



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL | RAMO DE ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO

ESTUDO E OPTIMIZAÇÃO DE PASSAGENS INFERIORES CIRCULARES PRÉ-FABRICADAS

JOEL SARAIVA NUNES | M3502

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
ENGENHARIA CIVIL
(2º Ciclo de estudos)

Ano Lectivo 2009/2010

ORIENTADOR: PROF. DOUTOR LUÍS FILIPE ALMEIDA BERNARDO

Covilhã, Outubro de 2010

“A maior das vitórias é a vitória sobre nós mesmos”

Pali Tripitaka

AGRADECIMENTOS

A realização do presente trabalho apenas foi possível graças a colaborações indispensáveis e apoios fundamentais, os quais, de forma particular, desejo agradecer.

Aos meus orientadores Professor Luís Bernardo e Engenheiro Luís Simões pela disponibilidade e interesse em supervisionar este trabalho. A vossa sabedoria, atenção e empenho ajudou sobremaneira a descobrir as melhores directivas para a investigação do problema em causa. Por este facto e pelas oportunidades que me proporcionaram no que à partilha e apreensão de conhecimentos diz respeito, o meu agradecimento especial.

Manifesto os meus agradecimentos e meu afecto aos meus pais, irmão e namorada que contribuíram para a realização deste trabalho, tanto pelo incentivo como pelo apoio prestado, bem como pela compreensão, carinho e paciência que tanto cooperaram para o resultado final.

A todos deixo, aqui, a minha profunda gratidão.

RESUMO

A predominância do transporte rodoviário a nível nacional, bem como a contínua necessidade de expansão de vias de comunicação, contribuíram veemente para a construção de um elevado número de obras de arte (pontes, viadutos, passagens hidráulicas e passagens inferiores, etc.). De todas estas infra-estruturas existentes, merece especial destaque as passagens inferiores, sobre as quais se debruça o presente trabalho. A aplicação do pré-fabricado nestas estruturas constitui uma técnica construtiva vantajosa, que tem estado em crescente expansão por toda a Europa.

Dentro da gama de soluções imagináveis para este tipo de estruturas enterradas, os elementos em arco apresentam a grande vantagem de conseguirem tirar partido da interacção entre o esforço normal e a flexão.

Assim, as passagens inferiores circulares em betão pré-fabricado devem ser feitas sob medida, onde cada elemento é dimensionado para atender aos requisitos de projecto. Para tal, a geometria de cada elemento deve ser optimizado de forma a minimizar a flexão, permitindo atingir a maior eficiência e economia possível. Além disso, o dimensionamento destas estruturas enterradas optimizadas deve ter também em conta determinados critérios que satisfaçam o transporte, a movimentação e a montagem, tornando-os eficazes.

Neste trabalho são expostas as exigências fundamentais no que respeita à concepção, dimensionamento e execução de uma solução em arco de betão pré-fabricado para restabelecimento de vias de comunicação rodoviárias sob aterros. É considerado um modelo base como objecto de estudo na análise dos parâmetros relacionados ao comportamento estrutural destas construções. Esta solução inicial vai estar na origem de uma solução optimizada de acordo com os aspectos analisados ao longo do trabalho.

PALAVRAS - CHAVE

PASSAGEM INFERIOR CIRCULAR, BETÃO PRÉ-FABRICADO, ESTRUTURA ENTERRADA, ADUELA DE TOPO, PAREDE LATERAL, ATERRO TÉCNICO

ABSTRACT

The predominance of road transport at national level and the continual requirements for expansion of roads, have as consequence in the construction for a large number of projects (bridges, viaducts, hydraulic culverts and culverts) on which leans the present thesis, arch culverts. The application of precast in these structures is a advantageous construction technique that has been in increasing expansion through the whole Europe.

Within the range of conceivable solutions to this kind of buried structures, the arch elements have the large capacity of being able to take advantage of the interaction between axial force and bending moment.

Thus, the precast concrete arch culverts are bespoke products with each arch being designed to suit particular project requirements. For this purpose, the geometry of each element must be optimized to minimize bending in order to help to achieve greater efficiency and economy as possible. Furthermore, the optimized design of these buried structures must also take into account some criteria that meet the transportation, handling and assembly, making them effective.

This thesis presents the fundamental requirements concerning the conception, design and implementation of an arc solution of precast concrete for restoration of communication lines and roads in landfills. A base model is used that is being studied in the analysis of parameters related to the structural behaviour of these constructions. This initial solution will be the source of an optimal solution according to the aspects discussed during the work.

KEYWORDS

ARCH CULVERT, PRECAST CONCRETE, BURIED STRUCTURE, STAVE TOP, SIDEWALLS, TECHNICAL EARTHWORK

SIMBOLOGIA

Letras maiúsculas latinas

$A_{s,Mmin}$	Área da secção de armadura longitudinal em relação ao momento flector, M_{min} , para betão armado
$A_{s,Mmax}$	Área da secção de armadura longitudinal em relação ao momento flector, M_{max} , para betão armado
A_c	Área da secção transversal do betão
$A_{s,calc}$	Área da secção de armadura longitudinal requerida pela secção transversal de betão
$A_{s,ef}$	Área da secção de armadura longitudinal simétrica provida em cada uma das duas faces da secção transversal de betão
$A_{s,ef,Mmax}$	Área da secção de armadura longitudinal provida para a secção transversal por causa do momento flector, M_{max}
$A_{s,ef,Mmin}$	Área da secção de armadura longitudinal provida para a secção transversal por causa do momento flector, M_{min}
$A_{s,min}$	Área da secção mínima de armadura longitudinal
$A_{s,total}$	Área da secção de armadura total longitudinal disposta nas duas faces simétricas da secção transversal de betão
B	Face menor na base da sapata
B'	Face menor efectiva na base da sapata
CC_a	Caso de carga desfavorável na aduela de topo
CC_p	Caso de carga desfavorável nas paredes laterais
D	Vão da estrutura
E	Módulo de elasticidade
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_s	Valor de cálculo do módulo de elasticidade da armadura para betão armado
FS	Factor de segurança
G	Módulo de distorção do aço de uma armadura para betão armado
H	Altura de aterro técnico sobre a estrutura enterrada
I_c	Momento de inércia da secção de betão
I_F	Factor de profundidade
I_i	Factores que dependem da razão entre as dimensões, L'/B' , e da espessura da camada
L	Face maior na base da sapata
L'	Face maior efectiva na base da sapata
$M_{1,max}$	Valor de cálculo do momento flector actuante extremo positivo na combinação de

	esforços $(M; N)_{i=1}$
$M_{2,min}$	Valor de cálculo do momento flector actuante extremo negativo na combinação de esforços $(M; N)_{i=2}$
M_{Ed}	Valor de cálculo do momento flector actuante
M_{max}	Valor de cálculo do momento flector actuante extremo positivo
M_{min}	Valor de cálculo do momento flector actuante extremo negativo
N_c	Factor de capacidade de carga
$N_{1,min}$	Valor de cálculo do esforço normal actuante mínimo de compressão na combinação de esforços $(M; N)_{i=1}$
$N_{2,min}$	Valor de cálculo do esforço normal actuante mínimo de compressão na combinação de esforços $(M; N)_{i=2}$
N_{min}	Valor de cálculo do esforço normal actuante mínimo de compressão
N_q	Factor de capacidade de carga
N_γ	Factor de capacidade de carga
P	Peso das terras situadas sobre a estrutura
P_v	Peso do varão
Q_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversal actuante
Q_{max}	Valor de cálculo do esforço transversal actuante máximo em módulo
Q_r	Carga por eixo definida para o veículo tipo
SC	Sobrecarga rodoviária
T	Somatório das tensões tangenciais

Letras minúsculas latinas

a	Distância entre a extremidade externa da sapata, em relação à estrutura enterrada, e o centro de gravidade da base da parede lateral
a_0	Distância entre a extremidade da sapata e a face externa da parede na direcção transversal
a_1	Diferença entre a altura total e altura útil da secção transversal de betão
b	Distância entre a extremidade interna da sapata, em relação à estrutura enterrada, e o centro de gravidade da base da parede lateral
b_0	Distância entre a extremidade da sapata e a face externa da parede na direcção longitudinal
b_1	Largura mínima a garantir do gabarito na zona central da secção transversal
b_2	Largura mínima a garantir do gabarito na totalidade da secção transversal
b_c	Largura da secção transversal de betão
c	Coesão do solo
d	Altura útil de uma secção transversal de betão
e	Largura longitudinal da estrutura
f	Flecha vertical relativa à coordenada de origem dos modelos (0;0)
f_{bd}	Valor de cálculo da resistência do betão à tracção

f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
f_{ctd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tracção
f_{ctk}	Valor característico da tensão de rotura do betão à tracção
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência do aço
h	Altura da fundação directa, a sapata
h_1	Altura mínima a garantir do gabarito na zona central da secção transversal
h_2	Altura mínima a garantir do gabarito na totalidade da secção transversal
h_{at}	Espessura das camadas do aterro técnico compactadas
h_c	Altura da secção transversal de betão
h_t	Altura total da estrutura enterrada desde a fundação ao topo da estrutura
k_M	Coeficiente de <i>Marston</i>
k_a	Coeficiente de impulso activo
k_i	Coeficiente de permeabilidade na direcção $i = x; y$
l_a	Comprimento efectivo da aduela de topo
l_{bd}	Comprimento de amarração de cálculo
$l_{bd,ef}$	Comprimento de amarração provido
$l_{b,min}$	Comprimento de amarração mínimo
$l_{b,rqd}$	Comprimento de amarração de referência
l_p	Comprimento efectivo das duas paredes laterais
l_{total}	Comprimento da estrutura
n_{at}	Número de camadas de compactação para o aterro técnico compactadas
q	Tensão vertical total ao nível da base da sapata
q_1	Sobrecarga uniformemente distribuída provocada pelas forças verticais devidas ao tráfego. Sobrecarga aplicada em simultâneo com a “carga de faca”, q_2 .
q_2	“Carga de faca” provocada pelas forças verticais devidas ao tráfego. Carga aplicada em simultâneo com sobrecarga, q_1 .
q_o	Pressão de contacto
r_a	Dimensão transversal das rodas do veículo tipo
r_b	Dimensão longitudinal das rodas do veículo tipo
r_c	Raio de curvatura dos elemento que constituem a estrutura
rec	Recobrimento efectivo da secção transversal de betão
s	Espaçamento entre armaduras longitudinais
u_i	Componentes do deslocamento de um ponto
u_{total}	Deslocamento total tendo em conta as diversas componentes
x_i	Coordenada horizontal do nó, i , pertencente ao modelo de estudo
y_i	Coordenada vertical do nó, i , pertencente ao modelo de estudo

w	Peso volúmico de elementos de betão
Letras maiúsculas gregas	
ΔF	Acréscimo de carga provocadas pelas tensões tangenciais, τ
ψ	Ângulo de dilatação
Letras minúsculas gregas	
α_{ct}	Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tracção e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo com a carga é aplicada
α_i	Coeficientes relacionados com as condições de amarração
β_{Mmax}	Factor proporcional à grandeza do esforço normal reduzido, V_{Mmax}
β_{Mmin}	Factor proporcional à grandeza do esforço normal reduzido, V_{Mmin}
ε_{c2}	Extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima
ε_{cu2}	Extensão última do betão à compressão
δ_{sl}	Diferença entre os deslocamentos dos blocos laterais e central de aterro
γ	Peso volúmico do maciço abaixo da sapata que depende da posição do nível freático
γ_c	Coeficiente parcial relativo ao betão
γ_s	Coeficiente parcial relativo ao aço das armaduras para betão armado
γ_{sat}	Baridade saturada
γ_{unsat}	Baridade seca
γ_w	Peso volúmico da água
ϕ	Ângulo de atrito do solo
ϕ_l	Diâmetro da armadura longitudinal provida
η	Eficiência que representa a razão entre dois resultados de peso de aço por m ³ de betão
η_1	Coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem
η_2	Coeficiente relacionado com o diâmetro do varão
λ	Factor proporcional às dimensões geométricas da secção transversal de betão
μ_{global}	Momento flector reduzido global em relação à estrutura
μ_{Mmax}	Momento flector reduzido relativamente ao momento flector, M_{max} ou $M_{1,max}$
μ_{Mmin}	Momento flector reduzido relativamente ao momento flector, M_{min} ou $M_{2,min}$
ν	Coeficiente de <i>Poisson</i>
V_{Mmax}	Esforço normal reduzido relativamente ao esforço normal, $N_{1,min}$
V_{Mmin}	Esforço normal reduzido relativamente ao esforço normal, $N_{2,min}$
$V_{c,Max}$	Parâmetro auxiliar para o cálculo da taxa de armadura para a flexão composta na combinação de esforços $(M; N)_{i=1}$
$V_{c,Min}$	Parâmetro auxiliar para o cálculo da taxa de armadura para a flexão composta na combinação de esforços $(M; N)_{i=2}$

θ	Ângulo de viés formado pelos eixos da obra de arte e da via situada sobre o aterro, no ponto de interacção dos mesmos em planta
θ_s	Ângulo entre o posicionamento dos seccionamentos transversais e o eixo vertical no centro da estrutura enterrada
σ_{sd}	Valore de cálculo da tensão na secção do varão a partir da qual é medido o comprimento de amarração
τ	Tensões tangenciais originadas entre os blocos laterais e central de aterro
$\omega_{Crítico}$	Taxa de armadura máxima entre ω_{Mmax} e ω_{Mmin}
ω_{Mmax}	Taxa de armadura relativamente ao momento flector, M_{max}
ω_{Mmin}	Taxa de armadura relativamente ao momento flector, M_{min}
ξ_{sc}	Peso do aço por m ³ de betão da solução
ψ_i	Coefficientes de redução definindo valores representativos das acções variáveis

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	v
RESUMO	vii
ABSTRACT	ix
SIMBOLOGIA	xi
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	1
1.2. MOTIVAÇÃO	2
1.3. OBJECTIVO	3
1.4. ORGANIZAÇÃO	3
2. CONCEPÇÃO E CONDICIONAMENTOS	7
2.1. GENERALIDADES	7
2.2. CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA GENÉRICA	7
2.3. CONDICIONAMENTOS	9
2.3.1. RODOVIÁRIOS	9
2.3.1.1. VIA DE COMUNICAÇÃO RODOVIÁRIA	9
2.3.1.2. TRAÇADO EM PLANTA	10
2.3.1.3. PERFIL LONGITUDINAL	11
2.3.2. GEOTÉCNICOS	13
2.3.2.1. PRINCÍPIOS DAS FUNDAÇÕES DIRECTAS	13
2.3.2.2. CAPACIDADE DE CARGA	17
2.3.2.3. ASSENTAMENTOS	17
2.3.2.4. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA	17
2.4. RESUMO	18
3. FUNDAMENTOS, PRINCÍPIOS E TOPOLOGIA	19
3.1. GENERALIDADES	19
3.2. PRÉ - FABRICAÇÃO	20

3.3. ELEMENTOS CONSTITUINTES.....	21
3.3.1. ADUELA DE TOPO.....	21
3.3.2. PAREDES LATERAIS.....	22
3.3.3. LIGAÇÃO ENTRE ADUELA DE TOPO E PAREDES LATERAIS.....	23
3.4. MATERIAIS E TECNOLOGIAS EMPREGUES NO FABRICO.....	24
3.4.1. LIGANTE HIDRÁULICO.....	24
3.4.2. INERTES.....	25
3.4.3. ADITIVOS.....	25
3.4.4. AÇO.....	25
3.4.4.1. CLASSE DA ARMADURA.....	25
3.4.4.2. DOBRAGEM.....	25
3.4.5. BETÃO.....	25
3.4.5.1. CLASSE DO BETÃO.....	25
3.4.5.2. DURABILIDADE.....	26
3.4.5.3. PREPARAÇÃO.....	26
3.4.5.4. BETONAGEM.....	26
3.4.5.5. CONTROLE DAS CARACTERÍSTICAS DOS BETÕES.....	26
3.4.6. MOLDES.....	27
3.4.7. DESCOFRAGEM.....	27
3.5. ARMAZENAMENTO E TRANSPORTE.....	27
3.6. MONTAGEM.....	28
3.7. ASPECTOS CONSTRUTIVOS.....	31
3.7.1. SELAGEM.....	31
3.7.2. SOLICITAÇÕES CONSTRUTIVAS E EFEITOS DIFERIDOS.....	31
3.7.3. IMPERMEABILIZAÇÃO.....	31
3.7.4. DRENAGEM.....	32
3.8. ATERRO.....	33
3.8.1. CARACTERÍSTICAS DO ATERRO.....	33
3.8.2. ATERRO TÉCNICO.....	34
3.8.3. OBRAS DE EXTREMIDADE.....	37
3.8.4. PROTECÇÃO DA ESTRUTURA E DOS ATERROS ADJACENTES.....	37

3.9. PROCESSO CONSTRUTIVO	38
3.10. RESUMO	41
4. MODELAÇÃO	43
4.1. GENERALIDADES	43
4.2. ASPECTOS CONDICIONANTES	43
4.2.1. ANÁLISE LONGITUDINAL E TRANSVERSAL.....	43
4.2.2. PARTICULARIDADES DE CÁLCULO E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	44
4.3. ACÇÕES	44
4.3.1. ACÇÕES PERMANENTES	44
4.3.1.1. <i>PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA</i>	44
4.3.1.2. <i>IMPULSO DE TERRA</i>	45
<i>PESO PRÓPRIO DO ATERRO SOBRE A ESTRUTURA</i>	45
<i>PESO PRÓPRIO DO ATERRO ADJACENTE À ESTRUTURA</i>	45
<i>PESO PRÓPRIO DO ATERRO ADJACENTE À ESTRUTURA SOBRE AS FUNDAÇÕES</i>	47
<i>IMPULSO LATERAL DAS TERRAS</i>	47
<i>IMPULSO DEVIDO ÀS SOBRECARGAS APLICADAS SOBRE O ATERRO</i>	47
<i>SOLICITAÇÕES ASSIMÉTRICAS</i>	48
4.3.2. ACÇÕES VARIÁVEIS	48
4.3.2.1. <i>SOBRECARGAS NOS IMPULSOS DE TERRA</i>	48
4.3.2.2. <i>EFEITOS DIFERIDOS</i>	49
4.3.2.3. <i>VARIAÇÕES DE TEMPERATURA</i>	50
4.3.3. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES	50
4.4. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA OBRA DE ARTE	51
4.4.1. FUNDAMENTOS.....	51
4.4.2. APLICAÇÃO PRÁTICA DOS PRINCÍPIOS.....	52
4.5. MODELAÇÃO COM CÁLCULO MANUAL SIMPLIFICATIVO	55
4.6. MODELAÇÃO COM PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO - <i>PLAXIS</i>	57
4.6.1. INTRODUÇÃO.....	57
4.6.2. ELEMENTOS FINITOS	57
4.6.3. DESCRIÇÃO SUMATIVA DO PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO - <i>PLAXIS</i>	59
4.6.3.1. <i>ENTRADA DE DADOS - INPUT</i>	59

<i>PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS</i>	59
<i>PROPRIEDADES DOS SOLOS</i>	60
<i>PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIIS</i>	60
<i>PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS FINITOS</i>	60
<i>CONDIÇÕES INICIAIS DO MODELO - ESTADO INICIAL DE TENSÕES</i>	62
4.6.3.2. <i>ANÁLISE - CALCULATIONS</i>	63
4.6.3.3. <i>RESULTADOS E DIAGRAMAS - OUTPUT</i>	64
4.7. <i>MODELAÇÃO COM APLICAÇÃO DE SOLUÇÃO MATIÈRE</i>	64
4.7.1. <i>INTRODUÇÃO</i>	64
4.7.2. <i>DESCRIÇÃO DOS PRINCÍPIOS INERENTES À SOLUÇÃO</i>	65
4.8. <i>RESUMO</i>	67
5. ANÁLISE - MODELO BASE	69
5.1. <i>INTRODUÇÃO</i>	69
5.2. <i>SUMÁRIO</i>	70
5.3. <i>DESCRIÇÃO GERAL</i>	71
5.3.1. <i>CONDICIONAMENTOS RODOVIÁRIOS</i>	71
5.3.2. <i>CONDICIONAMENTOS GEOTÉCNICOS</i>	71
5.3.3. <i>GEOMETRIA DA ESTRUTURA</i>	72
5.4. <i>RESULTADOS</i>	74
5.4.1. <i>ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS ACTUANTES</i>	74
5.3.2. <i>ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS CRÍTICOS</i>	76
5.5. <i>OBSERVAÇÕES FINAIS</i>	77
5.5.1. <i>ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS ACTUANTES</i>	77
5.5.2. <i>ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS CRITICOS</i>	80
5.6. <i>CONCLUSÕES</i>	81
5.7. <i>RESUMO</i>	84
6. ANÁLISE - VARIAÇÃO DAS FUNDAÇÕES	85
6.1. <i>SUMÁRIO</i>	85
6.2. <i>RESULTADOS</i>	86
6.2.1. <i>VARIAÇÃO DAS DIMENSÕES E DISPOSIÇÃO DAS SAPATAS</i>	86
6.2.2. <i>REDUÇÃO DAS PAREDES LATERAIS</i>	88

6.2.3. VARIAÇÃO DA ALTURA DAS SAPATAS	90
6.2.4. INTRODUÇÃO DE LINTÉIS DE FUNDAÇÃO	91
6.3. OBSERVAÇÕES FINAIS	93
6.3.1. VARIAÇÃO DAS DIMENSÕES E DISPOSIÇÃO DAS SAPATAS	93
6.3.2. REDUÇÃO DAS PAREDES LATERAIS	94
6.3.3. VARIAÇÃO DA ALTURA DAS SAPATAS	96
6.3.4. INTRODUÇÃO DE LINTÉIS DE FUNDAÇÃO	96
6.4. CONCLUSÕES	97
6.5. RESUMO	99
7. ANÁLISE - VARIAÇÃO DA LOCALIZAÇÃO DOS SECCIONAMENTOS TRANSVERSAIS	101
7.1. SUMÁRIO	101
7.2. RESULTADOS.....	105
7.2.1. SEM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL.....	105
7.2.2. COM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL	112
7.3. OBSERVAÇÕES FINAIS	114
7.3.1. SEM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL.....	114
7.3.2. COM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL	116
7.3.3. COMPARAÇÃO ENTRE A CONSIDERAÇÃO E O DESPREZO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL	118
7.4. CONCLUSÕES	119
7.5. RESUMO	120
8. ANÁLISE - VARIAÇÃO DA ALTURA DE ATERRO	123
8.1. SUMÁRIO	123
8.2. RESULTADOS.....	125
8.2.1. ALTERNÂNCIA DAS ALTURAS DE ATERRO	125
8.2.2. ALTERNÂNCIA NA SIMULAÇÃO DA SOBRECARGA DE TRÁFEGO RODOVIÁRIO	129
8.3. OBSERVAÇÕES FINAIS	131
8.3.1. ALTERNÂNCIA DAS ALTURAS DE ATERRO	131
8.3.2. ALTERNÂNCIA NA SIMULAÇÃO DA SOBRECARGA DE TRÁFEGO RODOVIÁRIO	132
8.4. CONCLUSÕES	133
8.5. RESUMO	135

9. ANÁLISE - VARIAÇÃO DOS CASOS DE CARGA	137
9.1. SUMÁRIO	137
9.2. RESULTADOS	139
9.2.1. SEM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL	139
9.2.2. COM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL.....	140
9.2.3. COMPARAÇÃO ENTRE A CONSIDERAÇÃO E O DESPREZO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL	140
9.3. OBSERVAÇÕES FINAIS	141
9.3.1. GENERALIDADES	141
9.3.2. SEM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL	142
9.3.3. COM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL.....	143
9.3.4. COMPARAÇÃO ENTRE A CONSIDERAÇÃO E O DESPREZO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL	143
9.4. CONCLUSÕES	144
9.5. RESUMO	145
10. ANÁLISE - VARIAÇÃO DA ESPESSURA DAS CAMADAS DE ATERRO DE COMPACTAÇÃO..	147
10.1. SUMÁRIO	147
10.2. RESULTADOS	148
10.3. OBSERVAÇÕES FINAIS.....	149
10.4. CONCLUSÕES.....	151
10.5. RESUMO.....	152
11. ANÁLISE - VARIAÇÃO DA GEOMETRIA TRANSVERSAL	153
11.1. SUMÁRIO	153
11.2. RESULTADOS	154
11.2.1. SECÇÃO TRANSVERSAL COM INÉRCIA CONSTANTE	155
11.2.1.1. ÂNGULO 65,49	155
11.2.1.2. ÂNGULO 49,09	161
11.2.1. SECÇÃO TRANSVERSAL COM INÉRCIA VARIÁVEL	164
11.3. OBSERVAÇÕES FINAIS.....	167
11.4. CONCLUSÕES.....	168
11.5. RESUMO.....	169
12. ANÁLISE - VARIAÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS SOLOS	171

12.1. SUMÁRIO	171
12.2. RESULTADOS	172
12.2.1. ATERRO TÉCNICO	172
12.2.2. ESTRATO INFERIOR	174
12.3. OBSERVAÇÕES FINAIS	176
12.3.1. ATERRO TÉCNICO	176
12.3.2. ESTRATO INFERIOR	177
12.4. CONCLUSÕES.....	178
12.5. RESUMO	178
13. CONSIDERAÇÕES FINAIS E SÍNTESE	179
13.1. CONCLUSÕES GERAIS	179
13.2. PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTO FUTURO.....	183
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	185
ANEXOS.....	187
ANEXO A VARIAÇÃO DA LOCALIZAÇÃO DOS SECCIONAMENTOS TRANSVERSAIS SEM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL	189
ANEXO B VARIAÇÃO DA LOCALIZAÇÃO DOS SECCIONAMENTOS TRANSVERSAIS COM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL	209
ANEXO C VARIAÇÃO DA ALTURA DE ATERRO	225
ANEXO D VARIAÇÃO DOS CASOS DE CARGA SEM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL.....	243
ANEXO E VARIAÇÃO DOS CASOS DE CARGA COM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL	255
ANEXO F VARIAÇÃO DA ESPESSURA DAS CAMADAS DE ATERRO DE COMPACTAÇÃO	271
ANEXO G VARIAÇÃO DA GEOMETRIA TRANSVERSAL	279

