a estrutura distribuída uniformemente pela largura da unidade. A carga foi aplicada em incremento de 27,6 kN e a carga final foi alcançada em 593,8 kN. Na ruptura, três rótulas distintas se formaram nos cantos e no meio da laje de cobertura. Em todos os três locais o aço escoou e rompeu, enquanto que o concreto não sofria esmagamento por compressão. Beach (1988) também observou que as paredes (pernas) se comportavam como se fossem apoios de segundo gênero rotulado e concluiu que devido a alta rigidez da galeria o efeito do solo foi mínimo e o comportamento da estrutura de concreto armado foi dominante. Ele também observou que a interação solo-estrutura teria um efeito maior em vãos maiores e onde a altura de aterro fosse mais elevada.

Zoghi e Farhey (2006) também determinaram a integridade estrutural de uma galeria pré-moldada de concreto enterrada com geometria tipo “pseudopórtico” (três lados) com laje de cobertura em forma de arco, que possui vão de 10,97 m, altura de 2,74 m, a parte em arco possui raio igual a 12,19 m com de espessura 305 mm, e as paredes laterais espessura de 356 mm. Eles demonstraram, integrando resultados experimentais de campo com os resultados numéricos, o comportamento estrutural da galeria e avaliaram o desempenho frente as recomendações a AASHTO. O modelo numérico, Figura 2.48, incluiu a modelagem do solo, a interação solo-estrutura e simulação das etapas incrementais de construção do aterro, que foram calibrados pelos resultados experimentais realizados em uma galeria recém-construída (Figura 2.47), com altura de aterro de 0,91 m. Os resultados dos testes em campo mostraram que a estrutura estava com baixa deformabilidade, pois mesmo após a aplicação dos 890 kN (capacidade máxima do macaco hidráulico) foram medidos apenas 38 mm de deformação vertical no meio da laje arqueada e praticamente nenhum deslocamento horizontal na parte

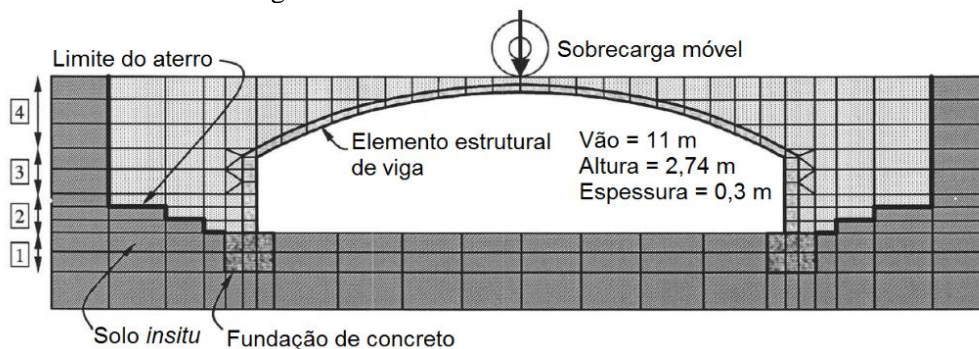
inferior das paredes laterais. Após a remoção da carga não foram encontradas danos significativos. Os autores concluíram que conforme a galeria com cobertura em arco sofre deformações sob incrementos de carga, mobiliza-se pressões passivas no aterro lateral, e, portanto, também desenvolve-se empuxo no segmento curvo da estrutura. Como resultado, o comportamento desse tipo de estrutura é otimizado, e a mesma seção nominal pode ser utilizada para suportar cargas muito maiores do que outra estrutura com a cobertura reta. Ou seja, as pressões passivas mobilizadas pela cobertura curva poderiam proporcionar uma capacidade de carga adicional significativa devido às grandes forças laterais geradas.

Figura 2.47 – Instalação da galeria em Miami Township, Montgomery Contry, Ohio, EUA.



Fonte: Zoghi e Farhey (2006)

Figura 2.48 - Modelo em elementos finitos

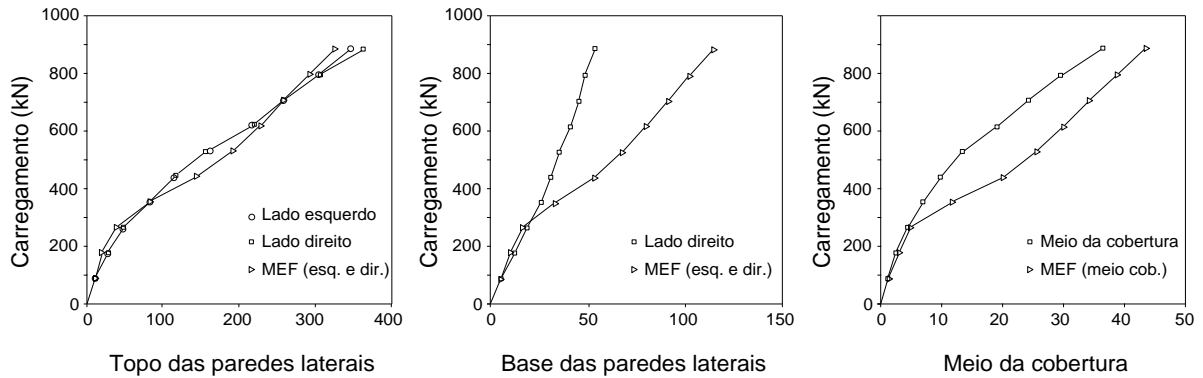


Fonte: Zoghi e Farhey (2006)

Os resultados entre os valores medidos e os obtidos numericamente por Zoghi e Farhey (2006) tiveram boa aproximação até os incrementos de carga previstos em projeto (254 kN), conforme dados da Figura 2.49. Eles também verificaram que, para combinações de ações de

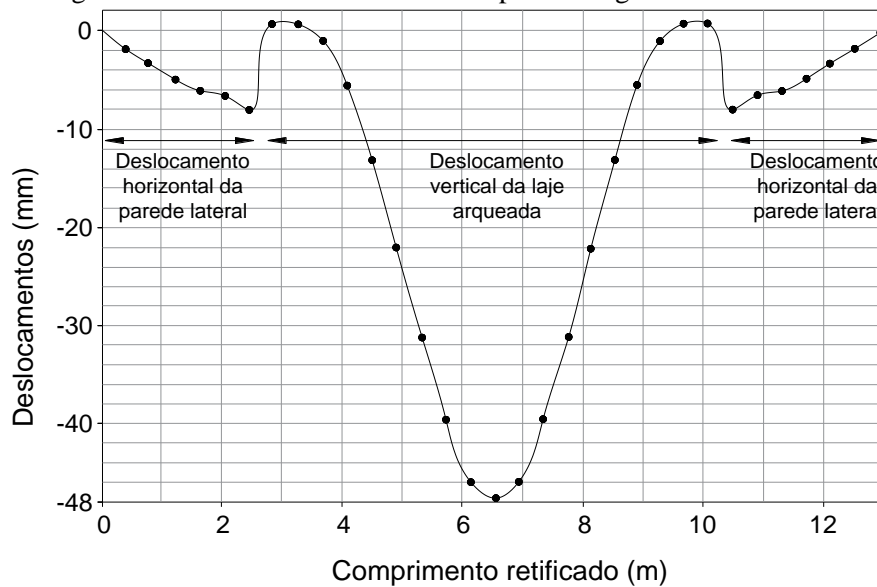
serviço previstos em projeto, a configuração desta geometria apresenta deformações de 12% da flecha máxima permitida. A precisão cai com o aumento das cargas devido a diversos fatores de caráter não-linear que influem no modelo, como por exemplo a variação das rigidezes. O estudo também mostrou que a análise em elementos finitos prevê de forma conservadora as deformações. O perfil de deslocamentos de todo o perímetro da galeria para o carregamento máximo suportado pelo macaco hidráulico (890 kN, ou seja 7,5X a carga de projeto), está mostrado na Figura 2.50. Cabe destacar que a capacidade máxima da galeria não pôde ser determinada devido às limitações dos equipamentos. Nessa etapa a estrutura ainda mantinha capacidade resistente reserva e estava longe das condições de ruptura.

Figura 2.49 – Comparação das tensões normais do solo (kPa)



Fonte: adaptado Zoghi e Farhey (2006)

Figura 2.50 – Perfil de deslocamentos para carregamento de 890 kN



Fonte: Zoghi e Farhey (2006)

A capacidade de carga de estruturas dessa natureza é formada pela resistência à flexão da seção de concreto armado, mais a contribuição da pressão de terra desenvolvida nas paredes laterais, ampliada pelo efeito de arqueamento, e mais a contribuição da reação horizontal da fundação. Ou seja, no caso da galeria de três lados com cobertura em arco, à medida que o peso do prisma de solo acima da geratriz superior aumenta, a carga imposta à estrutura pressiona o topo da mesma para baixo e as paredes laterais tendem se mover para fora. Como existe a restrição horizontal oferecida pelo solo circundante, aparecem reações que ajudam a desenvolver o efeito de arqueamento, que aumenta a capacidade de carregar o sistema. Assim, o comportamento de galerias com essas características revela que a estrutura se beneficia da interação com o solo circundante.

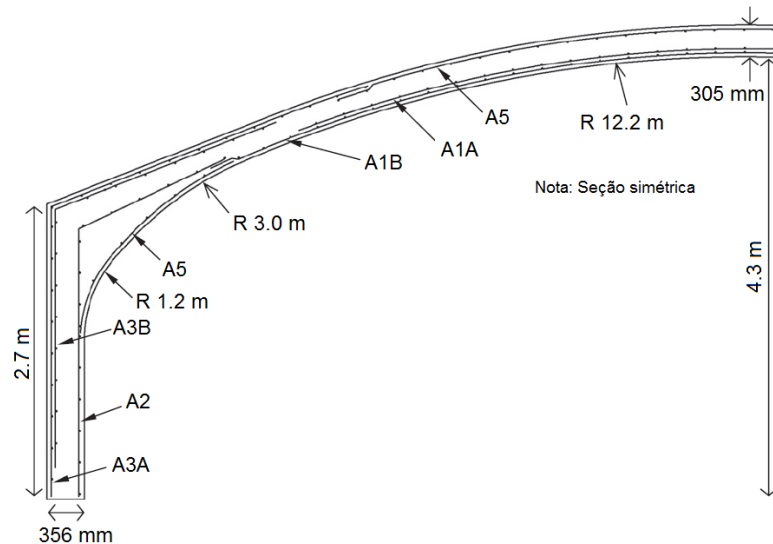
Marshall et al. (2014) também estudaram o comportamento de galeria tipo “pseudopórtico” com laje de cobertura em arco, eles realizaram três tipos de testes. O primeiro foi realizado em campo, em uma estrutura de 12,8 m de vão e altura livre de 4,3 m, com paredes com espessura de 355 mm e laje superior com espessura de 305 mm, em Midland, Carolina do Norte. A Figura 2.5, do início do capítulo, mostra a galeria antes das operações de construção do aterro, que posteriormente foi compactado ao longo das laterais e acima da estrutura até uma altura de 0,6m. A Figura 2.51 e Tabela 2.5 mostram um resumo da disposição e valores mínimos necessários de armaduras para a seção analisada em campo. Um veículo de teste de carga foi utilizado para instrumentar as seções da galeria, os testes foram realizados diretamente sobre a superfície do aterro, sem pavimento (Figura 2.52). Durante o teste, a galeria teve bom comportamento. Uma inspeção visual verificou que não houveram fissuras na superfície interior e os momentos fletores medidos estavam bem abaixo da capacidade da estrutura. Um dos resultados mais importantes deste teste foi que sob uma carga acima do valor de projeto, o aumento da pressão lateral na base da parede era quase desprezível, indicando que a fundação estava funcionando como um apoio fixo ou pelo menos como uma mola horizontal muito rígida.

O segundo e terceiro testes feitos por Marshall et al. (2014) foram realizados em laboratório. Sendo, um deles projetado com 6,1 m de vão para suportar uma carga de 3,0 m de solo mais sobrecarga móvel e outro com 11,0 m de vão, projetado para suportar 1,5 m de cobertura de solo mais sobrecarga móvel. O modelo de 6,1 m de vão foi avaliado com restrição lateral e depois sem restrição lateral. As contenções laterais constituíam-se de seções quadradas de aço estrutural de cada lado da parede lateral, conforme Figura 2.53. A prioridade destes testes foi determinar o carregamento máximo de ruptura e observar o efeito da restrição lateral sobre os momentos e deformações. Foi observado que quando as contenções laterais são removidas a



magnitude dos momentos muda, pois conforme as restrições laterais são liberadas, a parede fica livre para deslocar-se horizontalmente e então mais momento fletor se desenvolve na parte em arco da estrutura. A diferença, para essa galeria em particular foi pequena, porque tanto as paredes laterais como a cobertura em arco são bastante rígidas. As primeiras fissuras apareceram de forma simétrica e foram observadas nas regiões de maiores momentos fletores quando o carregamento aplicado foi de 213,4 kN e essas fissuras não se propagaram indicando que a armadura longitudinal de flexão não plastificou. A primeira fissura significativa aconteceu diagonalmente no canto da galeria (na região mais grossa) com um carregamento de 533,8 kN. A ruptura frágil por cisalhamento crítico, que é o mecanismo de falha final, ocorreu com carregamento de 810 kN (Figura 2.54). A deformação vertical máxima medida no centro da laje de cobertura antes da ruptura foi de 53 mm para a galeria de vão 6,1 m. O outro modelo com 11,0 m de vão foi testado até ruptura na condição sem restrição lateral. Dificuldades de transporte causaram algumas fissuras e ligeiro desalinhamento das paredes laterais. Nesse terceiro teste a ruptura ocorreu com carga total de 657,7 kN (Figura 2.55) e o mecanismo de falha foi de flexão, com o alargamento de uma fissura perto do canto do arco, o aço escoou e rapidamente causou o esmagamento do concreto na compressão. Era esperado que o mecanismo de ruptura por flexão ocorresse perto dos cantos. Marshall et al. (2014) descrevem que o mecanismo de falha foi razoavelmente dúctil, desenvolvendo-se mais lentamente do que o teste de galeria com vão de 6,1 m. Isso se deve ao fato da ruptura (escoamento) do aço ter ocorrido antes do esmagamento do concreto. Para maior ductilidade, o concreto deve sofrer esmagamento antes do escoamento do aço, permitindo a formação de rótulas plásticas.

Figura 2.51 – Resumo das armaduras para a seção cobertura em arco de 12,8 m de vão



Fonte: Marshall et al. (2014)

Tabela 2.5 – Resumo das armaduras mínimas necessárias para as regiões identificadas na Figura 2.51

Identificação	Área de aço transversal necessária (mm <sup>2</sup> /m)	Área de aço longitudinal necessária (mm <sup>2</sup> /m)
A1A	1672	656
A1B	1672	656
A2	656	-
A3A	1270	318
A3B	656	-
A4	656	656
A5	656	318

Fonte: Marshall et al. (2014)

Figura 2.52 – Veículo de carga de teste utilizado para ensaio sobre a galeria de 12,8 m de vão



Fonte: Marshall et al. (2014)

Figura 2.53 – Configuração do teste para a seção “pseudopórtico” em arco com vão de 6,1 m



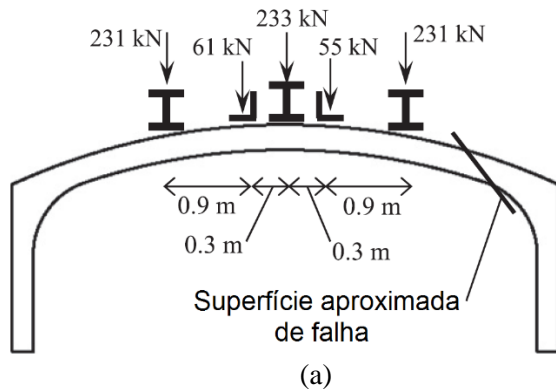
Fonte: Marshall et al. (2014)

Os resultados dos testes laboratoriais de Marshall et al. (2014) foram utilizados para criar modelos de análise estrutural não linear calibrados no SAP2000 14<sup>8</sup>, que apresentaram

<sup>8</sup> SAP2000 14 [Software computacional]. Berkeley, CA, Computers and Structures.

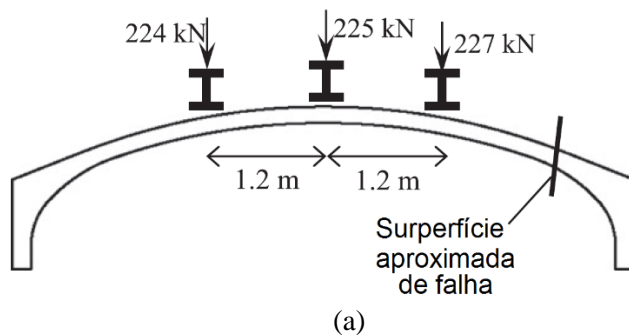
uma resposta muito próxima às obtidas experimentalmente, incluindo valores de força cortante e momento fletor. A análise dos modelos mostrou que ambas as galerias possuíam capacidade significativamente maior do que as previstas em projeto.

Figura 2.54 – Último estado de carregamento e localização de falha para a seção de arco de 6,1 m de vão



Fonte: Marshall et al. (2014)

Figura 2.55 – Último estado de carregamento e localização de falha para a seção de arco de 11,0 m de vão



Fonte: Marshall et al. (2014)

McGrath, Selig e Beach (1996) também realizam estudos para avaliar a metodologia empregada no dimensionamento estrutural de galerias tipo pseudopórtico com a cobertura em arco. Eles testaram em campo uma estrutura de 11,0 m de vão e altura de 3,4 m, sob aterro de 0,3 m e 0,9 m e descobriram que os testes das sobrecargas móveis tiveram pouco impacto sobre a galeria, e em geral o desempenho desse formado de estrutura foi excelente às sobrecargas móveis. Mais tarde, McGrath e Mastroianni (2002) realizaram testes experimentais em campo, de duas galerias pseudopórtico com vão de 8,5 m e altura de 2,0 m. Uma galeria possuía armadura dupla, e a outra armadura simples. Ambas as galerias suportavam a carga máxima que o equipamento pode aplicar, mas essa carga não foi suficiente para comprometer a

integridade estrutural. A única diferença significativa no desempenho das duas estruturas foi o desenvolvimento de fissuras na parte externa do ombro para o arco, porém o desempenho da estrutura foi satisfatória enquadrando-se nos critérios de desempenho da AASTHO.

Um benefício desse sistema pseudopórtico é que o aterro compactado interage com as paredes verticais. A pressão lateral do solo permite que cargas maiores sejam suportadas pela galeria. Além disso, a pressão lateral do solo comprime a laje superior, reduzindo os esforços de flexão e a fissuração.

Devido à interação solo-estrutura solo, o projeto dessas galerias pode ser complexo quando se tenta determinar o efeito das pressões laterais do solo, por isso os estudos numéricos com software de elementos finitos são importantes ferramentas.

## 2.4 Considerações finais

As análises realizadas por Bennet et al. (2005); Kim e Yoo (2005), Kang (2008) para o fator de interação, comparativamente aos amplos limites da AASHTO (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, 2002), evidenciam como a influência dos parâmetros do solo, como por exemplo as diferenças no grau de compactação, podem representar alterações importantes na interação solo-estrutura. Não obstante, Pimentel et al. (2009), Abuhajar, Naggar e Newson (2015), Zoghi e Farhey (2006) também evidenciaram a importância da consideração da interação solo-estrutura na fase de projeto, valendo-se de análises via elementos finitos.

Ainda partindo-se das considerações decorrentes da interação solo-estrutura, as vantagens decorrentes do uso de galerias de concreto pré-moldado com seções transversais formadas por segmentos curvos já têm sido exploradas. A seção do tipo pseudopórtico é um exemplo de como a geometria da seção transversal composta por arcos de circunferência pode interagir com o solo do aterro lateral e permitir que maiores cargas lhe sejam impostas.

Tocante aos esforços solicitantes atuantes em estruturas usuais que estejam instaladas sobre alturas de aterro elevadas e em decorrência dos efeitos do arqueamento do solo, observa-se que as seções formadas por segmentos de arcos de circunferência podem representar uma solução mais eficiente, segura e econômica em opção às galerias retangulares, por exemplo.

### 3 SEÇÕES TRANSVERSAIS ESTUDADAS

As galerias analisadas neste estudo destinam-se para serem utilizadas principalmente como parte das obras de arte correntes (OAC) na infraestrutura de rodovias e ferrovias, ou seja, são indicadas como parte integrante dos dispositivos de drenagem de pequenos cursos d'água e das águas pluviais.

Conforme já foi mencionado, existem diferenças importantes entre obras enterradas sob aterros reduzidos e aterros elevados, e cabe distinguir que este estudo é voltado a análises de galerias enterradas sob grandes alturas, onde a estrutura não chega a ser afetada pelo efeito de carregamento cíclicos de sobrecargas móveis e existe a importante influência do arqueamento do solo sobre as pressões atuantes na galeria.

As geometrias das galerias estudadas possuem como característica comum o fato de serem formadas por um perímetro fechado, ou seja, constituem-se de um único elemento. Como o intuito é comparar a eficiência da galeria modificada com cobertura em arco (MOD) e da galeria definida por três arcos (DTA) com a galeria de seção retangular (RET), serão apresentados a caracterização de cada uma delas.

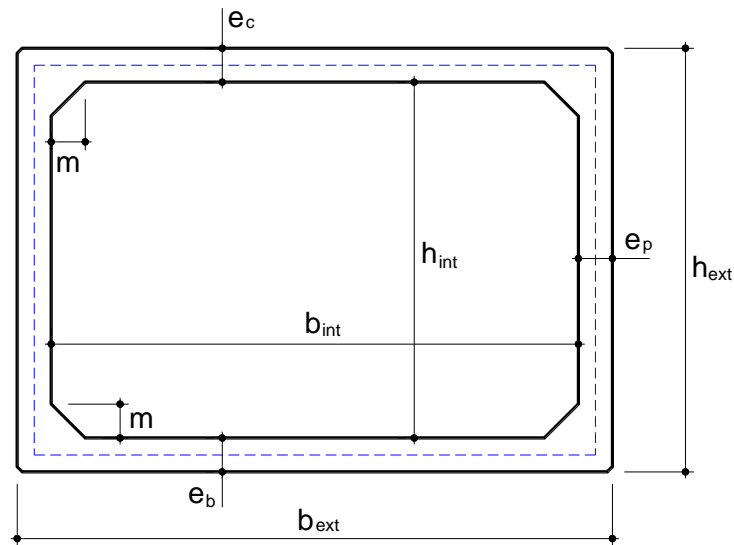
#### 3.1 Caracterização dos modelos adotados

A galeria retangular ou aduela de concreto pré-moldado é a principal opção empregada no Brasil como solução às obras de infraestrutura de drenagem viária. Como o intuito é comparar o desempenho das galerias de geometrias propostas com a retangular, cabe detalhar a caracterização e as principais especificações difundidas pelas normas regulamentadoras para esse tipo de galeria.

Por definição da ABNT NBR 15396 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006) classifica as aduelas como “estruturas pré-fabricadas de concreto armado, enquadradas na categoria de condutos rígidos, ou seja, que suportam as cargas por sua própria resistência”.

As nomenclaturas das dimensões para as galerias retangulares fechadas, conforme sugere a ABNT NBR 15396 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006) estão relacionadas na Figura 3.1 e Tabela 3.1.

Figura 3.1 – Galeria retangular de seção transversal fechada



Fonte: ABNT NBR 15396 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006)

Tabela 3.1 – Informações de entrada para a galeria retangular

Siglas	
$b_{int}$ :	Largura interna
$b_{ext}$ :	Largura externa
$h_{int}$ :	Altura interna
$h_{ext}$ :	Altura externa
$e_b$ :	Espessura da laje da base
$e_c$ :	Espessura da laje de cobertura
$e_p$ :	Espessura da parede
$m$ :	Mísula

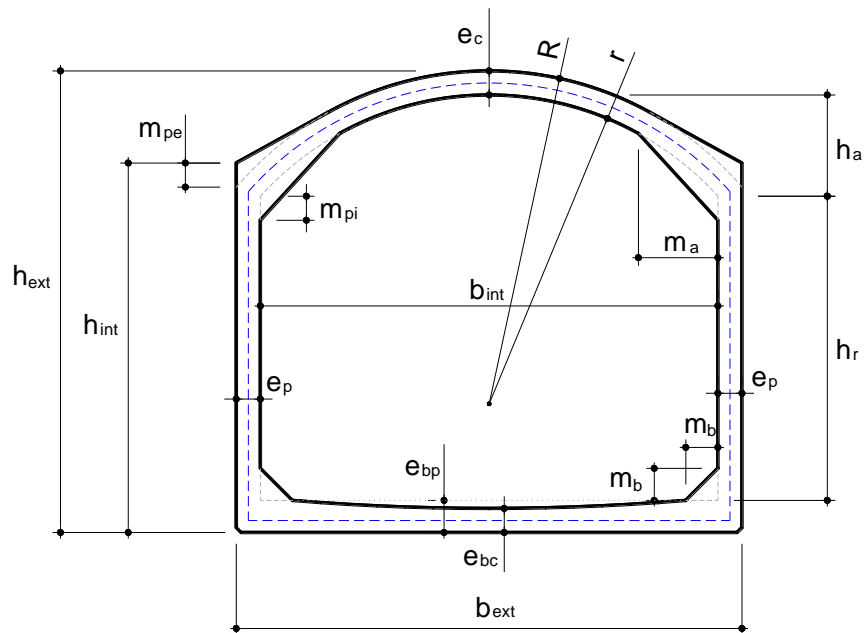
Fonte: adaptado ABNT NBR 15396 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006)

O primeiro tipo de galeria proposta a ser analisada, chamada de **galeria modificada** (MOD), configura-se como uma seção fechada em que a base é reta, com paredes laterais verticais também retas e com a laje de cobertura em arco (Figura 3.2).

Este tipo de galeria é a principal opção às galerias retangulares, para instalação sob alturas de aterro elevadas. Conforme verificado por alguns autores, como Kim e Yoo (2005), Pimentel et al. (2009) e Abuhajar (2013), sob aterros elevados o efeito do arqueamento nas galerias enterradas é mais significativo e isso pode vir causar falhas graves nas estruturas sob essas condições. Porém na seção transversal da galeria modificada, a combinação da cobertura em arco favorece a distribuição dos esforços de flexão, semelhante ao comportamento verificado em seção pseudopórtico com cobertura em arco.

A Figura 3.2 e Tabela 3.2 mostra a configuração da seção transversal da galeria modificada e as nomenclaturas das dimensões da mesma. Este formato de galeria, a priori estaria limitado a aberturas de até 4,0 m.

Figura 3.2 – Galeria modificada de seção fechada com cobertura em arco



Fonte: O autor (2017)

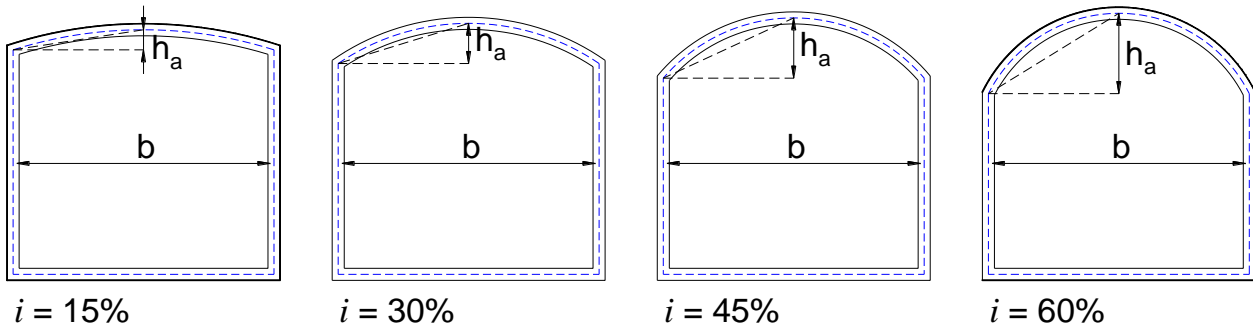
Tabela 3.2 – Informações de entrada para a seção com cobertura em arco

Siglas	
$b_{int}$ :	Largura interna
$b_{ext}$ :	Largura externa
$h_r$ :	Altura do trecho retangular
$h_a$ :	Altura do trecho em arco (flecha)
$e_{bc}$ :	Espessura do centro da base
$e_{bp}$ :	Espessura da base junto a parede
$e_p$ :	Espessura da parede
$e_c$ :	Espessura da laje de coroamento
$m_b$ :	Mísula da base
$m_a$ :	Mísula horizontal do arco
$m_{pe}$ :	Acréscimo da parede externa
$m_{pi}$ :	Diminuição da parede interna

Fonte: O autor (2017)

A flecha ou a porcentagem de inclinação do arco ( $i$ ) da laje de cobertura, conforme ilustrado na Figura 3.3, afeta a distribuição de tensão e também a distribuição dos esforços. Pode haver um determinado valor de  $i$  que represente a situação mais econômica para determinada solicitação.

Figura 3.3 – Variação das elevações do arco da cobertura ( $i$ ) para uma mesma altura ( $h_{ext}$ )

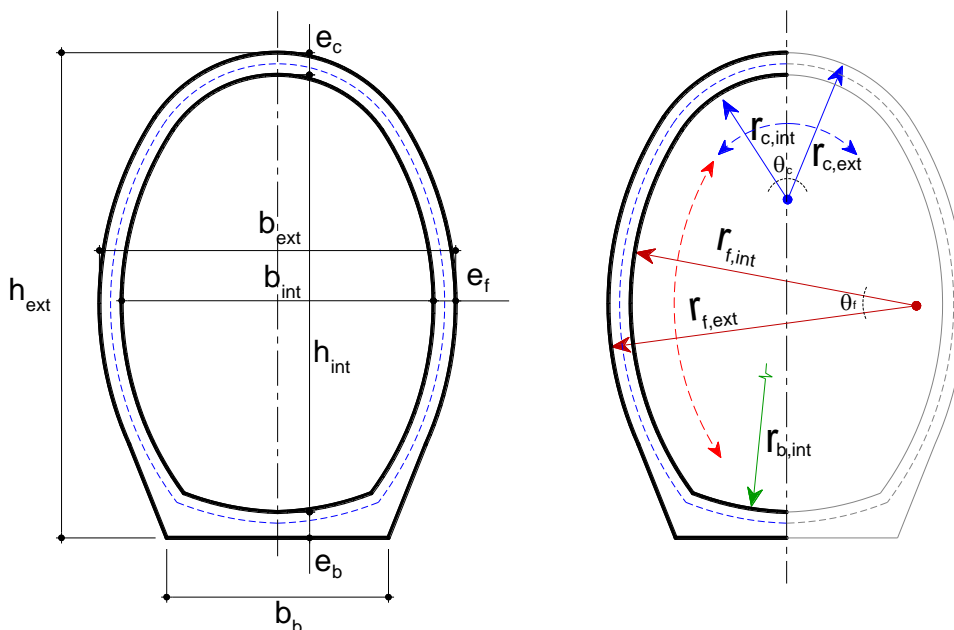


Fonte: O autor (2017)

O segundo tipo de seção de interesse para este estudo contempla as **galerias definidas por três arcos**, neste tipo de galeria a parte correspondente às paredes laterais e laje de coroamento são formadas por segmentos de arco de circunferência e por uma base reta. Os raios e desenvolvimento dos arcos não necessitam necessariamente serem iguais, mas que devem obrigatoriamente concordar-se entre si. As nomenclaturas para as dimensões da galeria definida por três arcos estão apresentados na Figura 3.4 e Tabela 3.3.

Este formato de seção, considerando que a estrutura seja formado por um único elemento, é adequado para vão de até 5,0 m. Aberturas maiores podem ser viáveis também, mas em decorrência do transporte, estruturas com mais de 5,0 m necessitam ser formadas por mais de um elemento.

Figura 3.4 – Galeria definida por três arcos



Fonte: O autor (2017)



Tabela 3.3 – Informações de entrada para a seção definida por três arcos

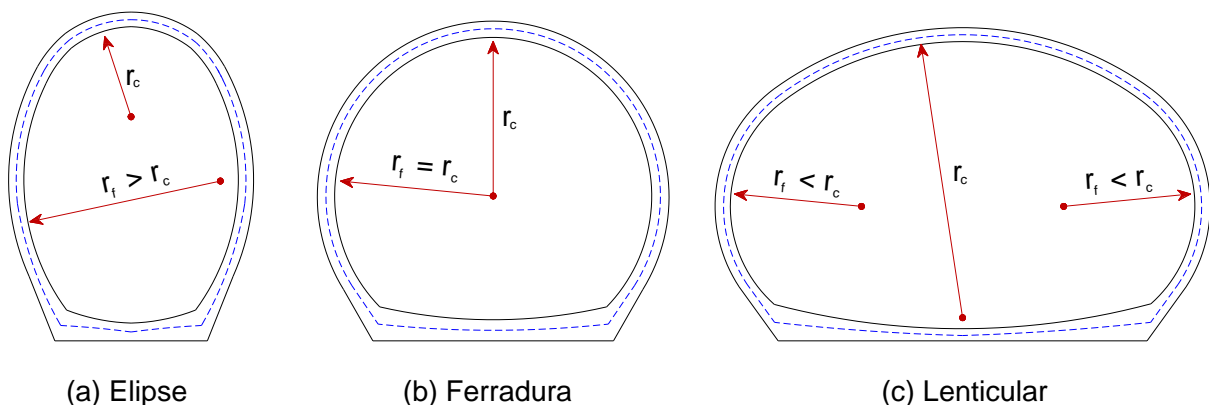
Siglas	
$b_{int}$ :	Máxima largura interna
$b_{ext}$ :	Máxima largura externa
$b_b$ :	Largura da base
$h_{int}$ :	Maior altura interna
$h_{ext}$ :	Maior altura externa
$e_b$ :	Espessura do centro da base
$e_f$ :	Espessura da parede do arco lateral
$e_c$ :	Espessura da laje do arco coroa
$r_{b,int}$ :	Raio de curvatura da base
$r_{f,int}$ :	Raio de curvatura interno do arco lateral
$r_{f,ext}$ :	Raio de curvatura externo do arco lateral
$\theta_f$ :	Ângulo de abertura do arco de circunferência da lateral
$r_{c,int}$ :	Raio de curvatura interno do arco da cobertura
$r_{c,ext}$ :	Raio de curvatura externo do arco da cobertura
$\theta_c$ :	Ângulo de abertura do arco de circunferência da cobertura

Fonte: O autor (2017)

O formato da seção definida por três arcos possui variações referentes às proporções entre os raios dos arcos de circunferência. Conforme mostra Figura 3.5, se o raio do arco lateral for maior que o raio do arco da cobertura, tem-se uma seção “elipse”. Caso os raios laterais e de cobertura sejam iguais, a configuração da seção recebe o nome de “ferradura”. E por fim se o raio do arco lateral for menor que o raio do arco da cobertura, tem-se uma seção “lenticular”.

Como as pressões verticais tendem a ser maiores que as pressões horizontais, a vantagem em relação ao comportamento estrutural é maior na seção “elipse” diminuindo gradativamente para a seção “lenticular” (EL DEBS, 2000).

Figura 3.5 – Variações propostas para a seção definida por três arcos



Fonte: El Debs (2000)

Outra similaridade entre as seções transversais analisadas neste estudo é que todas possuem a base plana, e isso facilita a compactação da região do berço onde será instalada a estrutura, diferentemente do que acontece com estruturas circulares, por exemplo. O fato da parte inferior ser plana também impede que se concentrem tensões no meio da laje de fundo, apesar de que tensões mais elevadas poderão desenvolver-se nos pontos de encontro entre as paredes laterais e a laje de fundo devido à maior rigidez dessas regiões. No caso da galeria retangular concentração de tensões semelhantes às desenvolvidas nos cantos inferiores também desenvolvem-se nos cantos superiores, pois a rigidez que a geometria retangular proporciona induz a essas concentrações de tensões. Com relação às seções propostas, os segmentos curvos não caracterizam pontos de maior rigidez e, portanto, tendem a não concentrar tensões.

As vantagens das seções transversais estudadas ainda incluem a prerrogativa de redução das espessuras que normalmente são empregadas nas seções usuais. Com essa redução ocorre o consequente aumento da flexibilidade da estrutura, o que leva a maior mobilização de mecanismos resistentes do solo, favorecendo o comportamento da galeria frente ao efeito do arqueamento. (EL DEBS, 2000).

Assim torna-se vantajoso o estudo mais aprofundado do comportamento estrutural dessas galerias com vista à obtenção de soluções mais econômicas, de maior durabilidade e mais seguras.

### 3.2 Diretrizes para o dimensionamento

Como parte da metodologia da pesquisa, é estabelecido a seguir os principais aspectos e parâmetros adotados para o dimensionamento das armaduras das galerias.

O projeto de galerias de concreto pré-moldado deve obrigatoriamente atender a não ocorrência dos estados limites últimos, conforme prescrito ABNT NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014). Sendo o dimensionamento das armaduras calculados para solicitações normais (momento fletor e força normal) e verificadas às solicitações tangenciais (força cortante). Em relação ao estado limite de serviço devem também ser feitas verificações à fissuração inaceitável. Ressaltando que para alturas de aterro pequenas e sujeitas à alternância ou flutuações de tensões devido aos efeitos de sobrecargas móveis ou

acidentais, as armaduras (no meio do vão e nos cantos da laje superior) devem ser verificadas à fadiga. Porém, devido às condições caracterizadas neste estudo, não se inseriu essa verificação, pois para grandes profundidades assume-se que a influência de carregamentos cíclicos não incide sobre a estrutura.

O modelo de cálculo a ser seguido neste trabalho contempla também algumas recomendações do *Manual técnico de drenagem e esgoto sanitário* da ABTC (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS FABRICANTES E TUBOS DE CONCRETO, 2008).

A respeito dos materiais, o concreto deve ser dosado para ter características compatíveis com o processo de execução das galerias e deve ser objeto de controle de qualidade adequado à sua produção. Conforme a ABNT NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006) para elementos pré-fabricados, pode-se adotar o coeficiente de minoração da resistência do aço ( $\gamma_s$ ) igual a 1,10 e coeficiente de minoração da resistência do concreto ( $\gamma_c$ ) igual a 1,30, e para elementos pré-moldados os valores devem ser de  $\gamma_s = 1,15$  e  $\gamma_c = 1,40$ . Sendo que neste estudo foram considerados os coeficientes para elementos pré-fabricados.

Um aspecto influenciado pela qualidade do concreto, é o cobrimento das armaduras ( $c$ ), cuja finalidade principal nas peças de concreto é a proteção química contra a corrosão, e conseqüentemente, do ganho de durabilidade da peça. Como neste estudo, não foi realizado testes experimentais e na falta de indicações específicas, será adotado a recomendação de cobrimento de 25 mm, com tolerância de posicionamento de 5 mm, de El Debs (2008), no qual considera-se um concreto com boas condições controle qualidade e de execução. Sendo assim, resulta em um valor de cobrimento nominal de 30 mm adequado para situações normais. Naturalmente, em se tratando de aplicações em ambientes com agressividade forte ou muito forte, o cobrimento deve atender aos valores da ANBT NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

### 3.2.1 Solicitações normais (momento fletor e força normal)

As solicitações desenvolvidas nas paredes das galerias, para a maioria das situações, se caracterizam por apresentar valores de momentos fletores de grande magnitude comparados à força normal (compressão), o que configura um problema de flexão composta normal com grande excentricidade. Para o dimensionamento das armaduras empregou-se as hipóteses de cálculo da ABNT NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS,

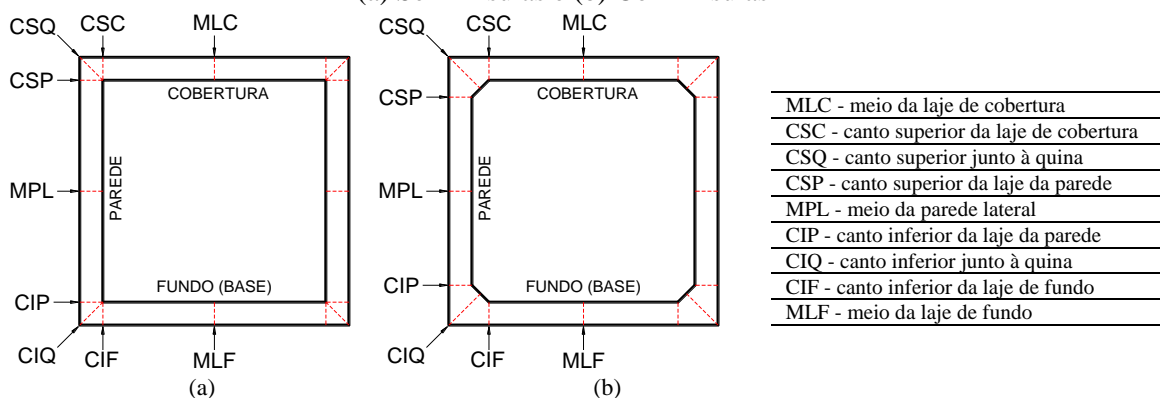
2014) e as indicações de dimensionamento para seções retangulares submetidas à flexão composta com grande excentricidade apresentados em FUSCO (1981). A rotina de cálculo utilizada é a mesma implementada no algoritmo de cálculo do programa *Aduelas*<sup>9</sup> da ABTC (2016), na qual basicamente se inicia com o cálculo da armadura mínima nas faces internas e externas, conforme equação (3.1); depois escolhe-se uma tela soldada de aço CA-60 que atenda a armadura mínima; na sequencia verifica-se a necessidade de armadura adicional e por fim escolhe-se as barras de aço CA-50 que cubram os valores de armadura requeridos.

$$A_{s,min} = 0,035h \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \text{ (cm}^2\text{/m)} \quad (3.1)$$

Sendo  $f_{cd}$  o valor da resistência de cálculo à compressão do concreto,  $f_{yd}$  o valor da resistência de cálculo ao escoamento de aço e  $h$  a espessura das lajes e paredes.

O processo de dimensionamento das armaduras é feito para determinadas regiões da galeria que apresentam valores dos esforços mais críticos, são as chamadas “seções críticas”. Para as verificações e dimensionamentos das solicitações normais da galeria retangular as nomenclaturas das seções críticas foram inspiradas na padronização utilizada pelo programa *Aduelas* e em *Culvert Rating Guide* de Lawson et al. (2009) e, posteriori essas nomenclaturas foram extrapoladas e adaptadas para as regiões mais críticas dos demais tipos de galeria, conforme Figura 3.6, Figura 3.7 e Figura 3.8.

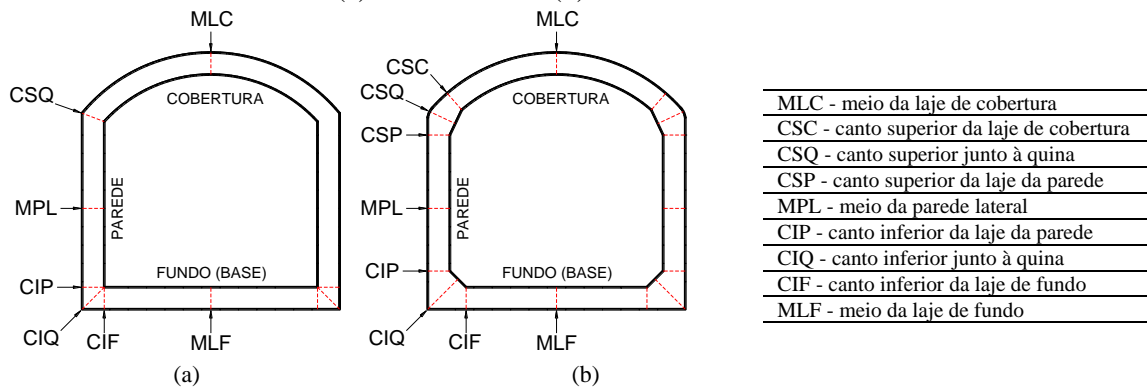
Figura 3.6 – Seções críticas para verificação das solicitações normais de galerias retangulares (a) Sem mísulas e (b) Com mísulas



Fonte: O autor (2017)

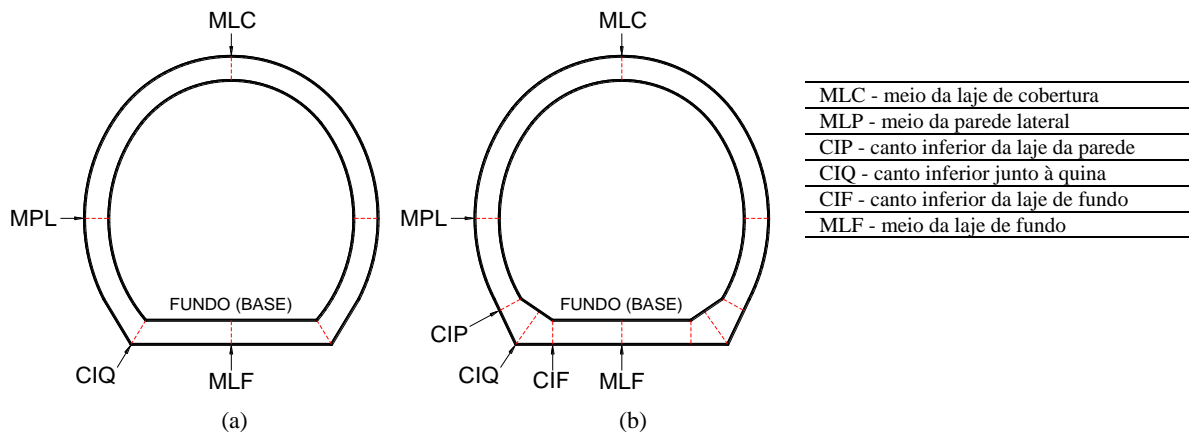
<sup>9</sup> ADUELAS [Software computacional destinado ao dimensionamento de galerias retangulares] Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto, 2016.

Figura 3.7 – Seções críticas para a verificação das solicitações normais na galeria modificada (a) Sem mísulas e (b) Com mísulas



Fonte: O autor (2017)

Figura 3.8 – Seções críticas para a verificação das solicitações normais na galeria D3A (a) Sem mísulas e (b) Com mísulas



Fonte: O autor (2016)

### 3.2.2 Solicitações tangenciais (força cortante)

Como a altura de solo sobre a galeria estabelecida na pesquisa é grande ( $H > B$ ), os valores de força cortante são calculados com base num esquema estático de carregamentos (EL DEBS, 2008).

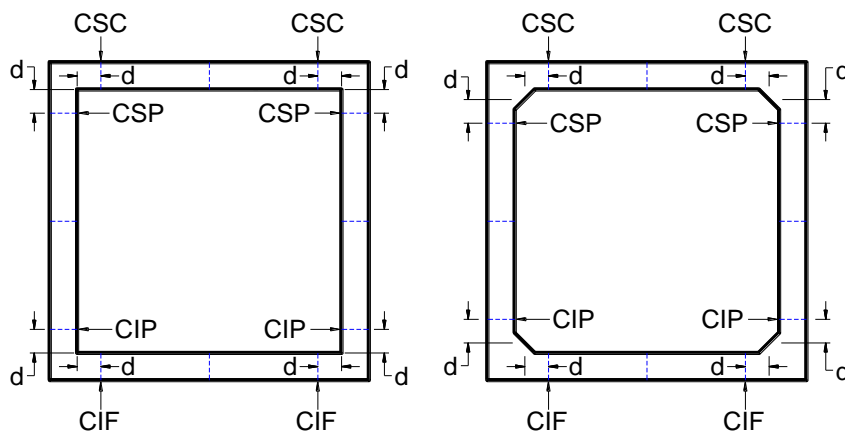
A verificação da força cortante nas galerias estudadas foi realizada, a favor da segurança, nas seções críticas CIF, CIP, CSP e CSC indicados nas Figura 3.6; Figura 3.7 e Figura 3.8. Porém ressalta-se que as seções críticas ao cisalhamento podem ser consideradas deslocadas a uma distância  $d$ , conforme Figura 3.9.

Lawson et al. (2009) estabelecem que pode-se considerar que a seção crítica de cisalhamento para galerias sem mísulas esteja localizada a uma distância  $d$  da face da parede e

para o caso da galeria contar com mísulas, as seções críticas podem ser consideradas a uma distância  $d$  do meio da mísula.

Destaca-se ainda que na seção transversal definida por três arcos (DTA) são poucas as seções críticas onde se faz necessário as verificações da força cortante, pois ao longo do desenvolvimentos dos segmentos em arco o valor da força cortante não é pronunciada, mas a atenção nas seções próximas aos cantos inferiores continua sendo necessária.

Figura 3.9 – Seções críticas para a verificação da força cortante de galerias retangulares (a) sem mísulas e (b) com mísulas



Fonte: Adaptado de Lawson et al. (2009)

A verificação da resistência à força cortante nas galerias é feito como para laje de maciça de concreto (elementos lineares com  $b_w \geq 5d$ ). Como as lajes possuem um comportamento que mobilizam um esquema de resistência no concreto, fazendo com que seja possível resistir aos esforços de força cortante (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2014), as verificações seguiram a sequência detalhada a seguir.

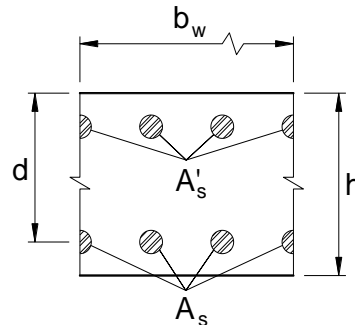
A verificação do plano de compressão da seção de concreto (bielas comprimidas), deve satisfazer a seguinte equação de estado limite último:  $V_{sd} \leq V_{Rd2}$ .

$$V_{Rd2} = 0,5\alpha_{v1}f_{cd}b_w 0,9d \quad (3.2)$$

Em que  $V_{sd}$  é a força cortante solicitante de cálculo;  $V_{Rd2}$  é a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto,  $b_w$  é a largura mínima da seção ao longo da altura útil  $d$  e  $\alpha_{v1}$  é dado pela equação (3.3) (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2014, p. 348).

$$\alpha_{v1} = \left( 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \right) \leq 0,5 \quad (3.3)$$

Figura 3.10 – Representação esquemática da altura útil (d)



Fonte: Lawson et al. (2009)

Em relação à verificação plano de tração em lajes, é desejável que se possa dispensar a armadura transversal, ou seja que toda a parcela da força cortante possa ser resistida pelos mecanismos resistentes do concreto. Para isso, a ANBT NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) estabelece que “quando a força cortante de cálculo, a uma distância  $d$  da face do apoio, obedecer à expressão” descrita na equação (3.4) pode ser dispensada a armadura transversal.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \quad (3.4)$$

Em que  $V_{Rd1}$  é a força cortante resistente de cálculo relativa a elementos sem armadura transversal para força cortante, dado pela expressão (3.5).

$$V_{Rd1} = \left[ \tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp} \right] b_w d \quad (3.5)$$

Sendo:

$$\tau_{Rd} = 0,25f_{ctd} \quad (3.6)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (3.7)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ct,m} = 0,21f_{ck}^{2/3} \text{ (MPa)} \quad (3.8)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (3.9)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Sd}}{A_c} \quad (3.10)$$

Em que  $k$  é um coeficiente que depende da quantidade de armadura que chega ao apoio e da altura útil da seção, para o caso das galerias  $k = |1,6 - d| \geq 1$ ;  $f_{ctd}$  é a resistência de cálculo do concreto ao cisalhamento;  $A_{s1}$  é a área da armadura de tração que chega ao apoio e está devidamente ancorada;  $N_{sd}$  é a força normal na seção considerada e  $\tau_{Rd}$  é a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento.

Em casos em que a condição de dispensa de armadura transversal de cisalhamento não for satisfeita, pode-se aumentar a espessura da laje ou calcular uma área de armadura transversal necessária de combate à força cortante, neste caso o cálculo passa a ser feito como para vigas (modelo I) conforme especifica a ABNT NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

O cálculo das armaduras transversais no plano tração, adotando estribos verticais é feito com base na expressão (3.11).

$$\begin{aligned} V_{Sd} &\leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \\ V_{sw} &= V_{Sd} - V_c \end{aligned} \quad (3.11)$$

Em que  $V_{rd3}$  é a força resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal;  $V_c$  é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça e  $V_{sw}$  é a parcela de força cortante resistida pela armadura transversal de acordo com o modelo I, conforme expressão (3.12).

$$V_{sw} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) 0,9 d f_{ywd} \quad (3.12)$$

Como as galerias estão sujeitas à flexo-compressão, o valor de  $V_c$  é dado pela equação (3.13).

$$V_c = V_{c0} \left( 1 + \frac{M_0}{M_{sd,máx}} \right) \leq 2V_{c0} \quad (3.13)$$

Em que:

$$V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d \quad (3.14)$$

$M_0$  é o valor de momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção (tracionada por  $M_{d,máx}$ ) e  $M_{d,máx}$  é o momento fletor máximo de cálculo no trecho



considerado. No caso das galerias analisadas, para as seções das lajes de fundo e de cobertura (CIF e CSC, respectivamente)  $M_{d,máx}$  foi tomado igual ao momento fletor no meio do vão, e para as seções inferior e superior da parede lateral (CIP e CSP, respectivamente)  $M_{d,máx}$  foi tomado igual ao momento fletor na quina.

$$M_0 = N_{sd} \left( \frac{h}{6} \right) \quad (3.15)$$

Por fim, substituindo (3.12) em (3.11) e isolando-se  $A_{sw}/s$ , obtém-se expressão (3.16) para o cálculo da área da armadura transversal para seções de laje de galerias.

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{(V_{sd} - V_c)}{0,9d\sigma_{wd}} \quad (3.16)$$

Sendo que a resistência dos estribos ( $\sigma_{wd}$ ) foi considerada igual a 250 MPa para lajes com espessura de até 15 cm, 435 MPa para lajes com espessura maior que 35 cm e para casos de espessura intermediária ( $15 \text{ cm} < h < 35 \text{ cm}$ ) pode-se fazer uma interpolação linear, conforme recomenda a ABNT NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

Para garantir a ductilidade à ruína por cisalhamento, a ABNT NBR 6118 (2014) prevê armadura mínima constituída por estribos, com taxa geométrica de:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw,min}}{b_w s \text{ sen}\alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \rightarrow \left( \frac{A_{sw,min}}{s} \right) = 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} b_w \quad (3.17)$$

A força cortante correspondente à armadura mínima foi atribuída por meio da igualdade:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \rho_{sw,min} b_w = \frac{V_{sw,min}}{0,9df_{ywd}} \quad (3.18)$$

$$V_{sw,min} = 0,2 \frac{0,3f_{ck}^{2/3}}{f_{ywk}} b_w 0,9d \frac{f_{ywk}}{1,15} = 0,047b_w df_{ck}^{2/3} \quad (3.19)$$

Sabendo que  $V_{sd} = V_c + V_{sw}$ , tem-se que

$$V_{sd,min} = V_c + V_{sw,min} \quad (3.20)$$

Neste caso fazendo  $V_c \sim V_{c0}$ , tem-se:

$$V_{Sd,min} = 0,6 \frac{0,3 \cdot 0,7 f_{ck}^{2/3}}{1,3} b_w d + 0,047 b_w d f_{ck}^{2/3} \quad (3.21)$$

$$V_{Sd,min} = 0,144 b_w d f_{ck}^{2/3}$$

Na equação (3.21)  $f_{ck}$  entra em kN/cm<sup>2</sup>.

Resumindo, a força cortante de cálculo deve ser comparada  $V_{Sd,min}$ :

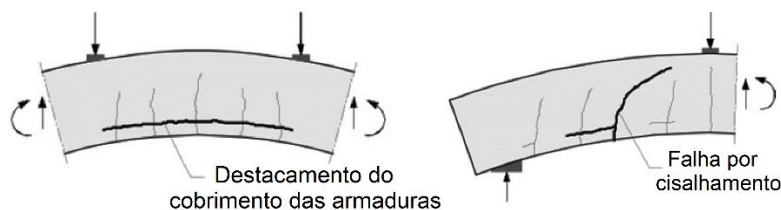
- Se  $V_{Sd} \leq V_{Rd1} \rightarrow$  Não há necessidade de armadura;
- Se  $V_{Rd1} < V_{Sd} \leq V_{Sd,min} \rightarrow$  Utiliza-se armadura transversal mínima;
- Se  $V_{Sd} > V_{Sd,min} \rightarrow$  Calcula-se a armadura transversal calculada para  $V_{Sd}$ .

### 3.2.3 Barras com curvatura continua

Para as galerias propostas, além das verificações já citadas, faz-se necessário verificar as tensões geradas em decorrência de mudanças da direção das armaduras longitudinais. Nos seguimentos curvos, pode haver a geração de tensões de tração que tendam a retificar as barras longitudinais de aço, ocasionando o deslocamento do cobrimento de concreto das armaduras.

Campana, Ruiz e Muttoni (2014) fizeram uma investigação do comportamento do comportamento de estruturas de concreto em forma de arco submetidos a cisalhamento e momento fletor combinados e concluíram que acontece uma interação significativa entre esses esforços e o desvio angular das armaduras afeta o comportamento do elemento em arco, e inclusive que esses elementos podem falhar por cisalhamento (Figura 3.11).

Figura 3.11 – Modos de falhas em estruturas de concreto em forma de arco



Fonte: Campana, Ruiz e Muttoni (2014)

Leonhardt e Mönnig (1978) e Fusco (1995) apresentam um procedimento de verificação, em casos de desvios angulares apreciáveis, que possam provocar no concreto

intensas tensões transversais de tração, sendo então necessário o emprego de armaduras adequadas.

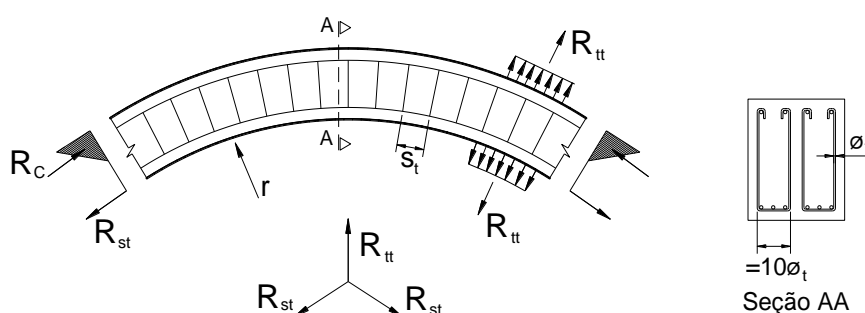
O fenômeno de desvio angular da armadura longitudinal ocorre de modo contínuo nas peças curvas. Neste caso, a variação angular  $\Delta\alpha$ , corresponde ao espaçamento  $s_t$  entre os estribos e vale:

$$\Delta\alpha = \frac{s_t}{r} \quad (3.22)$$

Em que  $r$  é o raio de curvatura da peça. Em cada estribo existe uma força dada pela equação

$$R_{tt} = R_{st} \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2} \approx R_{st} \Delta\alpha \quad (3.23)$$

Figura 3.12 – Desvios angulares das armaduras longitudinais



Fonte: Fusco (1995)

Para o dimensionamento dos estribos, a força  $R_{tt}$  dada pela expressão (3.23) deve ser acrescida às forças decorrentes de outras solicitações transversais existentes na peça.

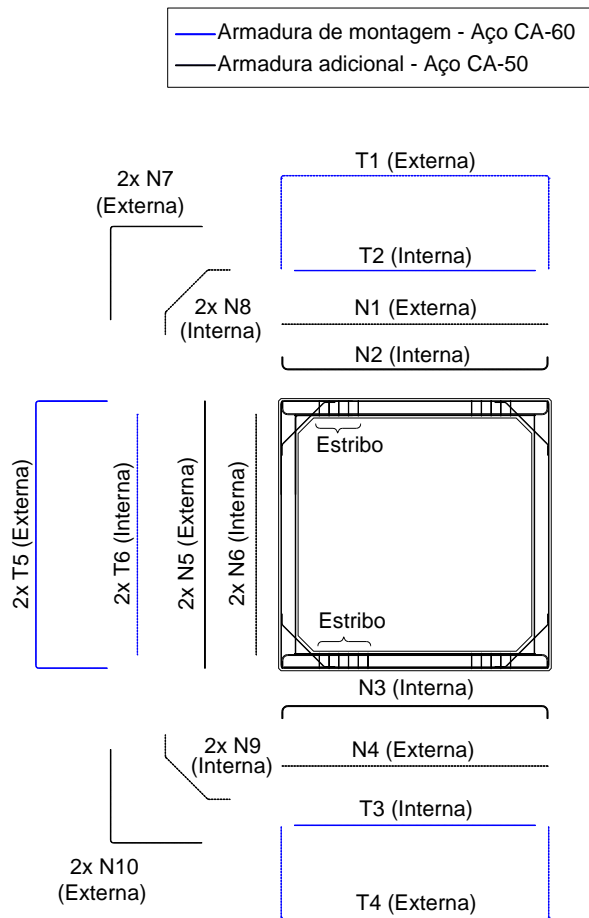
### 3.2.4 Verificações adicionais

Além da verificação à fadiga, que conforme já foi mencionado é necessária especialmente quando a estrutura está solicitada ao tráfego de veículos e quando a altura de aterro sobre a galeria é pequena, outras verificações adicionais são pertinentes ao dimensionamento de galerias pré-moldadas de concreto, como as considerações de situações de manuseio, não linearidade física e fissuração inaceitável. Como não foram enfocados esses aspectos na pesquisa não serão abordados mais detalhes.

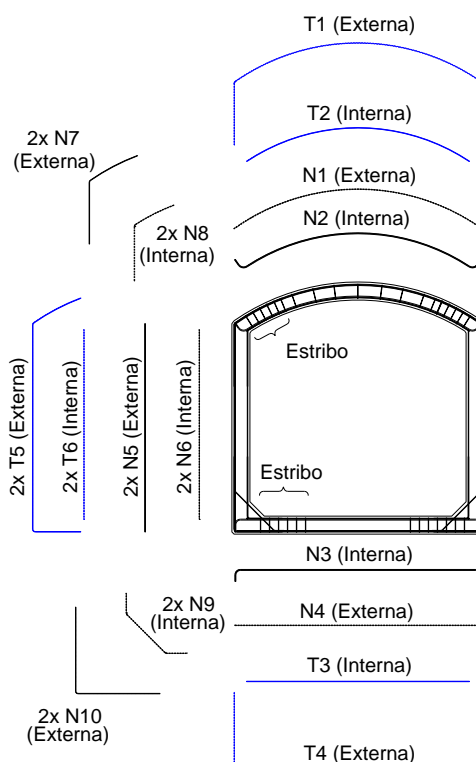
3.2.5 Arranjo das armaduras

A Figura 3.13 representa esquematicamente o arranjo das armaduras para as galerias retangulares, modificadas e definidas por três arcos, respectivamente. Em que são previstos uma armadura de montagem constituída de tela soldada nervurada de aço CA-60 e nas regiões de maiores esforços solicitantes são previstas mais barras longitudinais em aço CA-50. Em relação aos estribos, nas regiões em que o dimensionamento prevê armadura transversal para a força cortante, devem ser previstos estribos ou então pode-se fazer a verificação com o uso mísulas. Já no caso das galerias propostas, além dos estribos em regiões não dispensadas no dimensionamento à força cortante, devem ser previstos uma armadura mínima transversal com estribos abertos com ganchos para evitar o desvio angular das armaduras.

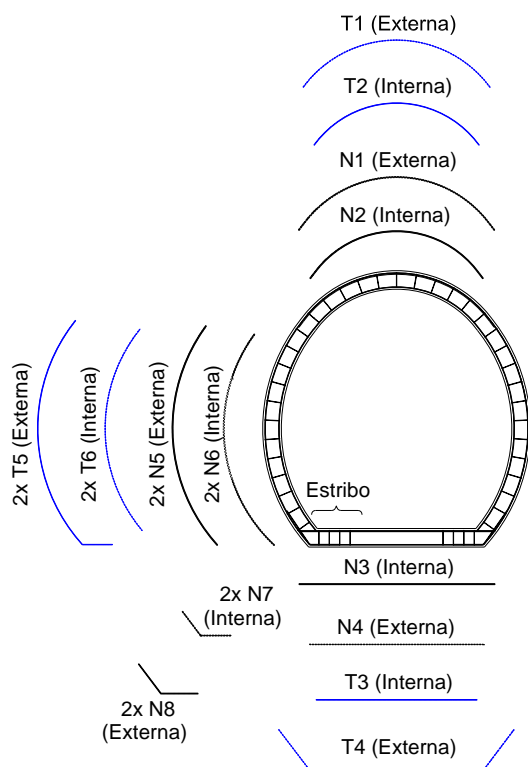
Figura 3.13 – Arranjo das armaduras



a) Retangular



b) Modificada



c) Definida por três arcos

Fonte: O autor (2017)

### 3.2.6 Cálculo do índice de custos de materiais

O principal critério para a comparação entre as galerias propostas neste trabalho se baseia no índice de custo de materiais (ICM) por unidade com um metro de comprimento no sentido longitudinal.