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Estrutura enterrada - Passagem inferior (http://fr.structurae.de)	1
Figura 1.2 Passagem inferior circular em betão pré-fabricado (http://fr.structurae.de).....	2
Figura 2.1 Definição das alturas livres (Ferraz <i>et al.</i> , 2000).....	7
Figura 2.2 Dimensões mínimas do gabarito	8
Figura 2.3 Exemplo de obras - Arco circular e em ogiva (Ferraz <i>et al.</i> , 2000)	8
Figura 2.4 Exemplo de possíveis configurações das fundações (Ferraz <i>et al.</i> , 2000)	9
Figura 2.5 Definição do viés (Ferraz <i>et al.</i> , 2000)	10
Figura 2.6 Traçado em planta com alinhamento rectilíneo (COBA <i>et al.</i> , 2008)	11
Figura 2.7 Corte longitudinal pelo eixo de uma passagem inferior (COBA <i>et al.</i> , 2008)	12
Figura 2.8 Pormenor da ligação entre a aduela e a fundação (COBA <i>et al.</i> , 2008)	13
Figura 2.9 Pormenor da ligação da zona de travamento por “dente” (COBA <i>et al.</i> , 2008).....	13
Figura 2.10 Corte A - A Detalhe longitudinal da ligação com transição de zona de travamento (COBA <i>et al.</i> , 2008)	13
Figura 2.11 Distribuição da pressão de contacto na base de uma fundação (Pinto <i>et al.</i> , 2010)	15
Figura 2.12 Modelo de escoras e tirantes para o caso de um pilar centrado numa sapata homotética transmitindo apenas força vertical (Pinto <i>et al.</i> , 2010).....	16
Figura 2.13 Modelo de escoras e tirantes para o caso de carregamento vertical excêntrico (baixa excentricidade - Resultante dentro do núcleo central) (Pinto <i>et al.</i> , 2010)	16
Figura 2.14 Modelo de flexão para o cálculo das armaduras de uma sapata.....	16
Figura 3.1 Passagem inferior circular tipificada com descrição dos elementos constituintes .	19
Figura 3.2 Sistema constituído por parte inferior de <i>box culvert</i> e arco ligados em zona perpendicular (Saraiva, 2010).....	20
Figura 3.3 Sistema constituído por meias aduelas ligadas no topo (Saraiva, 2010).....	20
Figura 3.4 Arco formado por uma aduela (http://www.reinforcedearth.co.uk)	21
Figura 3.5 Arco formado por duas meias aduelas	21
Figura 3.6 Execução das fundações <i>in situ</i> (Ferraz <i>et al.</i> , 2000).....	22
Figura 3.7 Ligação no topo de duas meias aduelas (http://www.reinforcedearth.co.uk).....	23
Figura 3.8 Transporte dos diferentes tipos de aduelas (http://www.lisaconcrete.com) (Ferraz e tal., 2000)	28
Figura 3.9 Montagem de arco único (http://www.precastpicture.com).....	29

Figura 3.10 Montagem de arco constituído por duas meias aduelas (http://www.precastedconcrete.com)	30
Figura 3.11 Pormenor do encaixe de aduelas adjacentes do quadro (COBA <i>et al.</i> , 2008).....	30
Figura 3.12 Esquema da impermeabilização das aduelas - Vista de planta (COBA <i>et al.</i> , 2008)	32
Figura 3.13 Pormenor do sistema de drenagem junto à sapata da parede lateral (COBA <i>et al.</i> , 2008)	32
Figura 3.14 Definição geométrica do aterro técnico (Ferraz e tal., 2000)	33
Figura 3.15 Definição da pendente transversal de uma secção ortogonal (Ferraz e tal., 2000)	34
Figura 3.16 Detalhe do modo de compactação do aterro técnico (COBA <i>et al.</i> , 2008)	36
Figura 3.17 Obras de entrada e de saída por emboquilhamentos pré-fabricados e de betão armado (http://www.reinforcedearth.co.uk) (COBA <i>et al.</i> , 2008)	37
Figura 3.18 Fase 1 - Escavação (COBA <i>et al.</i> , 2008).....	38
Figura 3.19 Fase 2 - Montagem das paredes laterais (COBA <i>et al.</i> , 2008)	38
Figura 3.20 Fase 3 - Montagem da aduela de topo (COBA <i>et al.</i> , 2008)	39
Figura 3.21 Fase 4 - Construção do aterro técnico (COBA <i>et al.</i> , 2008)	39
Figura 3.22 Fase 5 - Acabamentos finais (COBA <i>ET AL.</i> , 2008).....	40
Figura 4.1 Efeito <i>Marston</i> (Ferraz <i>et al.</i> , 2000)	46
Figura 4.2 Efeito <i>Pneusol</i> (Ferraz <i>et al.</i> , 2000)	47
Figura 4.3 Cargas assimétricas (Ferraz <i>et al.</i> , 2000)	48
Figura 4.4 Degradação das cargas concentradas (Ferraz <i>et al.</i> , 2000).....	49
Figura 4.5 Processo de redistribuição de cargas nas obras de <i>box culvert</i> (Sang, 2000).....	53
Figura 4.6 Elementos rígidos nas regiões que separam blocos com diferentes características de deformabilidade (Sang, 2000).....	53
Figura 4.7 Processo de redistribuição de cargas nas obras constituídas por <i>box culverts</i> com travessas substancialmente flexíveis (Sang, 2000).....	54
Figura 4.8 Redistribuição de cargas para os aterros laterais com recurso à colocação de material muito compressível sobre a travessa da <i>box culvert</i> (Sang, 2000).....	54
Figura 4.9 Limitação do modelo de cálculo dos estratos	60
Figura 4.10 Modelo de cálculo com caso de carga	60
Figura 4.11 Exemplo de objectos com deformações planas e assimétricas (PLAXIS, 2002)	61
Figura 4.12 Posição dos nós e dos pontos de tensões nos elementos de solo (PLAXIS, 2002) ..	61
Figura 4.13 Distribuição da malha pelo modelo de cálculo	61
Figura 4.14 Pressões neutras iniciais	62
Figura 4.15 Distribuição das pressões neutras iniciais	62
Figura 4.16 Modelo condicionado pelas tensões efectivas iniciais	62
Figura 4.17 Distribuição das tensões efectivas iniciais.....	62
Figura 4.18 Aplicação da tecnologia <i>Matière</i> (http://www.betonprovincial.com)	65
Figura 4.19 Pormenor de pé-direito (MAPREL, 2007).....	65

Figura 4.20 Pormenor de arco (MAPREL, 2007).....	65
Figura 4.21 Pormenor da secção transversal de solução <i>Matière</i> (MAPREL, 2007)	66
Figura 4.22 Pormenor de ligação entre pé-direito e arco (MAPREL, 2007)	66
Figura 5.1 Ilustração dos parâmetros abordados	69
Figura 5.2 Secção transversal da estrutura	73
Figura 5.3 Deformação do modelo - M511	75
Figura 5.4 Diagrama do deslocamento total - M511	75
Figura 5.5 Diagrama do momento flector - M511	75
Figura 5.6 Diagrama do esforço transversal - M511	75
Figura 5.7 Diagrama do esforço axial - M511	75
Figura 5.8 Deformação do modelo - M511	76
Figura 5.9 Diagrama do deslocamento total - M511	77
Figura 5.10 Diagrama do momento flector - M511	77
Figura 5.11 Diagrama do esforço transversal - M511	77
Figura 5.12 Diagrama do esforço axial - M511.....	77
Figura 5.13 Modelação com número de nós finitos	78
Figura 5.14 Diagrama do MF para o modelo monolítico - ELU	79
Figura 6.1 Variação da disposição das sapatas	87
Figura 6.2 Variação da disposição das sapatas	88
Figura 6.3 Variação da razão entre os momentos flectores.....	89
Figura 6.4 Modelo com excentricidade exterior máxima com as solicitações desfavoráveis...	95
Figura 6.5 Modelo com excentricidade interior máxima com as solicitações desfavoráveis ...	95
Figura 6.6 Particularidades realizadas nas fundações.....	99
Figura 7.1 Seccionamentos transversais como objectos de estudo	102
Figura 7.2 MF em função da disposição das sapatas, a/b	106
Figura 7.3 MF em função de localização do ângulo das rótulas, θ_s	106
Figura 7.4 μ_{global} em função da disposição das sapatas, a/b	110
Figura 7.5 Disposição ideal das sapatas, a/b , em função do θ_s	111
Figura 7.6 Peso de aço por m ³ betão, ξ_{sc} , mínimo em função do θ_s	111
Figura 7.7 Disposição ideal das sapatas, a/b , em função do θ_s	112
Figura 7.8 Peso de aço por m ³ betão, ξ_{sc} , mínimo em função do θ_s	112
Figura 7.9 Exemplificação das particularidades avaliadas	120
Figura 8.1 Veículo tipo (RSA, 2006).....	125
Figura 8.2 ξ_{sc} em função da altura de aterro, H , e do ângulo das rótulas, θ_s	126
Figura 8.3 MF em função da altura de aterro, H	127
Figura 8.4 MF em função do ângulo das rótulas, θ_s	127
Figura 8.5 Exemplificação da particularidade avaliada.....	135
Figura 9.1 Parcela simétrica da estrutura	141
Figura 10.1 O esforço $M_{1,max}$ em função do número de camadas de compactação, n_{at} , na aduela de topo.....	149

Figura 10.2 O esforço $N_{1,min}$ em função do número de camadas de compactação, n_{at} , na aduela de topo.....	149
Figura 10.3 Exemplificação da particularidade avaliada	152
Figura 11.1 ξ_{sc} em função da flecha, f para M718_3 com $\theta_s = 65,49^\circ$	158
Figura 11.2 Exemplificação das particularidades avaliadas.....	169
Figura 13.1 Resumo dos princípios aplicados ao modelo base de estudo.....	181

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Distribuição da pressão de contacto na base de uma fundação (Pinto <i>et al.</i> , 2010)	14
Tabela 2.2 Distribuição da pressão de contacto sob uma fundação sob carga excêntrica (Pinto <i>et al.</i> , 2010)	15
Tabela 3.1 Características de resistência do aço com classe A500NR	25
Tabela 3.2 Características de resistência do betão com classe C35/45	25
Tabela 3.3 Definição da classe de exposição da estrutura	26
Tabela 4.1 Factores ψ para a sobrecarga rodoviária (RSA, 2006)	50
Tabela 4.2 Combinações de acções actuantes (EN 1990:2002, 2002)	51
Tabela 5.1 Características dos horizontes geotécnicos	72
Tabela 5.2 Propriedades dos elementos estruturais	73
Tabela 5.3 Propriedades dos solos	74
Tabela 5.4 Esforços e deslocamento para M5I1	74
Tabela 5.5 Esforços e deslocamento para M5I2	74
Tabela 5.6 Esforços e deslocamento para M5I3	75
Tabela 5.7 Esforços e deslocamento para M5I1	76
Tabela 5.8 Esforços e deslocamento para M5I2	76
Tabela 5.9 Esforços e deslocamento para M5I3	76
Tabela 5.10 Resumo dos parâmetros de definição no modelo base	84
Tabela 6.1 Comprimento dos elementos	86
Tabela 6.2 Razão entre momentos flectores e momento reduzido a nível do arco	87
Tabela 6.3 Modelos com sapatas ideais	88
Tabela 6.4 Propriedades dos elementos estruturais	88
Tabela 6.5 Razão entre os MF extremos e μ_{global} a nível dos elementos para $L = 2$ m	89
Tabela 6.6 Diagramas para modelos com disposição referencial das sapatas	90
Tabela 6.7 Propriedades dos elementos de fundação	90
Tabela 6.8 Comprimento dos elementos	91
Tabela 6.9 Razão entre momentos flectores e momento reduzido global	91
Tabela 6.10 Propriedades dos elementos estruturais	91
Tabela 6.11 Esforços e deslocamento para ELU	91
Tabela 6.12 Esforços e deslocamento para M7I6_5 (sem lintel de fundação)	92
Tabela 6.13 Diagramas de esforços e deslocamentos para os elementos de fundação	92
Tabela 6.14 Variação do MF em função da razão a/b	94

Tabela 6.15 Evolução dos esforços em função da disposição das sapatas	99
Tabela 7.1 Ângulos entre a posição dos seccionamentos e o eixo vertical.....	102
Tabela 7.2 Armaduras longitudinais mínimas em função do tipo de flexão.....	103
Tabela 7.3 Peso da armadura.....	104
Tabela 7.4 Factor, β , pelo método simplificativo	105
Tabela 7.5 Parâmetros geométricos dos modelos de rótulas	107
Tabela 7.6 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras	107
Tabela 7.7 Armaduras longitudinais requeridas e providas	108
Tabela 7.8 Pesos resultantes	108
Tabela 7.9 ξ_{sc} em função da razão, a/b , e do ângulo das rótulas, θ_s	109
Tabela 7.10 μ_{global} em função da razão, a/b , e do ângulo das rótulas, θ_s	109
Tabela 7.11 Diagramas para modelos com rótulas localizadas em nós relevantes.....	111
Tabela 7.12 Pesos resultantes de acordo com a disposição das sapatas.....	112
Tabela 7.13 Comparação ξ_{sc} e cálculo de η	113
Tabela 7.14 Variação do esforço axial com disposição das sapatas constante	113
Tabela 7.15 Variação do esforço axial com disposição das sapatas ideal	113
Tabela 7.16 Variação do esforço axial com seccionamento transversal fixo.....	113
Tabela 8.1 Alturas de aterro analisadas	123
Tabela 8.2 Definições dos parâmetros associados a carga de veículo tipo	125
Tabela 8.3 $\overline{\xi}$ em função da altura de aterro, H , e do ângulo das rótulas, $\overline{\xi}$	126
Tabela 8.4 Deformada para modelos com rótulas localizadas em nós relevantes	128
Tabela 8.5 M_{Ed} [kNm/m] para modelos com rótulas localizadas em nós relevantes.....	128
Tabela 8.6 u_{total} [mm] para modelos com rótulas localizadas em nós relevantes.....	129
Tabela 8.7 Esforços e deslocamento com $H = 1$ m.....	129
Tabela 8.8 Esforços e deslocamento com $H = 10$ m	129
Tabela 8.9 Deformada	130
Tabela 8.10 Deslocamento total, u_{total} [mm]	130
Tabela 8.11 Momento flector, M_{Ed} [kNm/m].....	131
Tabela 9.1 Descrição dos carregamentos considerados.....	138
Tabela 9.2 Casos desfavoráveis para a flexão simples	139
Tabela 9.3 Resultados do peso de aço por m^3 de betão, ξ_{sc} [k_g aço/ m^3 betão].....	139
Tabela 9.4 Casos desfavoráveis para a flexão composta	140
Tabela 9.5 Resultados globais do peso de aço por m^3 de betão, ξ_{sc} [k_g aço/ m^3 betão]	140
Tabela 10.1 Número e correspondente espessura das camadas de aterro de compactação ..	147
Tabela 10.2 Diagramas para modelos com $\theta_s = 65,49^\circ$ em função da espessura das camadas de compactação.....	148
Tabela 11.1 Propriedades dos elementos estruturais	154
Tabela 11.2 Descrição e análise de M1111_1	155
Tabela 11.3 Descrição e análise de M1111_2.....	155

Tabela 11.4 Descrição e análise de M11I1_3	156
Tabela 11.5 Descrição e análise de M11I1_4	156
Tabela 11.6 Descrição e análise de M11I1_5	157
Tabela 11.7 Descrição e análise de M11I1_6	157
Tabela 11.8 Descrição e análise de M11I1_7	158
Tabela 11.9 ξ_{sc} em função da flecha, f para M7I8_3 com $\theta_s = 65,49^\circ$	158
Tabela 11.10 Descrição e análise de M11I1_8	159
Tabela 11.11 Descrição e análise de M11I1_9	159
Tabela 11.12 Descrição e análise de M11I10	160
Tabela 11.13 Descrição e análise de M11I1_11	160
Tabela 11.14 Descrição e análise de M11I2_1	161
Tabela 11.15 Descrição e análise de M11I2_2	161
Tabela 11.16 Descrição e análise de M11I2_3	162
Tabela 11.17 Descrição e análise de M11I2_4	162
Tabela 11.18 Descrição e análise de M11I2_5	163
Tabela 11.19 Descrição e análise de M11I2_6	163
Tabela 11.20 Descrição e análise de M11I2_7	163
Tabela 11.21 Descrição e análise de M11I2_8	163
Tabela 11.22 Descrição e análise de M11I2_9	164
Tabela 11.23 Descrição e análise de M11I2_10	165
Tabela 11.24 Descrição e análise de M11I2_11	165
Tabela 11.25 Descrição e análise de M11I2_11	166
Tabela 11.26 Descrição e análise de M11I2_12	166
Tabela 12.1 Propriedades dos aterros técnicos avaliados	172
Tabela 12.2 Esforços em função da constituição do aterro técnico	173
Tabela 12.3 Esforços reduzidos e taxas de armaduras	173
Tabela 12.4 Armaduras longitudinais requeridas e providas e pesos resultantes	174
Tabela 12.5 Propriedades dos substratos ensaiados no modelo de cálculo	174
Tabela 12.6 Resultado das análises efectuadas com substratos alternativos	175
Tabela 12.7 Esforços para os modelos em função do substrato	176
Tabela 13.1 Pressupostos obrigatórios	180

LISTA DE ACRÓNIMOS

CC	Caso de carga
CG	Centro de gravidade
EA	Esforço axial
EC2	Eurocódigo 2 Parte 1 - 1
EF	Elementos finitos
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite último
ET	Esforço transverso
MEF	Método de elementos finitos
MF	Momento flector
NF	Nível freático
RSA	Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

Tendo em conta determinadas exigências funcionais, as estruturas podem caracterizar-se como enterradas quando são dispostas abaixo da superfície térrea (Figura 1.1). Este tipo de estruturas destina-se a diferentes fins (túneis, galerias, passagens hidráulicas, passagens inferiores, etc.). Porém, elas exercem fundamentalmente a função de contenção e suporte do material envolvente, que em muitos casos é o solo.



Figura 1.1 Estrutura enterrada - Passagem inferior (<http://fr.structurae.de>)

As estruturas enterradas, ditas passagens inferiores tradicionais, são normalmente estruturas flexíveis (metálicas) ou rígidas (estruturas porticadas). O sistema estrutural global é constituído pela estrutura em betão e pelo terreno envolvente (solos). Quando se trata de soluções em arco, como se pode ver na Figura 1.2, existe uma maior capacidade de deformação que lhes proporciona uma maior interacção com os materiais do aterro adjacente, do que as soluções rectangulares. Esta interacção intervém directamente na concepção e dimensionamento da passagem, pelo que o conjunto estrutura - aterro adjacente pode ser considerado uma verdadeira obra de arte.

Deste modo, a análise da obra de arte envolve não só o estudo da estrutura de betão mas, também, todos os aspectos relacionados com o aterro adjacente associado. Este factor implica a existência de um reconhecimento geotécnico, cujo rigor deve ser compatível com a importância e especificidade da obra de arte, bem como a natureza e qualidade do terreno.



Figura 1.2 Passagem inferior circular em betão pré-fabricado (<http://fr.structurae.de>)

A importância deste género de estruturas prende-se, entre outras razões, com a possibilidade de restabelecer vias com espessuras de aterro elevadas. Segundo Ferraz *et al.* (2000), já foram efectuadas obras cujo recobrimento do aterro atingiu valores próximos de 40 m. Porém, para valores superiores a 20 m de recobrimento uma passagem aérea pode apresentar-se como uma melhor solução do ponto de vista económico e de integração no meio ambiente, como se vai inferir mais adiante.

1.2. MOTIVAÇÃO

As estruturas enterradas de uso corrente são analisadas e dimensionadas a partir de modelos de cálculo simplificados, aferidos através da experiência prática e de estudos singulares de algumas estruturas. Em alguns casos, essas análises baseiam-se em pressupostos de estudos referentes a estruturas de geometria com características mecânicas diferentes, conduzindo, por vezes, a soluções subdimensionadas (inseguras) ou a soluções sobredimensionadas (não económicas). Sabendo que estas obras têm uma importância económica relevante nos custos de vias de comunicação, é indispensável um maior rigor na projecção e no dimensionamento

destas peças. Tal rigor obtém-se, por exemplo, com auxílio de um programa de cálculo automático, com vista a obtenção de soluções económicas e seguras. Assim, contribui-se tanto para a segurança como para a economia das obras a que se destinam. Contudo, a procura de um maior rigor através da avaliação da segurança e do dimensionamento das passagens inferiores circulares passa, necessariamente, por um melhor conhecimento qualitativo e quantitativo do seu comportamento estrutural. Desta forma, conseguir-se-ia tornar este tipo de obras de arte mais competitivas, económica e construtivamente, no mercado.

1.3. OBJECTIVO

O presente trabalho tem como objectivo fundamental estudar o comportamento estrutural de passagens inferiores circulares em betão pré-fabricado. Logo, são apresentados e explicados os principais aspectos relacionados com a concepção, modelação, análise, dimensionamento, verificação da segurança e construção destas estruturas enterradas.

De seguida, desenvolve-se um caso base que representa a modelação de uma passagem inferior circular genérica no parque estrutural nacional, com todas as propriedades (geométricas, mecânicas, etc.) típicas nestas estruturas. A partir deste modelo base, o trabalho assumiu como finalidade o estudo e a análise dos detalhes relevantes relacionados com estas estruturas, e desenvolver o modelo de partida para se conseguir atingir uma solução otimizada do ponto de vista estrutural, construtivo e, conseqüentemente, económico em relação à solução inicial.

1.4. ORGANIZAÇÃO

O presente trabalho pode ser dividido no âmbito teórico e teórico - prático. Na globalidade, ele é composto pelos seguintes capítulos, correspondendo o presente ao capítulo inicial de introdução:

ÂMBITO TEÓRICO

Capítulo 2 | CONCEPÇÃO E CONDICIONAMENTOS: Descreve-se o objecto de estudo assim como o seu campo de aplicação ilustrando os condicionamentos exteriores que restringem a obra de arte integral. Aborda-se também os aspectos fundamentais neste tipo de estrutura, tais como as fundações, quando se faz referência ao conteúdo geotécnico.

Capítulo 3 | FUNDAMENTOS, PRINCÍPIOS E TOPOLOGIA: Apresenta-se todos os aspectos, funcionalidades, procedimentos e técnicas correntes a ter em atenção, relacionadas com a obtenção de passagens inferiores.

Capítulo 4 | MODELAÇÃO: Explica-se os princípios essenciais e relevantes, assim como se descreve as solicitações condicionantes a considerar neste género de obras de arte. Apresenta-se, também, as múltiplas possibilidades de modelação com ênfase para o cálculo automático, correspondente à ponderação e abordagem dos elementos finitos.

ÂMBITO TEÓRICO - PRÁTICO

Capítulo 5 | ANÁLISE - MODELO BASE: Apresenta-se e descreve-se o modelo base de referência. Analisa-se os efeitos primordiais da passagem inferior, estrutura enterrada - solo, no pórtico circular segundo as condições de modelação seleccionadas e interpreta-se os resultados obtidos. Consequentemente, definem-se os parâmetros prioritários a serem avaliados no modelo e, posteriormente, retiram-se conclusões acerca das optimizações a considerar. Para tal, define-se os principais objectos e resultantes critérios de optimização a alcançar para o caso de estudo, abordados nos posteriores capítulos.

Capítulo 6 | ANÁLISE - VARIAÇÃO DAS FUNDAÇÕES: Segundo os parâmetros relacionados com as fundações, analisa-se e interpreta-se os resultados provenientes das modificações elaboradas no modelo de estudo de modo a aplicar as condições favoráveis em função dos critérios de optimização.

Capítulo 7 | ANÁLISE - VARIAÇÃO DA LOCALIZAÇÃO DOS SECCIONAMENTOS TRANSVERSAIS: Segundo os parâmetros relacionados com a localização dos seccionamentos transversais, analisa-se e interpreta-se os resultados provenientes das modificações elaboradas no modelo de estudo de modo a aplicar as condições favoráveis em função dos critérios de optimização.

Capítulo 8 | ANÁLISE - VARIAÇÃO DA ALTURA DE ATERRO: Segundo os parâmetros relacionados com a altura de aterro, analisa-se e interpreta-se os resultados provenientes das modificações elaboradas no modelo de estudo de modo a aplicar as condições favoráveis em função dos critérios de optimização.

Capítulo 9 | ANÁLISE - VARIAÇÃO DOS CASOS DE CARGA: Segundo a distribuição dos casos de carga possíveis para a obra de arte em estudo, analisa-se as situações mais desfavoráveis e interpreta-se os resultados de modo a conseguir definir os que proporcionam o estado mais gravoso para os elementos que constituem a estrutura enterrada.

Capítulo 10 | ANÁLISE - VARIAÇÃO DA ESPESSURA DAS CAMADAS DE ATERRO DE COMPACTAÇÃO: Segundo os parâmetros relacionados com a espessura das camadas de compactação do aterro técnico, analisa-se e interpreta-se os resultados provenientes das modificações elaboradas no modelo de estudo de modo a aplicar as condições favoráveis de acordo com os critérios de optimização.

Capítulo 11 | ANÁLISE - VARIAÇÃO DA GEOMETRIA TRANSVERSAL: Avalia-se os pormenores geométricos da estrutura transversal a modificar para serem objecto de estudo. Elabora-se um estudo singular relativamente a todas essas alterações a realizar, interpreta-se os resultados relativamente às modificações elaboradas no modelo de estudo e estabelecem-se conclusões.

Capítulo 12 | ANÁLISE - VARIAÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS SOLOS: Segundo os parâmetros relacionados com as propriedades dos solos existentes na obra de arte, analisa-se e interpreta-se os resultados provenientes das modificações elaboradas no modelo de estudo de modo a aplicar as condições favoráveis de acordo com os critérios de optimização.

Capítulo 13 | SÍNTESE E CONSIDERAÇÕES FINAIS: Apresenta-se as conclusões e ilações sobre a modelação, o comportamento e a segurança estrutural das passagens inferiores de acordo com a avaliação dos parâmetros, considerando os aspectos que possibilitariam optimizar a estrutura relativamente ao modelo base. Sugere-se, ainda, algumas orientações sobre estudos posteriores que possam conduzir ao melhoramento da percepção da resposta dos sistemas estruturais que integram as estruturas enterradas circulares em betão pré-fabricado.

CAPÍTULO 2

2. CONCEPÇÃO E CONDICIONAMENTOS

2.1. GENERALIDADES

Para que as hipóteses e simulações adoptadas no cálculo sejam suficientemente representativas do comportamento real da obra, deve-se respeitar certas disposições construtivas relativas à concepção da estrutura e dos aterros adjacentes. Isto permite limitar as dificuldades na execução (diminuindo os riscos de uma má execução), assim como garantir a longevidade da obra.

2.2. CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA GENÉRICA

A definição geométrica da secção transversal da estrutura depende das características de acção exterior (condicionantes rodoviários), das condições geotécnicas (condicionantes geotécnicas) e dos pés direitos livres impostos, normalmente definidos através de dois rectângulos inscritos no perímetro interior da estrutura (gabarito da estrutura enterrada), observável na Figura 2.1.

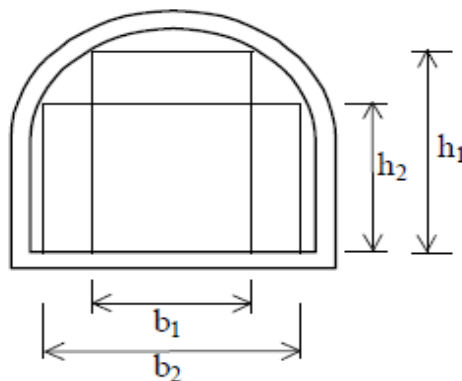


Figura 2.1 Definição das alturas livres (Ferraz *et al.*, 2000)

É indispensável respeitar as dimensões mínimas admitidas para o gabarito de passagens inferiores de acordo com o tipo de estrada. Segundo a EP (Estradas de Portugal), as dimensões do gabarito mínimo para passagens inferiores do tipo agrícola estão ilustradas na Figura 2.2 (COBA *et al.*, 2008).

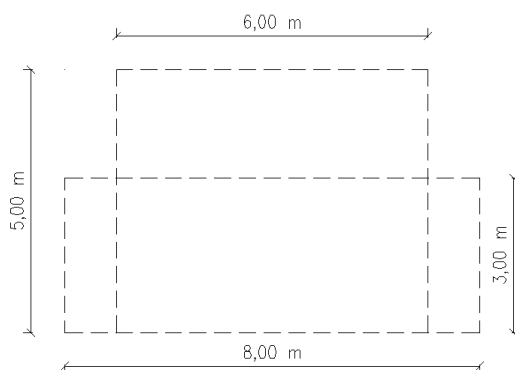


Figura 2.2 Dimensões mínimas do gabarito

Genericamente, a estrutura é composta por uma secção semi-circular sobre dois troços verticais rectilíneos, de modo a possibilitar a reutilização dos moldes na fábrica. Em obras especiais, tais como a exemplificação da estrutura especial ilustrada na Figura 2.3, seja pela sua geometria, seja pela altura do recobrimento, a forma do arco pode ser optimizada fazendo com que a que a distribuição funicular das cargas passe o mais próximo possível da fibra média do arco, segundo Ferraz *et al.* (2000).