O modelo adotado para o cálculo do ICM leva em conta o consumo e o custo de barras de aço (vergalhão dobrado) por m<sup>3</sup> de concreto ( $C_{ba}$ ), de telas nervuradas soldadas por m<sup>3</sup> de concreto ( $C_{te}$ ), de armaduras transversais por m<sup>3</sup> de concreto ( $C_{tr}$ ) e o custo e consumo total de concreto, sendo que a classe de resistência C30 foi tomada como referência ( $C_{C30}$ ), conforme equação (3.24).

$$ICM = C_{ba} \cdot R_{ba} + C_{te} \cdot R_{te} + C_{tr} \cdot R_{tr} + C_{C30} \cdot R_{C30} \quad (3.24)$$

Na análise estabelecida, o custo para cada tipo de material são afetados por um coeficiente que considera a mão-de-obra para dobragem, montagem e/ou soldagem de cada tipo de armadura em relação ao custo de barras de aço (vergalhão reto) ou, no caso do concreto, o coeficiente ( $\delta$ ) afeta as diferenças nos custos em relação à outras classes de resistência, conforme indicado na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Coeficientes de padronização

Tipo de custo	Sigla	Coeficiente de padronização
Custo das barras de aço (Vergalhão reto)	$R_{bar,ret}$	-
Custo das barras de aço (vergalhão dobrado)	$R_{ba}$	$\alpha \cdot R_{bar,ret}$ (aço)/kg
Custo das telas soldadas	$R_{te}$	$\beta \cdot R_{bar,ret}$ (aço)/kg
Custo das armaduras transversais	$R_{tr}$	$\gamma \cdot R_{bar,ret}$ (aço)/kg
Custo do m <sup>3</sup> de concreto (relativo)	$R_{Con}$	$\delta \cdot R_{C30}$ (concreto/m <sup>3</sup> )

Fonte: O autor (2017)

Com base nos coeficientes indicados da Tabela 3.4 e considerando a relação  $\mu$  (equação (3.25) entre o custo do concreto C30 pelo custo do vergalhão reto, obtêm-se a expressão para o cálculo do  $ICM/R_{C30}$  dada em (3.27).

$$\mu = \frac{R_{C30}}{R_{bar,ret}} \quad \begin{array}{l} \text{(Custo m}^3 \text{ C30)} \\ \text{(Custo kg barra reta)} \end{array} \quad (3.25)$$

$$\frac{ICM}{R_{C30}} = \frac{C_{bar,dob} \cdot \alpha \cdot R_{bar,ret} + C_{tel} \cdot \beta \cdot R_{bar,ret} + C_{trans} \cdot \gamma \cdot R_{bar,ret} + 1,0 \cdot \delta \cdot R_{C30}}{R_{C30}} \quad (3.26)$$

$$\frac{ICM}{R_{C30}} = \frac{C_{ba} \cdot \alpha}{\mu} + \frac{C_{tel} \cdot \beta}{\mu} + \frac{C_{trans} \cdot \gamma}{\mu} + 1,0 \cdot \delta \quad (3.27)$$

## 4 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Conforme apresentado no item 2.2, o comportamento das galerias é afetado pelas condições do solo circundante e das características da própria estrutura, ou seja, a interação solo-galeria influencia o comportamento da distribuição de pressões e, conseqüentemente, dos esforços atuantes na estrutura. Uma avaliação mais completa de uma estrutura enterrada, ainda mais sobre grandes profundidades, requer a consideração da não linearidade das condições geomecânicas, da própria estrutura e das interfaces. A modelagem numérica em elementos finitos é o processo mais adequado e utilizado para simular esses sistemas complexos de interação solo-galeria. No entanto, a eficiência dessas análises é dependente da precisão dos modelos de solo e demais propriedades envolvidas. Como ainda existem muitas incertezas quanto a esses parâmetros e algumas características podem variar muito de um local para outro (principalmente em relação aos tipos de solo), o ideal era poder contar com estudos, testes ou demais análises experimentais que pudessem traduzir o comportamento específico dos materiais envolvidos.

Neste estudo, para avaliar o comportamento e eficiência de cada galeria proposta, é essencial que haja no projeto a incorporação da interação solo-estrutura e por isso optou-se pela análise em elementos finitos utilizando o pacote computacional GeoStudio SIGMA/W®<sup>10</sup> (2012), próprio para análises geotécnicas, que se revela mais versátil para adequar o comportamento do solo. A formulação do SIGMA/W é abrangente e torna possível a realização de análises simples de tensões e deformações elástico lineares até modelos mais sofisticados de comportamento elastoplástico não linear.

O modelo das galerias se caracteriza como um estado plano de deformação (EPD), em que a deformação longitudinal ao eixo de galeria é desprezível comparada às deformações no plano das galerias. A formulação no EPD no GeoStudio foi realizada considerando materiais elastoplástico linear e também considerando o processo de construção do aterro em fases.

Como o intuito desta pesquisa é avaliar comparativamente o comportamento das galerias: retangular (RET), modificada (MOD) e definida por três arcos (DTA), e como não foram realizados testes experimentais para calibração dos modelos, optou-se por caracterizar os principais critérios e propriedades conforme dados disponíveis na literatura. Para o melhor

---

<sup>10</sup> GEOSTUDIO [*Software computacional*] SIGMA/W GeoStudio. Versão disponível no Laboratório de Geossintéticos do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos. SGS/EESC-USP. 2012.

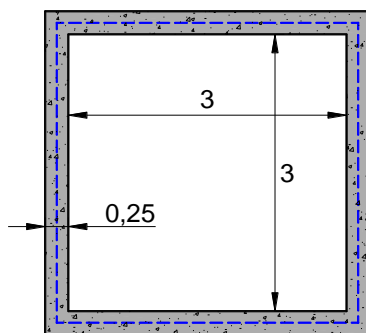
controle das variáveis que possam potencialmente modificar o efeito de arqueamento e consequente distribuições de tensões e capacidade de carga final, não foram estudados em detalhes a interferência que a variação de parâmetros como o módulo de elasticidade dos materiais e coeficiente de Poisson, podem causar. Demais parâmetros adotados e as simplificações feitas serão descritas na sequência.

#### 4.1 Parâmetros das geometrias analisadas

As principais características geométricas das galerias analisadas estão especificados da Tabela 4.1, Tabela 4.2 e Tabela 4.3, para a galeria retangular, galerias modificadas e galerias definidas por três arcos, respectivamente.

Os resultados obtidos para a galeria retangular (RET I-a) são considerados neste estudo como valores de referência para as comparações subseqüentes, as análises decorrentes dessa galeria servem para confrontar os demais resultados decorrentes das variações estipuladas nas galerias modificadas e definidas por três arcos.

Tabela 4.1 – Parâmetros da seção retangular



RET I-a	
Parâmetro/Tipo de galeria	Simplex
Largura livre ( $b_{int}$ )	3,00 m
Altura livre ( $h_{int}$ )	3,00 m
Comprimento ( $l_c$ )	1,00 m
Espessura das paredes ( $e_p$ )	0,25 m
Área da seção de concreto ( $A_c$ )	0,25 m <sup>2</sup>
Momento de inércia das paredes ( $I_p$ )	0,00130 m <sup>4</sup>
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,30
Módulo de elasticidade <sup>11</sup> ( $E_c$ )	30 GPa

Fonte: O autor (2017)

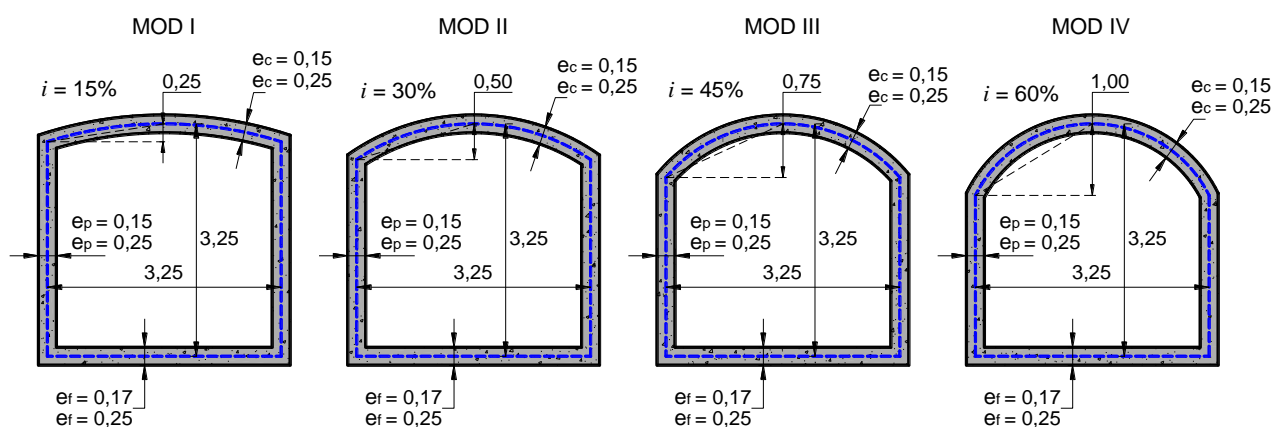
No caso das galerias modificadas, optou-se por caracterizar quatro formatos principais (MOD I, MOD II, MOD III e MOD IV). Na Figura 4.1 estão representados a configuração das seções transversais e os principais parâmetros adotados para essas galerias e a Tabela 4.2 descreve detalhadamente cada variação estabelecida.

<sup>11</sup>  $E_c$  calculado com base em um concreto com C40 pela expressão  $E_c = 0,85 \cdot 5600 \cdot f_{ck}^{1/2}$ .



As galerias analisadas mantêm as mesmas dimensões para a base ( $b$ ) e para a altura total ( $h$ ) em relação ao estabelecido para a galeria retangular RET I-a, cabe destacar que essas dimensões estão tomadas em relação ao eixo das paredes e lajes. A primeira variação especificada entre elas é relativa ao abatimento do arco de cobertura, para isso foram variadas as flechas ( $i$ ) em: 15, 30, 45 e 60%. A segunda variação estabelecida para as galerias modificadas é propriamente em relação às espessuras das paredes, sendo que foi estabelecido três séries para essas variações: Série “a” com espessuras de 25 cm tanto para as paredes laterais, laje de fundo e de coroamento; Série “b” com a espessura da laje de fundo igual 17 cm e paredes e cobertura com 15 cm, e por fim, Série “c” com a laje de fundo com espessura de 25 cm e paredes laterais e laje de coroamento com espessuras de 15 cm. Quanto às propriedades do material, foram mantidos módulo de elasticidade para o concreto de 30 GPa e coeficiente de Poisson de 0,3.

Figura 4.1 – Representação da seção transversal das galerias modificadas analisadas



Fonte: O autor (2017)

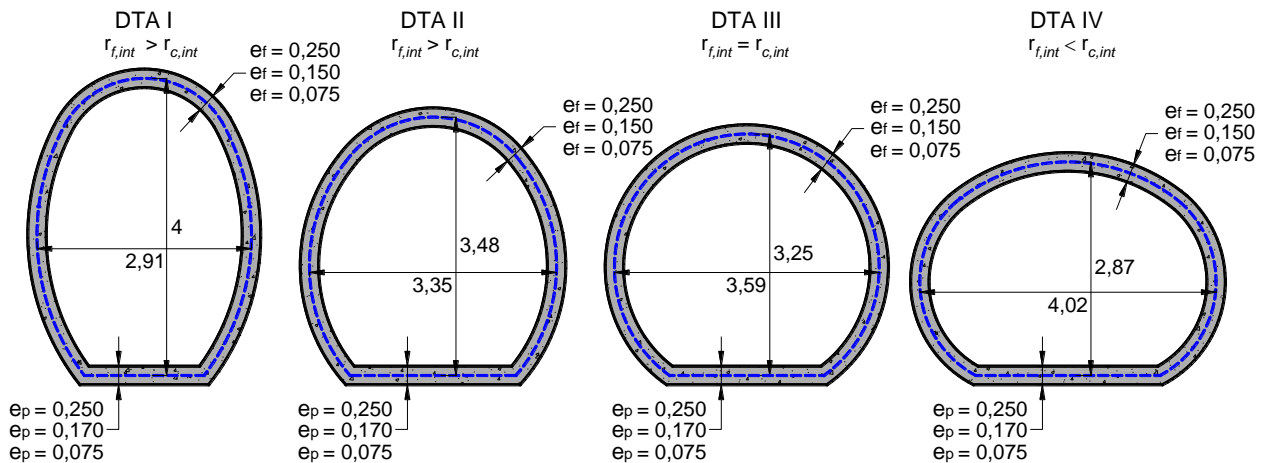
Tabela 4.2 – Parâmetros geométricos das galerias modificadas

Sigla	$b_{ext}$ (cm)	$h_{ext}$ (cm)	$h_a$ (cm)	$h_r$ (cm)	$R_{ext}$ (cm)	$r_{int}$ (cm)	$e_c$ (mm)	$e_p$ (mm)	$e_f$ (mm)
MOD I-a	350	350	25	325	553	528	250	250	250
MOD II-a			50	300	302	277			
MOD III-a			75	275	226	201			
MOD IV-a			100	250	195	170			
MOD I-b	340	341	25	316	548	533	150	150	170
MOD II-b			50	291	297	282			
MOD III-b			75	266	221	206			
MOD IV-b			100	241	190	175			
MOD I-c	340	345	25	320	548	533	150	150	250
MOD II-c			50	295	297	282			
MOD III-c			75	270	221	206			
MOD IV-c			100	245	190	175			

Fonte: O autor (2017)

Já para as galerias definidas por três arcos, o critério de comparação é em relação à mesma área interna. Quatro proporções de galerias foram definidas (DTA I, DTA II, DTA III e DTA IV). A representação das seções transversais dessas galerias estão exemplificadas na Figura 4.2 e a Tabela 4.3 descreve detalhadamente cada variação estabelecida.

Figura 4.2 – Representação da seção transversal das galerias definidas por três arcos analisadas



Fonte: O autor (2017)

Tabela 4.3 – Parâmetros geométricos das galerias definidas por três arcos

Sigla	$h_{ext}$ (cm)	$b_{ext}$ (cm)	$b_b$ (cm)	$R_{f,ext}$ (cm)	$r_{f,int}$ (cm)	$R_{c,ext}$ (cm)	$r_{c,int}$ (cm)	$e_p$ (mm)	$e_f$ (mm)
DTA I-a	425	316	175	323	298	136	112	250	250
DTA II-a	372,5	360	236	238	213	159	134		
DTA III-a	350	384	217	192	167	192	167		
DTA IV-a	312,5	427	256	155	130	253	228		
DTA I-b	416	306	170	318	303	131	116	150	170
DTA II-b	363,5	350	232	233	218	154	139		
DTA III-b	341	374	214	187	172	187	172		
DTA IV-b	303,5	417	254	150	135	248	233		
DTA I-c	420	306	170	318	303	131	116	150	250
DTA II-c	367,5	350	232	233	218	154	139		
DTA III-c	345	374	214	187	172	187	172		
DTA IV-c	307,5	417	254	150	135	248	233		
DTA I-d	407,5	297	166	314	307	126	118	75	75
DTA II-d	355	342	228	229	221	150	143		
DTA III-d	332,5	366	212	183	176	183	176		
DTA IV-d	295	409	252	146	139	244	237		

Fonte: O autor (2017)

A variação das espessuras para as galerias definidas por três arcos, foi determinada de maneira análoga às galerias modificadas, entretanto foram estabelecidos quatro séries de variações de espessuras: Série “a” com espessuras de 25 cm tanto para a laje de fundo como

para os trechos em arco; Série “b” com a espessura da laje de fundo igual 17 cm e trechos em arco com 15 cm; Série “c” com a laje de fundo com espessura de 25 cm e trechos em arco com 15 cm, e ainda uma quarta Série “d” em que as espessuras foram tomadas igual a 7,5 cm para a base e trechos em arco. As três primeiras séries (“a”, “b” e “c”) foram consideradas com o mesmo módulo de elasticidade ( $E_s = 30$  GPa) e coeficiente de Poisson ( $\nu = 0,3$ ) igual ao da galeria retangular. Já a série “d” foi considerada supondo que essa configuração corresponda ao uso de um concreto C100 de alta resistência (CAR ou USC *High strenght concrete*), no qual o valor do módulo de elasticidade ( $E_c$ ) foi tomado igual a 47,5 GPa (FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON, 2010).

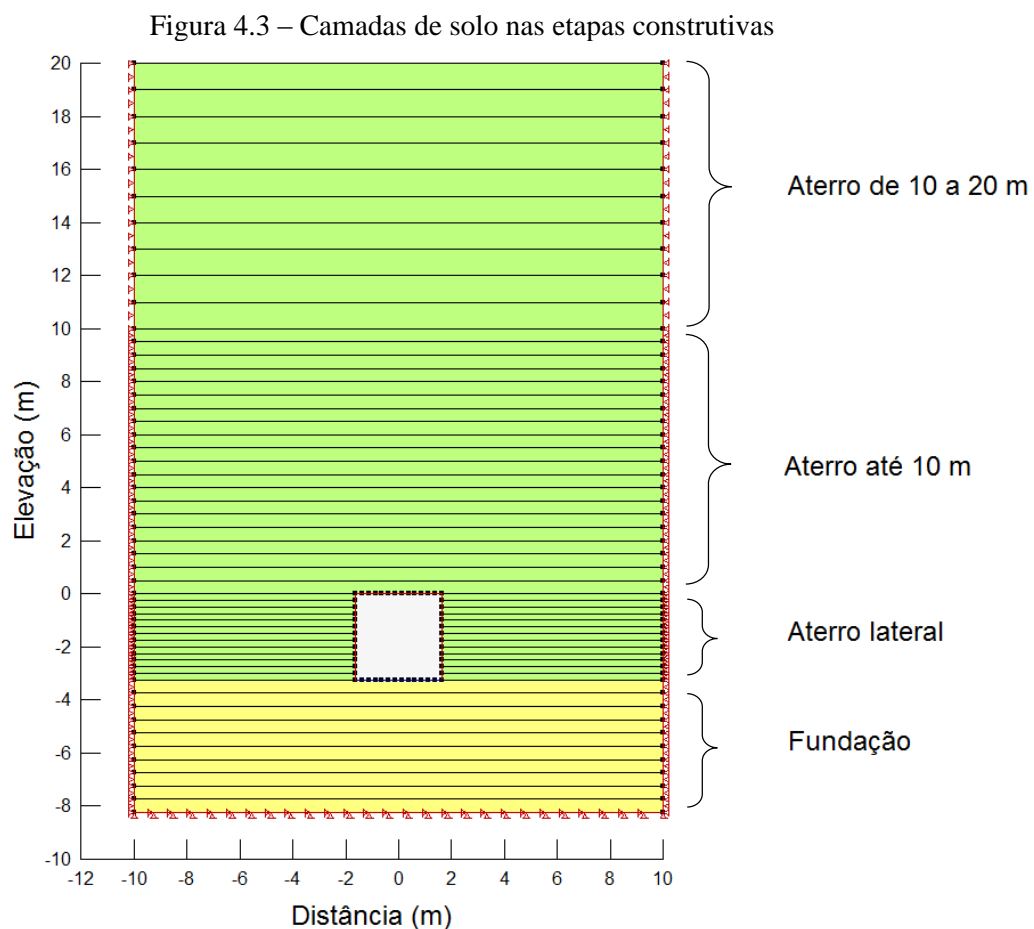
De maneira geral, as galerias pré-moldadas de concreto comportam-se como condutos rígidos, entretanto analisando as seções transversais estudadas com base no critério da rigidez relativa (RR) de Gumbel et al.<sup>5</sup> (1982 apud BUENO E COSTA, 2009) e supondo uma aproximação da seções transversais estudadas para uma seção circular correspondente de mesma área, percebe-se que somente as galerias mais espessas (Série a) realmente são consideradas rígidos, com valores calculados para RR da ordem de 7,0. Nos casos das séries “b” e “c” os sistemas já se comportam com rigidez relativa intermediária, com valores de RR entre 30 e 33. E no caso da galeria definida por três arcos com a Série “d”, o cálculo da rigidez relativa retornou valores para RR da ordem de 155, o que representa, proporcionalmente aos limites estabelecidos pela teoria de Gumbel, que esta situação (Série d) corresponderia que a estrutura por si só seria responsável por suportar 78 % da carga imposta ao sistema. Apesar dessa verificação não ser idealizada para outras seções transversais além da circular, os resultados demonstram a sensibilidade do sistema às mudanças de rigidezes da estrutura.

## 4.2 Descrição do modelo

O modelo consiste de três parte principais: a galeria, a fundação, e o aterro. Na fase inicial, correspondente ao terreno natural onde será instalada a galeria, é atribuído ao maciço de solo as tensões *insitu* (geostáticas) para simular as condições iniciais de um terreno. O assentamento da galeria e a execução das sucessivas camadas de aterro caracterizam as fases seguintes do modelo. Foi assumida uma fundação de solo com uma espessura de 5 m e o aterro foi dividido em diversas camadas para simular o processo construtivo. No modelo adotado, foi determinado que a altura máxima de aterro acima das galerias é de 20 metros. Sendo assim,

considerou-se que as camadas de solo nas laterais das galerias apresentam espessuras de 25 cm, as camadas referentes aos 10 primeiros metros de aterro com espessuras 50 cm, e por fim as camadas que representam a construção do aterro de 10 a 20 m com espessura de 100 cm, conforme Figura 4.3. A largura total estabelecida para a o maciço de solo foi de 20 m.

Os limites exteriores do modelo foram restringidos com apoios simples, em que apenas o deslocamento segundo o eixo horizontal é impedido, e no limite inferior foram considerados apoios fixo, impedindo os deslocamentos no eixo vertical e horizontal. Tendo em vista que o objetivo principal é comparar a galerias sob alturas de terras elevadas, a presença de ações de veículos, por exemplo, não seria fator preponderante nesta análise, inclusive sabendo que sob aterros elevados a ações de cargas moveis não chegam a incidir sobre a estruturas das galerias enterradas. Por essa razão, após a execução da última camada de aterro não foram simuladas ações que representam sobrecargas, ou seja, o limite superior é considerado livre. Também são foram utilizados critérios que representem o efeito de consolidação do solo de aterro com o tempo.



Fonte: O autor (2017)

O número de fases corresponde a simulação do processo de faseamento da construção do aterro e informações da malha em elementos finitos, para cada modelo estudado, está relacionado na Tabela 4.4.

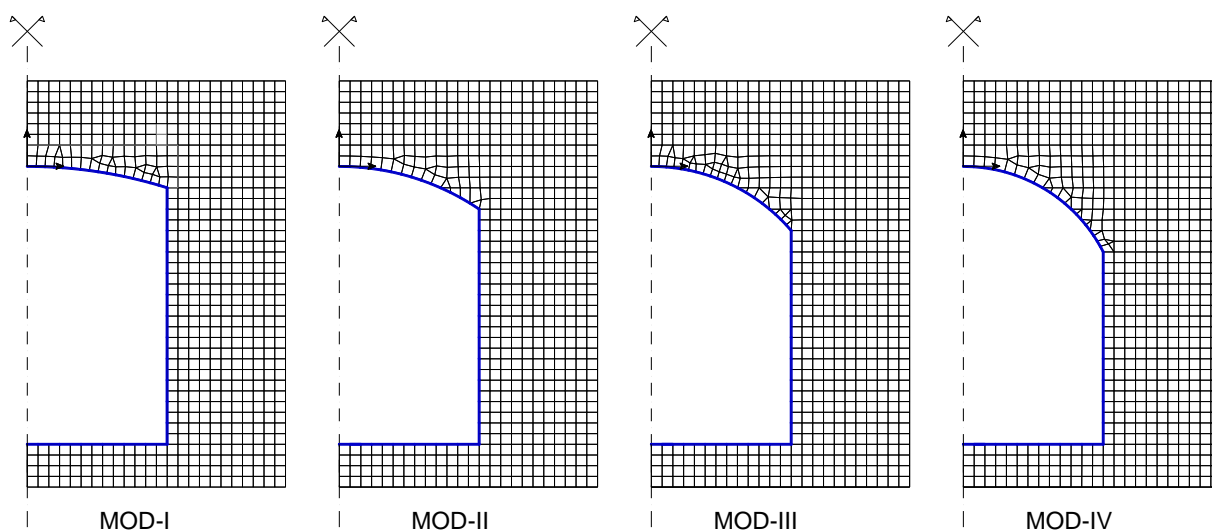
Tabela 4.4 – Número de fases para cada modelo adotado

Galeria/Referência	Sigla de identificação	Nº. de fases	Nº. de nós	Nº de elementos
Retangular	RET-I	44	35.942	35.484
Modificada I	MOD-I	44	35.970	35.516
Modificada II	MOD-II	44	35.972	35.522
Modificada III	MOD-III	44	36.011	35.567
Modificada IV	MOD-IV	44	36.008	35.564
Definida por três arcos I (Elipse)	DTA-I	47	36.326	35.886
Definida por três arcos II (Ferradura)	DTA-II	45	36.329	35.891
Definida por três arcos III (Ferradura)	DTA-III	43	35.975	35.561
Definida por três arcos IV (Lenticular)	DTA-IV	43	35.523	35.092

Fonte: O autor (2017)

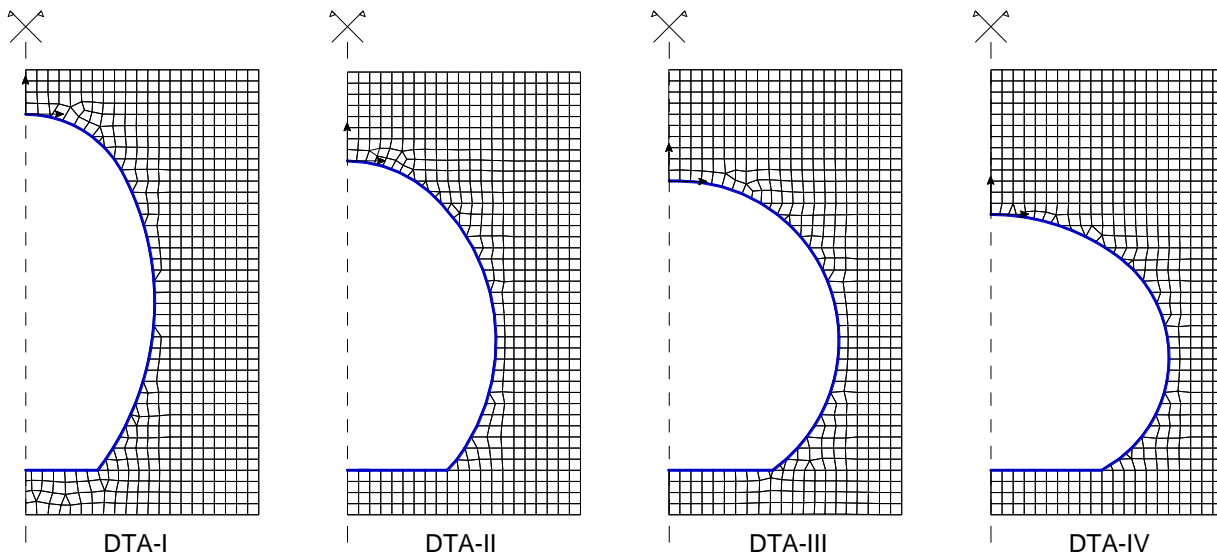
A malha de elementos finitos conta com elementos triangulares ou quadrangulares de aproximadamente 12,5 cm. Ressalta-se que o eixo de referência coordenado de cada modelo parte do topo da galeria com o eixo de simetria da mesma, conforme demonstrado nas Figura 4.4 e Figura 4.5. A galeria foi modelada com elementos de barra, com função de aproximação dos deslocamentos do terceiro grau e hipótese cinemática de Euler-Bernoulli, em uma análise elástica linear.

Figura 4.4 – Malha de elementos finitos para as galerias modificadas



Fonte: O autor (2017)

Figura 4.5 – Malha de elementos finitos para as galerias definidas por três arcos



Fonte: O autor (2017)

#### 4.2.1 Parâmetros do solo

O modelo adotado no software GeoStudio Sigma/W constitui-se de uma galeria apoiada em um solo de fundação com propriedades descritas na Tabela 4.5. Devido à grande variabilidade e às dificuldades de determinação das propriedades do solo, inicialmente não foram considerados diferentes cenários para as condições do solo circundante e optou-se por considerar parâmetros idênticos ao da fundação para o solo de aterro.

Alguns estudos que relacionaram a sensibilidade da variação das propriedades do solo sobre o comportamento das galerias, como Abuhajar, Naggar e Newson (2015), Kim e Yoo (2005), Pimentel et al. (2009), foram tomados como referência para que se pudesse adotar parâmetros dentro de um intervalo plausível para propriedades dos solos.

Foi estabelecido um ângulo de dilatação do solo  $\psi_s$  igual a  $0^\circ$ , considerando as análises de sensibilidade feitas por Pimentel et al. (2009) que mostraram que a variação do ângulo de dilatação de  $0^\circ$  a  $15^\circ$ , não afetou significativamente os resultados obtidos para a capacidade de carga da estrutura. Conforme apresentado por Abuhajar et al. (2015), para evitar instabilidades numéricas utilizou-se um pequeno valor de coesão ( $c_s = 5$  kPa), e sobre a influência do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), o item 2.3 (Figura 2.37), mostra que a maior interferência ocorre nas pressões horizontais, devido ao fato das formulações em elementos finitos inserirem o valor do coeficiente de empuxo ( $k$ ) em função do coeficiente de Poisson.

Como valor representativo médio, foi adotado  $\nu = 0,334$ . Os demais parâmetros apresentados na Tabela 4.5 buscaram definir um solo argiloso de consistência média.

Tabela 4.5 – Parâmetros do solo

Propriedades do solo	Fundação	Aterro
Tipo de análise	<i>In situ</i>	<i>Load/Deformation</i>
Modelo do Material	Elastoplástico (Total)	Elastoplástico (Total)
Módulo de Elasticidade	5.000 kPa	5.000 kPa
Coesão Total	5 kPa	5 kPa
Peso específico	19 kN/m <sup>3</sup>	19 kN/m <sup>3</sup>
Ângulo de atrito	30°	30°
Ângulo de Dilatação	0°	0°
Coefficiente de Poisson	0,334	0,334
$k_0$ <sup>12</sup>	0,500	0,500

Fonte: O autor (2017)

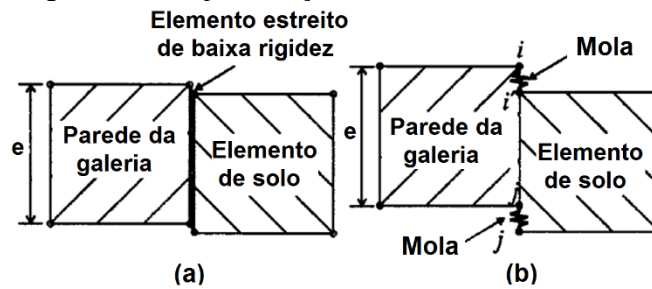
Para este caso de estudo, que representa um problema de construção escalonada, o SIGMA/W necessita calcular as tensões iniciais antes de prosseguir com o cálculo de deformações. Por este motivo, a fundação foi considerada com o tipo de análise chamada *In situ*, nessa análise são apenas calculadas as tensões iniciais decorrentes do resultado da gravidade e representam um estado de equilíbrio do solo. O material da fundação, por sua vez, foi considerado como elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Já no aterro também foi considerado com material elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, porém foi adotado uma análise do tipo *Load/Deformation*.

#### 4.2.2 Efeitos da modelagem da interface solo-estrutura

O fenômeno de interface entre solo e as paredes laterais das galerias é discutido frequentemente e ainda pouco se conhece sobre o assunto. Pesquisas têm mostrado que existem basicamente duas técnicas de modelagem para a análise da interface solo-estrutura, uma das quais é uma interface de elemento de cisalhamento e a outra um elemento de mola. A Figura 4.6 ilustra o conceito básico destas duas técnicas de modelagem.

<sup>12</sup> Coeficiente de empuxo ( $k_0$ ) é dado em função do coeficiente de Poisson do solo pela expressão  $k_0 = \nu / (1 - \nu)$

Figura 4.6 – Representação dos elementos de interface



Fonte: Kim e Yoo (2005)

Kim e Yoo (2005) resumem os fatores de interação solo-estrutura avaliados com base em modelos de galerias com e sem o efeito da interface solo-estrutura. O resumo dos modelos hipotéticos examinados por eles estão descritos na Tabela 4.6. O tamanho das galerias utilizadas nessa análise foram de 2,4 m × 2,4 m com uma espessura uniforme de 0,305 m, instaladas sob uma profundidade de aterro de 30,5 m. As diferenças em porcentagem no valor do fator de interação estão calculadas com base nos casos sem interface solo-estrutura. Percebe-se que essa diferença não é expressiva para baixas relações  $E_s/E_I$  e mesmo no caso mais crítico a diferença foi inferior a 10%. Logo, pode-se concluir que o efeito de um deslizamento potencial do solo ao longo da parede exterior da galeria para a maioria dos casos não é significativa.

Portanto, para este estudo, considerando que não houveram estudos experimentais em paralelo, optou-se por não considerar o efeito da ação da interface nas análises subsequentes.

Tabela 4.6 – Comparação dos fatores de interação solo-estrutura ( $F_e$ ) para variações dos elementos de interface

Tipo de interface		$F_e$	Diferenças (%)
Sem interface	-	1,264	-
Modelo de mola	$k_n = k_s = 5,68 \times 10^3 \text{MPa/m}$	1,276	0,90
Modelo de cisalhamento	$E_s/E_I^b = 10$	1,277	1,00
	$E_s/E_I^b = 20$	1,288	1,90
	$E_s/E_I^b = 50$	1,310	3,60
	$E_s/E_I^b = 100$	1,333	5,50
	$E_s/E_I^b = 500$	1,385	9,60

<sup>a</sup> As diferenças foram calculadas com base no caso sem interface solo-estrutura;

<sup>b</sup>  $E_s/E_I$  = relação entre o módulo de elasticidade do solo e o elemento de cisalhamento fictício.

Fonte: Kim e Yoo (2005)



### 4.3 Resultados dos modelos numéricos

Os principais aspectos obtidos com a reprodução dos sistemas estruturais de seções transversais não usuais, via modelo numérico em elementos finitos, estão apresentados na sequência.

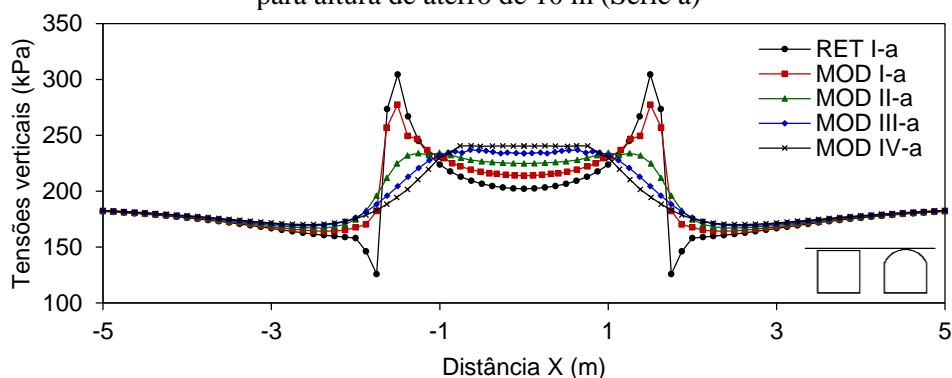
#### 4.3.1 Tensões obtidas via MEF

Primeiramente, estão descritos as comparações das pressões obtidas nos modelos numéricos, com o intuito de evidenciar às mudanças que ocorrem quanto às concentrações de tensões.

##### 4.3.1.1 Distribuição de pressões verticais

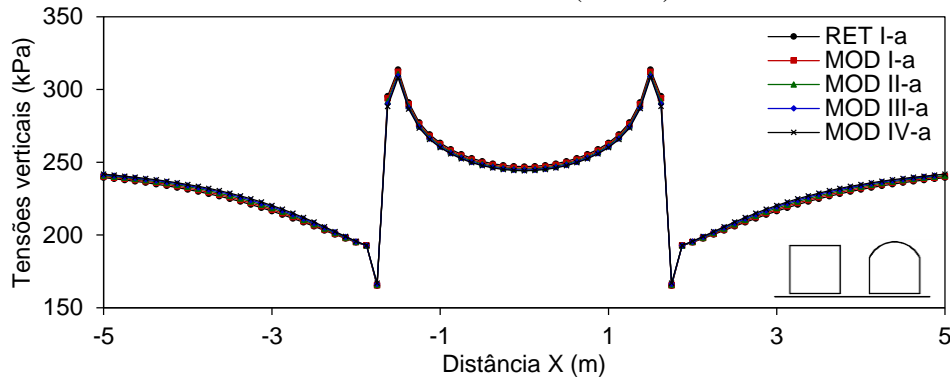
As Figura 4.7 e Figura 4.8 representam a variação das pressões verticais para uma altura de aterro de 10 m, atuantes em uma linha horizontal que passa pela parte superior e inferior, respectivamente, nas galerias retangular e modificadas. Percebe-se que na laje de cobertura da galeria retangular concentram-se maiores tensões na região próxima as quinas e que, no caso das galerias modificadas, a concentração de tensões na cobertura tende a diminuir conforme aumenta as inclinações do arco. Já para as distribuições de tensões na base das galerias não há mudança de comportamento, e isso é esperado, até mesmo pelo fato das bases das galerias serem idênticas.

Figura 4.7 – Comparação das pressões verticais na cobertura das galerias retangular e modificadas para altura de aterro de 10 m (Série a)



Fonte: o autor (2017)

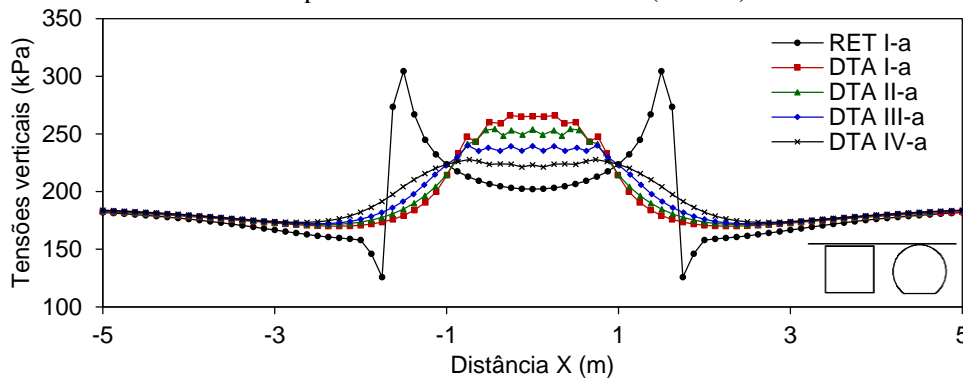
Figura 4.8 – Comparação das tensões verticais na base das galerias retangular e modificadas para altura de aterro de 10 m (Série a)



Fonte: O autor (2017)

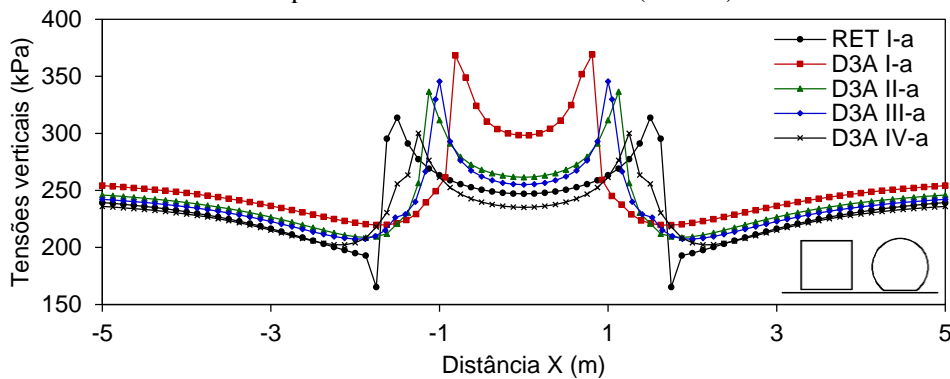
A mesma comparação feita para as galerias definidas por três arcos é mostrado conforme Figura 4.9 e Figura 4.10 para o plano horizontal acima e abaixo das galerias, respectivamente.

Figura 4.9 – Comparação das tensões verticais na cobertura das galerias retangular e definida por três arcos para altura de aterro de 10 m (Série a)



Fonte: O autor (2017)

Figura 4.10 – Comparação das tensões verticais na base das galerias retangular e definidas por três arcos para altura de aterro de 10 m (Série a)



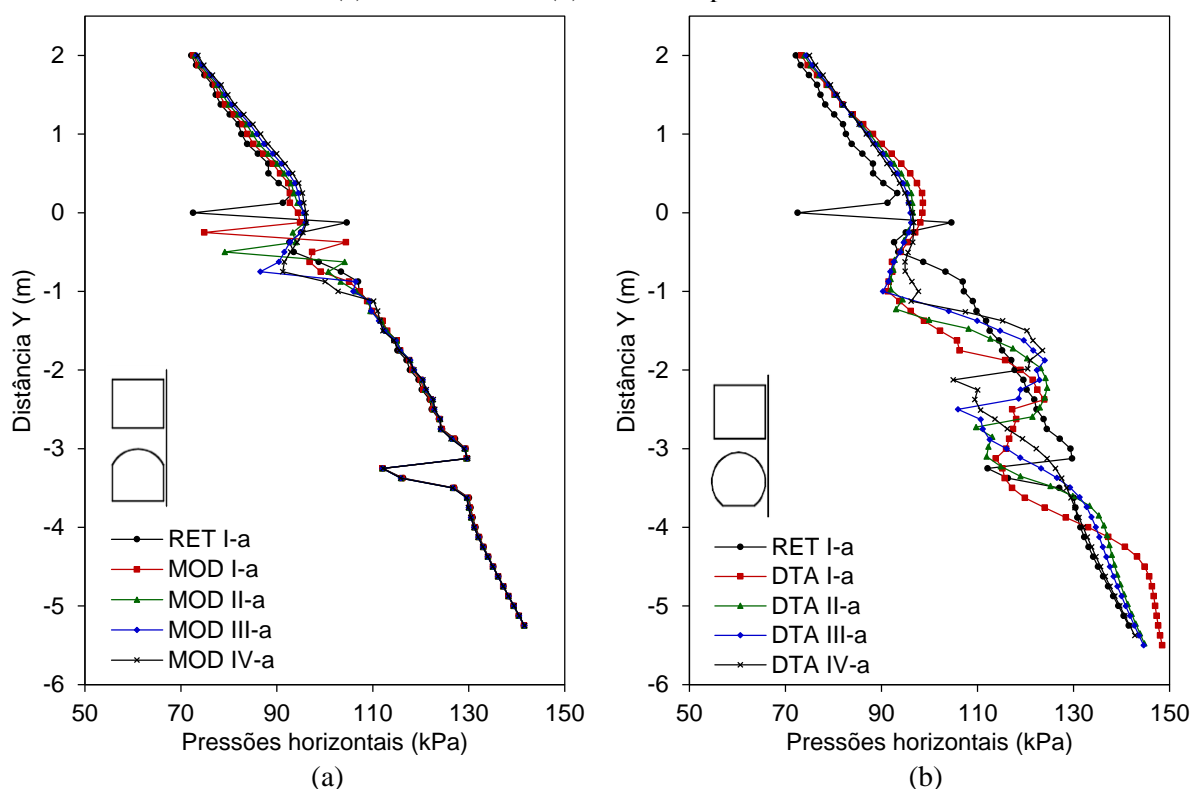
Fonte: o autor (2017)

As galerias definidas por três arcos possuem geometrias com variados tamanhos de base, isso explica a diferença nas distâncias entre os picos de pressões. E cabe destacar que a galeria DTA I, por ser a estrutura mais alongada e, portanto, possui a maior altura (4,0 m), apresenta os valores mais elevados de concentração de tensões na base entre todas as galerias analisadas. Isto acontece em parte, devido a essa diferença entre de altura de aterro na cota da base da galeria.

#### 4.3.1.2 Distribuição de pressões horizontais

A Figura 4.11a e Figura 4.11b representam a variação das pressões horizontais atuantes em uma linha vertical que passa pela lateral das galarias retangular e modificadas e passa tangente à galeria definida por três arcos.

Figura 4.11 – Comparação das tensões horizontais na lateral das galerias para altura de aterro de 10 m  
(a) Modificadas e (b) Definidas por três arcos



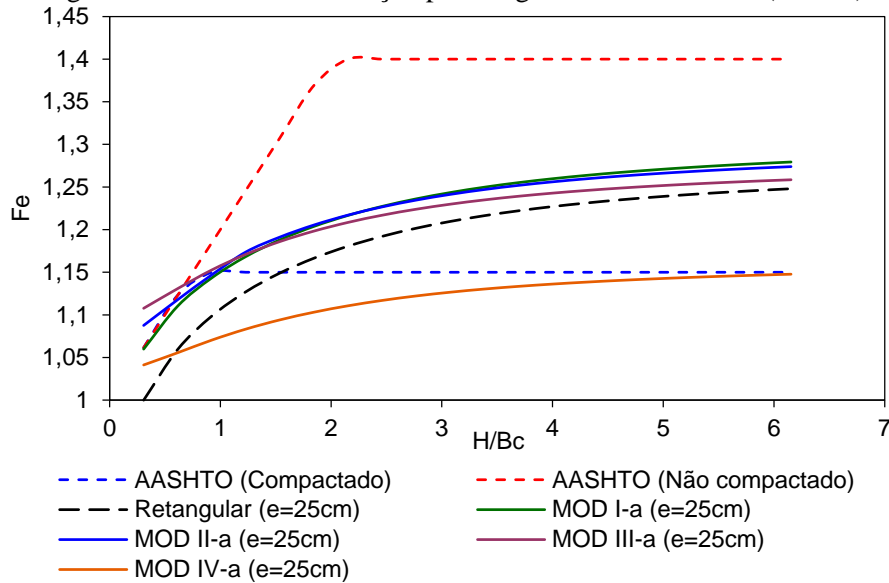
Fonte: O autor (2017)

No caso das galerias modificadas percebe-se que existe um salto das tensões no pontos de inflexão entre a base e a parede lateral e entre a parede lateral e a cobertura, já no caso das galerias definidas por três arcos não existe comportamento bem definido.

#### 4.3.1.3 Fator de interação ( $F_e$ ) para galerias modificadas

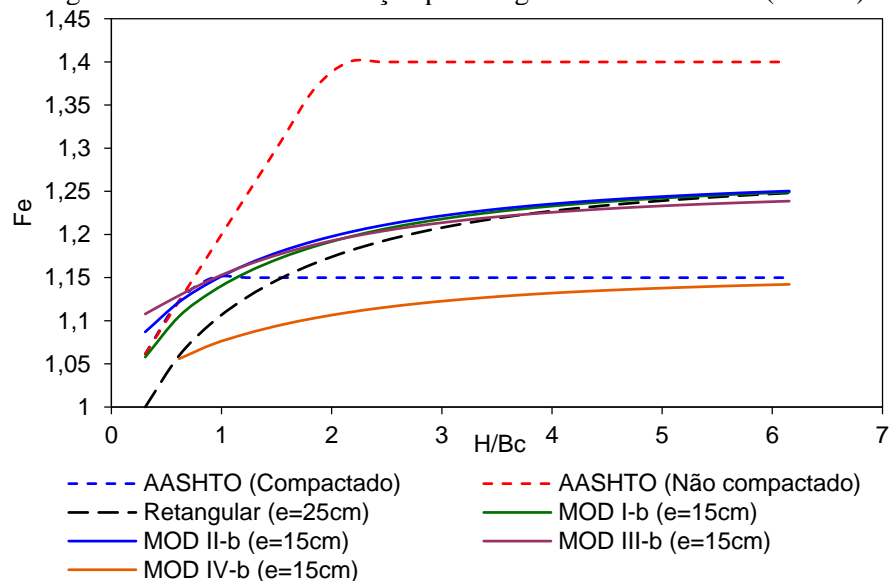
Com base nos resultados da AASHTO (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, 2002) e de outros autores como Kim e Yoo (2005), Bennet (2005) e Kang et al. (2008), também foram estabelecidos para as galerias modificadas o fator de interação conforme aumenta a relação  $H/B_c$ . Os gráficos das Figura 4.12 e da Figura 4.13, mostram essa variação para as galerias modificadas da Série “a” e Série “b”, respectivamente, estão mostrados também a curva de  $F_e$  para a galeria RET I-a.

Figura 4.12 – Fator de interação para as galerias modificadas (Série a)



Fonte: O autor (2017)

Figura 4.13 – Fator de interação para as galerias modificadas (Série b)



Fonte: O autor (2017)

O fator de interação ( $F_e$ ) para galeria retangular analisada, com parede de 25 cm de espessura, tende a estabilizar-se com o aumento da altura de aterro, aproximando-se, no caso, para o valor de 1,25 a partir de  $H/B_c$  maior que 3,0. Em relação às galerias modificadas percebe-se que as seções transversais que apresentam cobertura mais abatida (MOD I-a, MOD II-a e MOD III-a, de espessura 25 cm) apresentam um ligeiro aumento em relação a galeria retangular, tendendo a valores de 1,28, 1,27 e 1,26, respectivamente. E as galerias modificadas com espessura de 15 cm (MOD I-b, MOD II-b e MOD III-b), ambas tendem assintoticamente para o valor 1,25. A galeria MOD IV, que possui a maior inclinação da cobertura, apresentou um comportamento para o fator de interação bastante distinto, o que pode indicar que para flechas na cobertura muito proeminentes, o fator de interação das pressões verticais pode não ser efetivo. E nesse caso, pode-se recorrer a uma análise de interação quanto as pressões horizontais para conclusões globais. Percebe-se ainda que os valores mais pessimistas da AASHTO (aterro não compactado) são bastante conservadores, tendo em vista que os parâmetros adotados para o solo nos modelos analisados

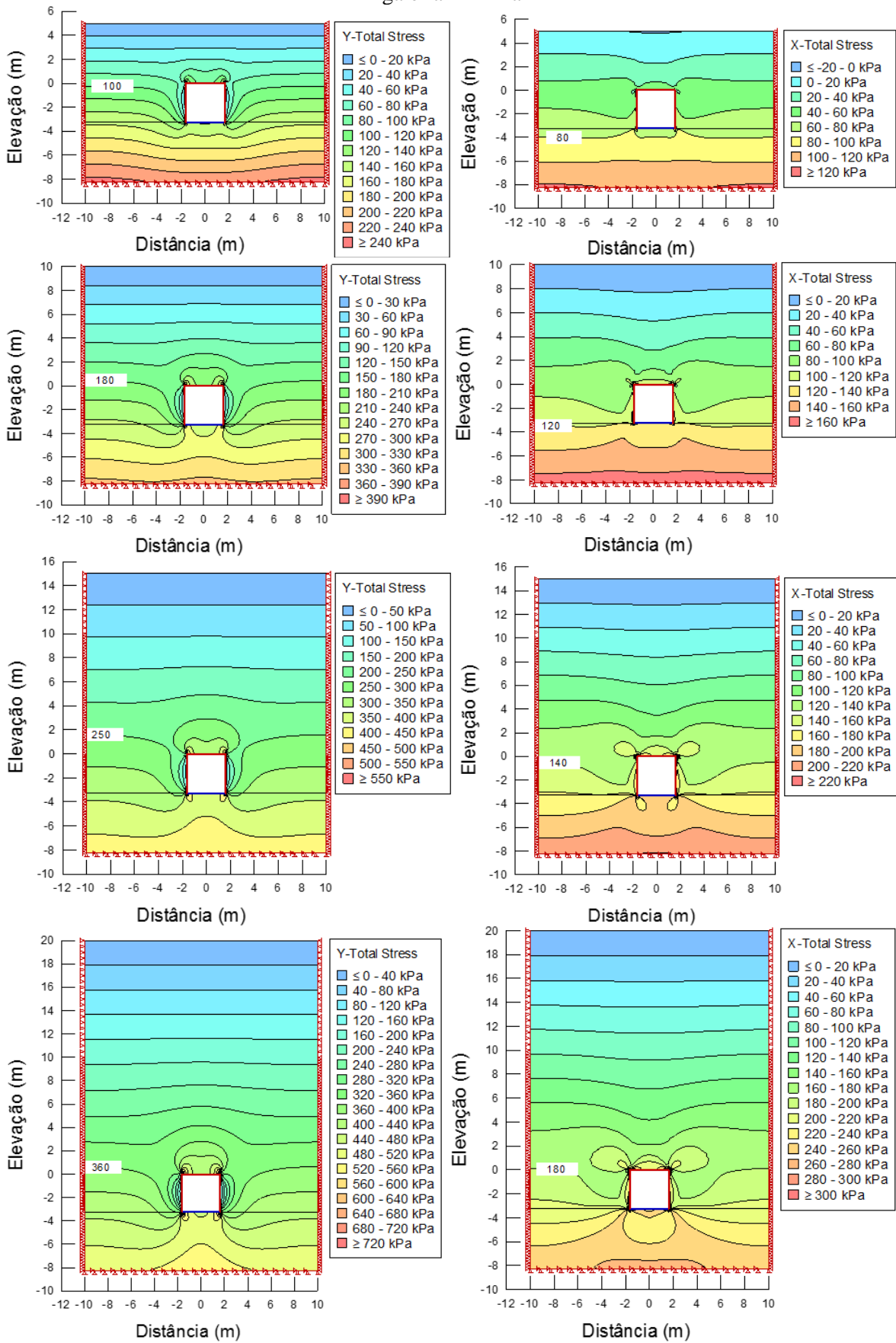
#### 4.3.1.4 Fator de interação ( $F_e$ ) para galerias definidas por três arcos

Os valores obtidos para o fator de interação nas galerias definidas por três arcos não foram conclusivos e portanto, entende-se que não podem representar um parâmetro adequado para quantificar a interação solo-estrutura. Nota-se que esse tipo de galeria apresenta comportamento mais eficiente quando as pressões horizontais se tornam preponderantes em relação às pressões verticais. Por essa razão considera-se que a estimativa das tensões atuantes em estruturas com essa configuração de seção transversal é adequado a partir de análises com um fator para pressões horizontais e para pressões horizontais.

#### 4.3.1.5 Representação incremental das tensões nas galerias

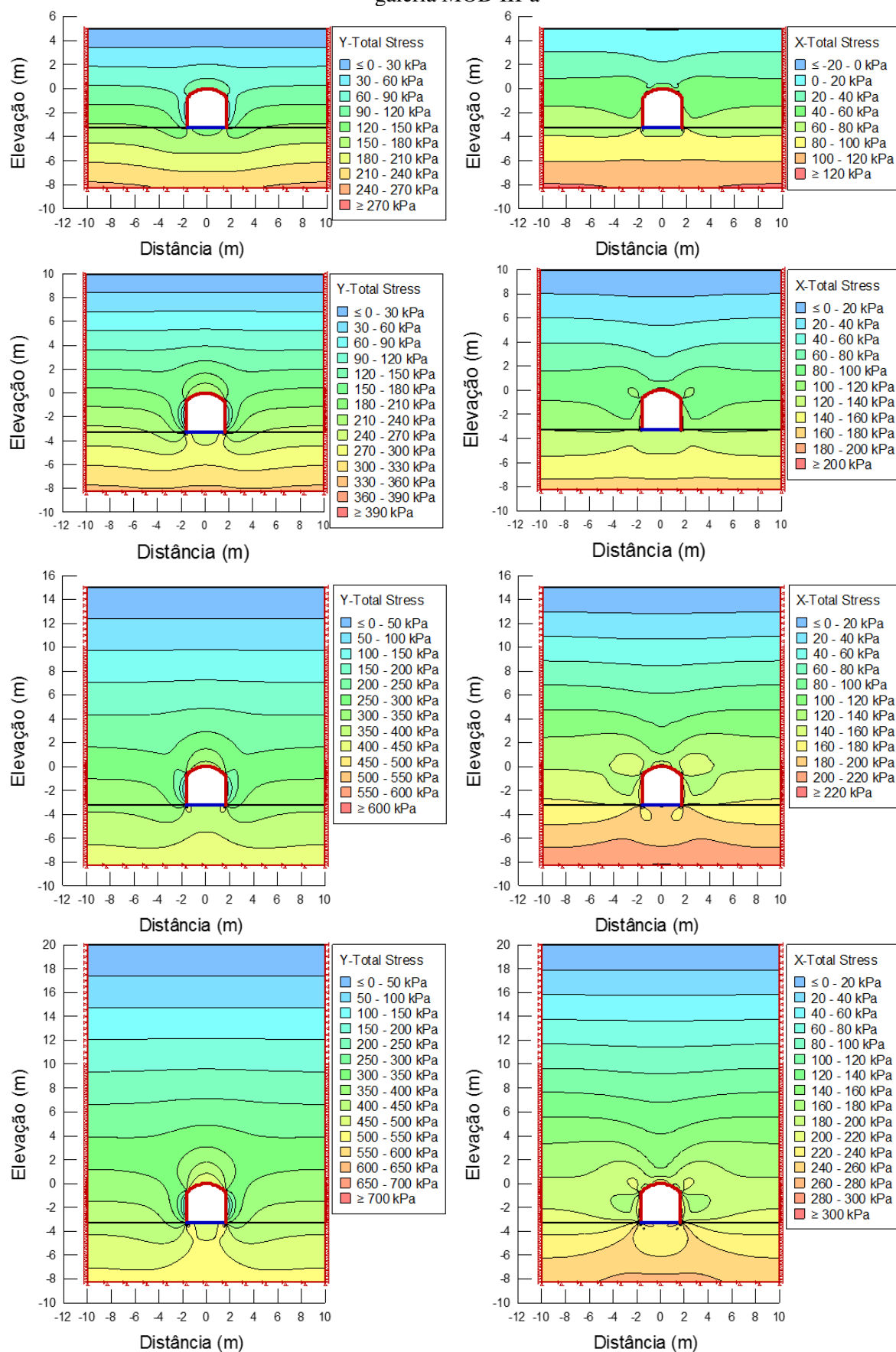
A título de ilustração, para exemplificar o processo de redistribuição das pressões verticais (*Y-Total Stress*) e horizontais (*X-Total Stress*) com o acréscimo da construção do aterro, são representados na sequência os diagramas para a galeria RET I-a, MOD III-a e D3A II-A, para  $H = 5$  m, 10 m, 15 m e 20 m.

Figura 4.14 – Distribuições da pressões verticais (*Y-Total Stress*) e horizontais (*X-Total Stress*) para a galeria RET I-a



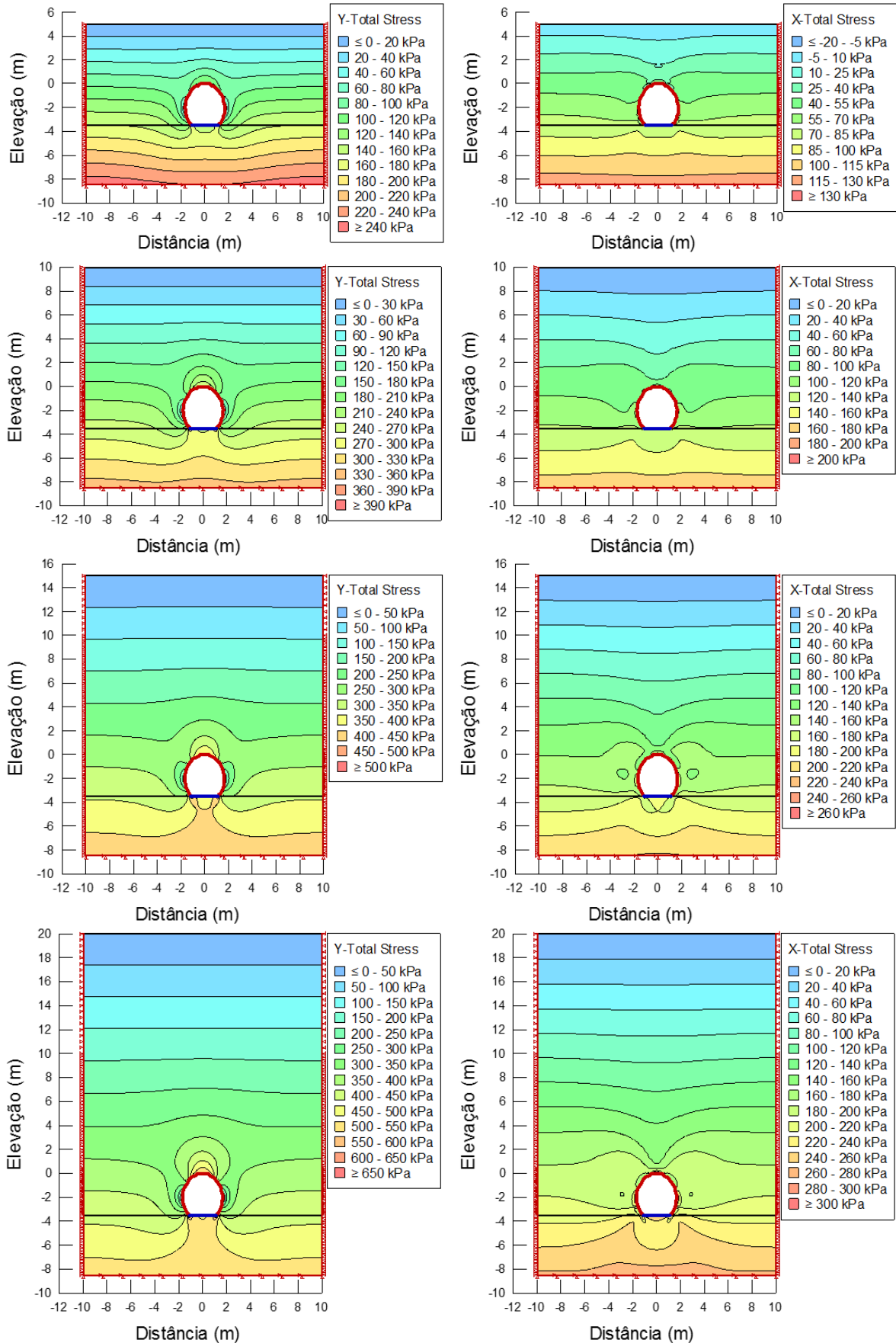
Fonte: O autor (2017)

Figura 4.15 – Distribuições da pressões verticais (*Y-Total Stress*) e horizontais (*X-Total Stress*) para a galeria MOD III-a



Fonte: O autor (2017)

Figura 4.16 – Distribuições da pressões verticais (*Y-Total Stress*) e horizontais (*X-Total Stress*) para a galeria DTA II-a



Fonte: O autor (2017)



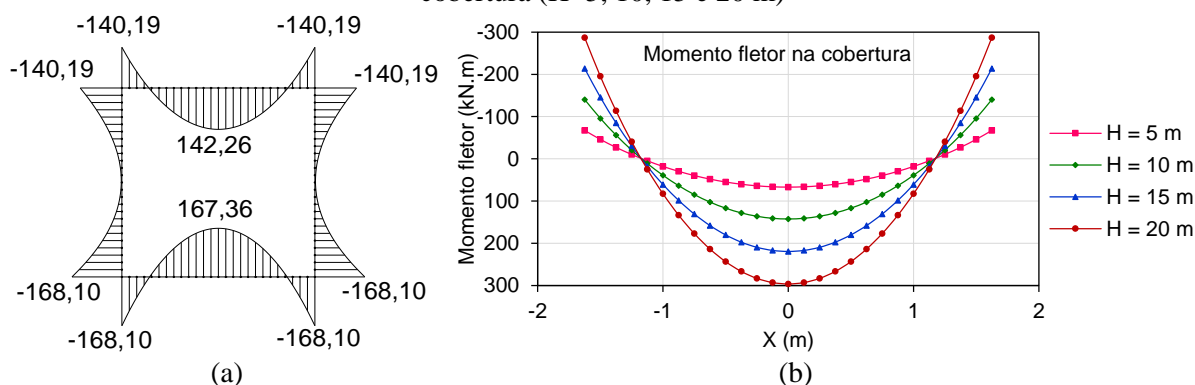
### 4.3.2 Análise dos diagramas de esforços

Os valores dos esforços nos modelos analisados mantiveram uma variação linear conforme o aumento de pressões sobre as estruturas. Nas Figura 4.17b e Figura 4.18b estão representados o aumento dos valores de momento fletor e força cortante, respectivamente, para a laje de cobertura da galeria retangular RET I-a, de referência deste estudo, que possui espessura de parede igual a 25 cm. Conforme aumenta altura de terra sobre a estrutura, a variação dos esforços ocorre de maneira uniforme.

Os diagramas característicos de momento fletor e força cortante da galeria retangular para uma altura de aterro de 10 metros está exemplificado nas Figura 4.17a e Figura 4.18a, respectivamente.

Figura 4.17 – Momentos fletores na galeria RET I-a

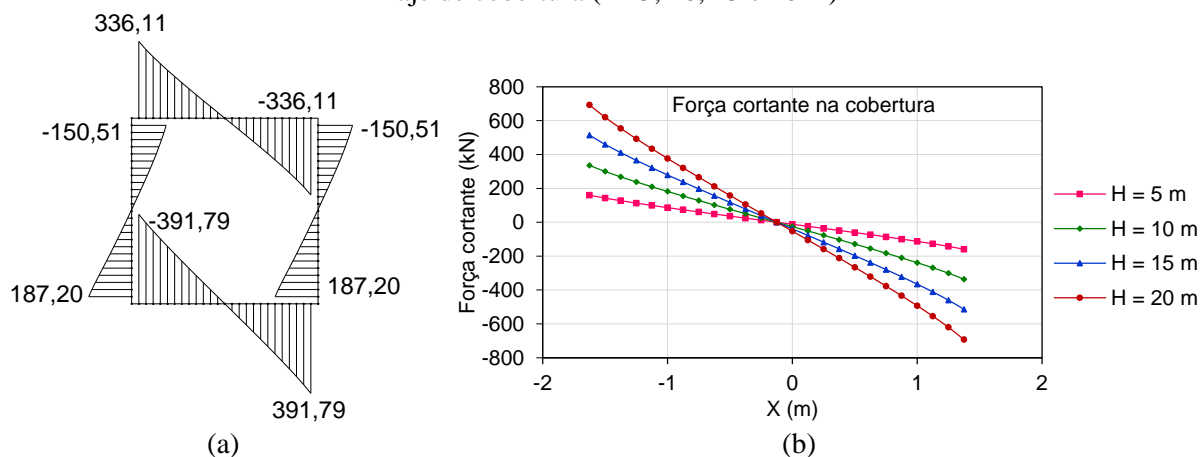
(a) Diagrama de momento fletor ( $H=10\text{m}$ ) e (b) Variação dos valores de momentos fletores na cobertura ( $H=5, 10, 15$  e  $20\text{ m}$ )



Fonte: O autor (2017)

Figura 4.18 – Força cortante na galeria RET I-a

(a) Diagrama de força cortante para a galeria retangular ( $H=10\text{m}$ ) e (b) Variação da força cortante na laje de cobertura ( $H=5, 10, 15$  e  $20\text{ m}$ )

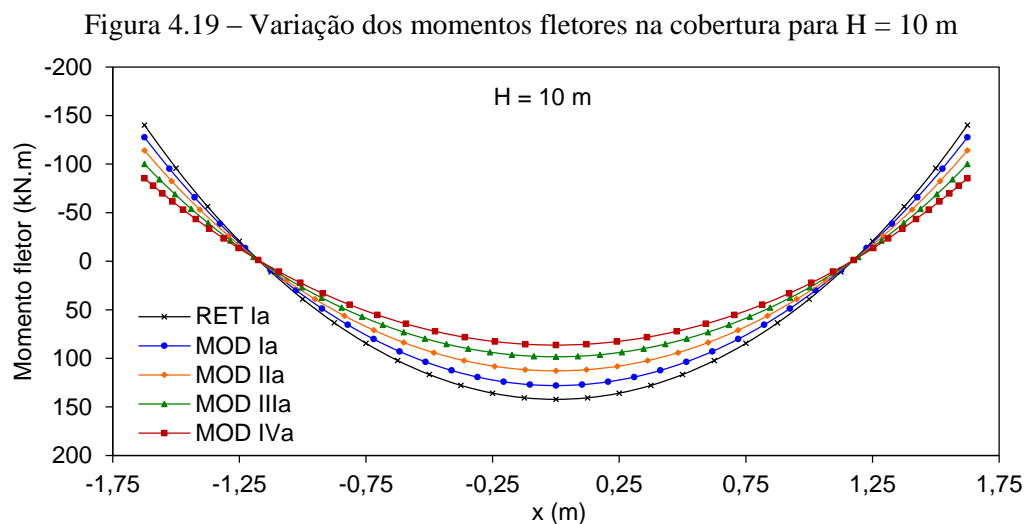


Fonte: O autor (2017)

#### 4.3.2.1 Análise quanto à mudança de geometria

Os esforços atuantes em todas as galerias analisadas possuem uma variação uniforme conforme a altura, por esta razão e para melhor apresentação, as demonstrações dos esforços, conforme a geometria, foram feitas com uma única altura igual a 10 m.