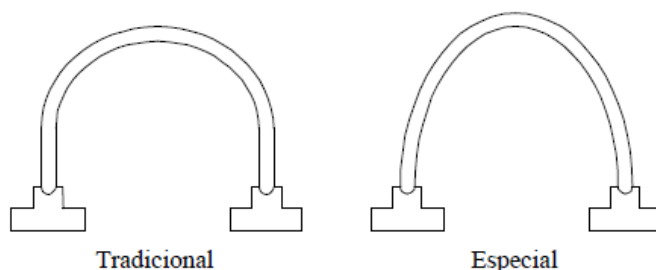


Figura 2.3 Exemplo de obras - Arco circular e em ogiva (Ferraz *et al.*, 2000)

Além da geometria do arco, também existe a possibilidade da configuração das fundações (sapatas isoladas ou ensoleiramento geral) e da continuidade destas com o arco poder variar de acordo com os critérios da obra. São apresentados diversos exemplos de possíveis configurações das fundações na Figura 2.4.

Todas as configurações geométricas possuem vantagens e desvantagens, por isso, é essencial analisar as diversas opções existentes de forma a se escolher o modelo ideal da estrutura. Por exemplo, como se irá ver mais adiante, a utilização de continuidade entre arcos e fundações pode trazer vantagens em termos de economia de armaduras. Todavia, torna a estrutura mais dependente de assentamentos diferenciais das fundações e mais complicada de executar. Estes aspectos irão ser abordados posteriormente.

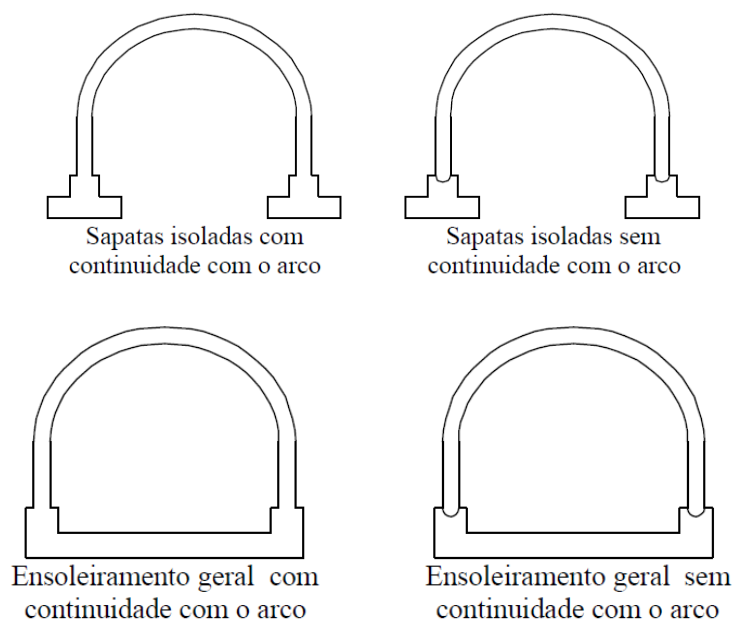


Figura 2.4 Exemplo de possíveis configurações das fundações (Ferraz *et al.*, 2000)

2.3. CONDICIONAMENTOS

Tal como referido inicialmente, neste género de estruturas enterradas existem condicionamentos rodoviários e geotécnicos. Eles devem ser considerados na modelação da estrutura enterrada prevista. De seguida, é descrito cada um deles.

2.3.1. RODOVIÁRIOS

2.3.1.1. VIA DE COMUNICAÇÃO RODOVIÁRIA

Uma vez que as passagens inferiores têm a funcionalidade de restabelecimento de vias de comunicação rodoviária, logo, a determinação do perfil transversal depende da rede a que pertence a via de comunicação.

De acordo com Branco *et al.* (2000), a rede viária estruturada no território Português é consubstanciada pelo plano rodoviário nacional (PRN 2000), para as estradas nacionais, e pelos planos directores municipais, para estradas municipais.

O documento PRN 2000 é um documento legislativo que estabelece as necessidades de comunicações rodoviárias de Portugal e fixa as grandes orientações da rede de estradas nacionais. Esta rede de estradas nacionais é constituída por:

- Rede fundamental - Integra os itinerários principais (IP's);
- Rede complementar - Forma os itinerários complementares (IC's) e as estradas nacionais (EN's).

As diferentes tipologias possíveis para estes troços são a auto-estrada, a via rápida e a estrada. São, ainda, definidas duas redes com características específicas, pertencentes à rede rodoviária nacional:

- Rede nacional de auto-estradas (AE's) - Formada pelos IP's e IC's;
- Rede de estradas regionais (ER's) - Tem interesse supramunicipal e complementam a rede rodoviária nacional;
- Rede de estradas municipais (EM's).

De acordo com a selecção do tipo de rede a que pertence a via de restabelecimento, deverá-se respeitar as dimensões características para as componentes presentes em passagens inferiores:

- Faixa de rodagem;
- Bermas;
- Valetas.

Caso o traçado a utilizar seja ligeiramente curvilíneo, é fundamental ter, também, em atenção a sobrelargura e a sobreelevação para a via.

2.3.1.2. TRAÇADO EM PLANTA

Para estas estruturas enterradas, o traçado em planta preferencial é o rectilíneo (Figura 2.6). No entanto, é possível executar obras com outro tipo de traçado. Uma obra diz-se direita quando o eixo da via situada sobre o aterro é perpendicular ao eixo da passagem inferior. Caso contrário, designa-se como uma obra em viés. O ângulo de viés, θ , é o ângulo formado pelos eixos da obra de arte e da via situada sobre o aterro, no ponto de interacção dos mesmos em planta. A sua descrição é observável na Figura 2.5.

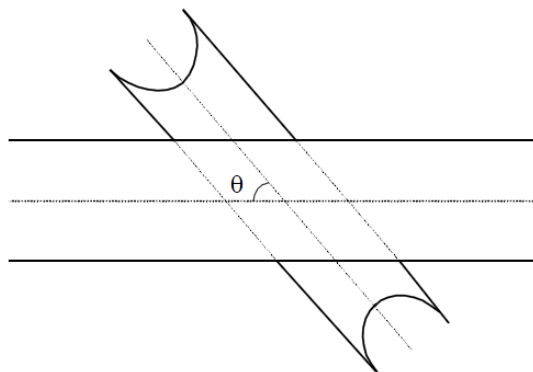


Figura 2.5 Definição do viés (Ferraz *et al.*, 2000)

De acordo com Ferraz *et al.* (2000), o viés é frequentemente utilizado para possibilitar um traçado de via compatível com as suas exigências ou para restabelecimento hidráulico. Todavia, a utilização de obras em viés é desfavorável em termos de dimensionamento da estrutura enterrada, logo, convém limitar o viés a 70° . Este valor pode descer até 50° , desde que se adoptem disposições particulares que minimizem o efeito da assimetria da solicitação, isto é:

- Posicionamento assimétrico das fundações (paredes laterais), de modo a uma melhor distribuição das tensões no terreno;
- Remodelação do aterro junto aos topos da obra de arte, de modo a reduzir assimetria da solicitação.

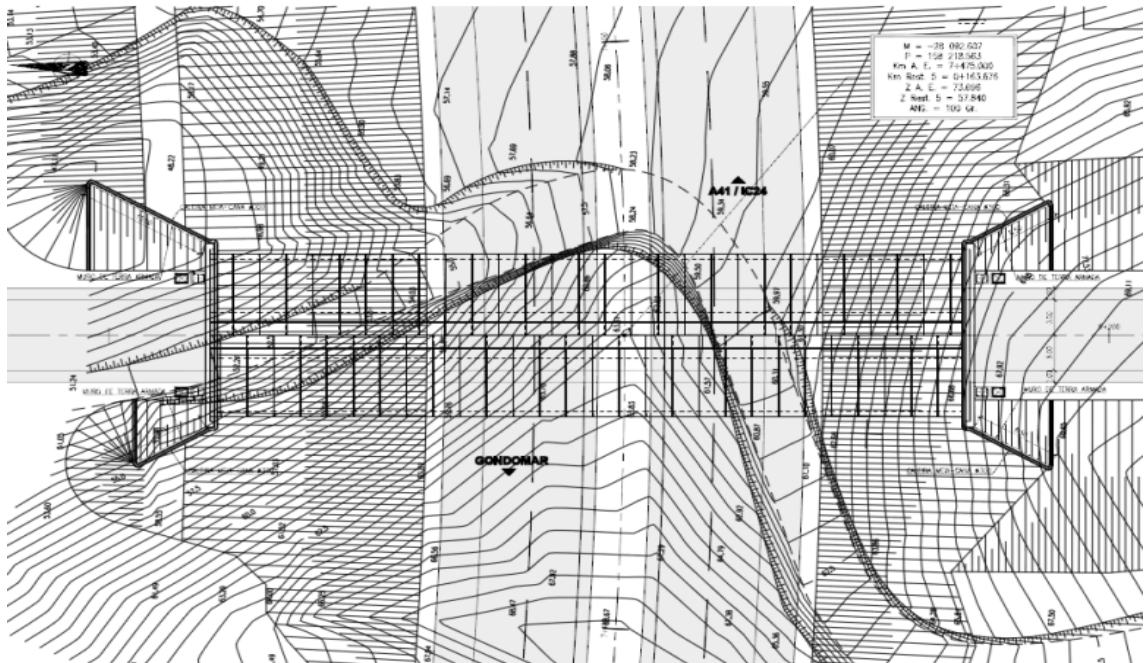


Figura 2.6 Traçado em planta com alinhamento rectilíneo (COBA *et al.*, 2008)

2.3.1.3. PERFIL LONGITUDINAL

O perfil longitudinal é normalmente imposto pelo traçado da via ou pelo restabelecimento rodoviário a executar no terreno. O traçado a utilizar deve ser preferencialmente rectilíneo ou apenas ligeiramente curvilíneo. Para se poder relacionar a estrada com o terreno, a rasante é sempre associada ao perfil longitudinal do terreno (intersecção do eixo da estrada com a superfície do terreno natural), sabendo, desde logo, que a rasante é a linha definida pela intersecção do eixo da estrada com a superfície do pavimento e representa-se planificada (não projectada) num plano vertical.

Para pendentes longitudinais inferiores a 10% não são necessários cuidados especiais na execução e dimensionamento da obra (Figura 2.7). No entanto, para valores superiores é fundamental ter em atenção aspectos como o escorregamento global da obra da arte, o equilíbrio das peças durante as operações de montagem, a acumulação de tensões nos arcos que se encontram à cota inferior, etc.

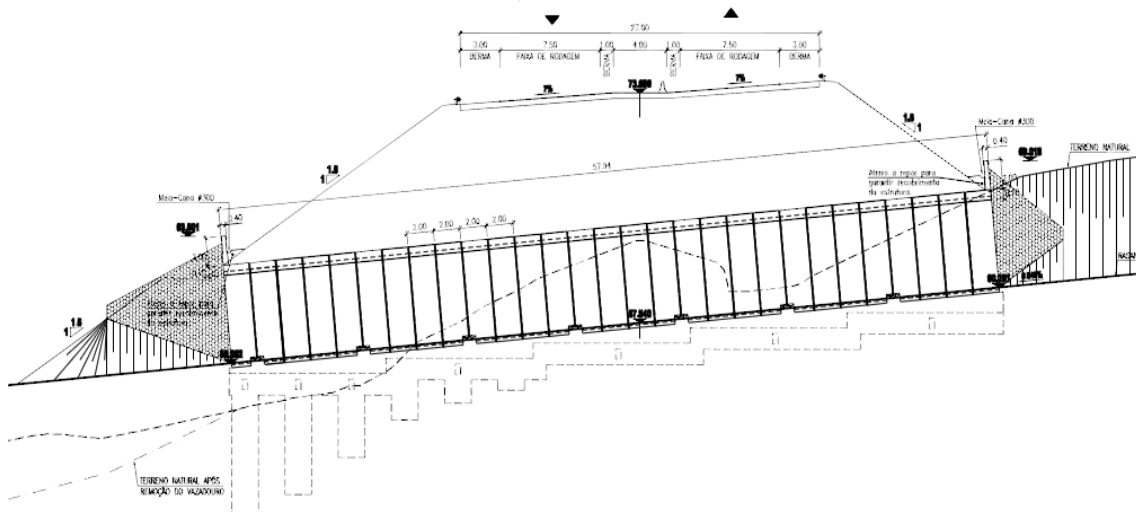


Figura 2.7 Corte longitudinal pelo eixo de uma passagem inferior (COBA *et al.*, 2008)

De acordo com a COBA *et al.* (2008), caso se deseje evitar qualquer deslizamento da estrutura, devido à inclinação longitudinal, é aconselhável utilizar aduelas de topo (arco, elemento superior, etc.) com “dentes” que encaixam nos “dentes de travamento” salientes das paredes laterais (sapatas, pés-direitos, elementos laterais, etc.). Estes encaixes por “dentes” não são colocados em todas as secções transversais, mas apenas em determinadas secções. Ou seja, quanto maior for a inclinação, maior poderá ser o número de travamentos por “dentes” a utilizar. Logo, a quantidade de travamento depende directamente da inclinação longitudinal. Nas Figuras 2.8, 2.9 e 2.10, apresenta-se o exemplo de um sistema estrutural constituído por um arco pré-fabricado e fundações betonadas *in situ*, onde se aplicou este respectivo método de encaixe por “dente”.

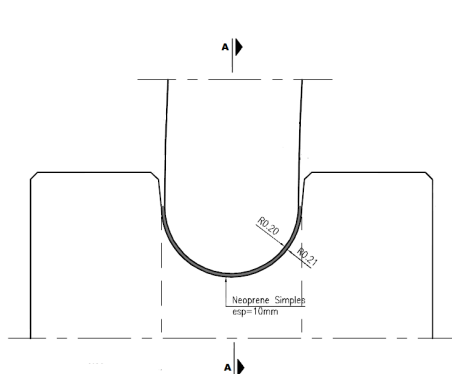


Figura 2.8 Pormenor da ligação entre a aduela e a fundação (COBA *et al.*, 2008)

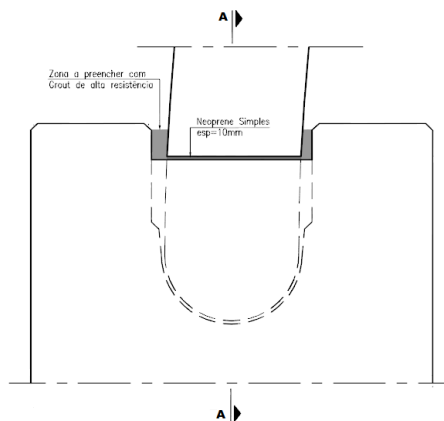


Figura 2.9 Pormenor da ligação da zona de travamento por "dente" (COBA *et al.*, 2008)

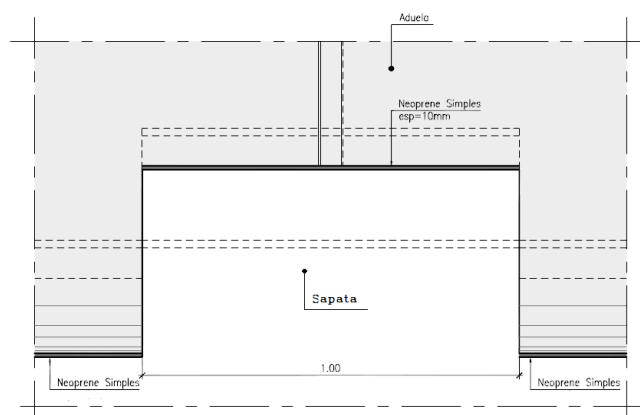


Figura 2.10 Corte A - A Detalhe longitudinal da ligação com transição de zona de travamento (COBA *et al.*, 2008)

2.3.2. GEOTÉCNICOS

A geotecnia pode ter uma importância determinante na escolha do traçado em planta da obra de arte, na medida em que, no caso de uma grande heterogeneidade do terreno de fundação ou na presença de um acidente geológico (falhas geológicas), pode ser preferível optar pela alteração do traçado, ao invés de intervenções dispendiosas, como a substituição dos solos ou tratamento de uma falha.

2.3.2.1. PRINCÍPIOS DAS FUNDAÇÕES DIRECTAS

Os tipos de fundações requeridos neste género de estruturas são as directas, caso não haja a necessidade de se atingir elevadas profundidades. Ao se usar uma solução globalmente pré-fabricada, as fundações directas empregues são sapatas isoladas com largura longitudinal finita de acordo com o seccionamento longitudinal proposto. Caso a solução seja composta por um arco pré-fabricado ligado às fundações betonadas *in situ*, então empregam-se sapatas contínuas com largura longitudinal correspondente ao comprimento longitudinal da estrutura.

De acordo com as solicitações a que a estrutura está sujeita, os elementos de fundação encontram-se submetidos a uma distribuição de pressões de contacto sob eles. Consoante o nível dessas tensões no solo, deve-se garantir a segurança, a capacidade de carga, deslizamento e derrubamento do solo em ELU e assentamentos e rotação das fundações em ELS, onde se destacam como principais a capacidade de carga e a limitação dos assentamentos.

A distribuição das tensões (Tabela 2.1) permitem caracterizar as sapatas como (Pinto *et al.*, 2010):

- Flexíveis - Transmitem ao solo uma pressão de contacto uniforme, mas a deformação varia consoante o tipo de solo. No caso dos solos argilosos a pressão provoca um assentamento maior sob o centro da sapata. Já para os solos arenosos acontece o inverso.
- Rígidas - Ao garantirem um comportamento infinitamente rígido e estarem instaladas num solo elástico e homogéneo, a distribuição de pressão tende para infinito nas extremidades e apresenta o valor mínimo no centro. Se o solo é argiloso, a coesão permite que se instalem tensões elevadas sob as bordas da sapata. Num solo arenoso, uma vez que a tensão efectiva é muito baixa nessa região, as tensões possíveis são naturalmente inferiores. É ainda possível reduzir ou desprezar o efeito de punçoamento.

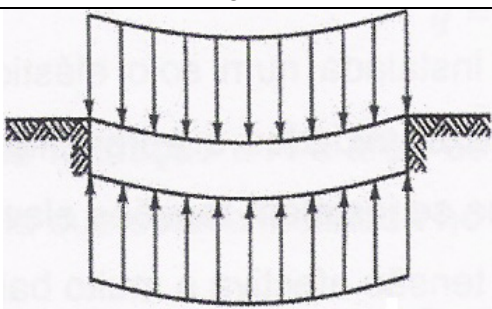
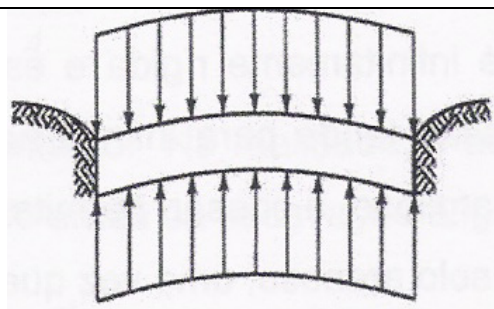
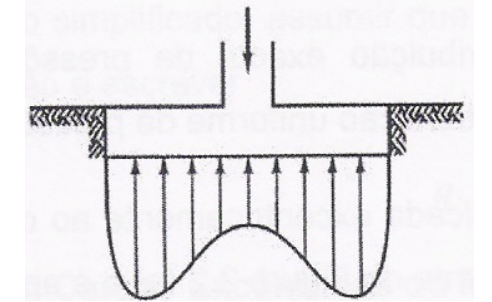
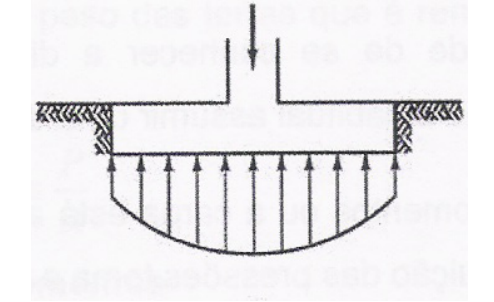
Sapata	Solo	
	Argiloso	Arenoso
Flexível		
Rígida		

Tabela 2.1 Distribuição da pressão de contacto na base de uma fundação (Pinto *et al.*, 2010)

A classificação de sapata rígida relaciona-se com a sua rigidez de flexão e com a rigidez do solo de deformação vertical. Desta relação e do tipo de solo depende a distribuição de tensões na base da sapata. Devido à dificuldade em se conhecer a distribuição exacta de pressões, é habitual assumir uma distribuição uniforme da pressão de contacto na fase do cálculo da capacidade de carga, como mostra a Figura 2.11.

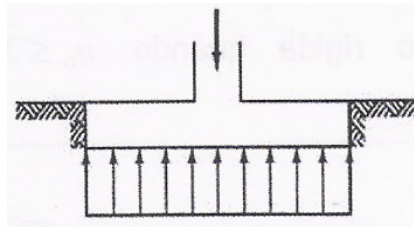


Figura 2.11 Distribuição da pressão de contacto na base de uma fundação (Pinto *et al.*, 2010)

Se existir momentos flectores ou a carga estiver aplicada excêntrica ao centro de gravidade (CG) da sapata, para além do esforço axial, a distribuição das pressões deixa de ser uniforme, e é proporcional à respectiva excentricidade ou momento flector existente. Nestas circunstâncias, tende-se a admitir uma distribuição das pressões aproximada relativamente à real existente. Ambas são ilustradas na Tabela 2.2.

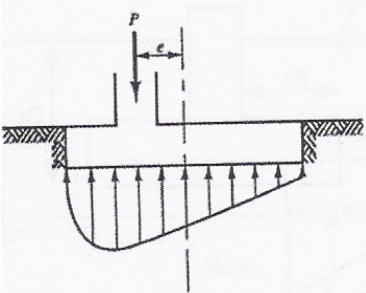
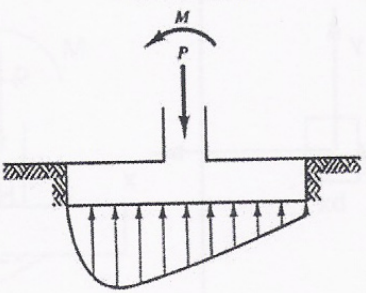
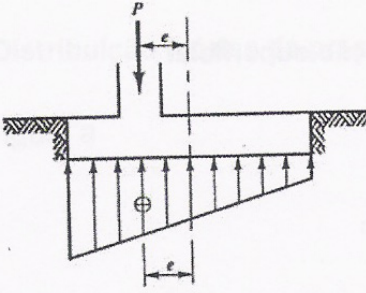
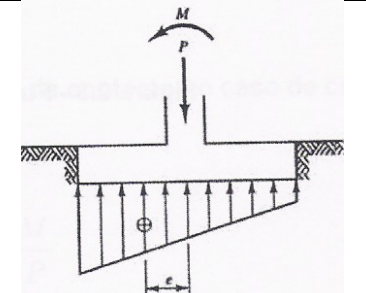
Distribuição	Excentricidade	
	Carregamento excêntrico	Momento flector
Real		
Aproximação		

Tabela 2.2 Distribuição da pressão de contacto sob uma fundação sob carga excêntrica (Pinto *et al.*, 2010)

No dimensionamento estrutural de fundações superficiais, há que garantir a segurança à flexão, ao punçoamento e ao corte em viga larga. O cálculo das armaduras pode ser realizado pelos seguintes modelos (Pinto *et al.*, 2010):

- Modelo de escoras e tirantes (Figuras 2.12 e 2.13) - A sapata é considerada rígida e comporta-se como uma consola curta.
- Modelo de flexão (Figura 2.14) - A distribuição das forças de tracção é distinta da encontrada no modelo de escoras e tirantes. Permite mais facilmente considerar o efeito das cargas excêntricas.

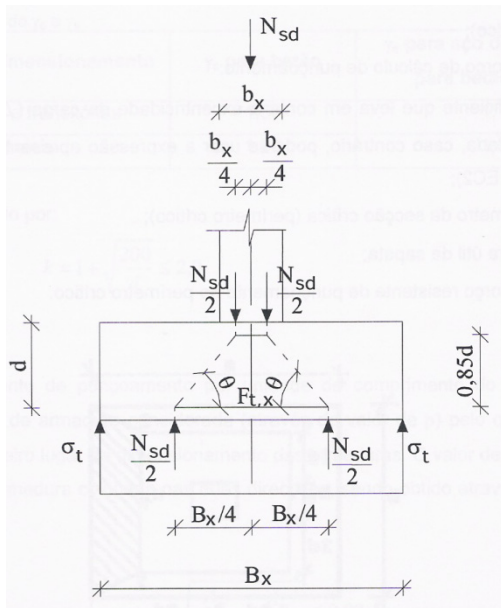


Figura 2.12 Modelo de escoras e tirantes para o caso de um pilar centrado numa sapata homotética transmitindo apenas força vertical (Pinto *et al.*, 2010)

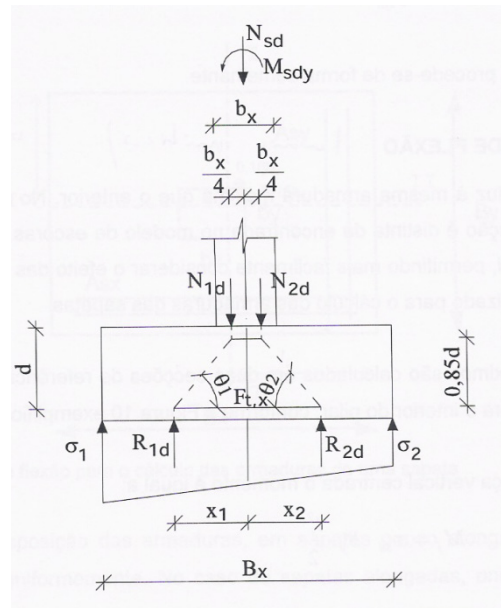


Figura 2.13 Modelo de escoras e tirantes para o caso de carregamento vertical excêntrico (baixa excentricidade - Resultante dentro do núcleo central) (Pinto *et al.*, 2010)

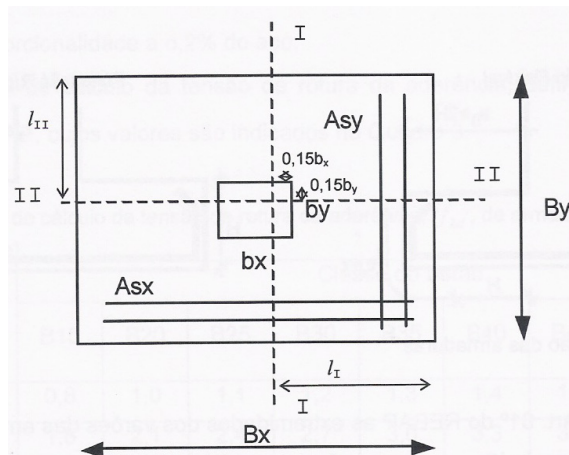


Figura 2.14 Modelo de flexão para o cálculo das armaduras de uma sapata

2.3.2.2. CAPACIDADE DE CARGA

O dimensionamento de uma fundação directa implica a verificação da segurança ao ELU de rotura por falta de capacidade de carga. Para o cálculo da capacidade de carga em fundações utiliza-se a teoria de plasticidade de Meyerhof (1963) nas superfícies de rotura de uma fundação superficial, sobre a qual se deve aplicar um determinado factor de segurança global, usando a seguinte expressão (Pereira, 2005):

$$q_{ult} = cN_c + qN_q + 1/2 \gamma B N_\gamma \quad (2.1)$$

As hipóteses de cálculo que devem ser considerados durante a modelação, como se verá no § 4.6.2, são:

- Solo com comportamento rígido - plástico;
- Solo obedece ao critério da rotura de *Mohr - Coulomb*;
- Solo acima da base da sapata actua apenas como sobrecarga;
- O atrito e a adesão entre a sapata e o solo são nulos. Também é nulo o atrito e a adesão entre o solo acima e abaixo da base desta.

De acordo com as condições hipotéticas em cada elemento estrutural do modelo de cálculo, são usados, sempre que aplicáveis, factores correctivos aos termos da equação da capacidade de carga, os quais têm em conta vários factores como a forma dos elementos estruturais de fundação, respectivas profundidades de implantação, proximidade a taludes, etc.

2.3.2.3. ASSENTAMENTOS

É importante certificar que a estrutura não sofre assentamentos excessivos que ponham em causa o seu adequado funcionamento. Por isso, convém verificar a segurança ao estado limite de serviço provocado pelos assentamentos. O cálculo pode ser obtido através da formulação de Timoshenko e Goodier (1951) baseada na Teoria da Elasticidade, com a seguinte expressão (Pereira, 2005):

$$\Delta h = q_0 B \frac{1-\nu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2 \right) I_F \quad (2.2)$$

2.3.2.4. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA

A caracterização é obtida com a execução de trabalhos de prospecção geotécnica e com um relatório geológico e geotécnico desenvolvido para a zona da obra de arte em estudo. Estes ensaios *in situ* podem ser:

- *Standart Penetration Test* (SPT);
- Cone - Penetrómetro (CPT);

- Penetrómetros dinâmicos (DP);
- Corte rotativo (FVT);
- Sísmico entre furos (CHST);
- Ensaio de carga em placa (PLT);
- Pressiómetro de *Ménard* (PMT);
- Pressiómetro auto-perfurador (SBPT);
- Dilatómetro de *Marchetti* (DMT);

A profundidade do nível freático (NF) de água tem influência, do ponto de vista geológico, na definição do maciço existente no substrato. No final, a partir da informação disponível, deve-se realizar um zonamento geológico - geotécnico segundo o perfil longitudinal da obra de arte em relação ao perfil geológico - geotécnico do restabelecimento rodoviário em questão.

De acordo com a diversidade de zonamentos geológico - geotécnico possíveis a nível nacional, os casos mais correntes são aqueles cujo aterro/vazadoiro detectado sob a passagem inferior se enquadra no Horizonte Geotécnico G₁, sendo constituído maioritariamente por materiais não controlados de baixas compacidades. Assim, dadas as suas características, estes tipos de aterros são, geralmente, removidos na sua integralidade e substituídos por materiais com características de aterro técnico, tratando-se da situação mais comum em Portugal.

2.4. RESUMO

Numa fase inicial da concepção deste género de obra de arte, deve-se, naturalmente, ter em conta os factores externos presentes que podem limitar a sua funcionalidade e construção. A definição da influência destes factores para o projecto da estrutura representa uma responsabilidade ainda maior, quando estes são preponderantes no balanço final do custo da obra. Logo, para além de outros aspectos analisados mais adiante, a configuração geométrica deste tipo de estruturas enterradas deve procurar se enquadrar aos condicionamentos geotécnicos e rodoviários existentes.

É, portanto, fundamental que as passagens inferiores se adaptem ao traçado em planta e ao perfil longitudinal existentes no local da obra. Não se deve desprezar, também, que o restabelecimento de vias de comunicação é a principal função destas estruturas. Assim, é indispensável identificar o tipo de estrada como via de comunicação rodoviária.

Por sua vez, estas estruturas enterradas devem verificar segurança aos ELU e ELS característicos do meio geotécnico (capacidade de carga, limitação de assentamentos, etc.) de acordo com as propriedades dos estratos do solo.

A garantia de disposições construtivas para a obra de arte, que considerem correctamente estas limitações, favorece a longevidade da passagem inferior.

CAPÍTULO 3

3. FUNDAMENTOS, PRINCÍPIOS E TOPOLOGIA

3.1. GENERALIDADES

As passagens inferiores constituem um grupo de estruturas enterradas, geralmente formadas por elementos de betão armado (pré-fabricadas ou betonadas *in situ*). No presente trabalho são estudados sistemas em betão armado pré-fabricado, constituídos por uma aduela de topo e duas paredes laterais. Na Figura 3.1 é possível observar a disposição genérica destes elementos.

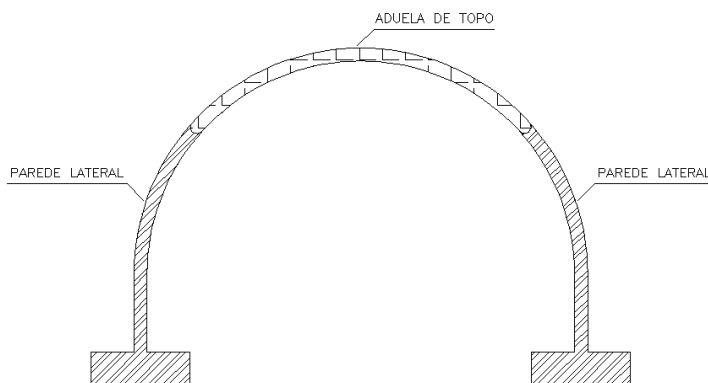


Figura 3.1 Passagem inferior circular tipificada com descrição dos elementos constituintes

A materialização da obra com o comprimento desejado é efectuada através da justaposição de vários módulos de forma contínua. A sobreposição entre os componentes superior e inferior da estrutura é controlada e garantida por um sistema de encaixe macho/fêmea (rótula), que proporciona o correcto funcionamento conjunto. As Figuras 3.2 e 3.3 apresentam dois sistemas exemplificativos diferentes para a formação de passagens inferiores em arco. Saraiva (2010) destaca que, geralmente, os elementos que constituem cada sistema estrutural da obra de arte podem diferir na sua geometria e distribuição transversal. No entanto, o resultado final, após a finalização de todos os trabalhos de acabamentos, tende a ser idêntico. Todavia, o funcionamento estrutural e, sobretudo, construtivo de cada sistema diverge porque o procedimento e a dificuldade de montagem para cada uma das estruturas são diferentes. Percebe-se desde logo, que o transporte e a montagem destes elementos são aspectos importantes para estas estruturas. Ou seja, ao comparar os dois sistemas compreende-se que a facilidade e a melhoria do comportamento estrutural em relação a um

dos sistemas estão, também, associadas ao grau de dificuldade acerca do transporte e montagem. Por isso, estes aspectos devem ser tomados em conta durante o processo de optimização no projecto da obra de arte.

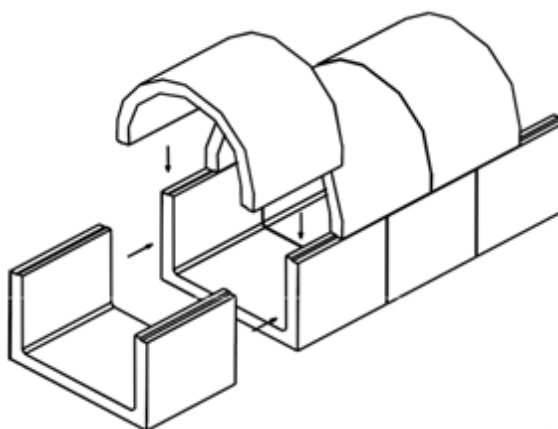


Figura 3.2 Sistema constituído por parte inferior de *box culvert* e arco ligados em zona perpendicular (Saraiva, 2010)

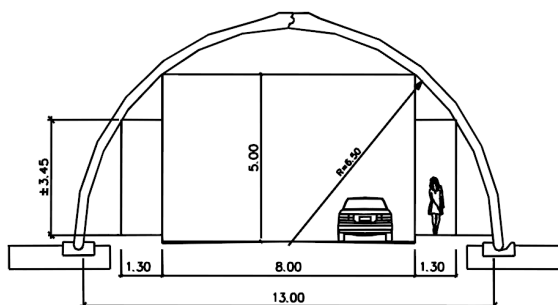


Figura 3.3 Sistema constituído por meias aduelas ligadas no topo (Saraiva, 2010)

3.2. PRÉ - FABRICAÇÃO

A indústria da pré-fabricação em Portugal tem vindo a crescer nos últimos anos devido a vários factores, como, por exemplo, o custo mais reduzido da mão-de-obra. As soluções pré-fabricadas, quando comparadas com soluções betonadas *in situ*, apresentam diversas vantagens, entre as quais se distinguem (Albarran, 2008):

- A possibilidade da redução global dos custos devido ao menor número de operações em obra;
- A obtenção de peças com maior qualidade;

- A redução dos prazos devido à produção em série, normalização e repetição dos processos. Considera-se a simplicidade nos procedimentos como palavra-chave na economia;
- A velocidade superior de montagem dos elementos em obra;
- A independência relativamente às condições atmosféricas;
- O maior controlo da qualidade e características do betão utilizado;
- O elevado rigor na geometria das peças de produção em série;
- As menores necessidades de cofragem e escoramentos no processo construtivo;
- A utilização de betões com características mecânicas e de durabilidade superiores aos utilizados nas construções tradicionais, o que proporciona uma maior qualidade e longevidade das construções pré-fabricadas, quando comparadas com soluções betonadas *in situ*;
- A segurança durante a construção;
- O menor impacto ambiental.

Contudo, grande parte destas vantagens está dependente da repetição dos elementos pré-fabricados e da boa organização dos trabalhos, o que nem sempre é de fácil implementação.

A produção dos elementos pré-fabricados, que constituem a passagem inferior, é realizada na entidade especializada, e, após o processo de cura, são armazenados ou transportados em camiões basculantes para os locais de obra para serem montados nos respectivos locais com auxílio de guias, de forma a materializar a estrutura enterrada.

3.3. ELEMENTOS CONSTITUINTES

3.3.1. ADUELA DE TOPO

O arco pré-fabricado pode ser constituído por uma peça única (Figura 3.4) ou por duas meias aduelas (Figura 3.5) unidas no seu topo mediante uma selagem em obra (exigência de pré-esforço construtivo).



Figura 3.4 Arco formado por uma aduela
(<http://www.reinforcedearth.co.uk>)



Figura 3.5 Arco formado por duas meias aduelas
([HTTP://WWW.REINFORCEDEARTH.CO.UK](http://www.reinforcedearth.co.uk))

A aduela constituída apenas por uma peça só é possível para vãos reduzidos ou quando as ligações com as paredes laterais (rótulas) são implantadas a uma altura que possibilite obter um comprimento da aduela viável construtivamente. Ou seja, a impossibilidade de transportar e manusear elementos de grandes dimensões implica a divisão destes em elementos mais pequenos. Logo, a dimensão da aduela de topo é condicionada pela possibilidade de pré-fabricação e pela capacidade de transporte e dos dispositivos de levantamento.

No § 11, esta limitação do vão das aduelas é tida em conta como um critério económico para se obter uma optimização do modelo base, quando se avalia a sua geometria transversal. Do ponto de vista económico, é desfavorável pré-esforçar o topo de duas meias aduelas para formar o arco, bem como recorrer ao transporte e montagem especiais para adulas com dimensões excessivamente elevadas.

Devido à sua forma curvilínea, as peças são normalmente executadas em cofragens verticais. A altura máxima das cofragens não deve exceder os 2,50 m, de forma a permitir uma boa execução das mesmas, sem segregação dos materiais nem deformações excessivas das cofragens (COBA *et al.*, 2008).

3.3.2. PAREDES LATERAIS

Ao contrário das aduelas de topo, as paredes laterais, para além de poderem ser pré-fabricadas parcialmente ou na sua totalidade, também podem ser constituídas por fundações betonadas *in situ* (Figura 3.6).



Figura 3.6 Execução das fundações *in situ* (Ferraz *et al.*, 2000)

Neste ultimo caso, em que as fundações são betonadas *in situ*, o nivelamento das sapatas não tem repercussões no cálculo. No entanto, em termos estéticos, um desnivelamento acentuado das sapatas pode ter efeitos desagradáveis. Deste modo, pode realizar-se um levantamento topográfico das superfícies de assentamento e corrigir eventuais imperfeições antes de se montarem as aduelas (Teixeira, 2008).

Todavia, uma das principais finalidades é utilizar elementos totalmente pré-fabricados para se tirar partido das vantagens deste género de elementos. Deve-se dar especial atenção, neste tipo de soluções, à necessidade de garantir um estado aceitável de estabilidade autoportante para facilitar a montagem.

Segundo Ferraz *et al.* (2000), o assentamento deste tipo de elementos deve ser efectuado sobre uma superfície de betão de limpeza completamente plana e, preferencialmente, coberta por uma argamassa de assentamento de espessura reduzida.

3.3.3. LIGAÇÃO ENTRE ADUELA DE TOPO E PAREDES LATERAIS

A ligação entre o arco e as paredes é a componente fundamental no sistema estrutural devido à sua importância no correcto funcionamento mecânico da estrutura. De forma geral, as estruturas pré-fabricadas estão sujeitas ao mesmo tipo de acções que uma estrutura betonada *in situ*. Deste modo, as características estruturais gerais a exigir também são as mesmas. No entanto, existem aspectos relevantes relacionados com as ligações entre elementos pré-fabricados ou entre estes e betão *in situ*. Na Figura 3.7 é possível observar uma ligação no topo de duas meias aduelas que constituem a passagem inferior.



Figura 3.7 Ligação no topo de duas meias aduelas (<http://www.reinforcedearth.co.uk>)

A concepção e dimensionamento das ligações devem satisfazer as seguintes exigências estruturais (Albarran, 2008):

- Resistência mecânica - Todas as ligações entre os elementos estruturais devem resistir de forma apropriada aos efeitos das acções que se fazem sentir durante o tempo de vida útil da estrutura.
- Ductilidade - Em termos gerais pretende-se que a ligação dê a possibilidade da estrutura apresentar capacidade para ter grandes deformações antes da rotura, sem

perda relevante da capacidade de carga. No caso de peças pré-fabricadas, a ductilidade decorre tanto dos seus elementos como das suas ligações.

- Durabilidade - Dever-se-á ter em atenção se as características de durabilidade das ligações estão adequadas de acordo com a exposição ambiental, particularmente a protecção contra a corrosão de elementos metálicos expostos, que deve ser assegurada através do seu envolvimento em betão (ou argamassa).
- Resistências ao fogo - As estruturas pré-fabricadas devem apresentar uma resistência ao fogo equivalente à das estruturas betonadas *in situ*. Devem ser respeitadas as especificações para os materiais presentes nos regulamentos de segurança ao fogo;
- Estabilidade e equilíbrio - Estas exigências estruturais referem-se não só ao comportamento definitivo da estrutura mas também ao comportamento provisório das diferentes fases de montagem (durante as fases de montagem anteriores à conclusão das ligações, existe uma menor redundância estrutural).

Transversalmente, a ligação entre as aduelas e paredes é realizada por encosto (Figura 3.7). Como explicado no § 2.3.1.3, poder-se-á considerar a existência de sobre - saliências de travamento no topo das paredes para precaver a ocorrência de um deslizamento mínimo da estrutura.

A COBA *et al.* (2008) refere que o seccionamento transversal, representado por uma cavidade existente no cume das paredes laterais para encaixe da aduela de topo, deve ser revestido com neoprene de 5 mm de espessura mínima. Ou seja, todas as rótulas têm de ser providas, entre a peça côncava (parede lateral) e a peça convexa (aduela de topo), com uma banda de neoprene, que tem como função essencial o melhor funcionamento prático da rótula.

3.4. MATERIAIS E TECNOLOGIAS EMPREGUES NO FABRICO

Apresenta-se, de seguida, os aspectos mais relevantes para o fabrico dos elementos estruturais que constituem a passagem inferior, assim como os materiais e tecnologias empregues para tal, conforme a MAPREL (2007).

3.4.1. LIGANTE HIDRÁULICO

Tendo em conta as condições ambientais agressivas existentes, às quais a estrutura vai estar exposta, os ligantes hidráulicos a utilizar na formulação de argamassas e betões estruturais devem ser, de preferência, o Cimento Portland Normal (Classe 42.5R tipo II - AL) recebido a granel e devidamente armazenado em silos.

3.4.2. INERTES

Tem de ser produtos de britagem de origem preferencialmente granítica, podendo ser de origem calcária desde que possuem boas características mecânicas e de fractura. São lavados e, quando armazenados, dever-se-á realizar, periodicamente, o controle do seu teor de humidade, resultando daí, sempre que necessário, correcções na quantidade de água de amassadura.

3.4.3. ADITIVOS

A necessidade de um ritmo de produção elevado exige a obtenção de boas resistências do betão a baixas idades, que permitam a descofragem das peças. Existem diversos produtos plastificantes que aumentam a trabalhabilidade do betão com diminuição da água de amassadura. Obtêm-se, assim, elevadas resistências iniciais sem prejuízo dos valores a atingir a longo prazo.

3.4.4. AÇO

3.4.4.1. CLASSE DA ARMADURA

A classe da armadura ordinária considerada nos modelos de cálculo é A500NR (Tabela 3.1).

f_{yk} [MPa]	f_{yd} [MPa]	E_s [GPa]	G [GPa]
500	435	200	81

Tabela 3.1 Características de resistência do aço com classe A500NR

3.4.4.2. DOBRAGEM

As armaduras definidas no cálculo estrutural são dobradas a frio em máquinas apropriadas. O seu posicionamento dentro dos moldes é garantido por uma eficaz amarração, de forma a não haver deslocamento durante a betonagem. Os espaçadores são, também, colocados, tendo em conta a espessura de recobrimento mínima definida em projecto.

3.4.5. BETÃO

3.4.5.1. CLASSE DO BETÃO

O betão para os elementos pré-fabricados deve ser não retráctil e apresentar uma classe de C35/45 (Tabela 3.2).

f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	E_{cm} [GPa]	f_{ctm} [MPa]	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu2} [‰]
35	23,3	34	23,2	2,0	3,5

Tabela 3.2 Características de resistência do betão com classe C35/45

3.4.5.2. DURABILIDADE

De acordo com o EC2 (2004), a classe de exposição ambiental admitida é XC2 para os elementos pré-fabricados constituintes da passagem inferior (Tabela 3.3).

Classe de exposição	Ambiente	Informações de condições
Corrosão induzida por carbonatação		
XC2	Húmido, raramente seco	Superfície de betão sujeita a contacta prolongado com água Grande número de fundações

Tabela 3.3 Definição da classe de exposição da estrutura

De acordo com as classes de exposição admitidas e o tempo espectável de vida da obra, que é de 50 anos, é importante garantir um recobrimento nominal de 4 cm para os elementos estruturais pré-fabricado (aduela de topo e paredes laterais) conforme o § 4.4 do EC2 (2004). Para as fundações das paredes laterais dever-se-á utilizar um recobrimento nominal superior a 5 cm.

3.4.5.3. PREPARAÇÃO

O betão é feito em betoneiras de mistura forçada utilizando os materiais atrás descritos, sendo os materiais inertes e o cimento doseados em peso. As betoneiras têm contadores de água que permitem controlar com rigor a quantidade introduzida em cada amassadura. Também o aditivo plastificante é introduzido através de um doseador instalado para o efeito pela firma fornecedora do mesmo. Convém que o betão apresente consistência de terra húmida.

3.4.5.4. BETONAGEM

Cada elemento é betonado na íntegra de forma contínua, não dando lugar ao aparecimento de juntas de betonagem em plataformas adequadas. Os moldes são dotados de vibradores de alta - frequência acoplados facilitando a vibração, que é completada com o emprego de vibradores de agulha, dando, assim, origem a um betão de compacidade elevadíssima. Após a betonagem, o betão é protegido contra as perdas de água por evaporação e contra temperaturas extremas, variando os métodos adoptados com as diferentes épocas do ano.

3.4.5.5. CONTROLE DAS CARACTERÍSTICAS DOS BETÕES

Diariamente são extraídos cubos com 20 cm de aresta a partir das amassaduras vertidas nos moldes metálicos. Tais cubos são numerados com nomenclaturas próprias e ensaiados em laboratório com instalações apropriadas, existindo registo em computador dos resultados para as idades de 24 horas, 7 dias e 28 dias.

3.4.6. MOLDES

Os moldes empregues no fabrico são metálicos rígidos, de modo a permitir a obtenção de superfícies lisas dos elementos pré-fabricados. Todas estas condições possibilitam um excelente acabamento das peças, garantido pelo recurso a produtos descofrantes com que são protegidas as superfícies interiores dos moldes e que evitam a aderência do betão.

3.4.7. DESCOFRAGEM

As elevadas resistências às 24 horas obtidas pelos betões, sempre bastante superiores a 10 MPa, facultam a descofragem a idades jovens, garantindo assim ritmos de fabrico elevados. A elevação das peças dos moldes é feita nos pontos para os quais, em cálculo, são previstas as solicitações de descofragem.

3.5. ARMAZENAMENTO E TRANSPORTE

Para cada elemento pré-fabricado atribui-se uma designação, de forma a não existirem erros de identificação dos elementos durante a montagem. No caso de se manter armazenado antes de ir para a obra, é registada a designação no elemento pré-fabricado imediatamente após a desmoldagem, numa face que não fique à vista após a montagem do elemento (Ferraz *et al.*, 2000).

Segundo COBA *et al.* (2008), ao tratar-se de peças pré-fabricadas, estas devem ser parqueadas em terreno firme e utilizar calços de madeira em bom estado e adequados ao apoio das peças durante o armazenamento. Uma vez que o estacionamento é feito com valores baixos da cura de betão, é necessário a existência de um cuidado extremo relativamente à garantia do bom apoio das peças, de forma a assegurar o equilíbrio e a estabilidade das mesmas, sem gerar possíveis empenamentos e fendilhações. Quer no transporte, ou na colocação em obra, é importante ter o cuidado de não submeter as peças a solicitações transitórias diferentes da solicitação final considerada no cálculo, na medida em que estas podem danificar as peças por não estarem dimensionadas para resistirem a essas acções temporárias.

O transporte ocorre após todas as operações anteriores estarem concluídas e registadas. À semelhança do estacionamento, também no transporte as peças devem ser devidamente acondicionadas, em boas condições de estabilidade e com o auxílio de calços. Estas devem ser devidamente amarradas para garantir a estabilidade durante o transporte. Com o objectivo de assegurar que não existe qualquer anomalia accidental, as peças são verificadas visualmente antes da expedição.

Para aduelas e paredes com vãos admissíveis construtivamente, é dispensada a utilização de transportes especiais, permitindo-se, em contrapartida, o manuseamento de gruas com

reduzida tonelagem para a montagem. Estes aspectos apresentam-se como uma vantagem económica e fundamental para definir a distribuição dos vãos dos elementos. Deste modo, as aduelas apenas precisam de ser transportadas em camiões de carga normais, sobre cavaletes metálicos, forrados de forma a não danificar as mesmas, como se observa na Figura 3.8 (Ferraz *et al.*, 2000).



Figura 3.8 Transporte dos diferentes tipos de aduelas (<http://www.lisaconcrete.com>) (Ferraz e tal., 2000)

3.6. MONTAGEM

A montagem deste género de obras pode ser efectuada do centro para a periferia, em duas frentes de trabalho, ou de uma extremidade para a outra, numa só frente de trabalho. A escolha é definida pelos prazos de execução a cumprir e das condições de acesso para transportes e gruas. De destacar que a primeira opção possibilita a duplicação da velocidade na colocação das aduelas e das paredes. A opção por uma frente de trabalho é possível, em condições normais de execução, o que permite a colocação de 20 aduelas por dia, enquanto a opção por duas frentes de trabalho consegue atingir as 40 aduelas diárias (Ferraz *et al.*, 2000).

No caso de se utilizar meias aduelas, a montagem pode ser efectuada em “quincôncio”, conforme explicado por Ferraz *et al.* (2000). Deste modo, é possível dispensar a utilização de escoramentos. Ou seja, a primeira meia aduela a ser colocada em obra, que possui apenas metade da largura das restantes aduelas, é a única peça a precisar de suporte temporário. A segunda peça é montada de frente indo de encontro com a primeira, onde se vai apoiar em metade da extensão, podendo, deste modo, a terceira peça ser montada de encontro com a segunda e assim sucessivamente. O último elemento possui também apenas metade da largura da aduela padrão, de forma a rematar a obra.

Esta metodologia de colocação das peças em “quincôncio” consente a diminuição do tempo e dos custos, devido ao reduzido número de operadores necessários para a montagem.

Uma vez que a tolerância de elementos betonados *in situ* é muito inferior aos elementos pré-fabricados, o assentamento, independentemente da opção por aduelas sobre fundações ou por paredes sobre o solo, deve ser executado através de uma argamassa de assentamento. Esta proporciona um ajuste perfeito e evita problemas, tais como o esmagamento localizado dos objectos de betão armado pré-fabricado.

Outro processo de montagem, de acordo com a COBA *et al.* (2008), para o caso de utilização de meias aduelas ligadas no topo com auxílio de pré-esforço construtivo e fundações betonadas *in situ*, é, inicialmente, escorar as duas primeiras peças a montar. A terceira, “contrafiada” com estas duas, é aparafusada a elas com dois pernos. A quarta peça é montada e aparafusada em um só perno. Consequentemente, este parafuso serve para manter a estabilidade, pois, além dele, existe ainda o encaixe na fundação e o encaixe meio fio circunferencial. Assim, o prosseguimento da montagem da estrutura já não obriga à utilização de escoramento. No final, entre todas as juntas circunferenciais, deve-se aplicar uma tira de *compriband*. Após a finalização da montagem é aplicada uma pós-tensão longitudinal (pré-esforço construtivo), com o intuito de melhorar o funcionamento do conjunto, isto é, assegurar a ligação no topo entre as meias aduelas.

Para além destas metodologias apresentadas, na suposta utilização de uma solução constituída por duas paredes laterais e uma aduela de topo, convém garantir o comportamento autoportante das paredes para manter a estabilidade. Enquanto as paredes se encontram em equilíbrio estático (importância da faculdade autoportante) na mesma secção longitudinal, é encaixada cuidadosamente a aduela de topo nas zonas de sectionamento transversal que liga às paredes, através do auxílio de uma grua. É necessário garantir que a ligação entre os diferentes elementos seja correctamente realizada, de modo a permitir a continuidade do bom comportamento dos elementos, assim como assegurar a capacidade estrutural do sistema global.

São apresentados, de seguida, modelos de montagem para sistemas constituídos por um arco único (Figura 3.9) e por duas meias aduelas ligadas no topo (Figura 3.10).

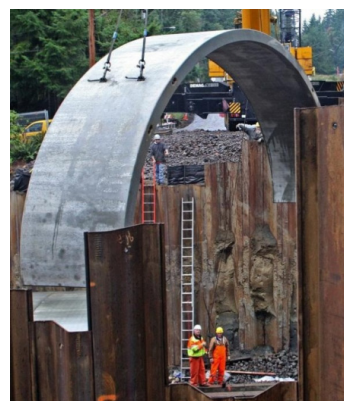


Figura 3.9 Montagem de arco único (<http://www.precastpicture.com>)



Figura 3.10 Montagem de arco constituído por duas meias aduelas
(<http://www.precastedconcrete.com>)

Longitudinalmente, a obra é constituída por uma justaposição de estruturas independentes. Isto é, a ligação entre aduelas convém ser realizada através de encosto das partes laterais. A Figura 3.11 ilustra esse procedimento.