No caso das galerias modificadas, existe uma tendência de melhor distribuição dos momentos fletores e das forças cortantes em função da inclinação da cobertura em arco. O gráfico da Figura 4.19 mostra a variação dos momentos fletores das galerias modificadas, com espessura de parede igual a 0,25 m. em comparação à galeria retangular, também de espessuras 0,25 m. A distância “x” foi tomada igual a projeção dos pontos da cobertura em arco em relação aos eixos coordenados.



Fonte: O autor (2017)

É interessante que a variação dos momentos fletores nas seções MLC e CSQ diminui numa proporção entre 9 e 10% para cada incremento de 15% na flecha da cobertura. Entretanto, na parte inferior da galeria nota-se que as variações dos momentos fletores são mais modestas. Na seção do canto inferior (CIQ), a redução dos momentos fica em torno de 2% a cada incremento de 15% na flecha da cobertura, e na seção do meio da laje de fundo (MLF), os valores de momento fletor são maiores do que na mesma seção da galeria retangular, sofrendo aumento de valor de até 7%. A Tabela 4.7 mostra o valor dos momentos fletores nas seções críticas para as galerias modificadas da Série “a” comparados à galeria retangular, os valores entre parênteses representam a porcentagem de aumento ou redução em relação a galeria retangular.

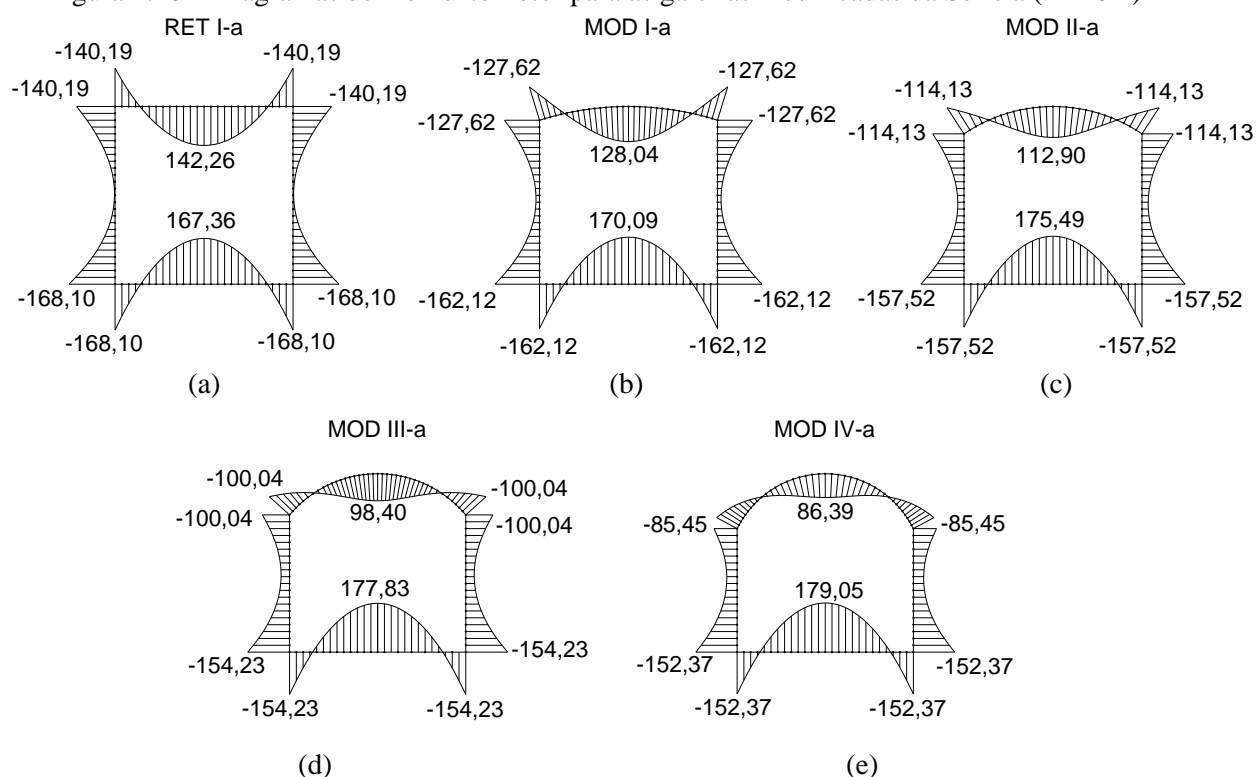
Tabela 4.7 – Variação dos momentos fletores para cada seção crítica das galerias propostas

	MLC	CSQ	CIQ	MLF
RET Ia	142,26 (0%)	-140,19 (0%)	-168,10 (0%)	167,36 (0%)
MOD Ia	128,04 (-10%)	-127,62 (-9%)	-162,12 (-4%)	172,01 (+3%)
MOD IIa	112,91 (-21%)	-114,13 (-19%)	-157,52 (-6%)	175,49 (+5%)
MOD IIIa	98,44 (-31%)	-100,05 (-29%)	-154,23 (-8%)	177,83 (+6%)
MOD IVa	86,38 (-39%)	-85,40 (-39%)	-152,37 (-9%)	179,05 (+7%)

Fonte: O autor (2017)

A Figura 4.20 representa os diagramas característicos das galerias modificadas com espessuras de 25 cm (Séria “a”) para altura de aterro (H) de 10 m.

Figura 4.20 – Diagramas de momento fletor para as galerias modificadas da Série a (H=10m)



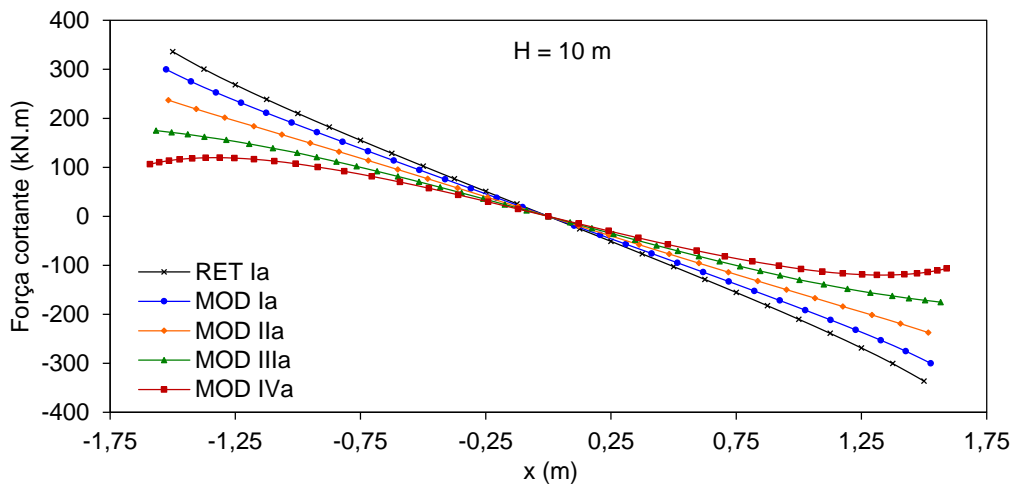
Fonte: O autor (2017)

Quanto à força cortante nas galerias modificadas, observa-se uma alteração da distribuição de valores coerente com os valores de momentos fletores. A Figura 4.21 representa os valores da força cortante na cobertura para a galeria retangular RET I-a, e galerias modificadas: MOD I-a, MOD II-a, MOD III-a e MOD IV-a, sendo que as distâncias em “x” da referem-se aos valores em projeção dos pontos da cobertura em arco.

Observa-se que para a galeria retangular (RET I-a) e para as galerias modificadas (MOD I-a, MOD II-a e MOD III-a), a cortante máxima está situada junto a quina superior, porém no caso da galeria MOD IV-a, que possui inclinação de 60%, o valor da cortante máxima está

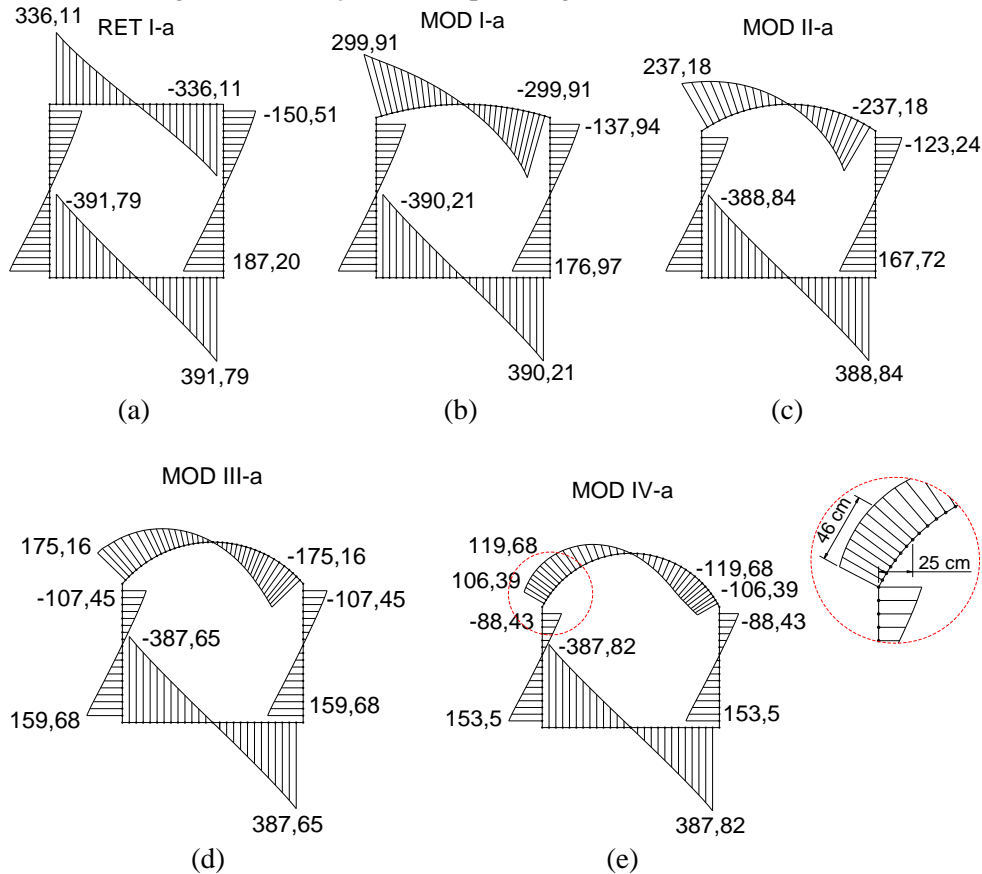
situado a uma distância projetada de aproximadamente 25 cm da quina da galeria (Figura 4.22-e). Isso evidencia que a galeria MOD IV-a possui uma inclinação da cobertura tão elevada, que mobiliza pressões horizontais significativas, que inclusive são capazes de afetar o fator de interação solo-estrutura ( $F_e$ ), conforme Figura 4.12.

Figura 4.21 – Variação da força cortante na cobertura para H = 10 m



Fonte: O autor (2017)

Figura 4.22 – Diagramas de força cortante para as galerias modificadas da Série a (H=10m)



Fonte: O autor (2017)

Quanto às variações dos valores de força cortante em relação aos valores obtidos na galeria retangular, conforme Tabela 4.8, percebe-se que as seções críticas superiores (CSC e CSQ) apresentam maior redução da força cortante. Considerando as galerias modificadas de inclinação da cobertura de até 45 %, tem-se uma redução de aproximadamente 20% e 10 % da força cortante em CSC e CQS, respectivamente, para cada incremento de 15% de inclinação.

Tabela 4.8 – Variação de força cortante para cada seção crítica das galerias propostas (H=10m)

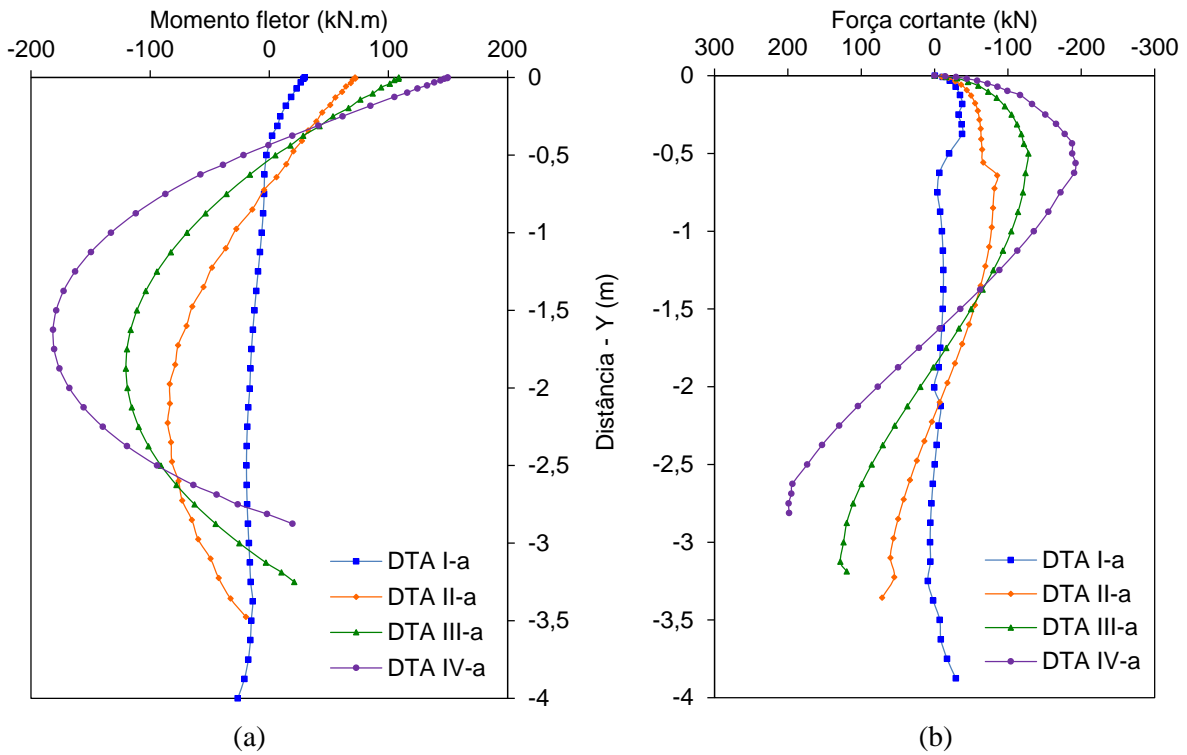
	CSC	CSQ	CIF	CIP
RET Ia	336,11 (0%)	-150,51 (0%)	187,20 (0%)	-391,79 (0%)
MOD Ia	299,91 (-11%)	-137,94 (-8%)	176,97 (-5%)	-390,21 (0%)
MOD IIa	237,18 (-29%)	-123,79 (-18%)	167,71 (-10%)	-388,84 (-1%)
MOD IIIa	175,16 (-48%)	-107,45 (-29%)	159,68 (-15%)	-387,65 (-1%)
MOD IVa	106,39 (-68%)	-88,43 (-41%)	153,50 (-18%)	-386,82 (1%)

Fonte: O autor (2017)

No caso das galerias definidas por três arcos, o critério de comparação foi em relação a mesma área interna, e, portanto, diferentes proporções entre altura e largura foram consideradas. Em relação a distribuição dos esforços de flexão, quanto mais alongado for o formato da galeria, ou seja, quanto menor for a relação  $h_{ext}/b_{ext}$ , menores serão os valores dos esforços. Isso graças a maior influência das pressões horizontais em relação às pressões verticais, que podem inclusive igualar-se e ultrapassar em magnitude. Quanto mais achatada for a galeria definida por três arcos, maior carga vertical incide sobre a mesma, e o benefício das pressões laterais são menos significativos, ocasionando maiores momentos fletores, como pode ser observado na Figura 4.23a, em que, dentro das possibilidades, são comparados os momentos fletores segundo uma distância Y projetada verticalmente.

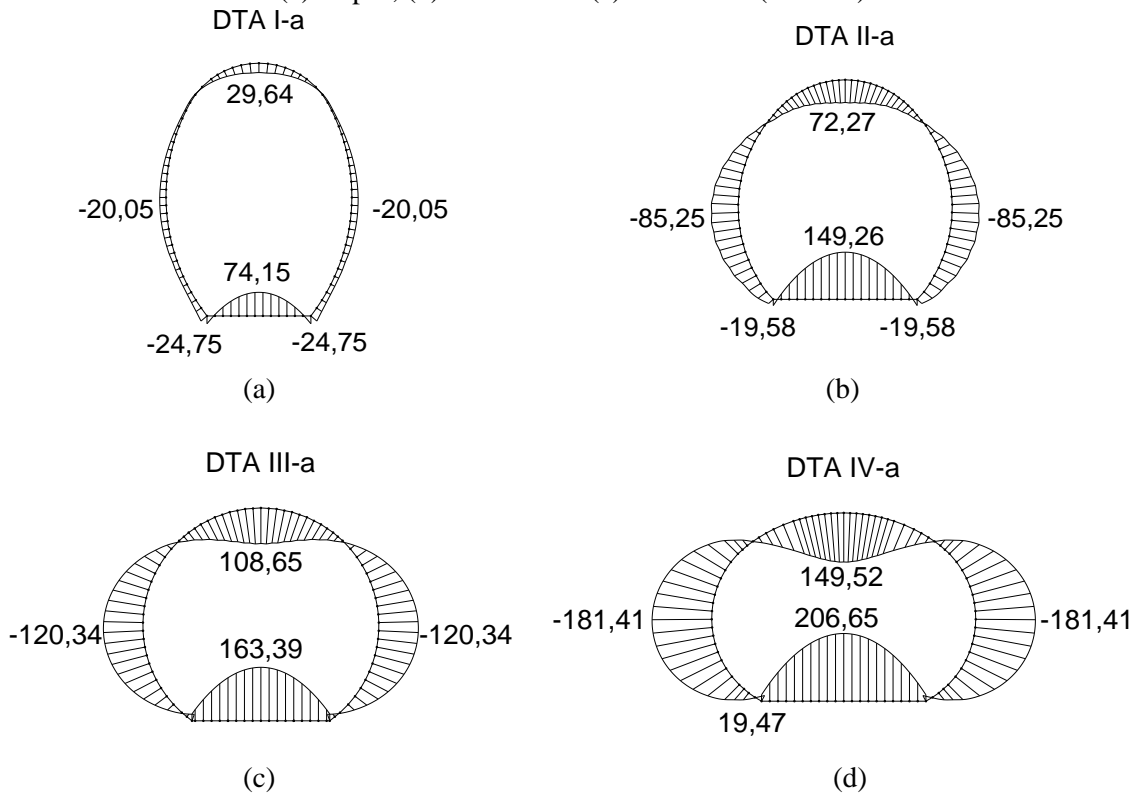
No gráfico da Figura 4.23b, dos esforços de força cortante, percebe-se por volta da cota -0,65 m existe uma descontinuidade nas curvas. Isso é atribuído à algum erro de concordância na malha de elementos finitos. No caso da galeria DTA II-a essa descontinuidade está ainda mais evidenciada, representando que houve uma falha na concordância, o que caracteriza um ponto de inflexão entre os raios do arco da cobertura e o raio do arco lateral.

Figura 4.23 – Comparação dos diagramas das galerias definidas por três arcos (H=10m)  
(a) Momento fletor e (b) Força cortante



Fonte: O autor (2017)

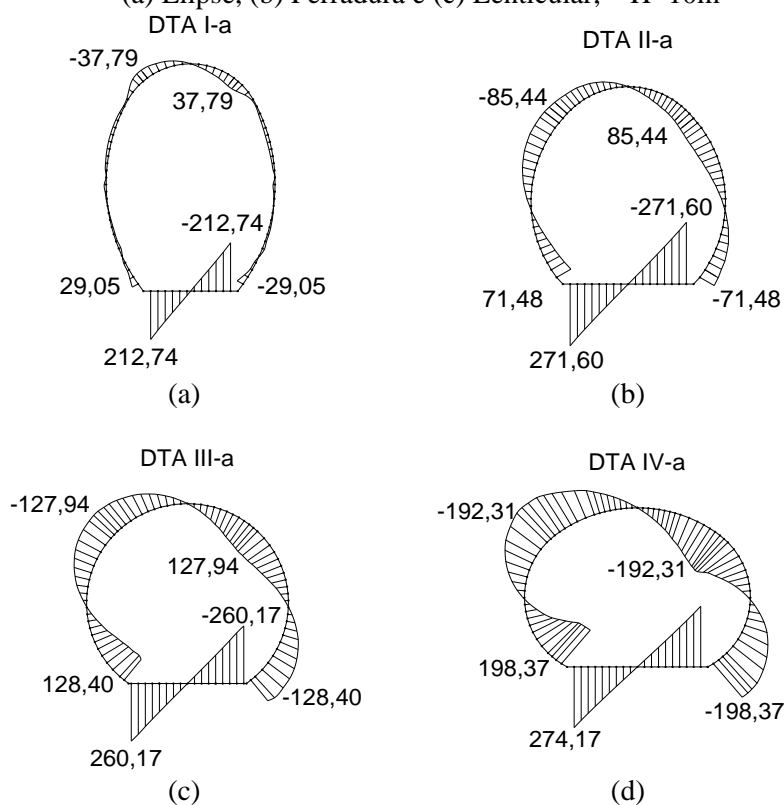
Figura 4.24 – Diagramas de momentos fletores característicos para as galerias  
(a) Elipse, (b) Ferradura e (c) Lenticular (H=10m)



Fonte: O autor (2017)

Outro aspecto importante das galerias definidas por três arcos é em relação ao tamanho da base, pois quanto menor for a dimensão da base, menos esforço de flexão ocorrerão nessa região.

Figura 4.25 – Diagramas de força cortante característicos para as galerias (a) Elipse, (b) Ferradura e (c) Lenticular, – H=10m



Fonte: O autor (2017)

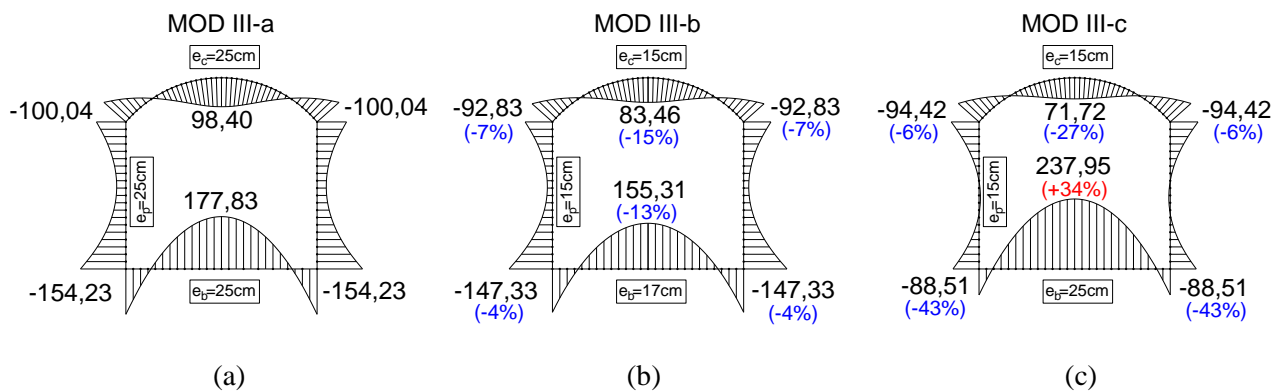
#### 4.3.2.2 Análise quanto à influência da espessura

A espessuras das galerias afetam a distribuição dos esforços, de maneira que reduzindo-as também diminui-se as solicitações atuantes na estrutura, pois conforme já foi explanado, o processo de interação solo-galeria mobiliza mecanismos resistentes do solo que são capazes de suportar mais ou menos carga conforme a flexibilidade da estrutura. Quanto mais fina for a parede da galeria mais fortemente essa estrutura irá interagir com o solo para suportar as cargas que lhes são importas. Nesse caso, a capacidade resistente do solo é mais solicitada, e isso conduz a reduções nos valores dos esforços. E nas galerias enterradas não somente o processo de interação solo-estrutura desencadeado pelas diferentes deformações dos materiais, afeta as

solicitações, mas também a interferência na rigidez a flexão ( $EI$ ) das paredes das galerias, pois conforme a análise das séries propostas (Série “a”, “b” e “c”), pode-se perceber que galerias que apresentam a base mais grossa (Série “c”), logo rigidez a flexão ( $EI$ ) mais elevada, induzem a concentração de esforços nessa região.

A Figura 4.26 mostra, como exemplo, a variação dos momentos fletores na galeria modificada MOD III-a (Série “a”, com espessura de 25 cm), MOD III-b (Série “b”, com espessura de parede e laje de coroamento de 15 cm e base de 17 cm) e MOD III-c (Série “c”, com a espessura da base de 25 cm e a espessura das paredes laterais e cobertura igual de 15 cm). O valor entre parênteses indicam a porcentagem de aumento ou redução no valor dos momentos fletores em relação a galeria MOD III-a de espessura 25 cm.

Figura 4.26 – Variação dos momentos fletores conforme espessura das paredes ( $H=10\text{m}$ )



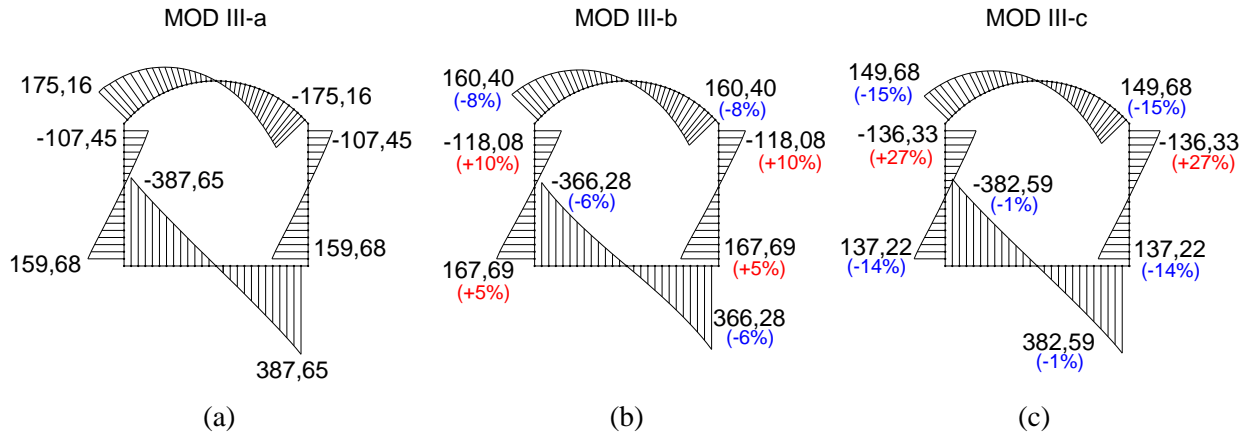
Fonte: O autor (2017)

Percebe-se que quando se reduziu a espessura da Série “a” para a Série “b”, todas as seções críticas tiveram redução no valor dos momentos, sendo que essa redução chegou a 15% na seção crítica MLC, neste caso a espessura mais fina da galeria proporcionou a maior interação da estrutura com o solo. Entretanto, quando se manteve a espessura de 25 cm na laje de fundo e reduziu-se as espessuras das paredes laterais e laje de cobertura para 15 cm (Série “c”), o rearranjo dos momentos fletores em MOD III-c apresentou características singulares. A laje de fundo, por apresentar rigidez a flexão ( $EI$ ) maior, concentrou maiores esforços de flexão (aumento de 34% na seção MLF comparado a galeria MOD III-a), porém os esforços de flexão no meio da laje de cobertura (MLC) e nos cantos inferiores (CIQ) caíram significativamente, com redução dos momentos de 27% e 43 %, respectivamente.



O aumento da interação com o solo, quando se reduz as espessuras das paredes, também mobiliza maiores pressões horizontais. Na análise dos diagramas de força cortante da Figura 4.27b, percebe-se que esse aumento da reação horizontal conduz a um aumento da força cortante nas paredes laterais da galeria mais fina (MOD III-b).

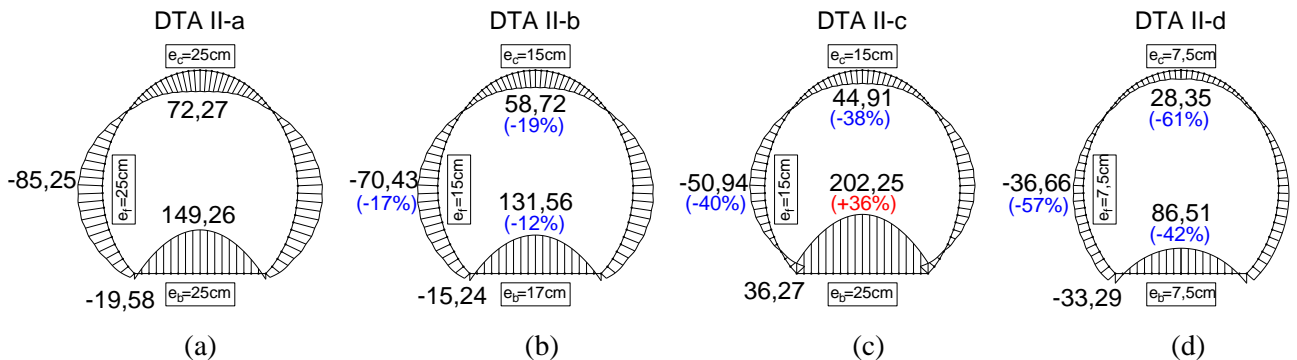
Figura 4.27 – Variação da força cortante conforme espessura das paredes (H=10m)



Fonte: O autor (2017)

Para exemplificar como a alteração das espessuras afeta os esforços nas galerias definidas por três arcos, as Figura 4.28 e Figura 4.29 mostram a variação dos momentos fletores e da força cortante, respectivamente, para a galeria DTA II nas séries analisadas (Séria “a”, “b”, “c” e “d”), considerando altura de aterro (H) igual a 10 m.

Figura 4.28 – Comparação dos momentos fletores para a galeria DTA II (H=10m)

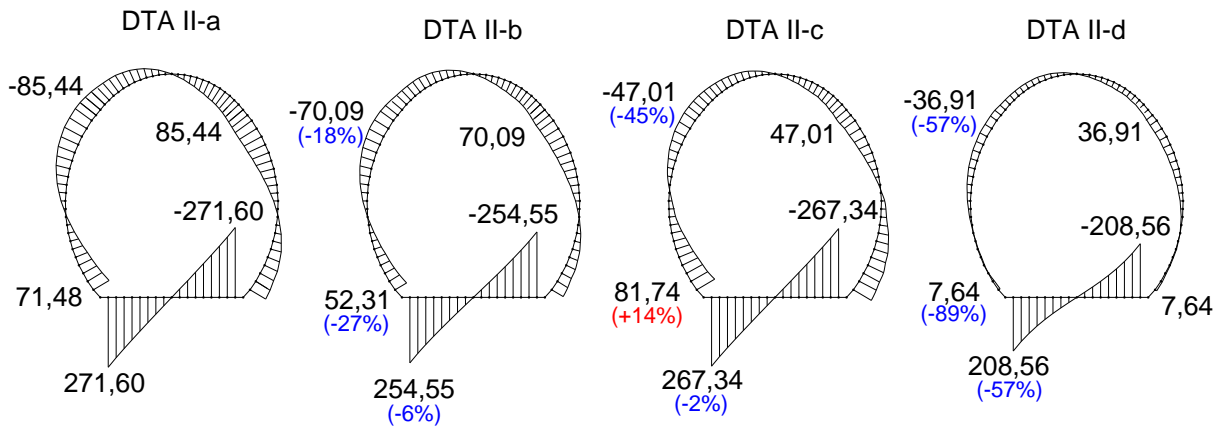


Fonte: O autor (2017)

De maneira análoga às galerias modificadas, os resultado obtidos para as galerias definidas por três arcos demonstram que com a redução das espessuras das paredes e o consequente aumento da flexibilização da estrutura, ocorrem reduções nos esforços, graças a

maior interação que se estabelece com o solo. Entretanto, as reduções observadas nas galerias definidas por três arcos são ainda mais significativas que nas galerias modificadas, principalmente em relação às solicitações de cisalhamento.

Figura 4.29 – Comparação da força cortante para a galeria DTA II (H=10m)



Fonte: O autor (2017)

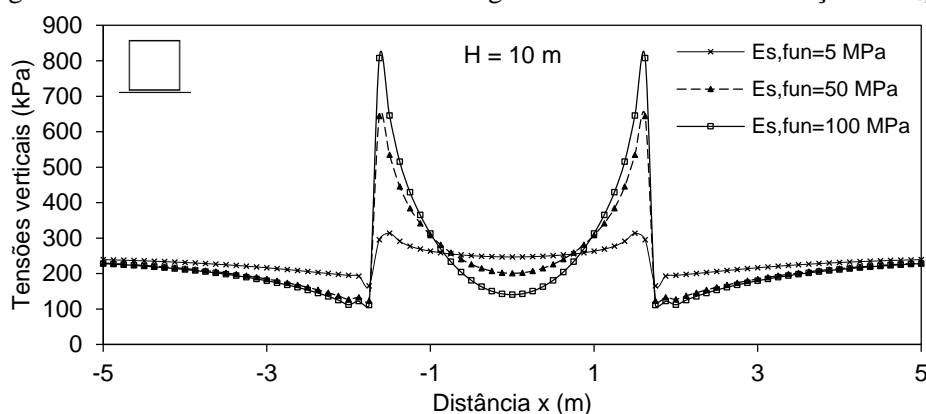
Nas galerias da Série “d”, apesar do módulo de elasticidade do concreto ser mais elevado, em virtude do preceito de uso de concreto de alta resistência, as espessuras bastante reduzidas ( $e = 7,5$  cm) compõem uma rigidez à flexão ( $EI$ ) com cerca da metade do valor da Série “a”, por exemplo. E conforme diagramas da galeria DTA II-d (Figura 4.28d e Figura 4.29d) pode-se observar que os esforços nessa estrutura podem sofrer redução de mais de 50% nas seções mais solicitadas comparado a galeria DTA II-a. Além de que, em várias regiões menos solicitadas, os esforços nas galerias da Série “d” possuem valores hegemonicamente baixos, inclusive nota-se ainda uma proporcionalidade entre os momentos fletores negativos e positivos nessa configuração de galeria.

#### 4.3.3 Análise quanto à influência da rigidez da fundação

Uma investigação adicional em que foram alterados os valores o módulo de elasticidade da camada de solo que representa a fundação ( $E_{s,fun}$ ), demonstrou a influência da rigidez da fundação no sistema de interação solo-galeria. Nesta análise auxiliar os valores de  $E_{s,fun}$  foram tomados igual a 5 MPa, 50 MPa e 100 MPa. O módulo de elasticidade do solo de aterro ( $E_{s,aterro}$ ) foi mantido com valor igual a 5 MPa em todas as análises.

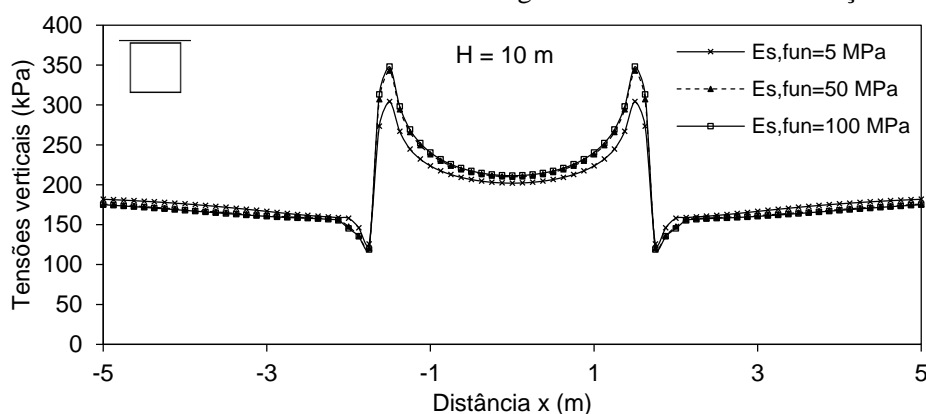
Os resultados obtidos pelo GeoStudio demonstram que as pressões na base das galerias tendem a concentrar-se mais na região das quinas e aliviar a região central da laje de fundo, conforme aumenta-se o módulo de elasticidade do solo. Quanto às pressões verticais na cobertura, variações pouco significativas são observadas. As Figura 4.30 e Figura 4.31 representam as pressões desenvolvidas em uma linha horizontal que passa pela base e pela cobertura, respectivamente, da galeria retangular RET I-a.

Figura 4.30 – Tensões verticais na base da galeria RET I-a com a variação de  $E_{s,fun}$



Fonte: O autor (2017)

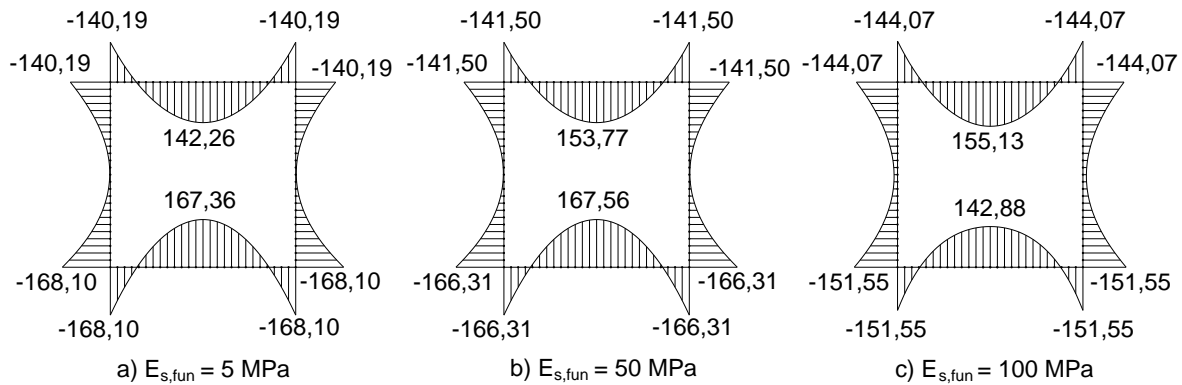
Figura 4.31 – Tensões verticais na cobertura da galeria RET I-a com a variação de  $E_{s,fun}$



Fonte: O autor (2017)

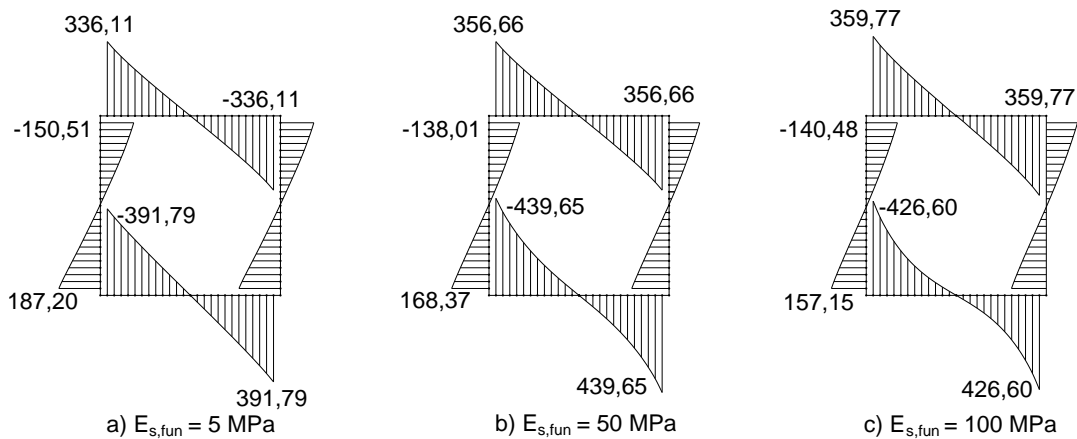
No caso da galeria retangular, em decorrência dessas concentrações de pressões, percebe-se que o valor da força cortante é amplificada nas seções críticas da laje de fundo e de cobertura quando se aumenta o valor de  $E_{s,fun}$ , conforme pode ser observado na Figura 4.33. Porém em relação aos momentos fletores, com a base de apoio ou solo de fundação mais rígido, ocorre uma redistribuição dos esforços, de maneira que tem-se reduções nas seções críticas inferiores e aumento nas seções críticas superiores (Figura 4.32).

Figura 4.32 – Diagramas de momentos fletores para a galeria RET I-a conforme varia  $E_{s,fun}$  (H=10m)



Fonte: O autor (2017)

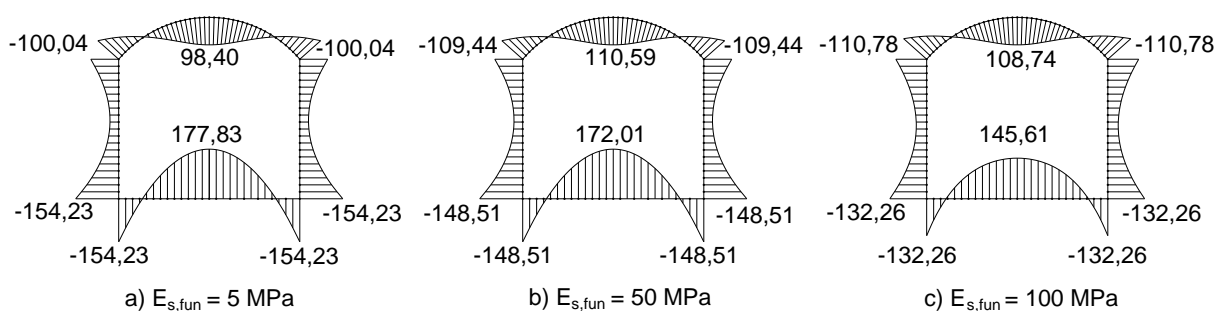
Figura 4.33 – Diagramas de força cortante para a galeria RET I-a conforme varia  $E_{s,fun}$  (H=10m)



Fonte: O autor (2017)

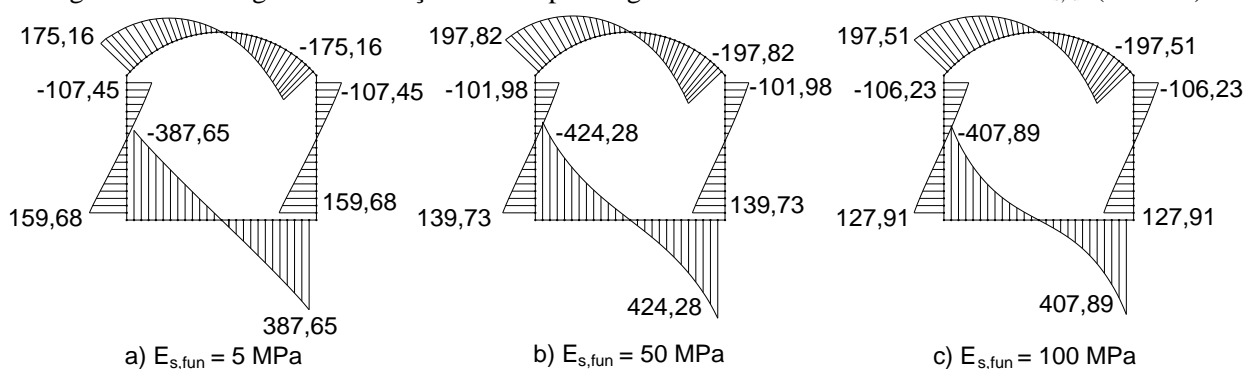
Para a galeria modificada um comportamento análogo à galeria retangular pode ser observado conforme variação do módulo de elasticidade da fundação. As Figura 4.34 e Figura 4.35 representam a variação dos diagramas de momento fletor e força cortante, respectivamente, para a galeria MOD III-a conforme as variações de  $E_{s,fun}$  definidas.

Figura 4.34 – Diagramas de momentos fletores para a galeria MOD III-a conforme varia  $E_{s,fun}$  (H=10m)



Fonte: O autor (2017)

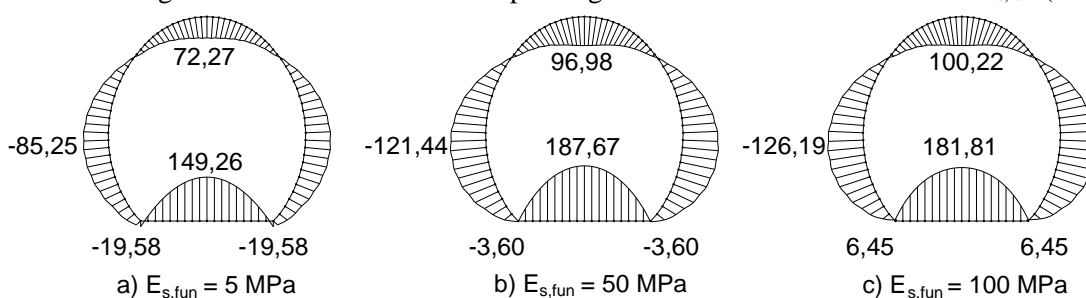
Figura 4.35 – Diagramas de força cortante para a galeria MOD III-a conforme varia  $E_{s,fun}$  (H=10m)



Fonte: O autor (2017)

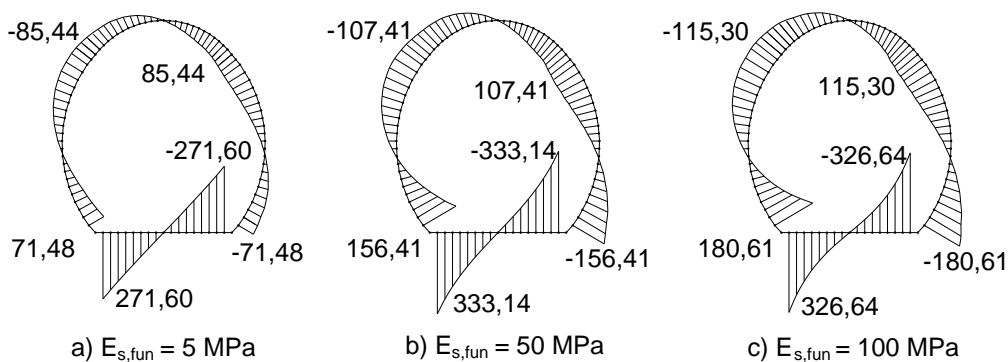
Já nas galerias definidas por três arcos, comportamento distinto é observado para os momentos fletores, que de tendem a aumentar com o aumento da rigidez da fundação, conforme pode ser observado pelo exemplo das Figura 4.36 e Figura 4.37, em que estão estabelecidos os esforços para a galeria DTA II-a.

Figura 4.36 – Diagramas de momentos fletores para a galeria DTA II-a conforme varia  $E_{s,fun}$  (H=10m)



Fonte: O autor (2017)

Figura 4.37 – Diagramas de força cortante para a galeria DTA II-a conforme varia  $E_{s,fun}$  (H=10m)



Fonte: O autor (2017)

#### 4.3.4 Considerações finais

Destaca-se que em uma análise analítica de uma galeria retangular com as dimensões idênticas às definidas para RET-I-a, por exemplo, o valor esperado para a força cortante na laje de cobertura junto a região do apoio (CSQ) é de cerca de 285 kN para uma altura de terra de  $H = 10$  m e sem considerar combinação de ações, enquanto que o valor observado na solução numérica via GeoStudio retorna valores da ordem de 330 kN.

Logo, os valores obtidos numericamente demonstraram estar de acordo com indicações de Pimentel et al. (2009) que apontam que para grandes profundidades de instalação, o efeito do arqueamento conduz a maiores concentrações de força cortante em galerias retangulares.

Cabe ainda ressaltar que as variações decorrentes de incertezas dessa natureza, bem como as incertezas decorrentes do comportamento exato dos solos, normalmente, em situações de projeto estão cobertas pelas combinações de ações.

## 5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A investigação da variação dos esforços para os diferentes tipos de galerias mostrou a sensibilidade que esse tipo de estrutura enterrada possui em relação as mudanças de sua configuração ou de parâmetros envolvidos. Com vistas a quantificar o quanto essas variações representam em termos de consumo de material, este capítulo descreve algumas comparações entre os dimensionamentos das armaduras.

Inicialmente estão descritos os dimensionamentos para todas as alturas do aterro analisadas ( $1 \leq H \leq 20$  m), foram verificadas a variação das armaduras nas seções críticas dos modelos para a galerias retangular (RET), modificadas (MOD) e definidas por três arcos (DTA) para uma condição conservadora de rigidez a flexão (EI), ou seja, dentre os modelos analisados primeiramente estão relacionados as armaduras calculadas para as galerias da Série “a” que possuem maior inercia (I) da seção.

Posteriormente são apresentados os quantitativos completos para cada tipo de galeria e suas variações em relação às espessuras, demonstrando-se como as variações da mudança da rigidez à flexão, e, conseqüente mudança na interação solo-estrutura, afetam o consumo de materiais. Essa segunda análise se concentrou nos dimensionamentos decorrentes dos esforços para uma altura de aterro igual a  $H=10$ m.

### 5.1 Dimensionamentos das armaduras

Os dimensionamentos descritos nesta subseção foram considerados com a resistência característica do concreto à compressão  $f_{ck}$  igual a 30 MPa, ressaltando que foram considerados as solicitações obtidas no modelo com módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ) igual a 30 GPa.

#### 5.1.1 Galeria retangular

As armaduras da galeria retangular, numeradas conforme a Figura 5.1, foram calculadas para as diferentes alturas de aterro. A proporção de aumento do valor calculado, tanto para as

armaduras longitudinais como transversais, é praticamente linear como mostrado nas Figura 5.2 e Figura 5.4, respectivamente.

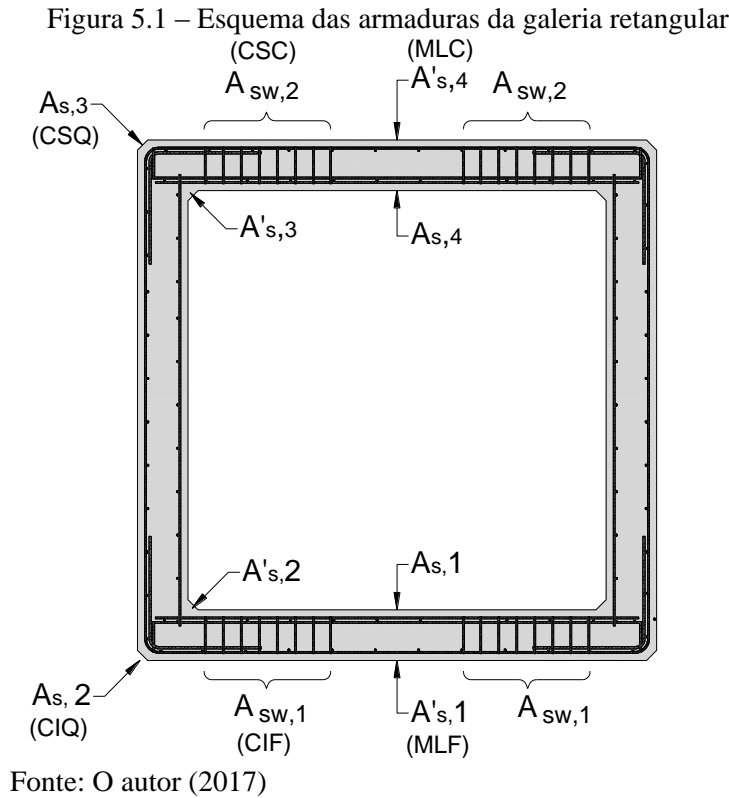
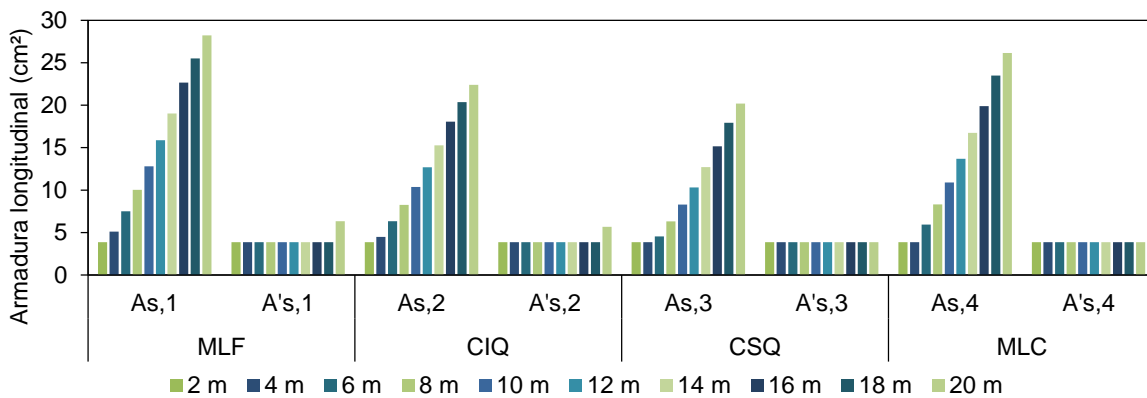


Figura 5.2 – Armaduras longitudinais nas seções críticas conforme variação da altura (H) de aterro na galeria retangular RET I-a



Fonte: O autor (2017)

A Figura 5.2 mostra que as maiores armaduras estão previstas na região da base da galeria: no meio da laje de fundo (MLF) e no canto inferior (CIQ). Sendo que a seção mais solicitada a flexão, para todas as alturas de aterro e dentre todas as seções críticas, é a seção CIQ, apresentando valores da ordem de 8 a 11% maiores que os calculados na seção MLF.

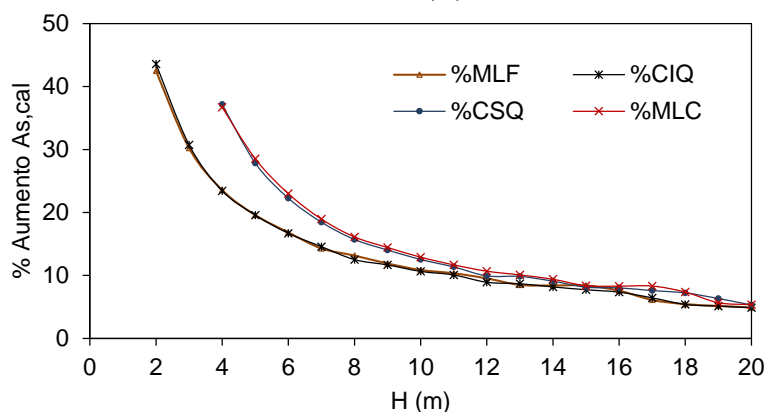


Os dimensionamentos também demonstram que as seções na parte inferior da galeria (MLF e CIQ), sobre as alturas de aterro superiores a 16 metros, são dimensionadas no domínio 4. Porém, somente a partir de 19 m de profundidade é que a armadura de compressão  $A'_{s,cal}$  ultrapassa em valor a armadura mínima  $A_{s,mín}$ .

A Figura 5.3 mostra a variação em porcentagem das armaduras longitudinais de tração conforme aumenta a altura de aterro para cada uma das seções críticas. As curvas formadas podem ser agrupadas em dois comportamentos referente às seções críticas inferiores (MLF e CIQ) e às superiores (CSQ e MLC). Porém essa distinção dos comportamentos é significativa até cerca de 10 metros, sendo que, para alturas de aterro maiores os incrementos nas taxas de armaduras passam a ser proporcionais tendendo a valores entre 5 e 6%.

Esse comportamento das armaduras longitudinais calculadas é coerente com os valores de momentos fletores observados nos diagramas. E ressalta-se que com o aumento da rigidez do solo de fundação, a tendência é de que os esforços na base se tornem menores.

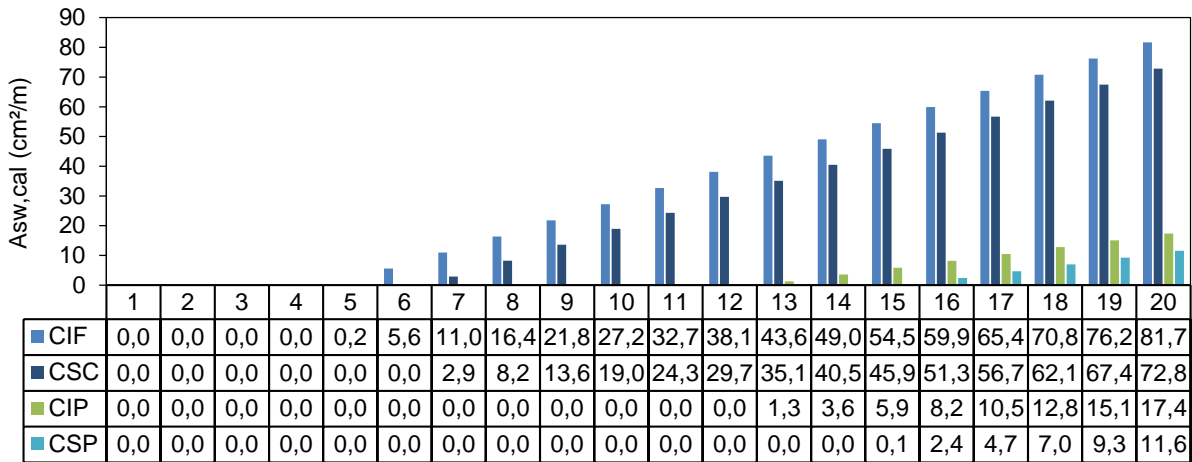
Figura 5.3 – Aumento das armaduras longitudinais calculadas ( $A_s$ ) na galeria RET I-a conforme altura de aterro (H)



Fonte: O autor (2017)

Em relação às armaduras transversais, a Figura 5.4 relaciona o valor das armaduras calculadas ( $A_{sw,cal}$ ) nas seções críticas à força cortante. A maior taxa de armadura transversal ocorre na base da galeria retangular (seção CIF). E conforme observado na análise da rigidez da fundação, a tendência é que com uma base de fundação mais rígida o cisalhamento seja amplificado, porém em situações de projeto essas diferenças são seguramente cobertas pelos coeficientes de ponderação de ações ( $\gamma_f$ ). Ressalta-se que não foram considerados a opção de incluir mísulas nos cantos internos, recurso que na prática é amplamente utilizado e favorece as verificações de dispensa de armadura transversal.

Figura 5.4 – Armadura transversal nas seções críticas conforme variação da altura de aterro na galeria retangular RET I-a

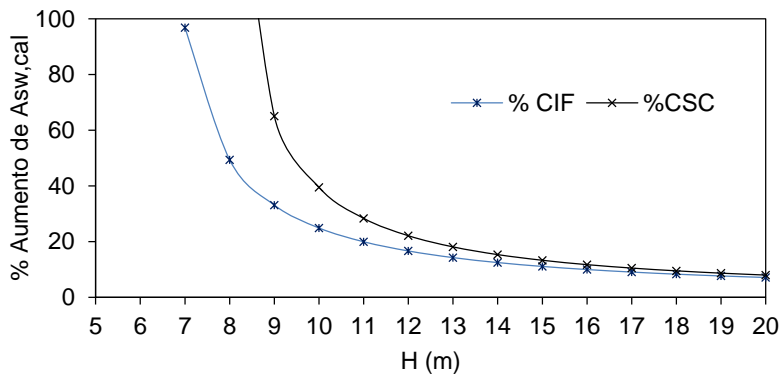


Fonte: O autor (2017)

Nas condições estabelecidas no modelo da galeria retangular (RET I-a) é necessário prever armadura nas seções CIF e CSC, ou seja, maior que a armadura mínima ( $A_{sw,min}$ ), para altura de aterro superiores a 7 metros. Os dimensionamentos mostram que para a galeria retangular instalada sob aterro de mais de 15 metros, armaduras transversais nos cantos nas paredes laterais (seções CIP e CSP) também devem ser previstas, ou então deve optar pelo uso de mísulas.

A análise dos incrementos da armadura transversal conforme aumenta a altura de aterro, mostrado na Figura 5.5, evidencia que a variação da força cortante entre 7 e 14 m é bastante expressiva, mas que para valores maiores que 15 metros de profundidade, o aumento da armadura para cada incremento de um metro de aterro tende assintoticamente para aproximadamente a 7%.

Figura 5.5 – Aumento das armaduras transversais calculadas ( $A_{sw}$ ) na galeria RET I-a conforme altura de aterro (H)

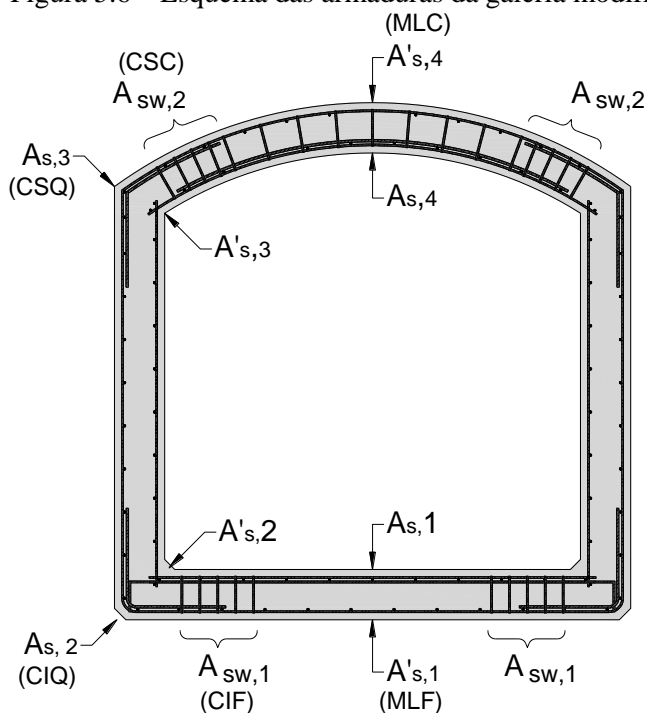


Fonte: O autor (2017)

### 5.1.2 Galerias modificadas

As armaduras nas seções críticas das galerias modificadas estão representadas na Figura 5.6. Os dimensionamentos das armaduras longitudinais das galerias modificadas comparado às galerias retangulares, evidencia que a cobertura em arco proporciona redução na taxa de armaduras nas seções críticas superiores (CSQ e MLC).

Figura 5.6 – Esquema das armaduras da galeria modificada



Fonte: O autor (2017)

A Figura 5.7 representa o valor das armaduras longitudinais calculadas para as seções críticas das galerias modificadas da Série “a”, com espessura de parede de 25 cm, comparada à galeria retangular, em quatro alturas de aterro ( $H = 5\text{m}$ ;  $10\text{m}$ ;  $15\text{m}$  e  $20\text{m}$ ).

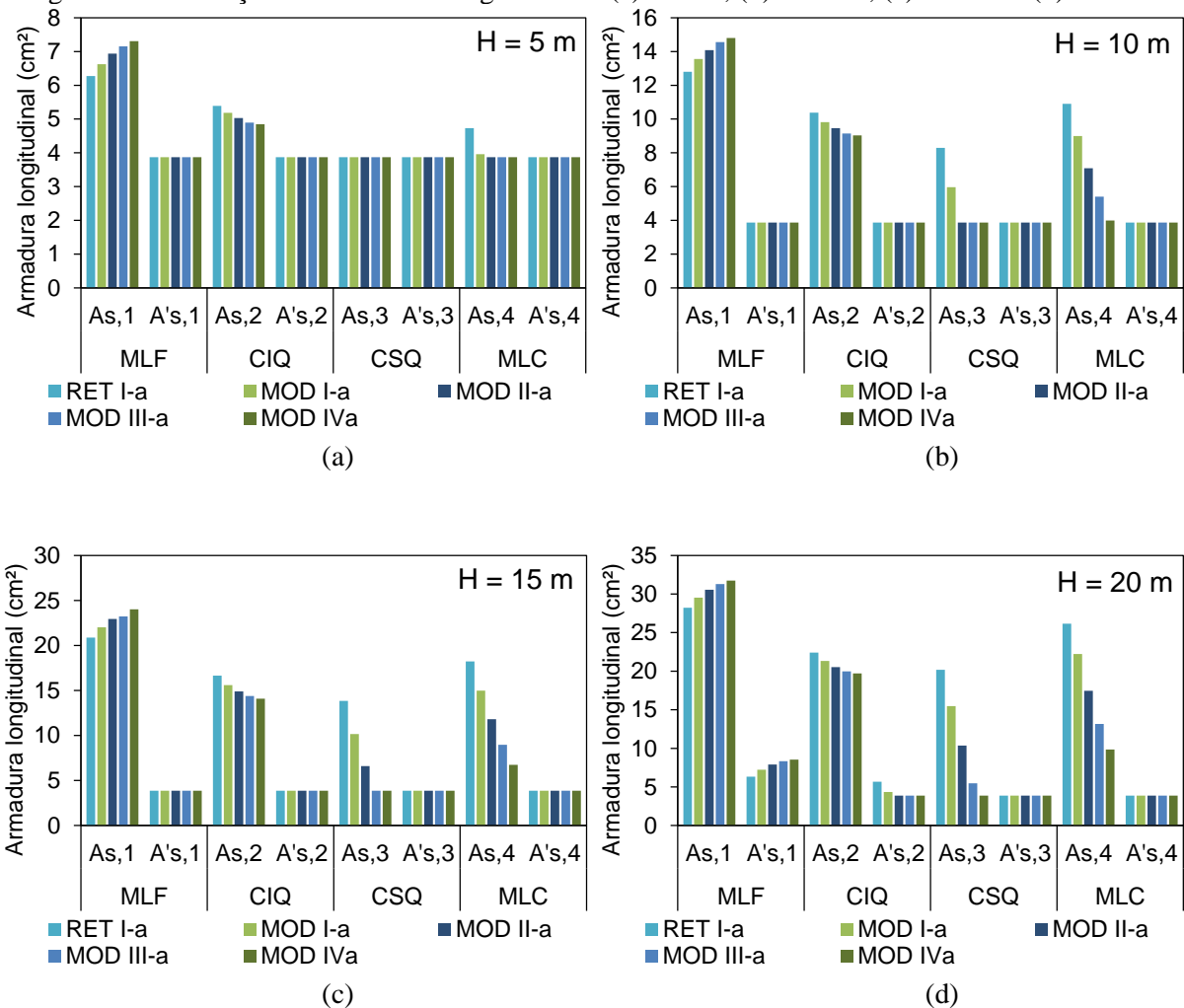
Em concordância com as análises das solicitações anteriormente demonstradas, na seção MLF ocorre aumento do valor dos momentos fletores e isso implica em um incremento, ainda que pequeno, na taxa de armadura. Sendo que em CSQ e MLC, a economia de armadura chega a corresponder a até 17% e 28%, respectivamente.