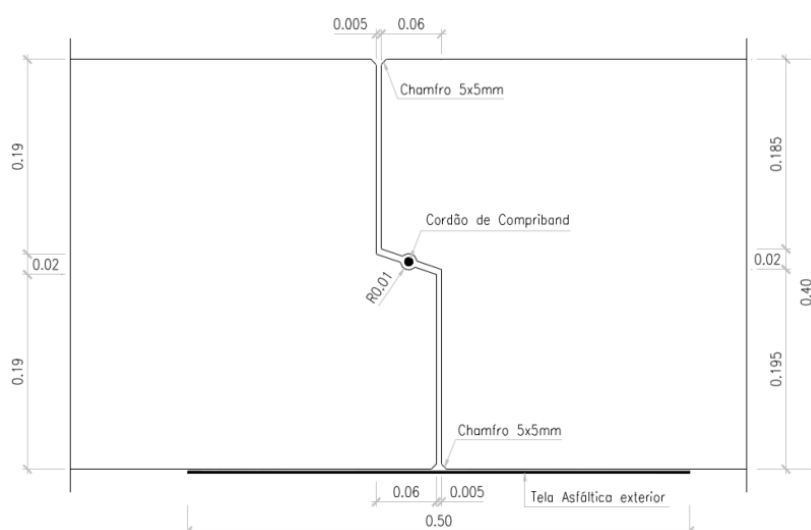


Figura 3.11 Pormenor do encaixe de aduelas adjacentes do quadro (COBA *et al.*, 2008)

Relativamente à segurança, a montagem deste género de estruturas não exige cuidados adicionais, ao contrário de outras estruturas pré-fabricadas. No entanto, devido à elevada altura que alguns destes arcos podem atingir, as peças pré-fabricadas devem possuir negativos na sua face exterior, de forma a possibilitar a fixação de dispositivos de segurança para os operários durante a fase de selagem da obra (Albarran, 2008).

3.7. ASPECTOS CONSTRUTIVOS

3.7.1. SELAGEM

A selagem, quer do topo para a união de meias aduelas na formação do arco, quer de ligação entre aduela e paredes, deve ser efectuada após a obtenção do alinhamento e o nivelamento da totalidade dos elementos de forma longitudinal. Esta deve ser efectuada em obra, sendo facilitada pela configuração das peças pré-fabricadas. Assim, a execução da selagem é conseguida com uma utilização mínima de cofragens, possibilitando a execução de uma longarina longitudinal de assemblagem (Ferraz *et al.*, 2000).

3.7.2. SOLICITAÇÕES CONSTRUTIVAS E EFEITOS DIFERIDOS

De acordo com COBA *et al.* (2008), no sentido longitudinal da estrutura as peças não devem ser submetidas a qualquer esforço resultante de acções exteriores aplicadas ou de retracção. Deste modo, é garantida a ausência de fendilhação no sentido perpendicular ao eixo da estrutura. No sentido transversal, no qual são aplicadas as solicitações e onde se desenvolvem os esforços nas peças, o dimensionamento é efectuada de modo a assegurar que as tensões instaladas nas armaduras, em condições de serviço, sejam muito reduzidas. Logo, a fendilhação é perfeitamente controlada ou mesmo inexistente.

3.7.3. IMPERMEABILIZAÇÃO

A impermeabilização deste género de obras de arte torna-se mais simplificada e menos dispendiosa do que uma obra executada *in situ* na sua integridade. De facto, ao ser efectuada pelos métodos tradicionais, apenas tem de ser executada ao longo de toda a sua superfície exterior. Neste tipo de obras pré-fabricadas, é unicamente necessário impermeabilizar as juntas entre elementos que se encontram perfeitamente identificados. A impermeabilização é efectuada pela face exterior da obra de arte através de telas que apenas cobrem as referidas juntas.

Para as estruturas constituídas por duas meias aduelas, dever-se-á garantir a impermeabilização das bandas contíguas a uma junta com a utilização de telas (Figura 3.12). No entanto, numa fase inicial, é necessário cerrar as juntas com argamassa não retráctil. Logo, ao serem aplicadas as telas (faixas *Enkadrain*, por exemplo), a entrada de água fica vedada de forma eficaz.

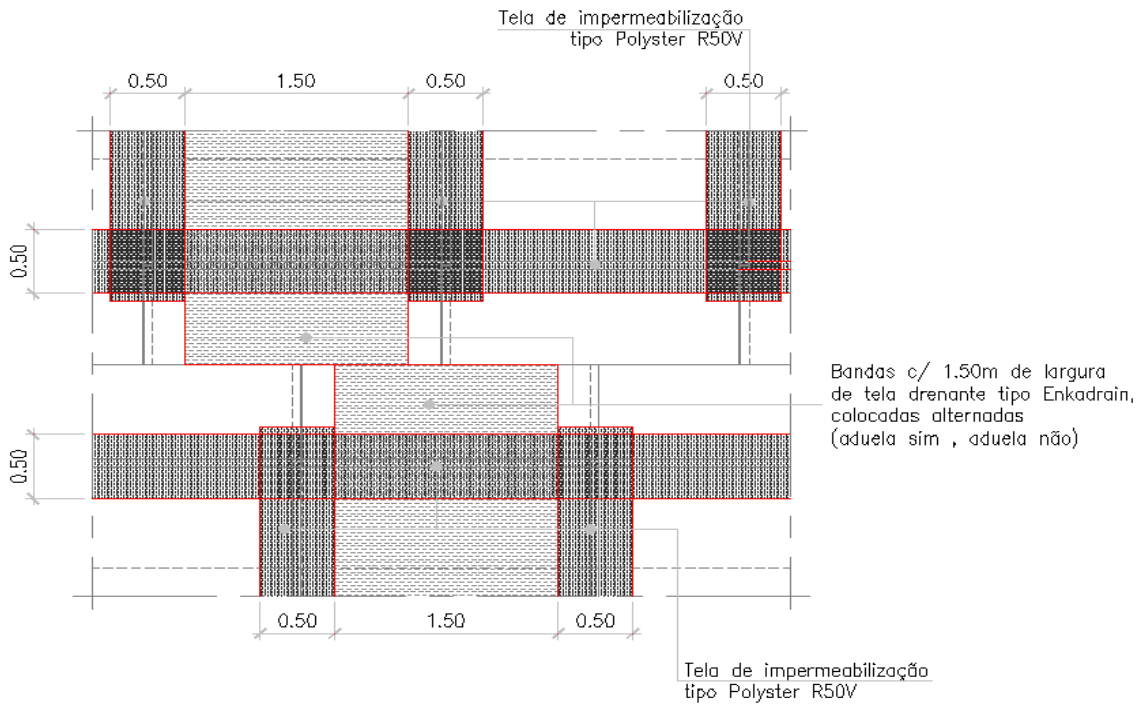


Figura 3.12 Esquema da impermeabilização das aduelas - Vista de planta (COBA *et al.*, 2008)

3.7.4. DRENAGEM

A drenagem da água existente no tardo dos elementos pré-fabricados deve ser efectuada por um dreno de brita localizada junto à base dos elementos, constituído por uma manilha perfurada envolvida em brita e geotêxtil. Deste modo, o dreno permite anular o impulso de água nas paredes da estrutura. Assim, a água proveniente do geodreno, com diâmetro adequado envolvido em brita e numa manta geotêxtil, é recolhida e conduzida para o colector mais próximo, ou seja, para a rede de drenagem de águas pluviais (COBA *et al.* 2008). Na Figura 3.13 apresenta-se um exemplo de um sistema de drenagem da água junto ao tardo dos elementos pré-fabricados.

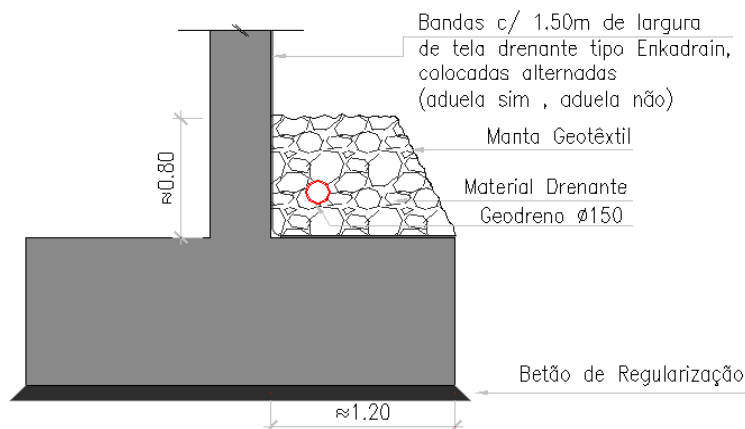


Figura 3.13 Pormenor do sistema de drenagem junto à sapata da parede lateral (COBA *et al.*, 2008)

3.8. ATERRO

3.8.1. CARACTERÍSTICAS DO ATERRO

De acordo com Ferraz *et al.* (2000), as massas de solo envolventes à estrutura podem dividir-se em três grupos principais:

- Terreno de fundação;
- Aterro de recobrimento;
- Aterro técnico.

O modo de funcionamento das obras em abóbadas flexíveis impõe que o solo adjacente possua uma rigidez elevada, já que a sua comparticipação na resistência do conjunto é muito significativa, pelo que os aterros colocados de encontro à obra de arte, tanto de um lado como do outro, desempenham um papel fundamental no funcionamento da estrutura. A presença da estrutura enterrada com a sua respectiva rigidez no meio do solo, que por sua vez tem, também, a sua própria rigidez, dá origem a descontinuidades na fronteira entre os aterros adjacentes e o aterro superior, que são abordadas, aliás, mais adiante no § 4.4.1.

O aterro quando aliado à estrutura de betão constitui a passagem inferior e é designado por aterro técnico. Este deve possuir características compatíveis com as hipóteses de cálculo admitidas, ao nível da sua composição e da sua execução. Logo, a sua definição geométrica, qualitativa e o controle da sua colocação em obra, atendendo aos valores considerados no dimensionamento, devem ser objecto de particular atenção. No caso de obras em aterro, o aterro técnico deve possuir uma largura de $3D$ na base e de $2D$ ao nível superior da obra, cobrindo a obra em $0,50$ m, no mínimo. No caso de obras em escavação a largura mínima do aterro técnico é definida em função da natureza e qualidade do solo existente e das condições ligadas à colocação em obra da estrutura e dos aterros. Na Figura 3.14, é possível observar essas restrições.

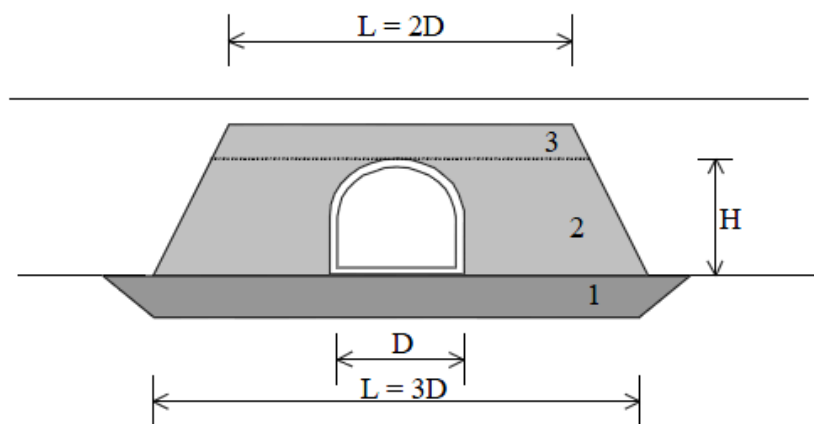


Figura 3.14 Definição geométrica do aterro técnico (Ferraz e tal., 2000)

Para garantir uma degradação suficiente das cargas aplicadas à superfície do aterro, o recobrimento mínimo de aterro técnico aconselhável para este tipo de obras deve ser superior a $D/12$ com um mínimo de 0,50 m. De igual modo, deve limitar-se a pendente transversal de uma secção ortogonal a 30%, como mostra a Figura 3.15.

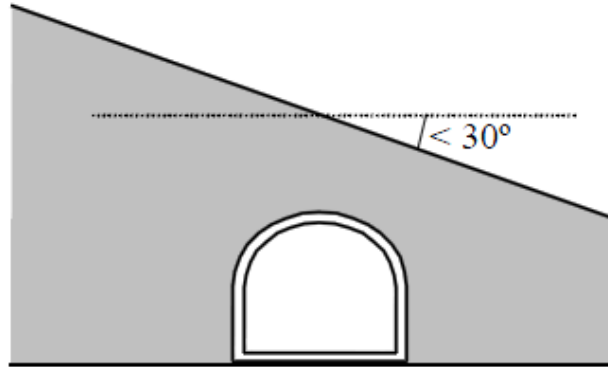


Figura 3.15 Definição da pendente transversal de uma secção ortogonal (Ferraz e tal., 2000)

O terreno de fundação deve ser o mais uniforme possível, de forma a uniformizar o comportamento da estrutura. Caso existam variações consideráveis das condições de fundação pode ser necessário introduzir uma junta transversal à obra e dimensionar as suas várias secções de forma autónoma.

Desde que se cumpram as condições definidas no projecto da estrutura enterrada relativamente aos recobrimentos mínimos do aterro técnico, assim como os aspectos referidos *a priori*, o aterro pode ser efectuado conforme os restantes que foram definidos na empreitada geral de terraplanagens, tentando evitar a utilização de equipamentos com grande vibração.

3.8.2. ATERRO TÉCNICO

O aterro técnico faz parte integrante da obra de arte e deve ser tratado como tal. É fundamental assegurar as características resistentes do aterro técnico definidas inicialmente, assim como ser tratado separadamente dos movimentos de terra gerais, integrando os trabalhos respeitantes à obra de arte (Ferraz *et al.*, 2000).

Designam-se por aterros técnicos:

- Aterros a realizar em zonas de difícil acesso e onde não é possível que o equipamento correntemente utilizado no espalhamento e compactação dos materiais de aterro opere normalmente;
- Aterros junto a encontros de obras de arte ou a outro tipo de estruturas enterradas;
- Aterros junto a muros de suporte, passagens hidráulicas de pequeno ou grande diâmetro, passagens agrícolas, etc.

Pinto *et al.* (2010) refere que grande parte dos problemas ligados aos solos deve-se a assentamentos de aterros mal compactados, logo impróprios para a construção. Por isso deve-se dar extremo cuidado na fase de colocação do aterro. Esta só deve ser efectuada após a aprovação da fiscalização, a impermeabilização dos elementos, assim como após resolução dos problemas de drenagem que possam surgir.

Na construção do aterro, os solos devem ser aplicados por ordem crescente de qualidade a partir da base. A construção deve ser efectuada por camadas colocadas, alternadamente, em cada lado da estrutura e em faixas longitudinais paralelas ao eixo desta, de modo a que o desnível de aterro não seja superior a duas vezes a espessura das camadas, no máximo. Portanto, a construção dos aterros deve ser cuidadosa, ou seja, as camadas devem ser executadas simetricamente em relação à estrutura e a sua espessura ajustada às características do aterro da mesma, de modo a envolver-se às condições de execução e ao material do aterro utilizado.

A COBA *et al.* (2008) descreve que a compactação deve ser executada com equipamentos de reduzida dimensão e que não induzam vibrações junto à estrutura. Logo, é possível utilizar cilindros de pneus ou de rasto liso para compactar. No entanto, junto à estrutura dever-se-á utilizar meios de compactação leves. No que diz respeito a zonas de aterro inacessíveis aos cilindros é aconselhável utilizar placas vibratórias. Quando se proceder à compactação do aterro superior à estrutura, as primeiras passagens dos cilindros devem ser realizadas de forma cuidadosa para que não sejam introduzidos esforços adicionais pontuais que ponham em risco a segurança da estrutura. As camadas iniciais sobre a estrutura devem, portanto, ser moderadas. Relativamente ao aterro global sobre toda a obra de arte, é conveniente certificar que não são aplicadas cargas elevadas sobre a estrutura antes de ser atingido o recobrimento mínimo imposto pelo projecto, de modo a não sujeitar a estrutura a cargas não admitidas na fase de dimensionamento.

Na Figura 3.16, apresenta-se os modos de compactação a aplicar de acordo com a localização da estrutura, de forma a não administrar cargas adicionais não consideradas na fase de projecto.

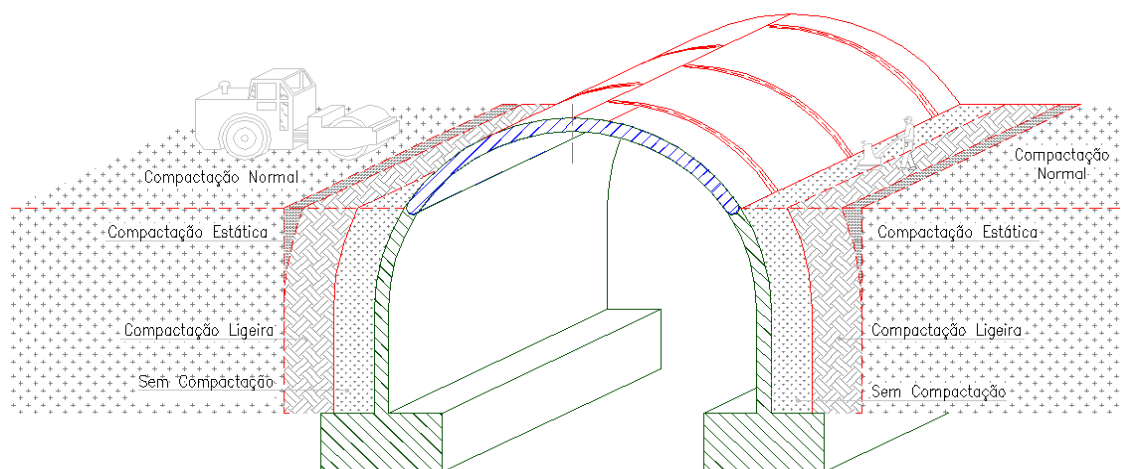


Figura 3.16 Detalhe do modo de compactação do aterro técnico (COBA *et al.*, 2008)

A COBA *et al.* (2008) refere ainda que as terras de aterro devem ser expurgadas de pedras com dimensões superiores a 10 cm e de matérias orgânicas, assim como a espessura das camadas de aterro não deve ultrapassar os 20 cm. No caso do aterro ser constituído por solos tratados, a espessura das camadas pode aumentar até 30 cm. Pelo contrário, a espessura das camadas de aterro deve ser reduzida até 15 cm, quando se tratar de aterros entre gigantes de encontros ou muros. A compactação de cada camada deve ser realizada de forma que a compactação relativa, referida ao ensaio *Proctor Modificado*, seja de 100%, enquanto o teor em água não deve variar mais que 10% em relação ao valor óptimo. Nos casos cujo aterro é constituído por solos tratados, a compactação relativa não deve ser inferior a 95%. No caso do material de aterro ter excesso de humidade, não deve ser compactado até que se obtenha o teor em água adequado, para que se possa obter a compactação requerida. Caso o material de construção seja solos tratados, é possível recorrer à utilização prévia de cal viva para reduzir o teor em água natural.

A ligação entre os aterros técnicos e os aterros adjacentes deve ser feita através de “enduntamento” das camadas que constituem o aterro adjacente. Concretamente, no aterro técnico principal através de degraus recortados com espessura igual à das camadas.

Quando se tratar de materiais de enrocamento que não apresentem uma granulometria minimamente contínua, poder-se-á aplicar um geotêxtil com função de separação do aterro do encontro relativamente ao aterro da via, tendo em vista evitar a migração da fracção fina dos materiais de aterro e dificultar, assim, a ocorrência de assentamentos diferenciais localizados.

3.8.3. OBRAS DE EXTREMIDADE

As opções mais utilizadas para executar a entrada e a saída da passagem inferior são os muros ala ou os “bicos de flauta”, sendo, no entanto, possível a utilização das mais diversas formas. Entre estas, destaca-se, ainda, os muros gabião e os muros de terra armada. Contudo, a solução mais vulgar, actualmente, são os emboquilhamentos de betão armado *in situ* (Figura 3.17). A ligação das paredes dos emboquilhamentos às aduelas e paredes é realizada através de armaduras ordinárias de espera, colocadas na ocasião da produção dos elementos pré-fabricados (Ferraz *et al.*, 2000).

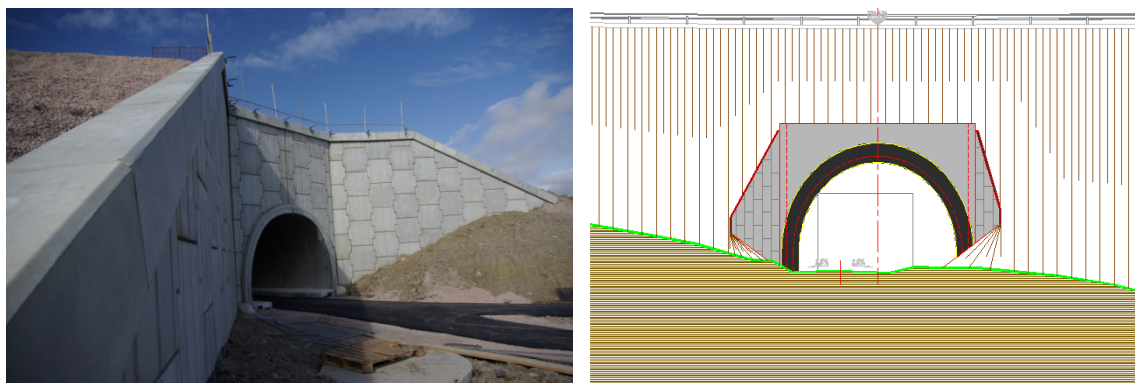


Figura 3.17 Obras de entrada e de saída por emboquilhamentos pré-fabricados e de betão armado (<http://www.reinforcedearth.co.uk>) (COBA *et al.*, 2008)

Todas estas soluções destinam-se principalmente à contenção do aterro e à realização da transição dos mesmos. A escolha é efectuada de acordo com os motivos arquitectónicos ou por razões construtivas, existindo por vezes algumas condicionantes técnicas e de execução a considerar.

3.8.4. PROTECÇÃO DA ESTRUTURA E DOS ATERROS ADJACENTES

A erosão dos aterros adjacentes à estrutura de betão pode ter efeitos indesejáveis no bom funcionamento da passagem inferior. Convém proteger o aterro, tanto no início como no final da obra de arte, de modo a proteger o mesmo de eventuais subidas do nível da água. Em todos os casos, o tratamento das juntas entre peças deve ser bastante cuidadoso, de modo a não existirem infiltrações que possibilitem a perda de finos dos aterros adjacentes que possa alterar as características geotécnicas dos mesmos (Ferraz *et al.*, 2000).

3.9. PROCESSO CONSTRUTIVO

Resumidamente, o processo construtivo é então um factor condicionante para o comportamento estrutural da estrutura, tendo em conta os respectivos esforços actuantes durante a vida útil da passagem inferior e a possibilidade de acréscimo de esforços durante a fase de construção. Logo, de acordo com os aspectos vistos anteriormente, assume-se a seguinte sequência sumativa (COBA *et al.* 2008):

- Fase 1 - Escavação - Execução da escavação geral da obra até à cota superior das sapatas, incluindo remoção total do vazadouro, montagem do sistema de drenagem construtivo e execução da escavação localizada nas sapatas;

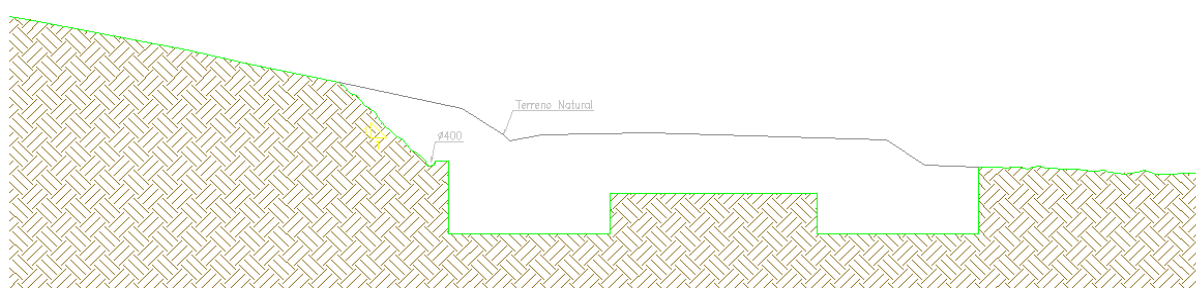


Figura 3.18 Fase 1 - Escavação (COBA *et al.*, 2008)

- Fase 2 - Montagem das paredes laterais - Limpeza do fundo dos locais de fundação das sapatas, disposição do betão de regularização e colocação das paredes laterais com auxílio de escoramento (sistema de cavaletes) para garantir a estabilidade, caso a condição autoportante não seja conseguida por estes elementos devido à factores externos;

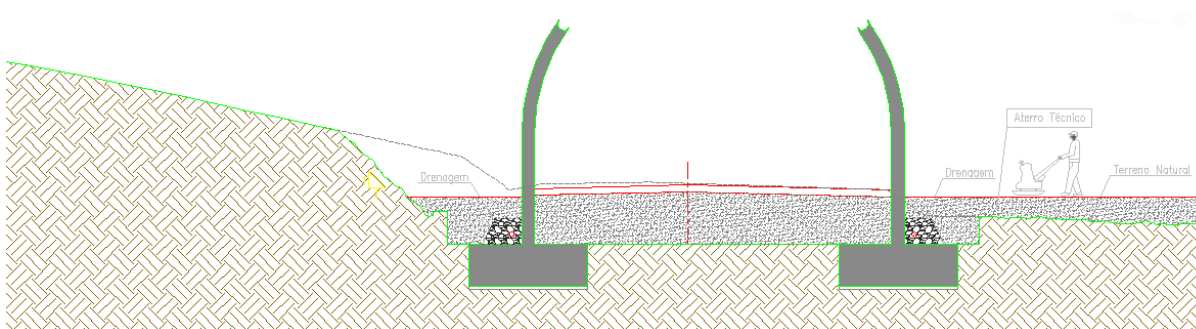


Figura 3.19 Fase 2 - Montagem das paredes laterais (COBA *et al.*, 2008)

- Fase 3 - Montagem da aduela de topo - Colocação das aduelas de topo, impermeabilização das ligações entre a aduela e as paredes laterais e montagem do sistema de drenagem;

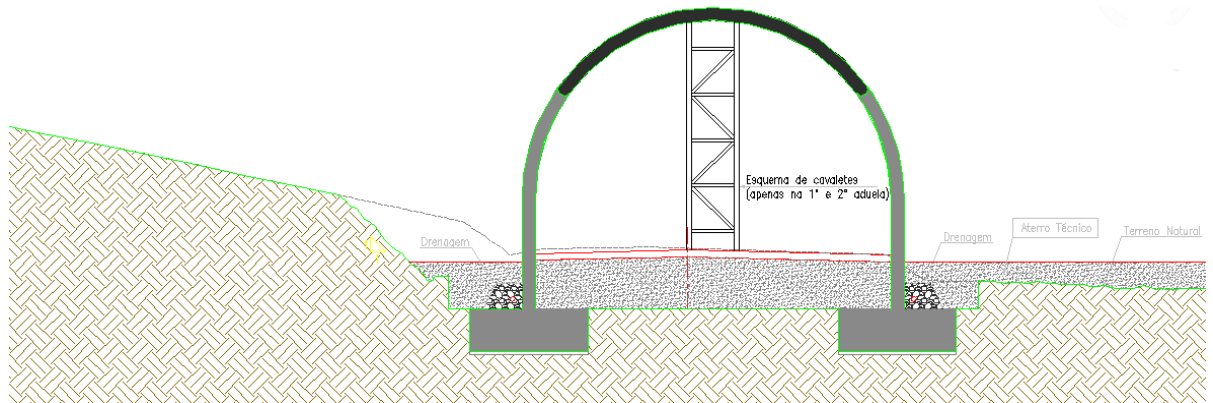


Figura 3.20 Fase 3 - Montagem da aduela de topo (COBA *et al.*, 2008)

- Fase 4 - Construção do aterro técnico - Realização do aterro técnico, cuja construção deve ser efectuada por camadas que não devem exceder 20 cm de altura. Estas devem ser colocadas alternadamente de cada lado do túnel, em faixas longitudinais paralelas ao eixo deste, de modo a que o desnível de aterro não seja mais que duas camadas, no máximo;

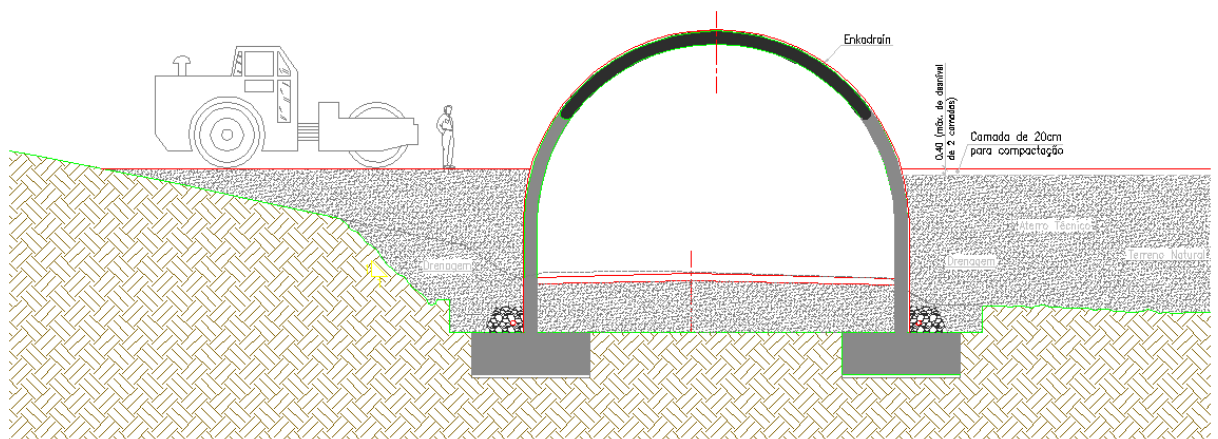


Figura 3.21 Fase 4 - Construção do aterro técnico (COBA *et al.*, 2008)

- Fase 5 - Acabamentos finais - Para finalizar a construção da passagem inferior, procede-se à execução dos acabamentos finais.