Entretanto, comparando a variação percentual que a inclinação da cobertura representa em termos de mudança nas armaduras, observa-se que na seção do meio da laje de fundo da galeria (MLF) houveram aumentos nas taxas de armaduras, no entanto esse aumento não

ultrapassou 4% até a altura de aterro de 15 m, em que o dimensionamento ocorreu no domínio 3. Após a altura de 16 m, com o dimensionamento no domínio 4, variações mais significativas e não uniformes passam a ocorrer na seção MLF. Já na seção CIQ, a cobertura em arco é favorável ao dimensionamento, ocorrendo economia de aproximadamente 10% na armadura calculada para a seção quando dimensionamento ocorre no domínio 3.

É interessante que a economia de armadura nas galerias modificadas aumenta com o aumento da altura de aterro. O que indica que quanto mais profundo for a instalação mais vantagens o sistema proposto possui.

Figura 5.7 – Variação as armaduras longitudinais: (a) H=5m; (b) H=10m; (c) h=15m e (d) H=20m

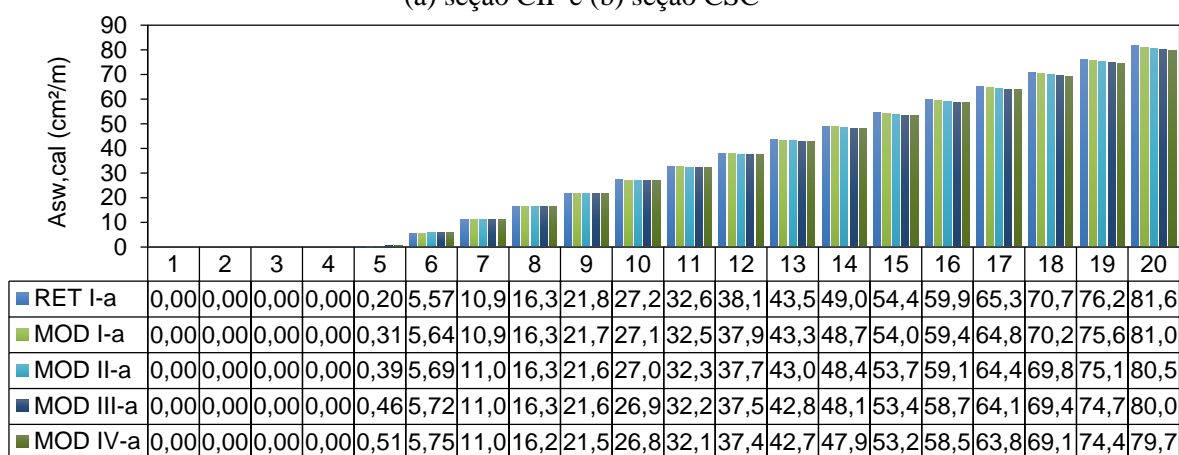


Fonte: O autor (2017)

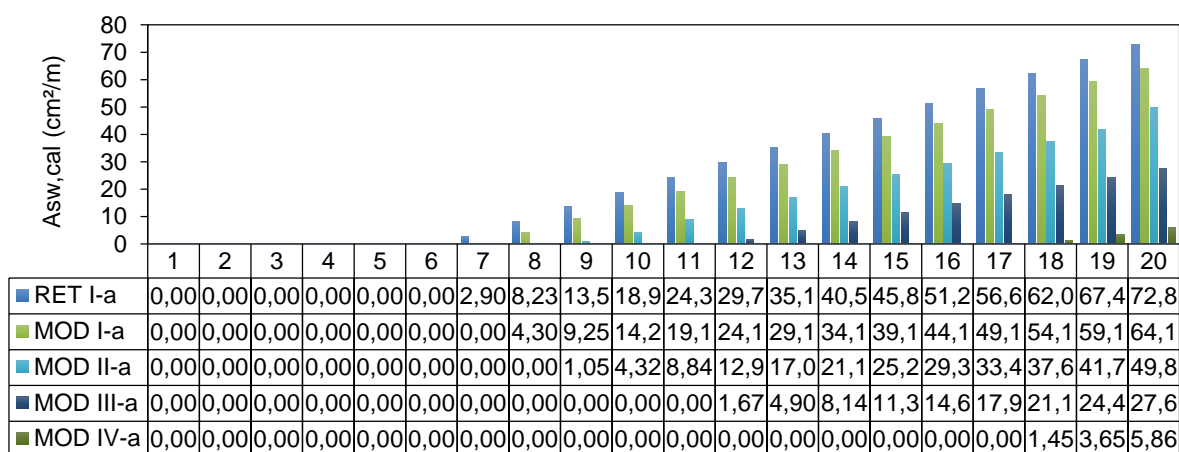
Em relação às armaduras transversais nas galerias modificadas, observa-se que conforme aumenta-se a fecha da cobertura, o valor de  $A_{sw,cal}$  nas seções superiores cai. Na seção CSC os valores de  $A_{sw,cal}$  são notadamente reduzidos comparativamente à galeria RET I-a ,

sendo que chegam a representar reduções de 12 % para a galeria MOD I-a até 92 % para a galeria MOD IV-a, sob alturas de 20 m. Nota-se ainda que até a inclinação de 45 % do arco de cobertura, representado pela galeria MOD III-a, a dispensa de armadura transversal foi proporcional ao aumento de inclinação, ou seja, conforme aumenta o raio do arco da laje de cobertura, mais carga é suportada sem a necessidade de prever armadura transversal na seção CSC. Já nas seções inferiores a variação é pequena, na seção CIF, por exemplo, a cada incremento de um metro de altura no aterro a variação é de -1 a -2%, comparado à galeria RET I-a.

Figura 5.8 – Armadura transversal calculada para altura de aterro de 1 a 20 m  
(a) seção CIF e (b) seção CSC



(a)



(b)

Fonte: O autor (2017)

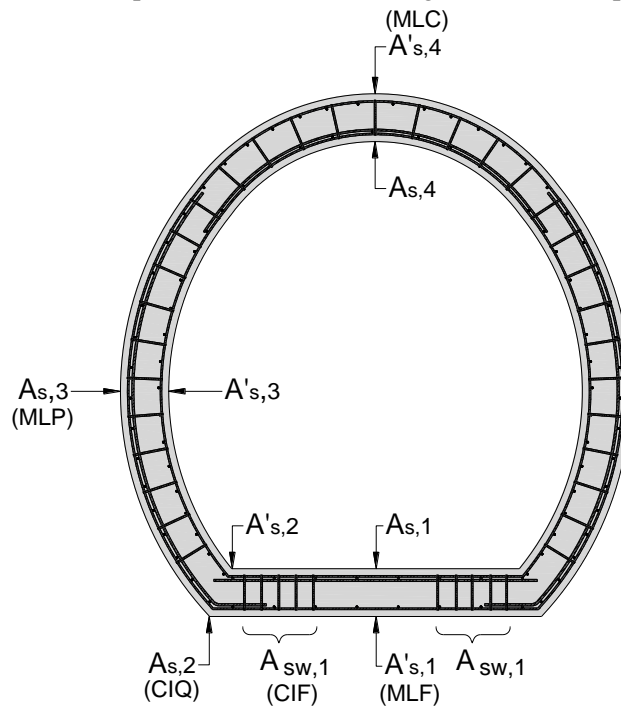
Um importante aspecto da galeria modificada é possibilidade de se poder prever uma flecha na laje cobertura com determinado valor, que viabilize a dispensa de armaduras transversais nas seções críticas superiores. Como pôde ser observado a galeria RET I-a

necessitou de armadura transversal na seção CSC a partir de 7m, enquanto que nas galerias MOD I-a, MOD II-a, MOD III-a e MOD IV-a as verificações mostram a necessidade armaduras transversais ocorre a partir de 8 m, 9 m, 12 m e 18 m para cada tipo de galeria modificada, respectivamente.

### 5.1.3 Galerias definidas por três arcos

A Figura 5.9 indica as armaduras nas seções críticas para a galeria definida por três arcos.

Figura 5.9 – Esquema das armaduras da galeria definida por três arcos

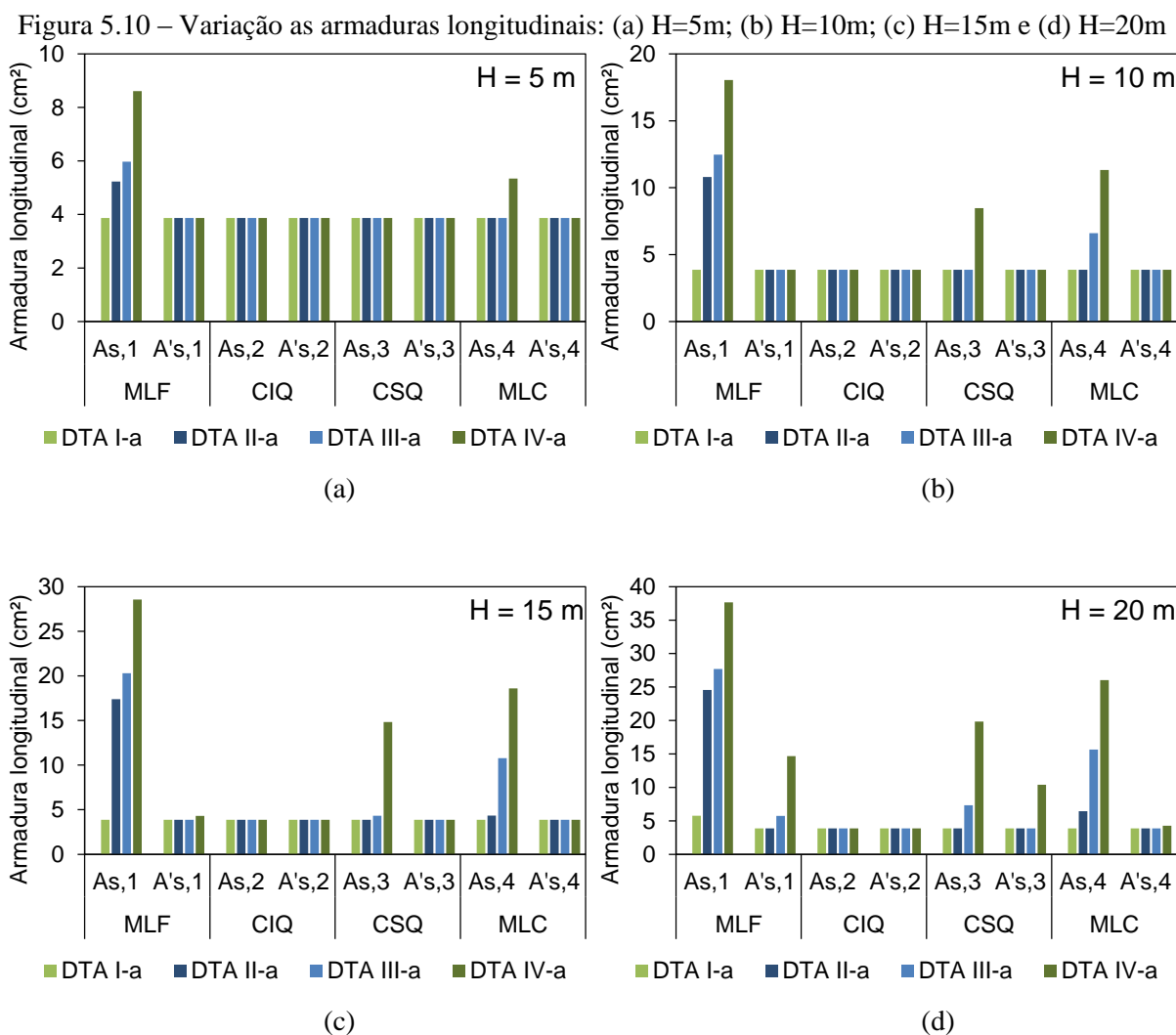


Fonte: O autor (2017)

A variação das armaduras longitudinais calculadas nas seções críticas das galerias definidas por três arcos (DTA I-a, DTA II-a, DTA III-a e DTA IV-a) para alturas ( $H$ ) igual a 5 m, 10 m, 15 m e 20 m, estão demonstradas nos gráficos da Figura 5.10. De maneira geral, percebe-se que o comportamento favorável a distribuição dos esforços conduz a dimensionamentos de armadura longitudinal com valores próximos ao das armaduras mínimas ( $A_{s,mín}$ ). As armaduras devem ser previstos especialmente em dois pontos: MLF e MLC.

Como esperado a galeria com seção transversal tipo elipse (DTA I-a), como formato mais alongada ( $r_{f,int} > r_{c,int}$ ) apresenta os valores mais reduzidos de armadura. Em contrapartida,

a galeria DTA IV-a é a menos viável, apresentando até o dobro da armadura calculada em DTA I-a. As galerias propostas com seção transversal intermediárias (DTA II-a e DTA III-a) apresentaram comportamento semelhante, sendo que a variação das armaduras calculadas entre elas foi da ordem de 7% na seção MLF e 20% na seção MLC.



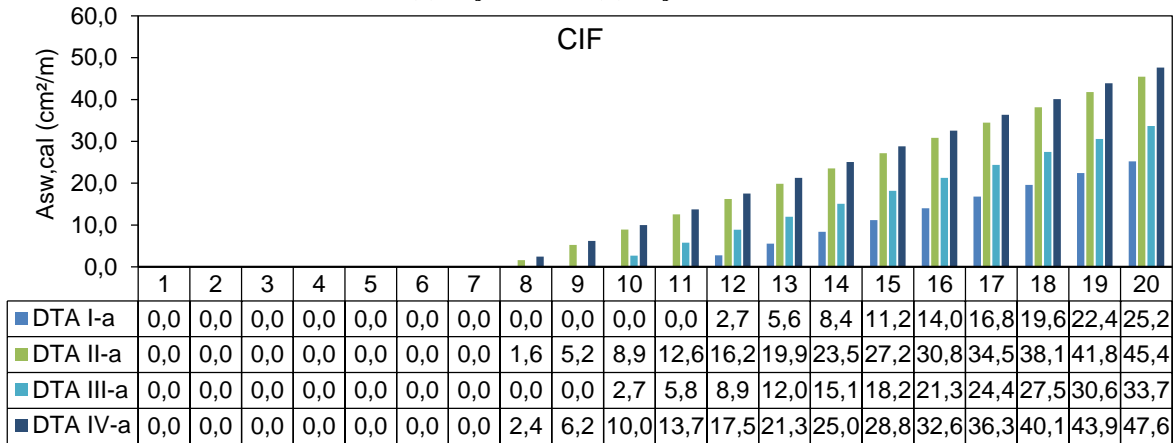
Fonte: O autor (2017)

Em relação as armaduras transversais das galerias definidas por três arcos, coerente com o demonstrado na análise dos diagramas, ao longo do desenvolvimento dos arcos da parede lateral e de cobertura não evidencia-se a necessidade prever armadura transversal com estribo fechado. Entretanto, faz-se a verificação o desvio angular das barras, por se tratar de elemento de curvatura contínua.

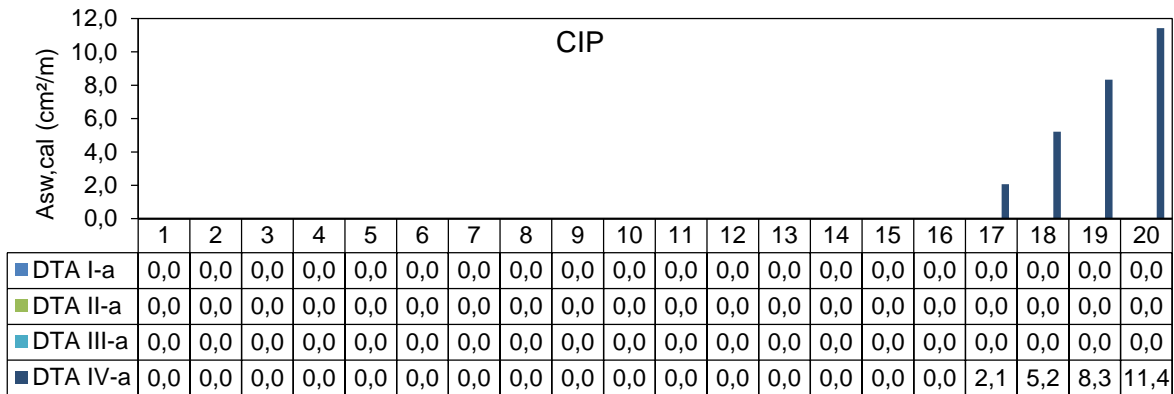
Como pode ser observado na Figura 5.11, a seção CIF é a principal região crítica à força cortante nas galerias definidas por três arcos, sendo que a necessidade de armadura transversal

iniciou-se a partir de profundidades de 8 metros de aterro. É possível perceber que o comprimento da base plana também influenciou na força cortante, por essa razão, as armaduras calculadas na seção crítica CIF da galeria DTA II-a e DTA IV-a, são maiores, tendo em vista que as mesmas possuem os maiores comprimentos de base de apoio.

Figura 5.11 – Armadura transversal calculada para altura de aterro de 1 a 20 m  
(a) seção CIF e (b) seção CIP



(a)



(b)

Fonte: O auto (2017)

Análogo às galerias modificadas, as galerias definidas por três arcos também podem ser otimizadas conforme as condições de instalação, profundidade de aterro e cargas que lhes são impostas. Visto que existe uma proporção geométrica dos arcos da galeria, que compõem uma condição mais econômica em relação à solicitações a ela imposta.



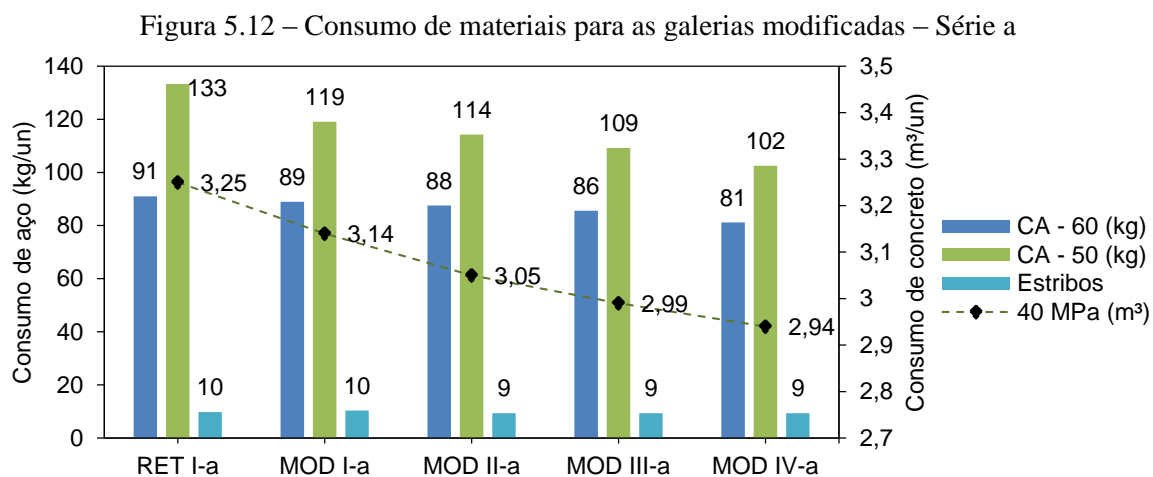
## 5.2 Comparação dos resultados

Para demonstrar a eficiência das seções transversais com geometrias não usuais propostas estão relacionados na sequência o consumo global de materiais. Para cada variação das galerias analisadas estão quantificados o volume de concreto e de aço requeridos nos dimensionamentos<sup>13</sup>, referentes a uma unidade de comprimento igual a um metro.

### 5.2.1 Comparação das galerias modificadas e retangular

Nas Figura 5.12, Figura 5.13 e Figura 5.14 estão representados os consumos de materiais para as três configurações de espessuras das galerias modificadas, decorrentes do dimensionamento sob aterro de  $H = 10$  m, considerando concreto C40.

No primeiro caso (Série “a”), com espessuras constantes de 25 cm tanto nas paredes laterais como nas lajes de fundo e de cobertura, percebe-se que a redução do consumo de materiais (volume de concreto e armaduras longitudinais (CA-50 e CA-60)) foram uniformes conforme aumenta a inclinação (flecha) do arco de cobertura. E em relação aos estribos, as galerias MOD II-a, MOD III-a e MOD IV-a não necessitaram de armadura transversal na laje de cobertura. É importante salientar que no valor referente aos estribos estão contabilizados a parcela de aço referente aos estribos fechados e a parcela referente aos estribos abertos, que impedem o desvio angular das barras curvadas.

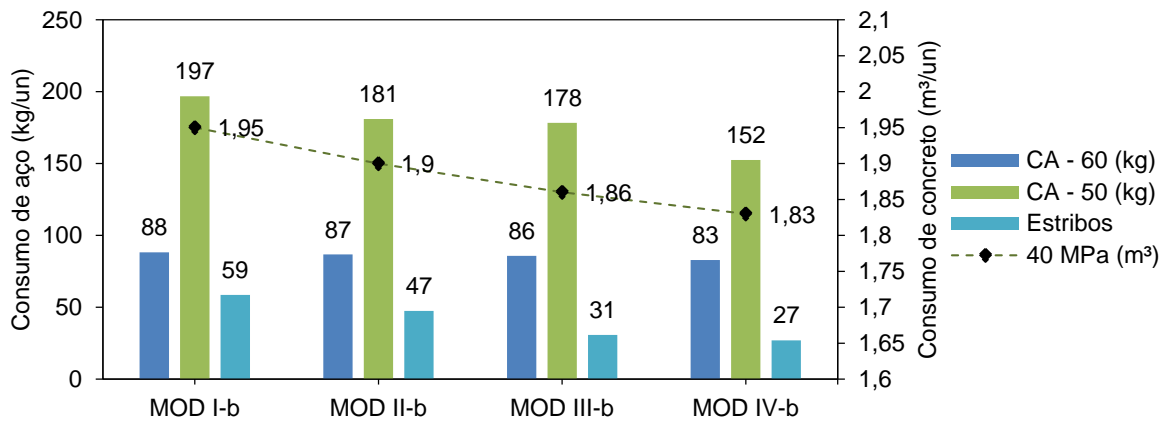


Fonte: O autor (2017)

<sup>13</sup> Dimensionamentos realizados sem combinações de ações.

Na segunda configuração analisada (Série “b”), com espessuras reduzidas (15 cm para paredes laterais e laje de cobertura e 17 cm para a laje de fundo), a economia média foi de 38% no consumo de concreto em relação à primeira configuração, pode-se que, em decorrência da diminuição da altura útil das seções, houveram aumento nas armaduras longitudinais e transversais calculadas comparados ao caso anterior.

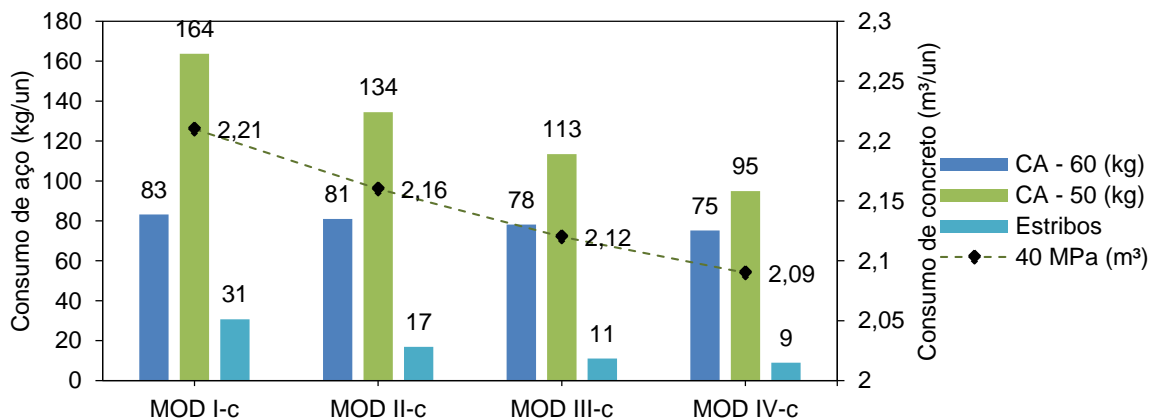
Figura 5.13 – Consumo de matérias para as galerias modificadas – Série b



Fonte: O autor (2017)

Já no caso da terceira configuração de espessuras (Série “c”), com paredes laterais e cobertura com 15 cm e laje de fundo com 25 cm, as redistribuições dos esforços, anteriormente observadas nas análises dos modelos numéricos, favorecem o dimensionamento de armaduras. A redistribuição dos esforços nesse caso acontece de tal maneira que para as galerias MOD III-c e MOD IV-c as taxas de armaduras são equivalentes às galerias modificadas da primeira configuração de espessuras.

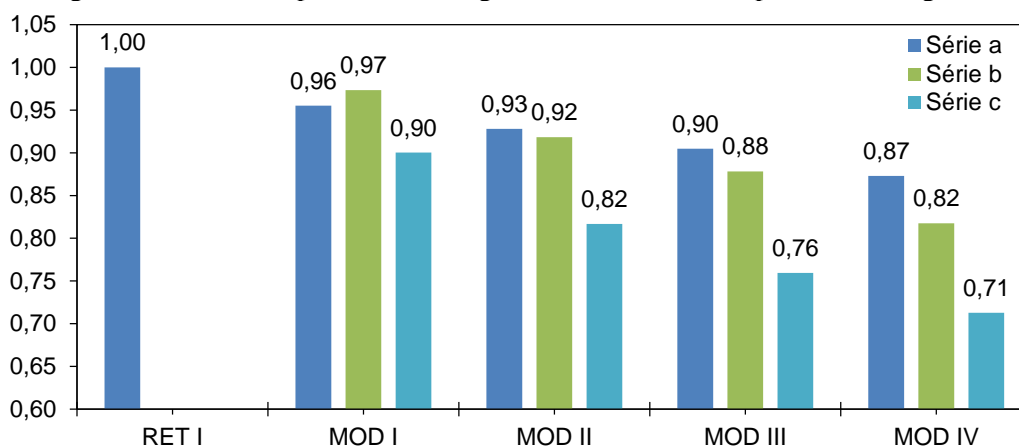
Figura 5.14 – Consumo de matérias nas galerias modificadas – Série c



Fonte: O autor (2017)

A compensação isolada dos materiais quantificados não se traduz em um parâmetro adequado para estabelecer a eficiência das galerias modificadas, por essa razão foi proposto uma *comparação do custo global* para cada galeria, ilustrados na Figura 5.15. Essa comparação foi estabelecida com base no orçamento total de materiais de cada galeria comparado ao orçamento total de materiais da galeria retangular RET I-a (usada de referência neste estudo). Os preços dos materiais foram tomados com base nos valores de mercado, sendo que o valor para o metro cúbico de concreto C40<sup>14</sup> foi atribuído com base na tabela de preços de insumos SINAPI (SISTEMA NACIONAL DE PESQUISAS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL, 2017), para a localidade de São Paulo, e o valor do quilo do aço CA-50<sup>15</sup> e da tela soldada<sup>16</sup> foram atribuídos com base nos preços orçados pela Comercial Gerdau<sup>17</sup> (2017)

Figura 5.15 – Custos por unidade de galeria modificada comparado à retangular



Fonte: O autor (2017)

As comparações de custos globais mostram que as galerias modificadas são mais econômicas que a galeria retangular em todas as configurações propostas e que essa economia varia de 3% a 29% nos casos analisados, o que evidencia a sensibilidade dos parâmetros envolvidos.

<sup>14</sup> Concreto usinado bombeável, classe de resistência C40, com brita 0 e 1, slump = 100+/- 20 mm, exclui serviço de bombeamento. Código 00034496. Unidade: m<sup>3</sup>. Mês da coleta: janeiro de 2017. Preço mediano (R\$/m<sup>3</sup>) 273,55. Dados do SINAPI Tabela de preços de insumos com desoneração valores para São Paulo. Janeiro (2017).

<sup>15</sup> Valor unitário por kg de vergalhão reto (R\$/kg): Aço CA-50, 6,3 mm (R\$/kg) 2,98. Aço CA-50 8,0 mm (R\$/kg) 2,98. Aço CA-50 10 mm (R\$/kg) 2,89. Aço CA-50 12,5 mm (R\$/kg) 2,76. Aço CA-50 16 mm (R\$/kg) 2,76. Dados Comercial Gerdau. Araraquara. Janeiro (2017).

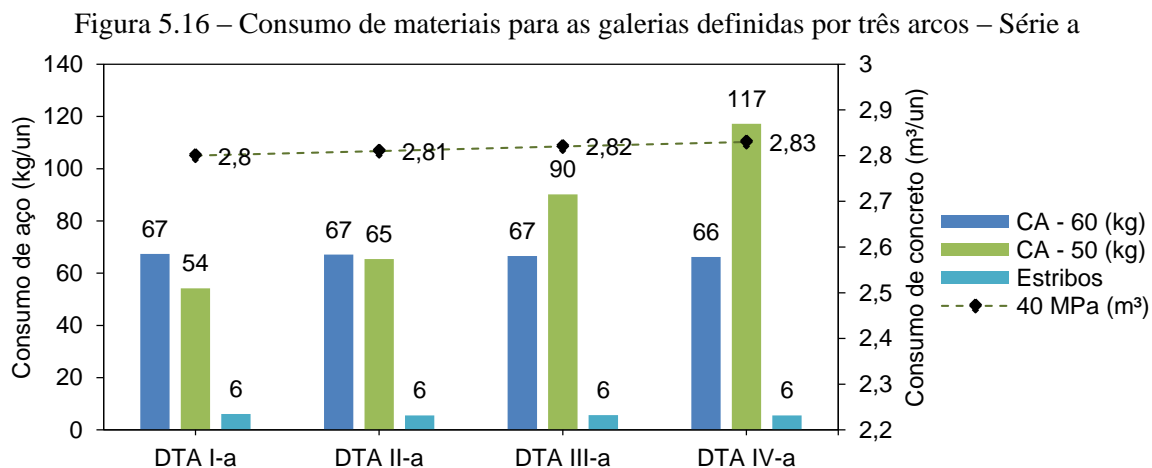
<sup>16</sup> Valor unitário por kg de tela de aço soldada nervurada CA-60. L283 (3,0 kg/m<sup>2</sup>). Diâmetro do fio longitudinal e transversal 6,0 mm. Espaçamento entre fios Long (cm) x Transv (cm): 10 x 30. Preço cotado (R\$/kg) 5,47. Dados Comercial Gerdau. Araraquara. Janeiro (2017).

<sup>17</sup> COMERCIAL GERDAU. Vendas: Filial Araraquara. Cotação Gerdau [mensagem eletrônica]. Mensagem recebida em 6 de fevereiro de 2017.

### 5.2.2 Comparação das galerias definidas por três arcos

De maneira análoga às galerias modificadas, as galerias definidas por três arcos também foram dimensionadas para instalação em aterro de  $H = 10\text{m}$ , considerando concreto C40. Os consumos de materiais para cada tipo de galeria proposta estão expressos nas Figura 5.16, Figura 5.17 e Figura 5.18. Como na análise das galerias definidas por três arcos o critério de comparação é o da mesma área interna, não são evidenciados grandes diferenças nos consumos de concreto. Os dimensionamentos das galerias em ambos os casos (Série a, Série b e Série c) mostram que efetivamente a galeria mais alongada, no caso a galeria DTA I, possui melhor comportamento e conseqüentemente apresenta menores consumos de armaduras.

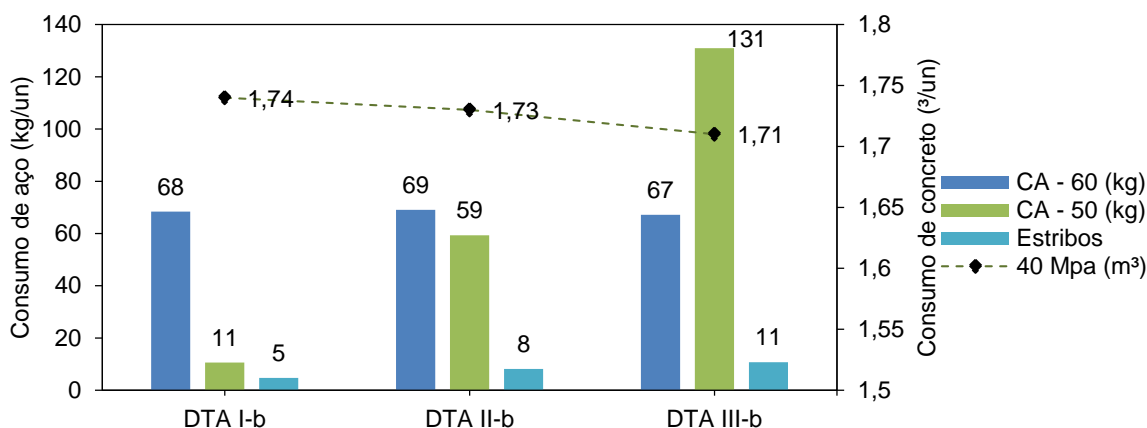
Na primeira análise, referente a Série a, com espessuras das paredes uniformes e iguais a 25 cm, não houve necessidade de armadura transversal com estribos fechados em nenhuma seção, os valores expressos para os estribos referem-se somente ao estimando para compensar o desvio angular das armaduras.