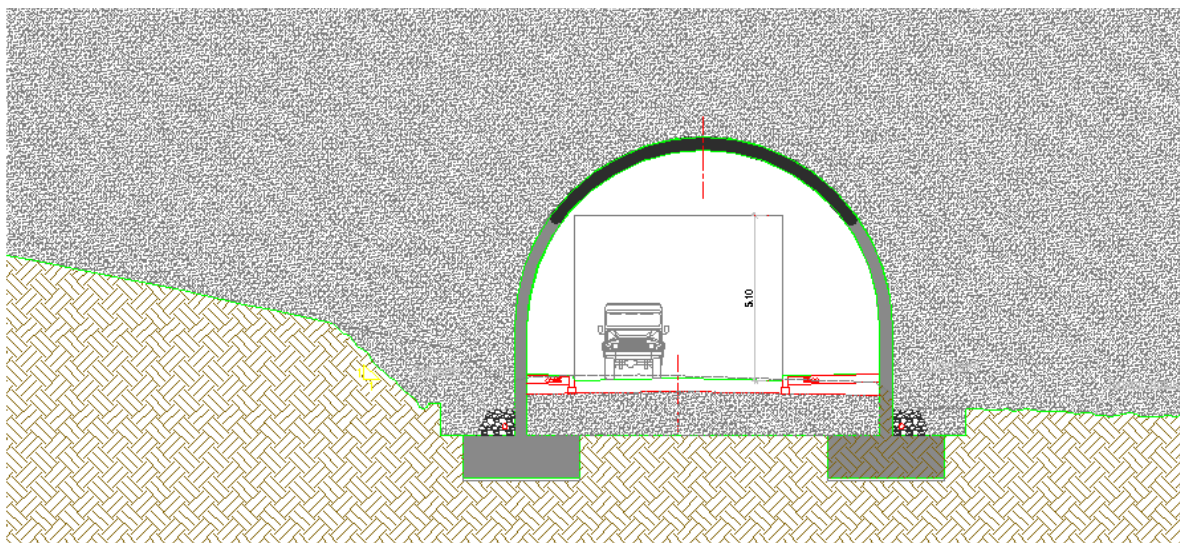


Figura 3.22 Fase 5 - Acabamentos finais (COBA ET AL., 2008)

Após se finalizarem os trabalhos, Teixeira (2008) recomenda que seja garantido uma monitorização e acompanhamento da estrutura adequadas. A instrumentação e monitorização destas obras especiais permitem observar os seguintes parâmetros:

- Deformação da estrutura;
- Variação da geometria da secção;
- Pressão exercida sobre diversos pontos da estrutura.

Assim, os resultados obtidos, ao serem bastante satisfatórios relativamente ao comportamento das estruturas e à validação dos pressupostos de dimensionamento, servem para calibrar alguns aspectos particulares melhorando os modelos de cálculo.

3.10. RESUMO

A aplicação da construção com auxílio da pré-fabricação tende a ser eficiente, nestas obras de arte, quando se consegue tirar proveito das vantagens características deste género de construção. Para tal, é necessário respeitar todos os materiais e tecnologias associadas ao processo de pré-fabricação. Ou seja, a utilização de elementos em betão pré-fabricado modifica determinados costumes associados à construção, em comparação com betonagem “*in situ*”, principalmente o transporte e montagem dos elementos da estrutura. É, portanto, essencial atingir-se o sistema estrutural mais indicado para a obra de arte segundo as condições do caso de estudo, porque estas vão influenciar directamente as tarefas pertencentes à obra (transporte, montagem, etc.) que representam uma percentagem substancial em relação ao custo final de passagens inferiores pré-fabricadas. Para o equilíbrio deste custo, o factor económico é primordial, logo, para além do comportamento estrutural, as respectivas tarefas também são tomadas em atenção quando se procura alcançar uma optimização da solução inicial definida. Assim, apesar da diversidade de soluções alternativas no sistema estrutural representarem o mesmo resultado final quando a obra de arte estiver integrada no meio ambiente, o sistema estrutural que tenha em conta estes detalhes de optimização será mais favorável do ponto de vista da segurança e do preço, logo mais competitivo no mercado.

Determinados aspectos construtivos, devido à utilização de elementos em betão pré-fabricado assim como o facto da estrutura ser enterrada, podem ser tidos em conta. Assim, ao serem considerados os detalhes construtivos, é garantida uma maior longevidade da obra de arte no desempenho correcto das suas funções.

As passagens inferiores correspondem ao conjunto de uma estrutura enterrada e dos seus solos envolventes. Dever-se-á dar a correcta importância à caracterização destes solos, porque tratam-se da principal solicitação nestas estruturas. O comportamento resultante da análise e posterior dimensionamento individual da estrutura sem a correcta consideração dos solos envolventes difere completamente do comportamento do agregado estrutura - solo (passagem inferior). Por isso, é necessário tomar as precauções adequadas relativamente à avaliação da influência dos solos envolventes para se garantir o bom funcionamento da obra de arte. Logo, neste género de estruturas o processo construtivo pode tornar-se parte capital para a obtenção da solução final projectada, por isso, convém ter em conta que ele depende, fundamentalmente, da:

- Utilização de elementos pré-fabricados;
- Especificidade da estrutura ser enterrada;
- Integração no meio ambiente e do desempenho das suas funcionalidades da obra de arte final.

CAPÍTULO 4

4. MODELAÇÃO

4.1. GENERALIDADES

As principais características favoráveis, do ponto de vista mecânico, em relação a este género de obras enterradas são:

- A configuração geométrica se adaptar ao funicular das cargas solicitante, de modo a que o betão esteja submetido sobretudo à compressão;
- A flexibilidade transversal possibilita que a passagem inferior se apoie sobre o aterro adjacente, quando submetida ao carregamento. Logo, resultam esforços internos inferiores. Este efeito funciona como um “confinamento lateral” dos aterros adjacentes em relação à estrutura e será abordado mais especificamente no § 9;
- A flexibilidade transversal da estrutura de betão resulta da espessura reduzida das paredes do arco;
- Devido à limitação de espessuras mínimas impostas sobre estruturas deste tipo, não existem normalmente problemas de flexão local ou de punçoamento.

4.2. ASPECTOS CONDICIONANTES

4.2.1. ANÁLISE LONGITUDINAL E TRANSVERSAL

Para este tipo de estruturas enterradas a análise longitudinal é pouco influente. Isto é, a utilização de elementos pré-fabricados de reduzida dimensão confere à estrutura uma elevada flexibilidade longitudinal, em relação aos assentamentos do terreno e de fundação e das extensões longitudinais induzidas. De facto, o acréscimo de juntas no sentido longitudinal com um espaçamento máximo não superior 2,50 m permite que os fenómenos diferidos (retracção e fluência) e as variações térmicas não sejam relevantes (Teixeira, 2008).

A análise estrutural destas obras incide sobretudo sobre uma análise transversal da mesma. A análise deve ser efectuada em várias secções transversais ao eixo longitudinal da estrutura, tanto quando se alteram as condições de modelação, como em termos de solicitações, de condições de fundação ou outras.

4.2.2. PARTICULARIDADES DE CÁLCULO E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

A altura do aterro pode variar ao longo do perfil longitudinal onde, geralmente, é atingida a altura máxima numa região mais central ao longo da passagem, enquanto nas extremidades a altura de aterro costuma ser mínima. Apesar desta possível variação da altura de aterro ao longo do eixo longitudinal, todas as secções transversais da estrutura devem ser dimensionadas e a segurança ser verificada para a localização mais prejudicial ao longo do sentido longitudinal. Ou seja, o sistema transversal crítico, que se encontra localizado sob a altura máxima do aterro, deve ser o modelo de referência para todas as parcelas da passagem inferior, porque apresenta o caso de carga (CC) mais gravoso. A razão prende-se com a possibilidade de ocorrer qualquer tipo de dispersão do aterro ao longo do tempo, levando a que a secção transversal condicionante da passagem inferior mude de posição com a variação da altura do aterro.

Neste tipo de estruturas, à medida que se desenvolve o processo construtivo, vai surgindo um acréscimo de esforços (montagem dos elementos, colocação do aterro técnico, etc.), portanto, o dimensionamento e verificação da segurança deve ter em atenção esse acréscimo, devido ao faseamento construtivo.

De acordo com COBA *et al.* (2008), quando o raio da curvatura da estrutura for reduzido e os elementos requererem armadura, devido à grandeza dos esforços existentes neles, poder-se-á considerar as forças de desvio resultantes do cálculo. Logo, ao dimensionar é essencial ter em consideração armaduras de amarração, de modo a não ocorrerem problemas causados pelo destacamento do betão de recobrimento.

É ainda preciso garantir uma espessura suficiente para os elementos que constituem o modelo da estrutura enterrada que permita satisfazer, na fase de dimensionamento, um recobrimento das armaduras de 4 cm, no mínimo, em ambas as faces de cada peça. Assim, consegue-se evitar a progressiva corrosão das armaduras (face exterior) e protege-las de possíveis incêndios no interior da obra (face interior).

4.3. ACÇÕES

4.3.1. ACÇÕES PERMANENTES

4.3.1.1. PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA

Para os elementos estruturais em betão armado constituintes à passagem inferior considera-se que o peso volúmico, $\gamma_{\text{betão}}$, é de 25 kN/m³. A estimação do peso próprio de cada elemento da estrutura é considerada no programa de cálculo automático.

4.3.1.2. *IMPULSO DE TERRA*

Para a verificação da segurança da estrutura relativamente aos diversos estados limites e para a verificação da tensão no solo da fundação considera-se as propriedades médias dos solos num comportamento a prazo. O atrito entre o betão e o terreno é reduzido a 2/3 de todas as peças de betão, para se poder ter em conta o intervalo de dúvida acerca das propriedades geotécnicas do aterro técnico obtidas (análise de sensibilidade). O ângulo de dilatância, ψ , deve ser desprezado porque a sua influência neste tipo de estrutura enterradas é praticamente nula (COBA *et al.*, 2008).

Tendo em conta a variação do comportamento mecânico do aterro, as solicitações verticais são (Pedro, 1999):

- Peso próprio do aterro sobre à estrutura;
- Peso próprio do aterro adjacente à estrutura;
- Peso próprio do aterro adjacente à estrutura sobre as fundações.

Em relação às solicitações horizontais a ter em atenção, relacionadas com o aterro, são:

- Impulso lateral das terras
- Impulso devido às sobrecargas aplicadas sobre o aterro
- Solicitações assimétricas

PESO PRÓPRIO DO ATERRO SOBRE A ESTRUTURA

A avaliação do peso próprio do aterro colocado sobre a estrutura é efectuada através da densidade do material de aterro saturado e da altura do aterro em cada posição. Devido à grandeza das cargas em causa, a variação da altura do aterro imposta pela geometria do arco não pode ser desprezada.

PESO PRÓPRIO DO ATERRO ADJACENTE À ESTRUTURA

Para alturas reduzidas (depende das dimensões da passagem inferior), é fundamental ter em conta o efeito de *Marston* (Figura 4.1), que tem influência na análise dos esforços resultantes.

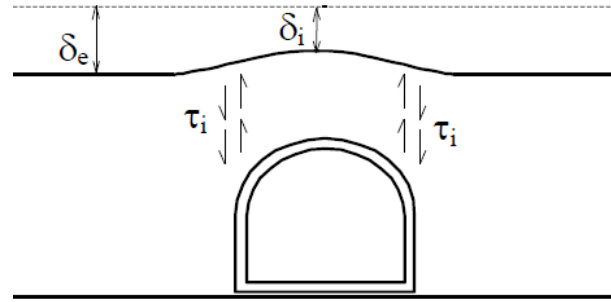


Figura 4.1 Efeito *Marston* (Ferraz *et al.*, 2000)

Este efeito resulta da diferença entre as deformações do aterro adjacente e o aterro superior da estrutura. De facto, a introdução de uma obra de arte pouco deformável em relação aos aterros faz com que o assentamento do aterro colocado sobre esta, menos espesso, seja inferior à deformação do aterro adjacente à obra, mais espesso. O movimento relativo entre aterros suscita tensões tangenciais, τ , entre os mesmos de tal forma, que o aterro adjacente se apoia sobre o aterro superior introduzindo uma sollicitação suplementar sobre a estrutura, maior que o peso das terras efectivamente colocadas sobre a estrutura. Este efeito pode introduzir diversos inconvenientes:

- Esforços (compressão/flexão) excessivos na estrutura;
- Tensões excessivas no solo de fundação.

O coeficiente de *Marston*, k_M , é definido pela equação seguinte:

$$k_M = \frac{P+T}{P} \quad (4.1)$$

A quantificação do valor deste coeficiente não é imediata. Impõe uma série de considerações e simplificações iniciais. Resultados experimentais demonstram:

- Forte dependência da aplicação em obra dos materiais;
- As incertezas ligadas às simplificações introduzidas pelo cálculo são modestas relativamente à variação de resultados relacionados com a execução da obra.

Este efeito pode ser reduzido ou mesmo invertido utilizando uma tecnologia designada por *Pneusol*, ilustrada na Figura 4.2. Trata-se de uma técnica desenvolvida no *Laboratoire Central de Ponts et Chaussées*, que consiste na utilização conjunta de pneus e solo de forma a obter um material com reduzido módulo de deformabilidade, mas com boas características do

ponto de vista mecânico e económico. A propriedade notável deste produto é a possibilidade de reduzir o módulo de deformabilidade quatro a cinco vezes inferior ao terreno sem a presença dos pneus. Para além desta capacidade, apresenta grande durabilidade. Por isso, ao aplicar este material sobre a estrutura de betão, e devido ao seu reduzido módulo de elasticidade, a rigidez vertical do conjunto formado é semelhante à do aterro adjacente e, deste modo, reduz-se ou inverte-se o efeito de *Martson*, originado nas discontinuidades da fronteira entre os aterros adjacente e superior. Este efeito é explicado detalhadamente mais adiante no § 4.4.



Figura 4.2 Efeito *Pneuol* (Ferraz *et al.*, 2000)

PESO PRÓPRIO DO ATERRO ADJACENTE À ESTRUTURA SOBRE AS FUNDAÇÕES

A carga introduzida na estrutura, devido ao aterro colocado sobre as sapatas no seu exterior, pode introduzir um acréscimo de tensão significativo no terreno de fundação, pelo que não deve ser desprezado no cálculo.

IMPULSO LATERAL DAS TERRAS

Para a hipótese do cálculo manual deve ser determinado o coeficiente de impulso activo, k_a , através do ângulo de atrito interno do material constituinte do aterro. Devido ao nível de incerteza associado à quantificação desta grandeza, é preferível analisar a estrutura usando dois valores distintos:

$$k_{a,max} = 5/3 k_a \quad (4.2)$$

$$k_{a,min} = k_a \quad (4.3)$$

IMPULSO DEVIDO ÀS SOBRECARGAS APLICADAS SOBRE O ATERRO

Para se quantificar o efeito do impulso horizontal máximo, deve ser considerada uma sobrecarga mínima de 10kN/m^2 sobre o aterro

SOLICITAÇÕES ASSIMÉTRICAS

Nas passagens inferiores com viés é importante quantificar o impulso das terras em ambos os lados da obra de arte, de modo a ser quantificada a assimetria da acção, como se observa na Figura 4.3. Não se devem desprezar as inclinações dos taludes, definidos pela intersecção do aterro com um plano perpendicular ao eixo longitudinal da estrutura, para a quantificação deste coeficiente.

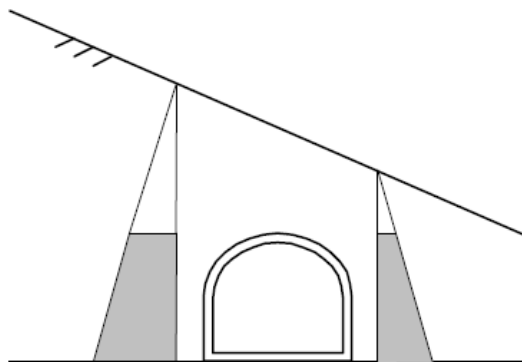


Figura 4.3 Cargas assimétricas (Ferraz *et al.*, 2000)

4.3.2. ACÇÕES VARIÁVEIS

4.3.2.1. SOBRECARGAS NOS IMPULSOS DE TERRA

A COBA *et al.* (2008) refere que, de acordo com o artigo 41.3 do RSA (2006), é essencial submeter a passagem inferior a uma sobrecarga mínima, SC , de 10 kN/m^2 , uniformemente distribuída sobre o aterro e ao longo da zona de influência da faixa de rodagem, para quantificar a acção de tráfego rodoviário, apesar da respectiva cláusula estar destinada à determinação do impulso das terras sobre os encontros devido à sobrecarga rodoviária. Ou seja, a passagem inferior deve ser dimensionada de modo a suportar veículos pesados tal como se tratasse de um encontro de uma ponte, uma vez que é possível aplicar a cláusula sabendo que os condicionamentos em ambos os sistemas são idênticos. No entanto, a propósito desta solicitação, é necessário ter em atenção os quatro aspectos seguintes:

- Na hipótese da densidade admitida para o material se aproximar de 20 kN/m^2 , e tendo em conta que se deve considerar $SC = 10 \text{ kN/m}^2$, então a sobrecarga uniforme considerada equivale a $0,50 \text{ m}$ de aterro. Assim, é possível perceber e concluir que este tipo de sobrecarga tem uma influência reduzida no dimensionamento da estrutura, como se pode ver no § 5.4.

- Na possibilidade de se definir um recobrimento fino para os elementos estruturais da passagem inferior, as cargas concentradas podem ser condicionantes para a análise dos esforços. Ou seja, a degradação deste tipo de carga efectua-se a $2/3$ do recobrimento da estrutura enterrada, como se pode ver na Figura 4.4. No entanto, é sempre necessário garantir uma cobertura mínima de 1 m de aterro sobre a estrutura, independentemente da espessura do recobrimento. Este aspecto será analisado detalhadamente mais adiante no § 8.2
- O valor da sobrecarga considerado pelo RSA (2006) já tem em consideração as cargas adicionais devido aos aspectos construtivos (montagem das aduelas, compactação do aterro técnico, etc). Todavia, esse intervalo de segurança é limitado, por isso, convém, apesar de tudo, realizar as tarefas construtivas cuidadosamente, de modo a não se desenvolverem esforços adicionais não expectáveis.
- O cerco por aterro, compactado convenientemente em torno da estrutura, permite protegê-la das influências das cargas dinâmicas. Assim, consegue-se prolongar a longevidade desta e reduzir-lhe as acções aplicadas à mesma.

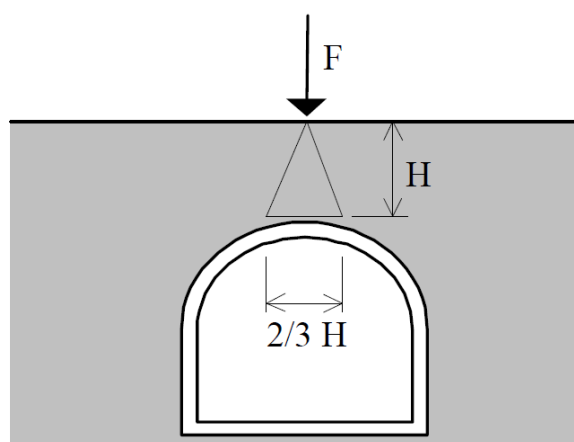


Figura 4.4 Degradação das cargas concentradas (Ferraz *et al.*, 2000)

4.3.2.2. EFEITOS DIFERIDOS

Por se tratar de elementos pré-fabricados com desenvolvimentos longitudinais reduzidos, este tipo de acção demonstra ser pouco influente para a verificação da segurança dos diversos elementos estruturais (Pedro, 1999):

- Retracção - A utilização de peças pré-fabricadas garante que grande parte da retracção do betão já tenha ocorrido antes da montagem e da utilização destes elementos na estrutura enterrada. A remanescente é facilmente absorvida pelas juntas existentes entre os seccionamentos longitudinais.
- Fluência - Apesar da maior parte da solicitação possuir carácter permanente, esta não se faz sentir acentuadamente, devido ao baixo nível de tensão instalado no betão. O aumento das deformações da estrutura de betão, provocado pelo efeito da fluência, também possibilita uma maior interacção com o solo adjacente.

4.3.2.3. VARIAÇÕES DE TEMPERATURA

Os efeitos da variação de temperatura são muito reduzidos neste tipo de estruturas porque (Pedro, 1999):

- A passagem inferior encontra-se num ambiente onde as temperaturas são praticamente constantes;
- No sentido longitudinal, a existência de juntas próximas minimiza os efeitos das variações de temperatura;
- No sentido transversal as secções não possuem dimensões suficientes para se conseguir sentir o efeito.

4.3.3. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

As combinações de acções devem ter em conta o dimensionamento dos elementos da estrutura enterrada (aduela de topo e paredes laterais) e a verificação das tensões no terreno. Ou seja, é imprescindível que seja verificada a segurança do dimensionamento das peças pré-fabricadas da estrutura e a limitação das tensões actantes, de modo a serem inferiores às tensões admissíveis do solo. Para ambos os casos, deve-se ter em conta a possibilidade de assimetria de carga, se existir, assim como a alternância de carregamento rodoviário na face superior.

De acordo com o artigo 41.3 do RSA (2006), apresenta-se, na Tabela 4.1, os coeficientes de redução associados à sobrecarga rodoviária para este tipo de estruturas.

Acção	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Acção rodoviária	0,6	0,4	0,2

Tabela 4.1 Factores ψ para a sobrecarga rodoviária (RSA, 2006)

A EN 1990:2002 (2002) refere que, tendo em conta que apenas é considerada a sobrecarga rodoviária como acção variável, são apresentadas as combinações de acções utilizadas para a verificação da segurança dos elementos estruturais relativamente aos estados limites últimos (rotura) e de serviço (fendilhação, deformação, compressão e limitação das tensões na base das sapatas) com os seus coeficientes associados na Tabela 4.2.

Combinação		Acções Permanentes		Acções Variáveis	
		Favorável	Desfavorável	Favorável	Desfavorável
ELU	Fundamental	1,00	1,35	1,00	1,50
ELS	Rara Característica	1,00	1,00	1,00	
ELS	Quase - Permanente	1,00	1,00	0,20	

Tabela 4.2 Combinações de acções actuantes (EN 1990:2002, 2002)

4.4. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA OBRA DE ARTE

4.4.1. FUNDAMENTOS

O comportamento mecânico destas estruturas enterradas caracteriza-se pela interdependência recíproca entre as acções e os deslocamentos. Ou seja, as acções sobre a estrutura também dependem da natureza e da amplitude de deslocamentos. O que se verifica na prática é uma redistribuição das acções sobre a estrutura, com a migração de cargas das zonas menos rígidas para as mais rígidas, onde ocorrem deslocamentos de menor amplitude. Esta particularidade no comportamento mecânico das estruturas enterradas resulta do facto de todas as acções sobre a estrutura, com a excepção do seu peso próprio, serem transmitidas através do solo envolvente (Watkins, 1980).

A redistribuição de acções no solo para as regiões mais rígidas da estrutura enterrada revela que, para determinar a resposta das estruturas enterradas, é necessário analisar o conjunto estrutura enterrada - solo envolvente como um sistema estrutural único. Nesta análise, a interface solo - betão deve ser identificada e caracterizada como uma descontinuidade (Sang, 2000). A análise estrutural deve ainda considerar o processo construtivo utilizado na execução das obras, pois, em muitos casos, os efeitos resultantes do processo construtivo utilizado influem substancialmente na redistribuição de acções sobre a estrutura e, consequentemente, no seu comportamento.

Para Watkins (1980), o fenómeno da redistribuição de tensões depende, essencialmente, da rigidez relativa da estrutura face ao solo envolvente e, nos casos cujo solo envolvente resulta de aterros, da rigidez relativa do solo envolvente face ao solo de fundação. Neste último caso, a rigidez do solo envolvente depende, para além das suas características físicas e mecânicas, dos meios e modalidades de compactação utilizados durante a execução dos aterros.

O facto da distribuição de acções sobre a estrutura enterrada depender de diversos factores, cujo controlo e quantificação revelam-se complexos e não generalizáveis, torna a descrição e análise destas estruturas deveras dificultada.

Na opinião de Katona (1982), os modelos mais recomendados para a análise de estruturas enterradas baseiam-se no MEF, integrando elementos de interface para simular a descontinuidade solo - betão e que tem em conta o processo construtivo utilizado nas respectivas obras. O comportamento não linear da estrutura e do solo envolvente deve ser tido em consideração, usando algoritmos de solução adequados incluídos no programa automático de modelação utilizado.

4.4.2. APLICAÇÃO PRÁTICA DOS PRINCÍPIOS

A análise e o dimensionamento das estruturas em arco pré-fabricadas, empregues em passagens inferiores, tornam-se complexos devido aos deslocamentos relativos existentes e às diferenças substanciais de rigidez entre o solo envolvente e os elementos da estrutura (origem do efeito de *Martson*) (Watkins, 1980).

Os deslocamentos relativos resultam, por um lado, da existência de descontinuidades que identificam a interface solo - betão e, por outro, do processo de construção utilizado na execução destas obras (execução faseada de aterros). A maior deformabilidade dos solos provenientes dos aterros, face ao solo de fundação (estrato inferior) e à estrutura, origina uma redistribuição de esforços para as regiões mais rígidas dos elementos da estrutura. De forma genérica, pode-se destacar o comportamento referido adoptando uma premissa simplificativa que considera que os solos dos aterros são constituídos por três blocos rígidos com deslocamentos diferentes.

Os deslocamentos, δ_{sl} , que representam a diferença entre os deslocamentos dos blocos laterais e central, mobilizam tensões tangenciais, τ , entre os referidos blocos, que, por sua vez, originam um acréscimo de carga, ΔF , sobre a fase superior da aduela de topo, o que se designa por força redistribuída. Esta redistribuição de forças é tanto maior quanto mais rígido for o terreno de fundação, menos compactos forem os aterros laterais, mais compactas forem as primeiras camadas de aterro sobre a estrutura e mais rígida for a estrutura.

Sang (2000) apresenta, para casos específicos de *box culverts*, uma das técnicas de construção recomendadas para a minimização da redistribuição de forças no caso de uma travessa superior (Figura 4.5). Essa técnica consiste em dispor elementos rígidos no solo, atravessando a região que identifica zonas com diferentes características de deformabilidade (Figura 4.6). A solução pretende contribuir para a diminuição das diferenças de deslocamentos, minimizando as tensões tangenciais aí mobilizadas e, conseqüentemente, o

fluxo de forças dos aterros laterais para o aterro central. Deste modo, consegue-se uma redução do efeito de *Martson*.

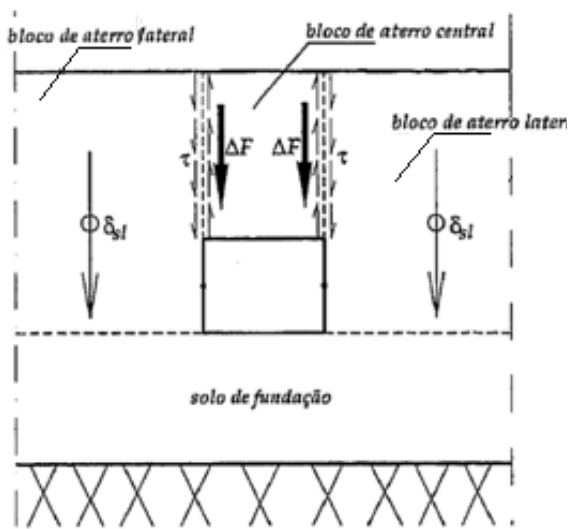


Figura 4.5 Processo de redistribuição de cargas nas obras de *box culvert* (Sang, 2000)

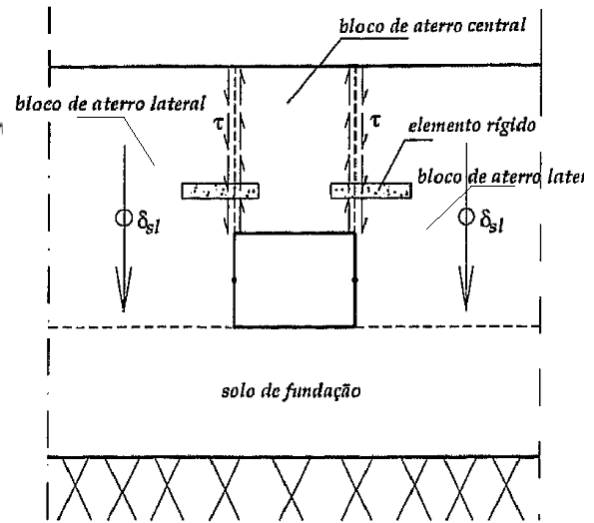


Figura 4.6 Elementos rígidos nas regiões que separam blocos com diferentes características de deformabilidade (Sang, 2000)

As estruturas, constituídas por elementos curvilíneos, tiram partido do efeito de arco, que se torna numa vantagem em relação à *box culvert* para a redistribuição dos esforços. Porém, elas também são submetidas a estas tensões tangenciais, não tão gravosas como para as *box culverts*, que estão na origem do efeito de *Martson*. Assim, a diferenciação entre os blocos de aterro lateral e aterro central (superior) originam um acréscimo de força, ΔF , ainda que, geralmente, inferior às *box culverts*. Todavia, esta primeira técnica de construção exposta pelo Sang (2000) tem, também, aplicabilidade para estrutura em arco, caso o modelo da passagem inferior apresente parâmetros desfavoráveis e, por isso, estejam acentuados e provoquem um desfavorecimento da descontinuidade. Nesta situação, a solução de Sang (2000) em colocar elementos rígidos na fronteira entre os aterros laterais e o aterro central poderá permitir atenuar o acréscimo de forças resultantes, ΔF , garantido uma melhoria no comportamento global. Por isso, a solução também é viável para casos circulares, caso se tomem os devidos ajustes para tal.

Sang (2000) apresenta, ainda, outra técnica interessante que, tomando as devidas adaptações, é aplicável às passagens em arco, favorecendo o seu ajuste de modo a poder aplicá-la. A metodologia inovadora tem origem nas situações desfavoráveis, cuja travessa da *box culvert* é substancialmente flexível. Desta forma, ele idealiza um quarto bloco (Figura 4.7) que se relaciona com as diferenças de deslocamentos verificados entre a região central e as regiões laterais dos aterros sobre a *box culvert*. A elevada deformabilidade da travessa causa diferenças de deslocamentos, δ_{sl} , entre os blocos localizados sobre a travessa da *box*

culvert. As tensões tangenciais, τ , mobilizadas pela diferença de deslocamentos referida, causam um alívio de acções na região central da travessa, e um novo acréscimo de pressões nas regiões da travessa próximas dos montantes. O alívio das acções sobre a travessa superior na região central da *box culvert*, devido à sua flexibilidade, está na origem desta segunda técnica de construção de Sang (2000), recomendada para a redução das tensões sobre a travessa. Esta técnica consiste em colocar uma camada de material compressível (pneus, poliestireno expandido, etc.) sobre a travessa superior da *box culvert* (Figura 4.8), o que origina maior deformabilidade do solo localizado na travessa do *box culvert* e, conseqüentemente, uma redistribuição de forças para a região dos aterros laterais.

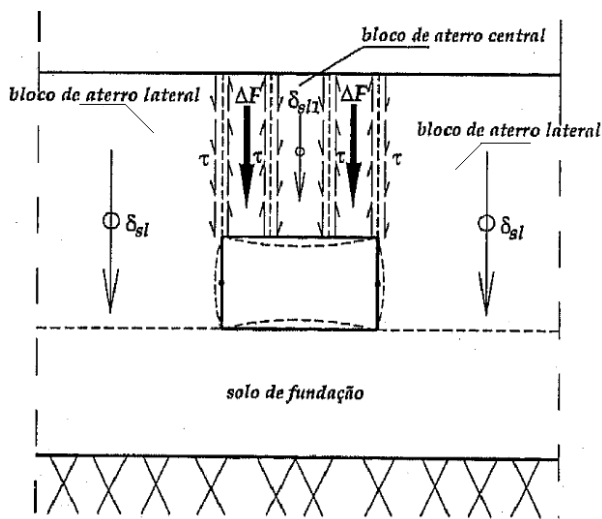


Figura 4.7 Processo de redistribuição de cargas nas obras constituídas por *box culverts* com travessas substancialmente flexíveis (Sang, 2000)

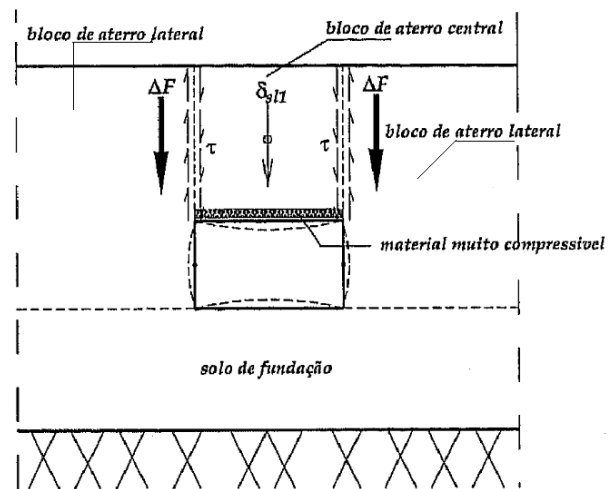


Figura 4.8 Redistribuição de cargas para os aterros laterais com recurso à colocação de material muito compressível sobre a travessa da *box culvert* (Sang, 2000)

O comportamento permite verificar que a interacção entre os blocos de solo origina, em alguns casos (estruturas muito rígidas), o acréscimo de tensões normais sobre a travessa superior da *box culvert*, com maior preponderância nas regiões próximas dos montantes. Noutros casos (estruturas muito flexíveis), provoca um alívio das tensões normais na região central da travessa do *box culvert* e, do mesmo modo, um acréscimo de tensões nas regiões da travessa próximas dos montantes.

A complexidade dos modelos considerados ideais para a análise de estruturas enterradas e, por outro lado, a escassez de estudos que permitiam a análise destas obras de arte através de modelos simplificativos no passado contribuíram para que estas peças apresentassem a possibilidade de ser analisadas e dimensionadas com recurso a modelos manuais simplificados, baseados na experiência prática e em alguns estudos singulares de estruturas similares.

Todavia, hoje em dia, o processo de redistribuição de tensões é influenciado por um conjunto de factores de difícil caracterização e controlo, susceptíveis de análise e percepção apenas por modelos numéricos robustos (modelos integrando algoritmos que consideram a existência de descontinuidades, a não linearidade das leis constitutivas dos materiais e o processo construtivo adoptado na execução das obras) (Naylor, 1981). Estes modelos numéricos são, em parte, tidos em conta em programas de cálculo automático, tais com o *PLAXIS*.

Existem, inclusive, soluções já patenteadas, como os modelos *Matière*, em que as encomendas dos sistemas estruturais têm em conta todos os aspectos indispensáveis nestes tipos de estrutura. Desta forma, conseguem apresentar modelos económicos e competitivos no mercado, visto que a empresa responsável desenvolveu estudos intensos de investigação neste género de obras de arte, garantindo a obtenção de soluções optimizadas.

Estas três vertentes referidas vão ser abordadas de seguida, onde se tenta alcançar um balanço global acerca de cada uma delas, de modo a se conseguir obter uma comparação geral.

4.5. MODELAÇÃO COM CÁLCULO MANUAL SIMPLIFICATIVO

Para se conseguir realizar uma modelação com cálculo manual é preciso perceber as limitações da modelação. Isto é, são admitidas diversas hipóteses e simplificações (utilização de ábacos, diagramas de cálculo, etc.) para facilitar a obtenção de cálculos. Portanto, trata-se de um processo moroso e com uma precisão restringida, no que diz respeito aos resultados obtidos.

Segundo Pedro (1999), a modelação com auxílio do cálculo manual, com hipóteses simplificativas, é realizada com recurso a modelos planos, simulando a passagem inferior através de elementos finitos (EF) de barra simples. Para tal, admite-se um comportamento elástico linear para os materiais. A interacção solo - estrutura é simulada através de apoios elásticos horizontais, colocados sobre as paredes de arco para simular a reacção dos aterros laterais, e de apoios elásticos verticais sob as fundações, de modo a simular a deformabilidade do terreno de fundação. O valor adoptado para as constantes elásticas dos referidos apoios, tanto verticais como horizontais, é estimado a partir de ensaios *in situ*. Caso não haja possibilidade de efectuar tais aferições, deve-se recorrer a ensaios em laboratório.

Contudo, a utilização destes modelos simplificados apresenta dificuldades na obtenção de uma simulação com refinamento suficiente, tendo em conta os principais efeitos da interação solo - estrutura, assim como as diferenças substanciais entre a rigidez dos solos e da estrutura costumam ser desprezadas.

Devido às incertezas que afectam a avaliação do valor do módulo de elasticidade dos materiais de aterro e do solo de fundação, na modelação da obra de arte o valor adoptado para os apoios elásticos nunca deve ser superior a metade do valor medido ou estimado.

Aquando da simulação da fase de execução do aterro não devem ser considerados os apoios elásticos que simulam a interação solo - estrutura ao longo do arco.

Durante a fase de exploração alguns apoios elásticos podem ficar traccionados, pelo que devem ser removidos. Deste modo, o cálculo deixa de ser linear e não se pode combinar CC elementares, na medida em que cada um deve ser em si uma combinação das diversas solicitações, o que complica consideravelmente o cálculo.

Face a todas estas limitações do cálculo manual, convém recorrer a modelos simplificados baseados na experiência prática ou em estudos singulares de estruturas similares, verificando a dificuldade da caracterização do modelo em termos de comportamento estrutural.

A utilização de modelos simplificados tanto pode conduzir a soluções sobredimensionadas como subdimensionadas. Todavia, estas últimas não se tornam desvantajosas do ponto de vista económico como as primeiras, mas podem, por exemplo, manifestar o aparecimento de fendas com larguras acima dos valores limites, o que torna estas estruturas, devido ao ambiente agressivo em que se encontram, susceptíveis de permitirem facilmente o desenvolvimento da corrosão das armaduras, afectando seriamente a durabilidade das obras. Por isso, é fundamental ter capacidade crítica na interpretação dos cálculos resultantes de modelação, onde se teve em conta hipóteses simplificativas de cálculo porque, para além de permitirem alcançar resultados, podem estar ligadas a uma falta de exactidão excessiva que, posteriormente, não permitirá o correcto funcionamento da obra de arte.

O facto de, nas últimas décadas, os processos de cálculo de uso corrente aplicados na análise e dimensionamento para este género de estruturas terem evoluído substancialmente, acompanhando o desenvolvimento dos modelos e meios numéricos para a análise de estruturas, fez com que se alcançasse uma maior percepção do comportamento estrutural e corrigisse determinadas incoerências sobressalientes no cálculo manual. Assim, foi possível descartar praticamente a opcionalidade de modelar por meios manuais.

4.6. MODELAÇÃO COM PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO - *PLAXIS*

4.6.1. INTRODUÇÃO

Com o interesse de proceder à análise dos esforços, das tensões e das deformações, é utilizado o programa de cálculo automático baseado na formulação do Método dos Elementos Finitos (MEF), *PLAXIS*, tendo por base os procedimentos que, em função do estudo bibliográfico efectuado, se julgam mais adequados a utilizar em projecto.

O dimensionamento da passagem inferior inclui numerosos processos iterativos, envolvendo cálculos morosos em que não se consegue atingir precisão elevada caso não se recorra ao cálculo automático. Deste modo, a simulação computacional constitui um procedimento aconselhável na análise do comportamento destas estruturas enterradas.

Todos os resultados dos modelos analisados e apresentados nos § 5 ao § 12 para âmbito teórico - prático, assim como os seus respectivos ANEXOS, são executados no programa de cálculo automático, *PLAXIS*. A modelação e consequente análise dos resultados obtidos são efectuadas por metro de espessura, e .

O programa permite simular com grande precisão o comportamento do solo e a sua interacção com a estrutura (condicionantes neste género de estruturas), resultando a interface solo - estrutura rigorosa. Todavia, não permite considerar, directamente, as solicitações referentes aos efeitos diferidos e à variação de temperatura, apesar destas acções serem desprezadas na modelação das soluções, como se explicou no § 4.3.2, garantindo, todavia, esforços totalmente coerentes.

Conforme o § 4.2.2, a modelação da passagem inferior deve contemplar a situação mais gravosa ao longo do perfil, que representa a secção transversal com a altura máxima de aterro técnico.

4.6.2. ELEMENTOS FINITOS

A caracterização do comportamento mecânico dos meios contínuos que constituem a grande maioria das estruturas de engenharia não pode ser expressa de forma precisa a partir de um número reduzido de variáveis discretas. A análise destas estruturas requer a integração de equações diferenciais que identificam o equilíbrio de um elemento infinitesimal genérico das mesmas (Naylor, 1981).

As funções que satisfazem a solução das referidas equações diferenciais existem para situações muito particulares. Na maioria dos casos, a irregularidade da geometria do domínio e a não linearidade das equações tornam impossível a obtenção de uma solução analítica. Nestes casos recorre-se a soluções aproximadas por métodos numéricos, que conduzem

invariavelmente a uma discretização do problema contínuo e à representação da função incógnita a partir de um conjunto finito de funções conhecidas a determinar (Naylor, 1981).

Os métodos numéricos mais utilizados na solução de problemas de engenharia são o método das diferenças finitas e o método dos elementos finitos, sendo este último o mais versátil e recomendado na área da mecânica computacional, como por exemplo, o caso do *PLAXIS*.

O MEF apresenta uma vasta aplicação no que diz respeito à solução estrutural de diversas estruturas uni, bi e tridimensionais submetidas às mais diversas acções. A formulação deste método deve estar de acordo com a solução estrutural em estudo (passagens inferiores), logo para problemas planos com descontinuidade, onde se incluem as estruturas de betão enterradas.

O MEF consiste, essencialmente, na discretização do meio contínuo num número finito de elementos e na determinação dos deslocamentos dos nós da estrutura discretizada obtendo-se, assim, uma aproximação do estado de deformação da estrutura, o que facilita a determinação dos esforços nela mobilizados (Sang, 2000).

O objecto do presente estudo é constituído pela estrutura em arco enterrada pré-fabricada e pelo aterro técnico envolvente, assim como o estrato inferior. A sua análise é realizada de acordo com os pressupostos dos problemas de estados planos de tensão para a estrutura de betão armado e de deformação para o solo envolvente. Estas considerações resultam do facto da estrutura de betão armado apresentar um comprimento relativamente reduzido em relação ao solo envolvente, que, ao invés, apresenta um comprimento significativo segundo a normal ao plano de carga.

Em problemas planos, a discretização da estrutura é efectuada através de elementos triangulares ou quadráticos, sendo também corrente a utilização do elemento isoparamétrico quadrático de oito nós pelas suas óptimas características de convergência, por exemplo.

Geralmente, as descontinuidades constituídas por materiais de diferentes géneses e em contacto, com interacção devido aos deslocamentos relativos entre os dois materiais, são discretizadas por elementos de interface com ou sem espessura (Sang, 2000). Para a natureza da interface em estudo (superfície lisa de betão pré-fabricado com solo), recomenda-se a utilização do elemento de interface sem espessura. Todavia, o *PLAXIS* utiliza um factor de espessura virtual para a definição da interface, onde é aplicada uma espessura virtual com uma dimensão fictícia para definir as propriedades dos materiais no interface. Essa espessura virtual é função deste factor, que está de acordo com cada caso de estudo (PLAXIS, 2002).

Portanto, sendo o *PLAXIS* baseado no MEF, torna-se numa ferramenta muito vantajosa na modelação de soluções, sobretudo pela capacidade com que consegue simular o comportamento do objecto de estudo com auxílio dos EF, tornando-o um instrumento poderoso no âmbito desta área de trabalho e completamente superior ao cálculo manual com hipóteses simplificativas.

De destacar que outros programas de cálculo automático, como o *SAP 2000*, *Robot Structural Analysis* ou mesmo o *LUSAS FEA*, não conseguem simular o comportamento do solo como solicitação da estrutura enterrada porque, por exemplo, não conseguem simular a interface solo - estrutura enterrada. Ou seja, não apresentam capacidades para tal, obtendo resultados incoerentes quando tentam simular qualquer modelo de cálculo representativo de uma estrutura deste género.

4.6.3. DESCRIÇÃO SUMATIVA DO PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO - *PLAXIS*

O programa de cálculo automático, *PLAXIS*, é constituído por quatro módulos principais:

- Entrada de dados - *Input*;
- Análise - *Calculations*;
- Resultados e diagramas - *Output*;
- Curvas - *Curves*;

4.6.3.1. ENTRADA DE DADOS - *INPUT*

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS

O modelo deve simular a situação a longo prazo (situação mais condicionante). Deve ter em conta as dimensões da estrutura, dos aterros e do estrato inferior. Os limites geométricos dos solos avaliados devem ter em conta a profundidade (abaixo da base das fundações) e a largura (estrato inferior e aterro) pelo qual o solo tem influência no comportamento da estrutura. A partir destas dimensões é possível considerar que os limites do estrato encontram-se bloqueados nas faces laterais ($u_x = 0$) e na face inferior ($u_x = u_y = 0$) onde os respectivos deslocamentos estão impedidos (Figura 4.9). São introduzidos as coordenadas dos nós que constituem a estrutura no modelo de solo definido (Figura 4.10), assim como os CC.

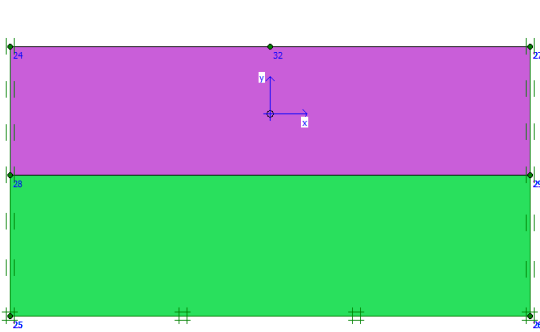


Figura 4.9 Limitação do modelo de cálculo dos estratos

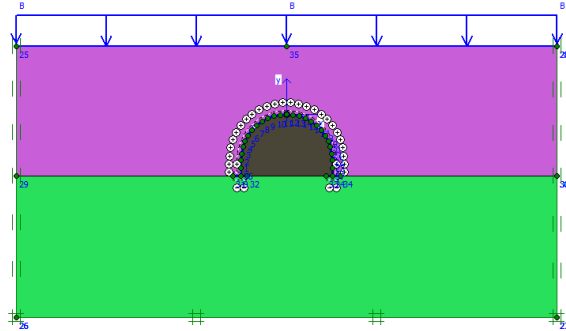


Figura 4.10 Modelo de cálculo com caso de carga

PROPRIEDADES DOS SOLOS

Para as propriedades dos solos (aterro técnico e estrato inferior), são admitidas:

- A definição do modelo (*Mohr - Coulomb*) e as condições de saturação (drenado/não drenado) que os solos modelados apresentam;
- A resistência do interface solo - elemento estrutural (rígida);
- Requisito de parâmetros relacionados com os solos, assim como a definição da variação dos parâmetros de resistência do solo ao longo da profundidade (rigidez, E , e a coesão, c , constantes);

PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A modelação dos elementos estruturais requer os parâmetros mecânicos (coeficiente de *Poisson*, ν , módulo de elasticidade, E , momento de inércia, I , área, A , e peso volúmico, w) dos elementos estruturais e é realizada por metro. A influência do peso volúmico dos elementos estruturais é tida em conta na análise do cálculo dos esforços, apesar de ser desprezável neste tipo de estruturas. O material dos elementos estruturais deve ser elástico.

PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS FINITOS

A modelação deve ser constituída por EF em estado plano de tensão (deformações planas) (ver Figura 4.11), tendo em conta que no sentido longitudinal a estrutura é perpendicular à estrutura transversal, apesar do *PLAXIS* também dar a possibilidade de utilizar EF assimétricos.

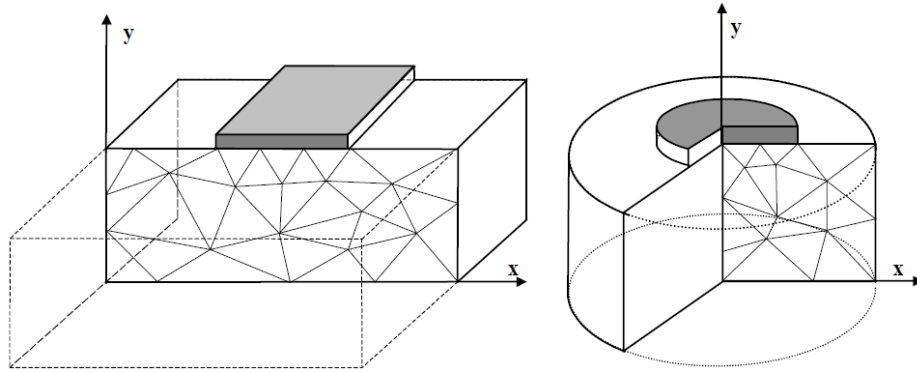


Figura 4.11 Exemplo de objectos com deformações planas e assimétricas (PLAXIS, 2002)

Os EF são triangulares, constituídos por 15 nós. Com eles, obtém-se interpolações de 4ª ordem para os deslocamentos e a integração numérica é realizada por 12 pontos de *Gauss*. Este género de EF com 15 nós permite alcançar resultados muito precisos (Figura 4.12).

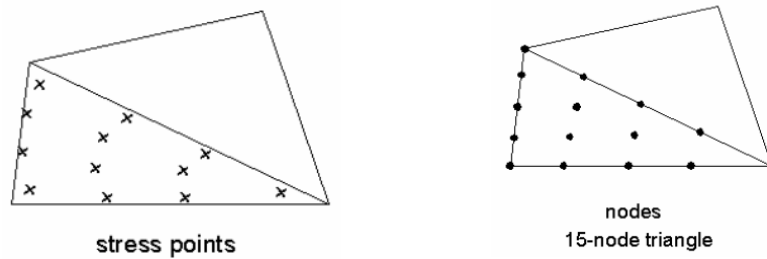


Figura 4.12 Posição dos nós e dos pontos de tensões nos elementos de solo (PLAXIS, 2002)

Como a precisão deste tipo de EF é extremamente elevada, o refinamento global da malha convém ter uma distribuição muito fina (aproximadamente 1000 elementos) para se atingir a maior precisão possível (definido opcionalmente para obter maior precisão). A descrição da malha global de EF pelo elemento geotécnico é realizada automaticamente, de acordo com o modelo em estudo (Figura 4.13).

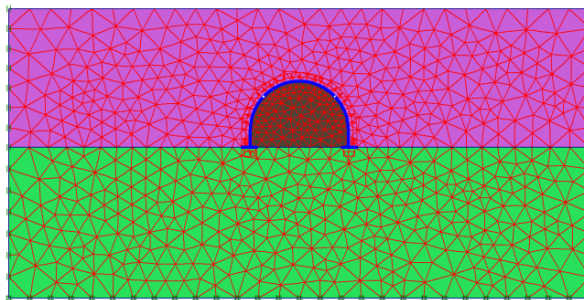


Figura 4.13 Distribuição da malha pelo modelo de cálculo

CONDIÇÕES INICIAIS DO MODELO - ESTADO INICIAL DE TENSÕES

O estado inicial de tensões (pressões neutras e tensões iniciais) é unicamente condicionado pelo estrato inferior, durante a fase inicial do processo construtivo. A influência da montagem da estrutura e, por consequente, a colocação do aterro técnico são posteriores a este estado.

Considerando-se que NF, com $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, encontra-se a alta profundidade, as pressões neutras iniciais não condicionam o comportamento da estrutura (Figura 4.14). Por isso, ao serem geradas as pressões neutras iniciais, obtém-se tensões extremas directamente proporcionais à altura do nível (Figura 4.15).