Fonte: O autor (2017)

Na análise da segunda classificação (Série “b”), com espessuras de 15 cm nas paredes e cobertura e com espessuras de 17 cm para a laje de fundo, observou-se que as galerias DTA I-b e DTA II-b responderam bem às reduções de espessuras. Todavia, na galeria DTA III-b o mesmo não foi observado, pois houve um acréscimo de armadura CA-50 enquanto nas primeiras galerias houveram reduções. Já a galeria DTA IV-b se quer pode ser dimensionadas à flexão composta. Quanto às armaduras transversais, foram previstos estribos fechados na base, na região da seção crítica CIF.

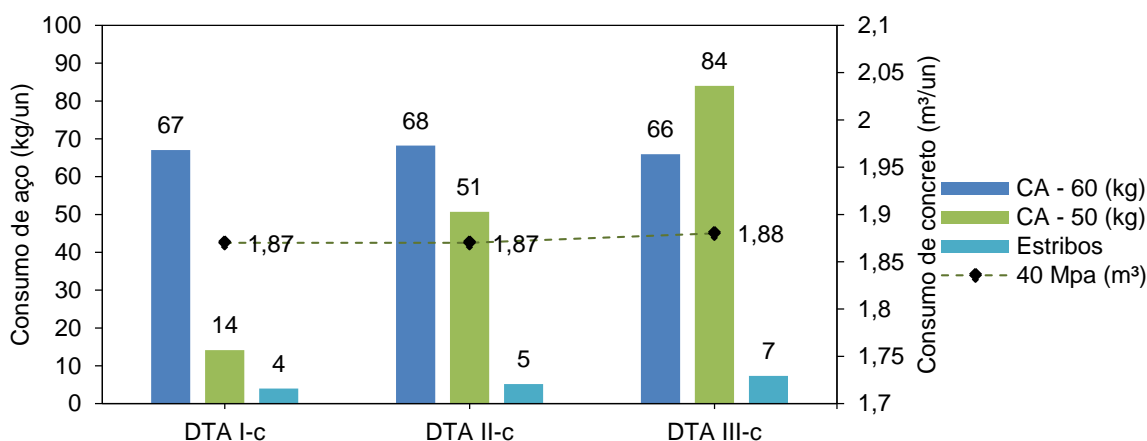
Figura 5.17 – Consumo de materiais para as galerias definidas por três arcos – Série b



Fonte: O autor (2017)

Na terceira classificação (Série “c”), com espessuras de paredes e cobertura com 15 cm e base com 25 cm, também não foi possível dimensionar a galeria DTA IV-c à flexão composta. Nos demais casos observou-se bom comportamento, sendo ainda que, foram dispensadas as armaduras transversais na base da galeria DTA I-c.

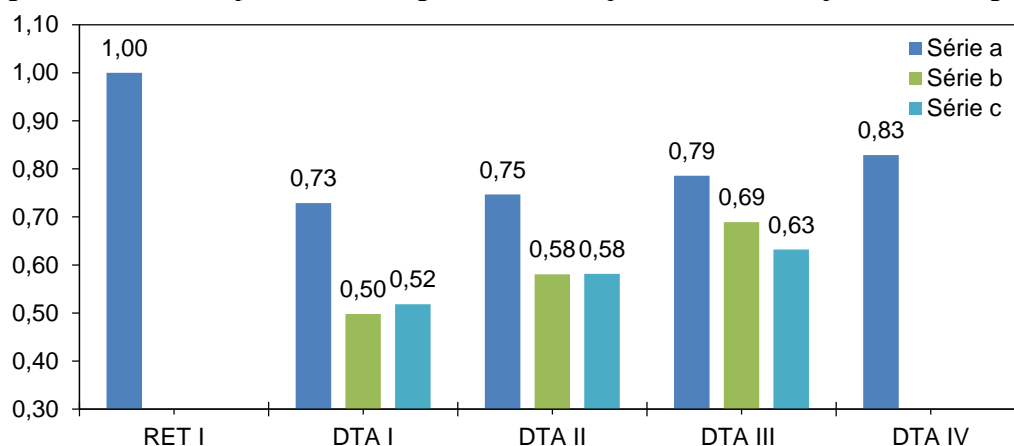
Figura 5.18 – Consumo de materiais para as galerias definidas por três arcos – Série c



Fonte: O autor (2017)

Com vistas a quantificar a eficiência das galerias definidas por três arcos, a Figura 5.19 representa a comparação de custos globais das mesmas, comparados à galeria retangular. Os valores base dos preços unitários do concreto C40<sup>14</sup>, do vergalhão de aço CA-50<sup>15</sup> e tela soldada nervurada CA-60<sup>16</sup>, foram tomados de maneira correlata à composição de preços das galerias modificadas.

Figura 5.19 – Custos por unidade de galeria definida por três arcos comparado à retangular



Fonte: O autor (2017)

Comprovadamente as galerias definidas por três são uma boa opção para instalações sobre aterros elevados. A análise das comparações de custo global mostram que a economia dos materiais com a utilização desse tipo de galeria foi de 17 a 50%. No caso das galerias definidas por três arcos, diferentemente das galerias modificadas, a melhor resposta em termos de economia dos materiais foi observada para a Série “b”, com espessuras reduzidas tanto nas paredes (15 cm) como na base (17 cm). Mesmo na situação mais desfavorável (galeria DTA IV-a) a redução do custos dos materiais foi efetiva. Também cabe-se destacar que a possibilidade de prever mísulas favorece os dimensionamentos nas seções mais críticas, recursos que nestes dimensionamentos não foram utilizados.

Com o aumento da classe de resistência à compressão do concreto é possível ter economia em algumas seções, porém em decorrência do aumento do  $f_{ck}$ , a taxa de armadura mínima também será maior, por essa razão se observa que considerando uma seção com mesma altura útil, o consumo de aço das armaduras longitudinais adicionais de CA-50 pode ser maior em determinados casos. A maior vantagem que se obtêm com o aumento do  $f_{ck}$  é em relação às armaduras transversais de combate a força cortante.

Na quarta série analisada (Série “d”), que considera o uso de concreto C100 e espessuras de 7,5 cm, já foi observado que houveram reduções efetivas dos esforços, devido a maior interação solo-estrutura, e com base nos dimensionamentos também foi observado que ocorre a dispensa das armaduras transversais pelo dimensionamento à força cortante nas seções propostas. Já em relação ao dimensionamento das armaduras longitudinais, por considerar que o método de cálculo de flexão composta para grandes excentricidades não é o mais ideal para o dimensionamento de concreto de alta resistência, não foram feitas maiores considerações.

### 5.3 Comparação dos índices de custos

A análise apresentada nos itens 5.2.1 e 5.2.2 está limitada aos consumos de materiais, sendo que não foram relacionados outros valores que afetam os custos total para a produção das galerias, como por exemplo a consideração da mão-de-obra para a montagem. Já com a análise do índice de custo de material (ICM), cuja expressão foi deduzida anteriormente, no item 3.2.6, essa consideração pode ser estabelecida por meio dos coeficientes, conforme equação (5.1).

$$\frac{ICM}{R_{C30}} = \frac{C_{ba} \cdot \alpha}{\mu} + \frac{C_{tel} \cdot \beta}{\mu} + \frac{C_{tr} \cdot \gamma}{\mu} + 1,0 \cdot \delta \quad (5.1)$$

Para a verificação dos modelos especificados neste trabalho, foram adotados como valores de referência o custo por metro cubico (m<sup>3</sup>) de concreto C30<sup>18</sup> e o custo por quilo (kg) de uma barra reta com bitola de 10mm<sup>19</sup>, obtidos pela tabela de *Preços e insumos com desoneração* do SINAPI (SISTEMA NACIONAL DE PESQUISAS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL, 2017) para a localidade de São Paulo.

$$\mu = \frac{R_{C30}}{R_{bar,ret}} = \frac{251,15}{3,51} = 71,55 \text{ m}^3/\text{kg} \quad (5.2)$$

Os demais coeficientes adotados estão indicados na Tabela 5.1 e Tabela 5.2.

Tabela 5.1 – Coeficientes de padronização do aço

Coeficiente	Valor adotado	Consideração adicional
$\alpha$	1,5	Inclui o custo do dobramento e montagem
$\beta$	1,2	Inclui o custo de soldagem, dobramento e montagem
$\gamma$	2,0	Inclui o custo de dobramento e montagem

Fonte: O autor (2017)

Tabela 5.2 – Coeficientes de padronização do concreto

Classe de resistência do concreto	$\delta$ adotado	Consideração adicional
C30	1,1	Inclui a colocação
C40	1,2	Inclui a colocação e aumento do consumo de cimento
C50	1,4	Inclui a colocação, aumento do consumo de cimento e maior controle tecnológico

Fonte: O autor (2017)

<sup>18</sup> Código SINAPI 00034494 (jan/2017) - Concreto usinado bombeável, Classe de resistência C30, Com brita 0 e 1, slump 100 +/- 20 mm, exclui serviço de bombeamento (NBR 8953). Preço mediano (R\$/m<sup>3</sup>) 251,15.

<sup>19</sup> Código SINAPI 00000034 (jan/2017) - Aço CA-50, 10,0 mm, vergalhão reto. Preço mediano (R\$/kg) 3,51.

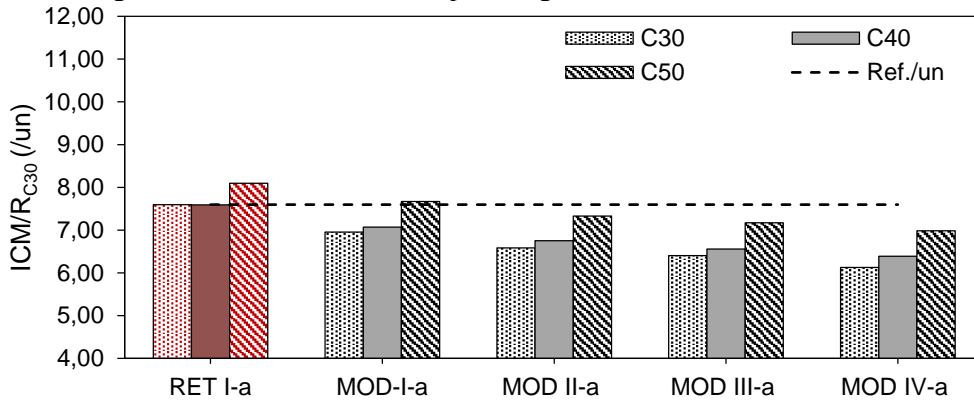
Com essas considerações a expressão de  $ICM/R_{C30}$  obtida é apresentada em (5.3).

$$\frac{ICM}{R_{C30}} = C_{ba} 0,020964 + C_{te} 0,016771 + C_{tr} 0,027951 + \delta \tag{5.3}$$

### 5.3.1 Índice de custo de materiais (ICM) para as galerias modificadas

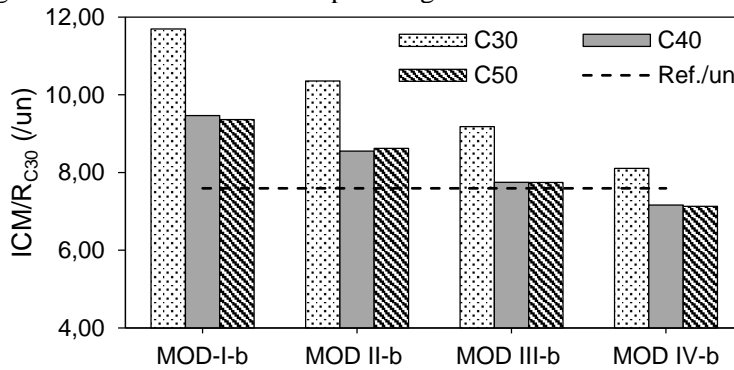
Na análise do índice de custos de materiais das galerias modificadas, foram verificados e comparados os valores de  $ICM/R_{C30}$  por unidade para as três séries de espessuras (Série a, Série b e Serie c), conforme Figura 5.20, Figura 5.21 e Figura 5.22, respectivamente. Os dimensionamentos de cada unidade foram feitos para a altura de aterro  $H = 10$  m. A linha pontilhada indica o valor de  $ICM/R_{C30}$  para a galeria retangular (RET I-a) dimensionada com concreto C30 e utilizada como referência. Para cada série foi verificado também a influência da resistência característica do concreto à compressão, sendo feitos o dimensionamentos para concreto C30, C40 e C50.

Figura 5.20 – Índice de custos para as galerias modificadas – Série a



Fonte: O autor (2017)

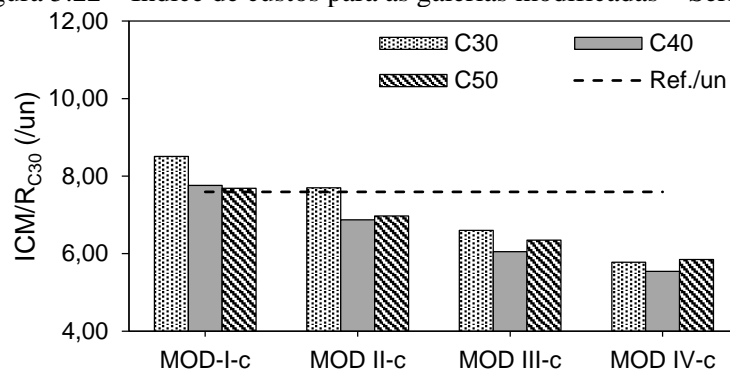
Figura 5.21 – Índice de custos para as galerias modificadas – Série b



Fonte: O autor (2017)



Figura 5.22 – Índice de custos para as galerias modificadas – Série c

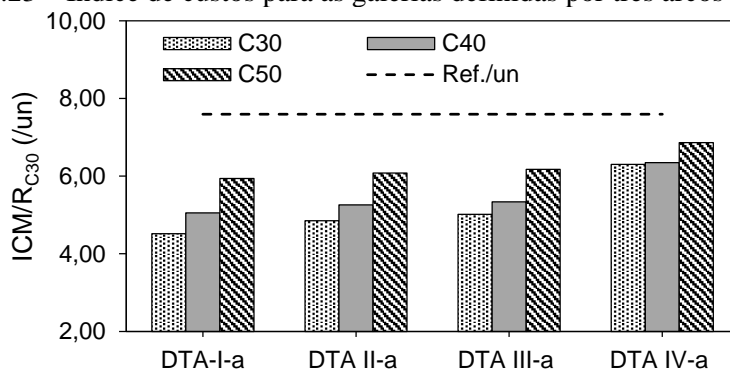


Fonte: O autor (2017)

### 5.3.2 Índice de custo de materiais para as galerias definidas por três arcos

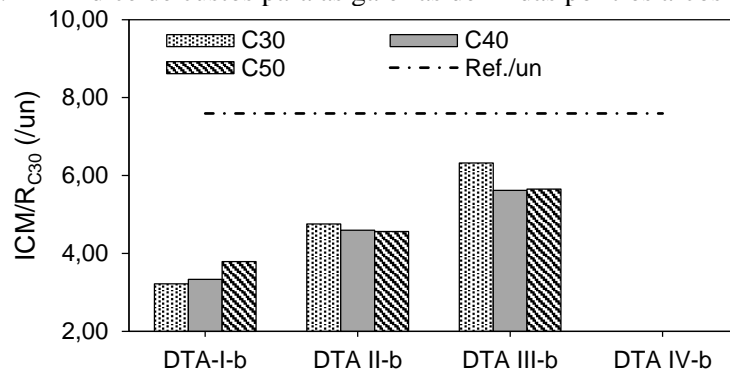
De maneira análoga às galerias modificadas, os índices de custos de materiais ( $ICM/R_{C30}$ ) para as unidades das galerias definidas por três arcos estão demonstrados nos gráficos das Figura 5.23, Figura 5.24 e Figura 5.25, para as Séries “a”, “b” e “c” respectivamente.

Figura 5.23 – Índice de custos para as galerias definidas por três arcos – Série a



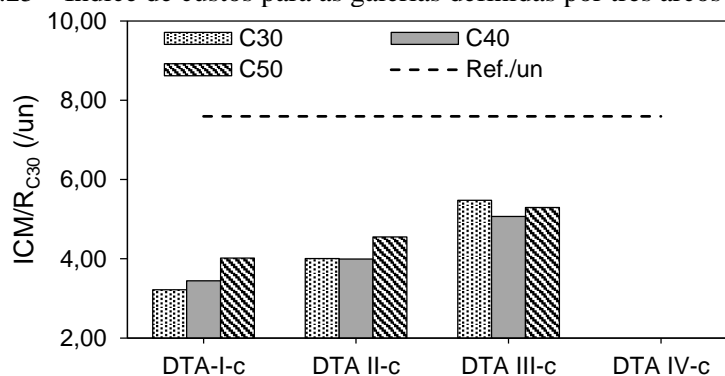
Fonte: O autor (2017)

Figura 5.24 – Índice de custos para as galerias definidas por três arcos – Série b



Fonte: O autor (2017)

Figura 5.25 – Índice de custos para as galerias definidas por três arcos – Série c



Fonte: O autor (2017)

### 5.3.3 Considerações finais

As análises obtidas com o índice de custo de materiais evidenciou que as galerias modificadas propostas são economicamente viáveis para as séries “a” e “c”, no caso da série “b” apesar de ter sido observado melhoria em relação aos esforços solicitantes na parte superior da seção transversal da galeria, a região da base mantém a mesma proporção de esforços, e por isso não é recomendável reduzir-se as espessuras da laje de fundo das galerias modificadas.

Observa-se ainda que com 25 cm de espessura (Série a) o dimensionamento está otimizado para concreto C30 e que com o aumento do  $f_{ck}$ , além incidir os aumentos de 10% para C40 ( $\delta = 1,20$ ) e 30% para C50 ( $\delta = 1,40$ ) sobre o próprio custo do concreto, ainda acontece o aumento das taxas de armaduras mínimas.

As galerias definidas por três arcos apresentam comportamento excelente em relação às reduções das espessuras, desde que mantidas as proporções em forma elíptica ou ferradura. Conforme observado nas Figura 5.24 e Figura 5.25, não foi possível dimensionar a galeria DTA IV, pois essa galeria com formato do tipo lenticular não apresentou-se com dimensionamento viável.

Ressalta-se ainda que as indicações do ICM não consideram os gastos com formas e que os coeficientes adotados na expressão para o seu cálculo podem variar conforme o mercado ou região.

## 6 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesta pesquisa foram investigados numericamente o comportamento de galerias enterradas a grandes profundidades ( $H > B_c$ ). A respeito dos resultados obtidos para a galeria retangular e para as galerias propostas com seções transversais não usuais, as principais considerações e conclusões são:

- a) Conforme indicações de Pimentel et al. (2009), os resultados obtidos neste estudo mostraram que para instalação em aterro sob grandes profundidades, o efeito de arqueamento conduz à maior concentração de força cortante nas galerias retangulares e que é importante a consideração desse efeito para evitar possíveis rupturas frágeis nas regiões próximas as quinas da estrutura.
- b) A curva do fator de interação solo-estrutura ( $F_e$ ) obtido numericamente para a galeria retangular (RET I-a) aproximou-se assintoticamente do valor de 1,25 conforme aumenta a relação  $H/B_c$ , enquadrando-se entre os limites estabelecidos pelo 12th *Standard specifications for highway bridges* da AASHTO (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, 2002).
- c) Com a análise do fator de interação para as galerias modificadas da Série “a”, foi possível perceber que o valor de  $F_e$  para as galerias, com cobertura mais abatidas, MOD-I, MOD II e MOD III tendem a 1,28, 1,27 e 1,26 respectivamente. Porém quando a inclinação da cobertura é maior, como na galeria MOD IV-a, passe-se a ter uma influência mais significativa das pressões horizontais e a curva de  $F_e$  apresenta comportamento bastante distinto, tendendo ao valor de 1,15. Não foram observadas alterações significativas nos valores de  $F_e$  para as galerias modificadas com espessuras de paredes e laje inferiores.
- d) A análise dos diagramas de esforços mostrou que a alteração das geometrias das seções transversais conduzem a alterações significativas nas solicitações. Para as galerias modificadas foi observado que maiores flechas no arco de cobertura diminuem os esforços, tanto dos momentos fletores como na força cortante, na parte superior da galeria, não sendo observados mudanças na parte inferior. Já para as galerias definidas por três arcos concluiu-se que as seções transversais com formato elipse apresentam as melhores distribuições de esforços, e que quanto maior for o valor do raio do arco lateral ( $r_f$ ) em relação ao raio do arco de cobertura ( $r_c$ ) mais reduzido serão os esforços solicitantes. Ainda em relação às galerias definidas por três arcos foi observado que a diminuição do comprimento da laje de fundo (b) também reduz os esforços na base.

- e) Quanto à redução de espessuras, concluiu-se que os esforços atuantes nas estruturas das galerias enterradas são menores quando as espessuras das paredes são reduzidas, devido à maior interação que se estabelece com o solo, mobilizando maior capacidade resistente do maciço circundante. Verificou-se também que a mudança da rigidez à flexão (EI) da laje de fundo em relação ao EI adotado para as paredes laterais e cobertura afetam a distribuição dos esforços.
- f) Os dimensionamentos ao cisalhamento nas seções críticas para cada etapa da sequência construtiva mostrou que as geometrias das galerias de seções transversais não usuais podem ser otimizadas a depender da profundidade de instalação prevista. No caso da galeria retangular RET I-a necessitou-se prever armadura transversal na região de CSC a partir de profundidade de aterro de 7 m, enquanto que nas galerias MOD I-a, MOD II-a, MOD III-a e MOD IV-a, foi verificado necessidade de armadura transversal na mesma seção crítica, a partir de 8, 9, 12 e 18 m de altura de aterro, respectivamente. Nas galerias definidas por três arcos, os trechos constituídos pelas segmentos curvos não são críticos à força cortante e não necessitaram de armadura transversal, com exceção de DTA IV-a a partir de 17 m de altura de aterro.
- g) Os dimensionamentos demonstraram a viabilidade das seções transversais propostas para instalação sob altura de aterros elevadas. Com base no índice de custo foi possível quantificar que a economia em materiais para as galerias modificadas podem representar de 3% a 29 % nos modelos analisados comparados a galeria retangular, conforme varia-se a espessura das paredes e a proporção nos abatimentos do arco de cobertura. E a análise do índice de custos para as galerias definidas por três arcos mostrou-se ainda mais otimista, com economia de materiais que vai de 17 a 50% comparado à galeria retangular. A análise dos dimensionamentos para as galerias definidas por três arcos mostrou também que a redução das espessuras das paredes é bastante eficiente para seções do tipo elipse e ferradura, porém no caso da galeria do tipo lenticular, não recomenda-se que se reduza espessuras quando  $r_f$  for muito menor que  $r_c$ .

Para trabalhos futuros sugerem-se que seja analisados experimentalmente as galerias modificadas e definidas por três arcos é que possam ser propostos métodos de ensaios para as referidas galerias. Sugerem-se ainda estudos mais aprofundados com relação ao uso de concretos de alta resistência (CAR) e ultra alto desempenho (CUAD) associado às reduções de espessuras.

## REFERÊNCIAS

ABUHAJAR, O. S. A. **Static and Seismic Soil Culvert Interaction**. Thesis (Doctor of Philosophy) - Program in Civil and Environmental Engineering, University of Western Ontario. Ontario, p. 530. 2013.

ABUHAJAR, O.; NAGGAR, H. E.; NEWSON, T. Static soil culvert interaction the effect of box culvert geometric configurations and soil properties. **Computers and Geotechnics**, Ontario, n. 69, p. 219-235, June 2015.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO Standard specifications for highway bridges**. 12th. ed. Washington: AASHTO, 1977.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges**. 17. ed. Washington: AASHTO, 2002.

AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION. Loads and Supporting Strengths Elliptical and Arch Pipe. **Design Data 6**, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM A964. **Standard Specification for Corrugated Steel Box Culverts**, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM B864. **Standard specification for corrugated aluminum box culverts**, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. NBR 8890. **Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários - Requisitos e métodos de ensaios**, Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7187. **Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento**, Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681. **Ações de segurança nas estruturas - procedimento**, Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15396. **Aduelas (galerias celulares) de concreto armado pré-fabricadas - Requisitos e métodos de ensaio**, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062. **Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15645. **Execução de obras de esgoto sanitário e drenagem de águas pluviais utilizando-se tubos e aduelas de concreto**, Rio de Janeiro, 2008.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS FABRICANTES E TUBOS DE CONCRETO. **Manual técnico drenagem e esgoto sanitário**. Ribeirão Preto: ABTC, 2008.

AZEVEDO NETTO, J. Cronologia dos serviços de esgotos, com especial menção ao Brasil. **DAE**, v. 20, n. 33, abril 1959.

BEACH, T. J. Load test report and evaluation of a precast concrete arch culvert. **Transportation Research Record 1191**, Washington, p. 12-21, 1988.

BENNETT, R. M.; WOOD, S. M.; DRUMM, E. C.; RAINWATER, N. R.. Vertical Loads on Concrete Box Culverts under High Embankments. **Journal of Bridge Engineering ASCE**, p. 643-649, november 2005.

BUENO, B. D. S.; COSTA, Y. D. J. **Dutos enterrados: aspectos geotécnicos**. São Carlos: EESC-USP, 2009.

CAMPANA, S.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Shear strength of arch-shaped members without transverse reinforcement. **ACI STRUCTURAL JOURNAL**, v. 111, p. 573-582, june 2014.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. D. **Cálculo e detalhamento de estrutura usuais de concreto armado - Segundo a NBR 6118**: 2014. 4a. ed. São Carlos: EdUFSCAR, 2014.

COSTA, Y. D. J. **Modelagem física de condutos enterrados sujeitos a perda de apoio ou elevação localizada**. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, p. 345. 2005.

DASGUPTA, A.; SENGUPTA, B. Large-scale model test on square box culvert backfilled with sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 117, p. 156-161, January 1991.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de drenagem de rodovias**. 2. ed. Rio de Janeiro, 2006.

ECO-SPAN ARCH SYSTEMS. Stream water quality may be protected during construction. **Eco-Span Arch Systems**, 2017. Disponível em: <[http://eco-span.com/wp-content/uploads/2012/09/IMG\\_0782.jpg](http://eco-span.com/wp-content/uploads/2012/09/IMG_0782.jpg)>. Acesso em: 11 janeiro 2017.

EL DEBS, M. K. **Contribuição ao projeto de galerias enterradas: alternativas em argamassa armada.** São Carlos: SET-EESC, 1984.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações.** São Carlos: EESC-USP, 2000.

EL DEBS, M. K. **Projeto estrutural de tubos de seção retangular de concreto armado.** 1. ed. Ribeirão Preto: Associação Brasileira dos Produtores de Tubos de Concreto, 2008.

EVANS, C. H. **An examination os arching in granular soils.** Department od Civil Engineering. ed. Massachusetts: MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY, v. M. Sc. Thesis, 1983.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Model code 2010. First complete draft.** FIB. Lausanne: fib. 2010.

FERREIRA, P. Critérios de dimensionamento de tubulações flexíveis: caso dos condutos de adução. **DAE, SABESP**, v. 129, p. 19-44, 1982.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações normais.** Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.

FUSCO, P. B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto.** 7. ed. São Paulo: PINI, 1995.

GEOSTRUCTURES. Structures-Walls: Concrete Arches/Bridges. **GeoStructures, Inc.**, 2016. Disponível em: <<http://www.geostructures.com/solutions/structures-walls/concrete-archesbridges>>. Acesso em: 11 janeiro 2017.

GETZLER, Z.; KOMORNIK, A.; MAZURIK, A. Model study on arching above buried structures. **Journal of the Soil mechanics and Foundation Division**, v. SM5, p. 1123-1141, 1968.

KANG, J.; PARKER, F.; KANG, Y. J.; YOO, C. H.. Effects of frictional forces acting on sidewalls of buried box culverts. **Internacional Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, Auburn, p. 289-306, 2008.

KATONA, M. G.; VITTES, P. D. Soil-structure analysis and evaluation of buried box-culvert designs. **Transp. Res. Rec**, Washington, v. 878, p. 1-7, 1982.

KIM, K.; YOO, C. **Design loading for deeply buried box culvert.** Auburn: Auburn University, 2002.

KIM, K.; YOO, C. H. Design Loading on Deeply Buried Box Culverts. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, p. 20-27, january 2005.

LAWSON, W. D.; WOOD, T. A.; NEWHOUSE, C. D.; JAYAWICKRAMA, P. W. Culvert Rating Guide. **Texas Department of Transportation**, Austin, 2009.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções em concreto**: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado. Interciência, v. 3, 1978.

MARSHALL, J. D. ; ANDERSON, J. B.; MEADOWS, R. L.; JENSEN, T. J. Full-scale testing of three-sided precast concrete arch sections. **Journal of Bridge Engineering**, New York, v. 19, 2014.

MARSTON, A.; ANDERSON, A. O. **The theory of loads on pipes in ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe**. Iowa: Engineering Experiment Station, v. Bul. 31, 1913.

MCGRATH, T. J.; MASTROIANNI, E. P. Finite-element modeling of reinforced concrete arch under live load. **Transportation Research Record**, n. 1814, p. 203-210, 2002.

MCGRATH, T. J.; SELIG, E. T.; BEACH, T. J. Structural behavior of three-sided arch span bridge. **Transportation Research Record**, n. 1541, p. 112-119, 1996.

MINNESOTA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. Buried Structures. **LRFD Bridge Design**, Minnesota, p. 12/1-12/54, september 2013.

MORADI, M.; VALIPOUR, H.; FOSTER, S. Reserve of Strength in Inverted U-Shaped RC Culverts: Effect of Backfill on Ultimate Load Capacity and Fatigue Life. **Journal of Bridge Engineering**, v. 21, February 2016.

MOSER, A. P. **Buried pipe design**. 2. ed. [S.l.]: McGraw-Hill, 2001.

NACIONAL PRECAST CONCRETE ASSOCIATION. Use box culverts for fast bridge replacement. **NPCA Precast**, 2013. Disponível em: <<http://precast.org/2013/04/use-box-culverts-for-fast-bridge-replacement/>>. Acesso em: 11 janeiro 2017.

ORBÁN, Z.; GUTERMANN, M. Assessment of masonry arch railway bridges using non-destructive in-situ testing methods. **Engineering Structures**, Bremen, Germany, maio 2009.

PIMENTEL, M. ; COSTA, P.; FÉLIX, C.; FIGUEIRAS, J. Behavior of reinforced concrete box culverts under high embankments. **Journal of Structural Engineering**, v. 135, p. 366-375, april 2009.

PINTO, D. R. B. C. **Análises de Passagens Hidráulicas Enterradas consituóidas por Box Culvert**. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil - Especialização em Estruturas) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. 2008.



PRECAST CONCRETE CONSTRUCTION. Split Cell Box Culvert, 2014. Disponível em: <<http://www.precastconcreteconstruction.com/169/big-box-culverts-from-michie-corporation/split-cell-culvert-precast-concrete-nh-800x400>>. Acesso em: 11 janeiro 2017.

SILVA, J. L. D. **Análise de tubos circulares de concreto armado para o ensaio de compressão diametral com base na teoria de confiabilidade**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 2011.

SILVEIRA, K. D. **Análise paramétrica do comportamento de condutos enterrados flexíveis e de grande diâmetro**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, p. 124. 2001.

SISTEMA NACIONAL DE PESQUISAS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL. SINAPI Tabela de Preços e Custos de Referência. **SINAPI Relatório de Insumos e Composições – JAN/17 - Com desoneração**, 2017. Disponível em: <[http://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria\\_664](http://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_664)>. Acesso em: 20 janeiro 2017.

TADROS, M. K.; BENAK, J. V.; GILLILAND, M. K. Soil pressure on box culverts. **ACI Structural Journal**, Nebraska, v. 86, p. 439-450, July 1989.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: J. Wiley and Sons, 1943.

WADI, A.; PETTERSSON, L.; KAROUMI, R. Flexible culverts in sloping terrain: Numerical simulation of soil loading culverts in sloping terrain: Numerical simulation of soil loading. **Engineering Structures**, Stockholm, p. 111-124, 2015.

WOOD, T. A.; LAWSON, W. D.; JAYAWICKRAMA, P. W. Influence of over soil depth on the load rating of reinforced concrete box culvert. **Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 2511, p. 63-71, 2015.

YOUNG, O. C.; TROTT, J. J. **Buried rigid pipes: structural design of pipelines**. Londres: Elsevier Applied Science, 1984.

ZOGHI, M.; FARHEY, D. N. Performance assessment of a precast-concrete, buried, small arch bridge. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, Washington, v. 20, p. 244-252, august 2006.