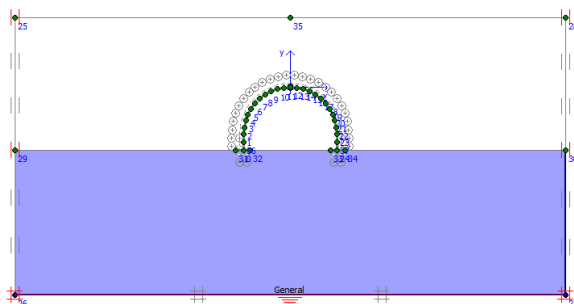


Figura 4.14 Pressões neutras iniciais

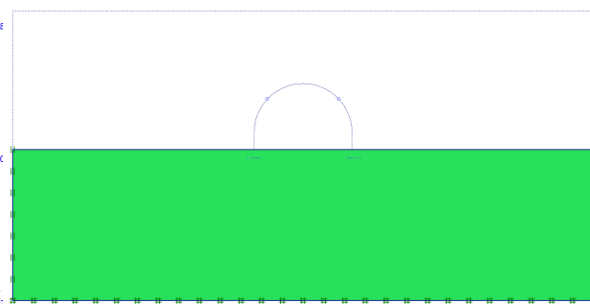


Figura 4.15 Distribuição das pressões neutras iniciais

Para o cálculo das tensões efectivas iniciais, deve considerar-se o nível de consolidação existente (nula). O coeficiente de impulso em repouso é calculado através da expressão de *Jacki*¹ (Fernandes, 1995) (Figura 4.16). Quando se geram as tensões efectivas iniciais, obtém-se a distribuição de tensões (Figura 4.17). No caso das pressões neutras iniciais serem nulas (NF abaixo do modelo), as tensões efectivas vão ser iguais às tensões totais.

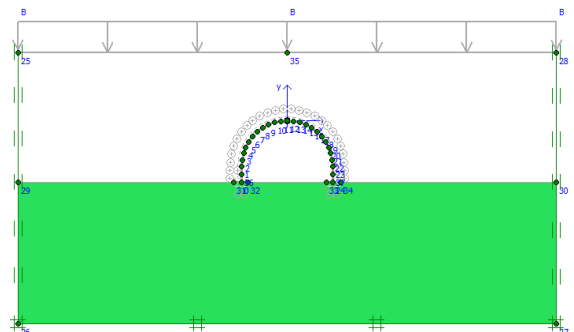


Figura 4.16 Modelo condicionado pelas tensões efectivas iniciais

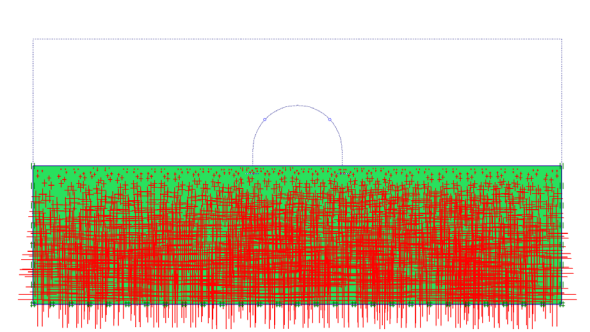


Figura 4.17 Distribuição das tensões efectivas iniciais

¹ Expressão de *Jaki*, $K_0 = 1 - \sin\varphi$

4.6.3.2. ANÁLISE - CALCULATIONS

A análise estrutural efectuada tem em atenção os efeitos plásticos do modelo e o faseamento construtivo devido ao acréscimo de esforços provocados neste último. De acordo com as ferramentas possíveis no *PLAXIS*, dividiu-se o processo construtivo por:

- Fase inicial - Definição das condições iniciais do estado tensão inicial do modelo no § 4.6.3.5;
- Fase 1 - Majoração dos efeitos de acordo com o § 4.3.3; A majoração é realizada logo inicialmente para permitir ter, também, em consideração os efeitos relacionados com processo construtivo;
- Fase 2 - Montagem dos elementos da estrutura; Pode dividir-se esta fase em duas, de forma a ter em conta a montagem sequencial das paredes laterais e da aduela de topo; Activação do interface entre a face inferior das sapatas das paredes laterais e o estrato inferior, uma vez que, durante esta fase, ambas as componentes se encontram activas e em contacto;
- Fase 3 - Colocação do aterro técnico; Activação do interface entre a face exterior da aduela de topo e das paredes de elevação com o aterro técnico, uma vez que ambos os elementos encontram-se activos e em contacto;
- Fase 4 - Introdução da sobrecarga rodoviária;
- Fase 5 - Redução dos parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito) até se atingir a instabilidade do solo associado à uma rigidez nula. Trata-se de uma fase opcional, apenas com funcionalidade no caso de se querer avaliar o factor de segurança, *FS*, que representa a resistência do solo modelada e a resistência reduzida, provocando o desenvolvimento de instabilidade no solo até se atingir o colapso. Esta redução vai suscitar um incremento nos esforços actuantes para se conseguir distribuir a perda de rigidez pelo solo. O factor de segurança, *FS*, obtido no modelo é calculado pelas equações (4.4) e (4.5), que constituem a razão entre os parâmetros reduzidos críticos associados a esse colapso e os actuantes. Esta fase é proporcional ao número de iterações aceitáveis para se conseguir atingir o *FS* mais preciso. Convém, assim, avaliar a tolerância de erro admissível na obtenção deste parâmetro para se definir o número de iterações exequíveis, de modo a obter os esforços de colapso.

$$FS = \frac{(\text{tg}\phi)_{\text{ultimo}}}{(\text{tg}\phi)_{Ed}} \quad (4.4)$$

$$FS = \frac{(c)_{\text{ultimo}}}{(c)_{Ed}} \quad (4.5)$$

É possível definir o número de interações máximas admissíveis para cada fase durante o cálculo do *PLAXIS*, na aplicação do método dos EF.

É necessário ter com conta a duração de cada fase construtiva, no caso de existir efeito de consolidação, uma vez que tem influência nos resultados. No final da análise, é essencial garantir que não se atingiu o estado último do solo antes de se finalizar todas as fases construtivas, confirmando que todas atingiram a rigidez total (com margem de erro definida). Se tal não suceder, significa que houve o colapso da estrutura pelo solo e que alguma das fases construtivas ficou sem rigidez estrutural. Para tentar analisar esta situação convém analisar as curvas de carregamento - deslocamento.

4.6.3.3. RESULTADOS E DIAGRAMAS - OUTPUT

O *PLAXIS* permite analisar o estado de tensão dos solos do modelo, para além de muitas outras aplicações geotécnicas resultantes. No ponto de vista dos elementos estruturais, são fornecidos os esforços (momento flector, esforço axial e esforço transversal) e deformações existentes em cada nó em formato tabela ou diagrama.

4.7. MODELAÇÃO COM APLICAÇÃO DE SOLUÇÃO *MATIÈRE*

4.7.1. INTRODUÇÃO

As soluções *Matière* são uma tecnologia patenteada de reconhecida valência utilizada para a construção de obras de arte, tais como as passagens inferiores com forma abobadada, constituída por componentes pré-fabricadas, como se vê na Figura 4.18. Desde 1983, mais de 8000 obras de arte já foram construídas em todo o mundo (França, Itália, Canadá, Dinamarca, Suécia etc.) a partir desta tecnologia. O sistema para estruturas *Matière* inclui o processo desenvolvido para execução de obras de arte sob aterro.

Esta tecnologia patenteada está associada a um programa de cálculo automático exclusivo, que foi criado especificamente para estas estruturas pela mesma entidade que procedeu ao desenvolvimento técnico do sistema. Essa entidade é o *SECOA*, gabinete projectista de Paris (França), que, sob encomenda da empresa detentora deste processo patenteado, a *Entrepise Matière*, criou-o e desenvolveu-o ao longo destes últimos anos. Apesar de o programa ser de autonomia registada e privada, ele está amplamente testado, contando o sistema com alguns milhares de obras já executadas no mundo inteiro.



Figura 4.18 Aplicação da tecnologia *Matière* (<http://www.betonprovincial.com>)

4.7.2. DESCRIÇÃO DOS PRINCÍPIOS INERENTES À SOLUÇÃO

As estruturas *Matière* são um sistema desenvolvido em França para a execução de obras de arte sob aterro. A sua forma abobadada, inspirada nos arcos da antiguidade, confere-lhe características mecânicas excepcionais.

Com vista a permitir a pré-fabricação e transporte para posterior montagem, a estrutura é seccionada transversalmente e longitudinalmente:

- No sentido longitudinal, a obra é constituída por uma justaposição de estruturas independentes, de 2.50 m de comprimento, chamados de anéis. Esta modelização não só possibilita a pré-fabricação das obras, como introduz, também, uma capacidade adicional de absorção de pequenos assentamentos diferenciais, sem que os mesmos contribuam para a introdução de esforços suplementares na estrutura com o aparecimento da inerente fendilhação.
- Na secção transversal, a estrutura *Matière* é preconizada em três elementos (dois pés-direitos laterais e um arco de fecho) para efeitos de cálculo da obra de arte. Nas Figuras 4.19 a 4.22, é possível observar um corte transversal, assim como os pormenores de cada elemento que constituem uma solução *Matière* genérica.

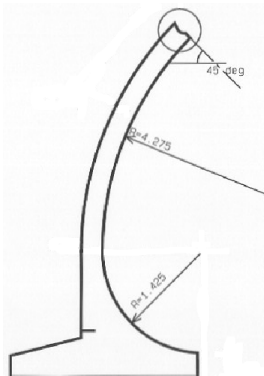


Figura 4.19 Pormenor de pé-direito (MAPREL, 2007)

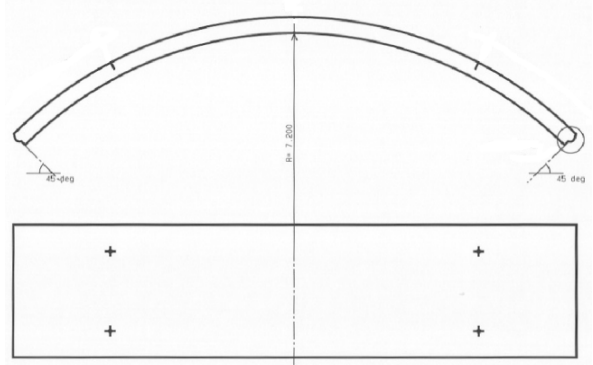
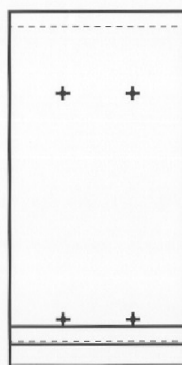


Figura 4.20 Pormenor de arco (MAPREL, 2007)

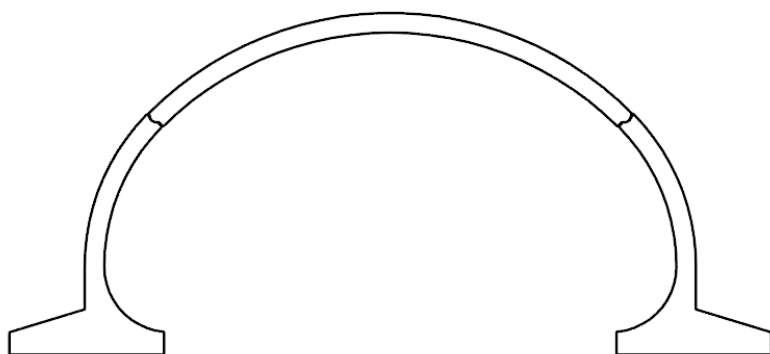


Figura 4.21 Pormenor da secção transversal de solução *Matière* (MAPREL, 2007)

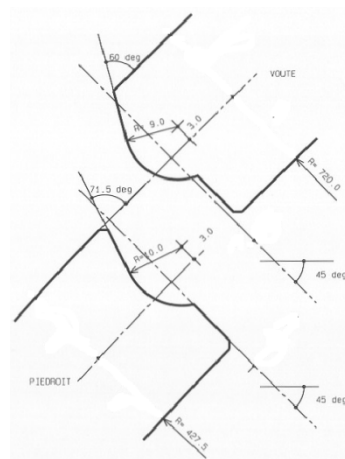


Figura 4.22 Pormenor de ligação entre pé-direito e arco (MAPREL, 2007)

No cálculo estrutural são tomadas em consideração as acções permanentes e variáveis actuantes sobre a estrutura, as condições e qualidade geotécnicas do solo de fundação da estrutura e dos aterros laterais, bem como a qualidade dos próprios aterros laterais. São, ainda, tomadas em consideração as solicitações de descofragem, de transporte e manuseamento das peças em descargas e montagens, para aferir o cuidado que se tem com o cálculo da estrutura.

Uma vez concluída a montagem, são tratadas as juntas com produtos que não só garantem a estanquicidade do interior da obra, como possuem elasticidade capaz de aceitar pequenos assentamentos diferenciais sem perda das suas características vedantes. Em cada junta, pelo extradorso da estrutura, é aplicado, numa primeira fase, um primário (tinta de base betuminosa), sendo posteriormente aplicada a quente uma tela polyester, com densidade adequada, envolvida e impregnada por um produto betuminoso. Posteriormente ao tratamento das juntas, pode ser aplicado um geotêxtil entre os seus anéis, evitando o contacto directo do material de aterro com a tela. Esta medida é uma segurança adicional, que tem por objectivo proteger a tela e, no caso desta se romper acidentalmente, evitar a saída de finos do aterro.

A aplicação deste grupo de soluções patenteadas tem a vantagem de se retirar partido da vasta experiência da entidade profissional, *SECOA*, que representa sistemas estruturais *Matière* neste tipo de estruturas. Garante-se, assim, nos modelos encomendados uma boa qualidade relativamente ao comportamento estrutural das soluções propostas, assim como a consideração de aspectos associados ao processo de construção (montagem, transporte) destas obras de arte.

Contudo, a principal desvantagem consiste no facto de que a variedade de soluções Matière propostas para encomenda é limitada. Logo, apesar das particularidades do caso em estudo, dever-se-á acomodar-se e adaptar-se às alternativas existentes pela entidade, não se seleccionando o modelo mais ideal para o caso de estudo.

4.8. RESUMO

A modelação de uma passagem inferior apresenta determinados aspectos particulares representativos da tipologia específica deste género de obras de arte. Por exemplo, de acordo com a combinação de acções mais gravosas em relação ao seu sistema estrutural, a análise transversal é a principal enquanto a análise longitudinal é meramente secundária. As cargas permanentes são, essencialmente, o peso próprio da estrutura as solicitações relacionadas com os solos do aterro, sejam elas verticais ou horizontais. Nas solicitações variáveis, descreve-se, como principal, a sobrecarga rodoviária. Para além desta, ainda se identificam os efeitos diferidos e as variações de temperatura, que são secundárias.

Relativamente a particularidades ou disposições construtivas, destaca-se o facto de todas as secções transversais serem dimensionadas para o sistema transversal crítico ao longo do eixo longitudinal. É, também, primordial respeitar os recobrimentos regulamentares, especialmente na exposição de estruturas enterradas.

O comportamento estrutural destas construções caracteriza-se pelo facto das solicitações existentes sobre a estrutura enterrada serem transmitidas através do solo. Logo, existe uma redistribuição dessas acções para as zonas consideradas mais rígidas onde os deslocamentos são menores. Esta redistribuição, típica nestas obras quando se identifica o conjunto estrutura enterrada - solo como sistema único onde se realça a interface solo - betão, permite compreender as descontinuidades existentes no solo.

Após se entender os princípios do comportamento estrutural destas estruturas, exprimem-se aplicações práticas que melhoram, significativamente, o desempenho do comportamento mecânico da estrutura enterrada. Estas ideias originais são, unicamente, conseguidas com o domínio o do comportamento do agregado estrutura enterrada - solo, de modo a conseguir melhorá-lo.

Existem múltiplas alternativas para o projecto de passagens inferiores existentes, de onde se destacam as seguintes:

- Modelação com cálculo simplificativo - Actualmente, já não é considerada como opção por causa das suas limitações. Por exemplo, admite-se diversas hipóteses simplificativas que permitem a viabilidade do cálculo manual, embora resulte em soluções com precisão excessivamente escassa, tratando-se de um processo moroso.

- Modelação com cálculo automático - O *PLAXIS* representa o programa de cálculo que permite simular correctamente o comportamento destas obras, ou seja, garante uma boa aproximação ao comportamento do conjunto estrutura enterrada - solo. Para tal, utiliza, como principal ferramenta, a caracterização do comportamento mecânico pela utilização do método dos elementos finitos, onde discretiza o meio contínuo num número finito de elementos. Pessoalmente, trata-se da alternativa mais viável, porque o domínio do comportamento destas construções, associado à ferramenta de cálculo automático indicada, permite ao utilizador modelar praticamente qualquer caso de estudo, atingindo-se soluções com grau elevado de desempenho.
- Aplicação de sistemas de tipologia *Matière* - A utilização destas soluções consiste, basicamente, em encomendar, dentro da gama dos possíveis, o modelo que melhor se adapta às condições do caso de estudo. Todavia, retira-se partido de um sistema de sucesso, tal como é o *Matière*, onde se garante qualidade e bom desempenho devido à experiência e investigação duma entidade especializada neste tipo de obras de arte no mercado.

CAPÍTULO 5

5. ANÁLISE - MODELO BASE

5.1. INTRODUÇÃO

A partir deste capítulo é realizado um estudo acerca das estruturas enterradas, sobre as quais se falou até ao momento, analisando-se, para tal, aspectos particulares importantes para a compreensão e descrição do comportamento estrutural das passagens inferiores.

A modelação e posterior análise são realizadas no programa de cálculo automático, *PLAXIS*. Portanto, são respeitados todos os princípios de modelação e análise apresentados no § 4.6.

De modo a facultar um melhor entendimento dos principais parâmetros abordados mais adiante, estes são representados na estrutura enterrada genérica na Figura 5.1, apresentada imediatamente abaixo.

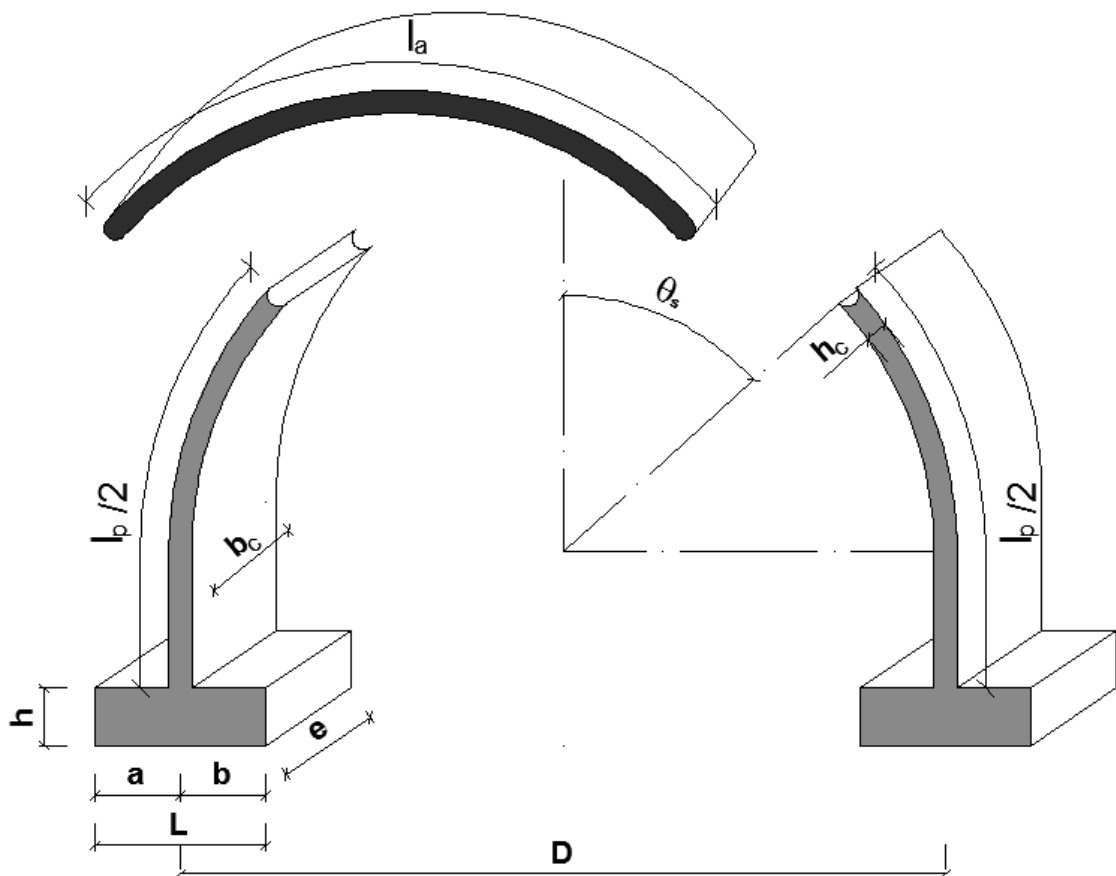


Figura 5.1 Ilustração dos parâmetros abordados

A nomenclatura dos modelos analisados está de acordo com um determinado padrão. Com o objectivo de esclarecê-lo, distingue-se, para o caso exemplificativo, “M7I3_4”:

- “M7” - Corresponde à identificação do capítulo. Uma vez que este documento, no âmbito teórico - prático, encontra-se dividido em relação à componente do sistema global avaliada segundo o modelo base, a primeira variável identifica o agrupamento da obra de arte em estudo em análise.
- “I3” - Identifica a iteração realizada em função da respectiva componente da obra em estudo (“M7”). Esta iteração corresponde à variação de um parâmetro principal.
- “_4” - Identifica a sub - iteração realizada em função do parâmetro principal (“I3”). Esta sub - iteração corresponde à variação de um parâmetro secundário.

De relembrar que todas as modificações elaboradas para a obtenção de posteriores modelos partiram de um modelo base, que é exposto no presente capítulo com todos os seus parâmetros e opções associados.

5.2. SUMÁRIO

O ponto de partida é uma passagem inferior com características geométricas e mecânicas típicas do parque estrutural nacional. Inicialmente, o interesse consiste em compreender o comportamento estrutural desta solução inicial em relação às solicitações actuantes (aterro e sobrecarga rodoviária). Posteriormente, nos próximos capítulos, realizar-se-ão alterações singulares ao modelo que consentem, numa fase inicial, percebê-lo. Numa fase seguinte, procura-se dominá-lo para, então, conseguir obter melhorias qualitativas e quantitativas ao nível dos resultados avaliados, relativamente a determinados critérios que serão definidos mais adiante, de acordo com as exigências estruturais e construtivas da obra de arte necessárias. É fundamental que estes critérios definidos tenham em consideração todos os aspectos relevantes para permitir uma evolução sobre o modelo base e, assim, atingir uma solução ideal otimizada.

São apresentados os principais casos observados acerca do modelo base, que consistem na estrutura submetida:

- M5I1 - Peso próprio do aterro e da estrutura + Sobrecarga rodoviária - Combinação fundamental (ELU);
- M5I2 - Peso próprio do aterro e da estrutura + Sobrecarga rodoviária - Combinação rara (ELS);
- M5I3 - Peso próprio do aterro e da estrutura;

Após a avaliação do comportamento da passagem inferior sujeita às solicitações actuantes, é também estudada a distribuição de esforços na estrutura enterrada submetida ao estado crítico (ver a fase 5 do § 4.6.3.2) em que se atinge a perda de resistência dos solos no modelo (redução da coesão e ângulo de atrito até atingir-se o colapso no solo) relativamente aos casos definidos previamente.

5.3. DESCRIÇÃO GERAL

Todas as escolhas elaboradas (tipo de estrada, camada geotécnica, etc.) para a definição do modelo base da obra de arte representam as opções mais correntes a nível do território nacional para passagens inferiores existentes (COBA *et al.*, 2008).

5.3.1. CONDICIONAMENTOS RODOVIÁRIOS

Admite-se que a passagem inferior se encontra introduzida num alinhamento recto e que consiste num restabelecimento para uma estrada agrícola. As vias apresentam uma inclinação transversal de 2,5% do eixo para o exterior (alinhamento recto), ao longo de toda a obra. A sua largura total de 10,60 m é constituída por uma faixa de rodagem com 6,00 m, duas bermas com 1,00 m e dois passeios com 1,30 m.

O lanço que intersecta a obra é considerado em planta segundo uma determinada curvatura desprezável. O perfil transversal do lanço apresenta uma largura total de 27,00 m, é constituída por duas faixas de rodagem com 7,50 m, duas bermas exteriores com 3,00 m, duas bermas interiores com 1,00 m e um separador central de 4,00 m.

Do ponto de vista longitudinal, supõe-se que a obra apresenta uma pendente reduzida, cuja estrutura é desenvolvida de acordo com um trainel sem inclinação.

5.3.2. CONDICIONAMENTOS GEOTÉCNICOS

Do ponto de vista geológico, admite-se que na área de implantação da passagem inferior existe um substrato cristalino, definido como sendo um maciço metamórfico do complexo xisto - grauvaquico, constituído por xistos e grauvaque.

Relativamente ao maciço metamórfico subjacente, este enquadra-se na forma de maciço rochoso agrupado no Horizonte Geotécnico G₅ e G₄. Tendo em conta as características dos materiais de substituição, é recomendável a fundação da passagem inferior no maciço xistento. De salientar que o nível se encontra a uma profundidade elevada.

Na Tabela 5.1 constam os valores limites utilizados para o cálculo de capacidade de carga e assentamentos para os Horizontes Geotécnicos necessários.

Horizonte Geotécnico	Estado de compacidade e alteração	Valores dos parâmetros geotécnicos				
		ϕ [°]	c [kPa]	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ν
G ₁	Materiais soltos e muito soltos (aterros não controlados)	28	0	18	<10	0,35
G ₄	Maciços decompostos a muito alterados (W ₅ e W ₄) e pontualmente medianamente alterados (W ₃)	34 - 36	15 - 20	21	60 - 120	0,29
G ₅	Maciço muito a medianamente alterado (W ₄ a W ₃)	34 - 36	> 200	21	> 500	0,27

Tabela 5.1 Características dos horizontes geotécnicos

A COBA *et al.* (2008) refere que é importante ter em conta as cotas de implantação das sapatas de fundação da estrutura em arco e respectivas dimensões para adquirir a capacidade de carga dos terrenos de fundação, admitindo que é assegurada para as tensões máximas de contacto, transmitidas com um valor aproximado de 600 kPa. A entidade profissional acrescenta, ainda, que, de acordo com as potenciais tensões de contacto actuantes, os assentamentos globais resultantes devem ser limitados abaixo do assentamento máximo admissível para este tipo de estruturas, que é de 25 mm.

O objecto principal de estudo neste trabalho é o comportamento estrutural e mecânico da estrutura, logo, apesar de não se descartar a importância da verificação à segurança dos aspectos geotécnicos, considera-se que as características geométricas da passagem inferior e respectivas cotas de implantação das fundações, tensões de contacto actuantes e condições de fundação são asseguradas em relação à capacidade de carga dos terrenos e à limitação dos assentamentos.

5.3.3. GEOMETRIA DA ESTRUTURA

É admitida, *a priori*, uma passagem inferior com uma determinada extensão longitudinal (não relevante para o cálculo). A estrutura enterrada é constituída por um pórtico circular de betão armado, composto por um arco ligado a duas paredes de elevação, constituídas por sapatas directas isoladas na base como elementos de fundação. A estrutura em betão pré-fabricado é seccionada transversal e longitudinalmente.

No sentido longitudinal, a obra é constituída por uma justaposição de estruturas independentes, com $e = 2,00$ m. Quanto ao sentido transversal, o arco é ligado às duas paredes de elevação, cujo seccionamento transversal com o eixo vertical central definido em relação à estrutura é $\theta_s = 90^\circ$. Esse seccionamento é realizado por rótulas.

O arco tem um raio interior de 6,55 m e possui uma espessura constante, h_c , de 0,40 m. É ligado através das extremidades às paredes de elevação, que são constituídas, sobretudo, por duas componentes. A primeira parte representa paredes com 1,20 m de espessura e uma altura constante de 2,40 m, com o objectivo de atingir profundidade no estrato inferior. A segunda parte das paredes consiste no elemento de fundação com uma altura de 1,5 m e 5,0 m de largura. Na Figura 5.2 está representado um corte transversal da estrutura.

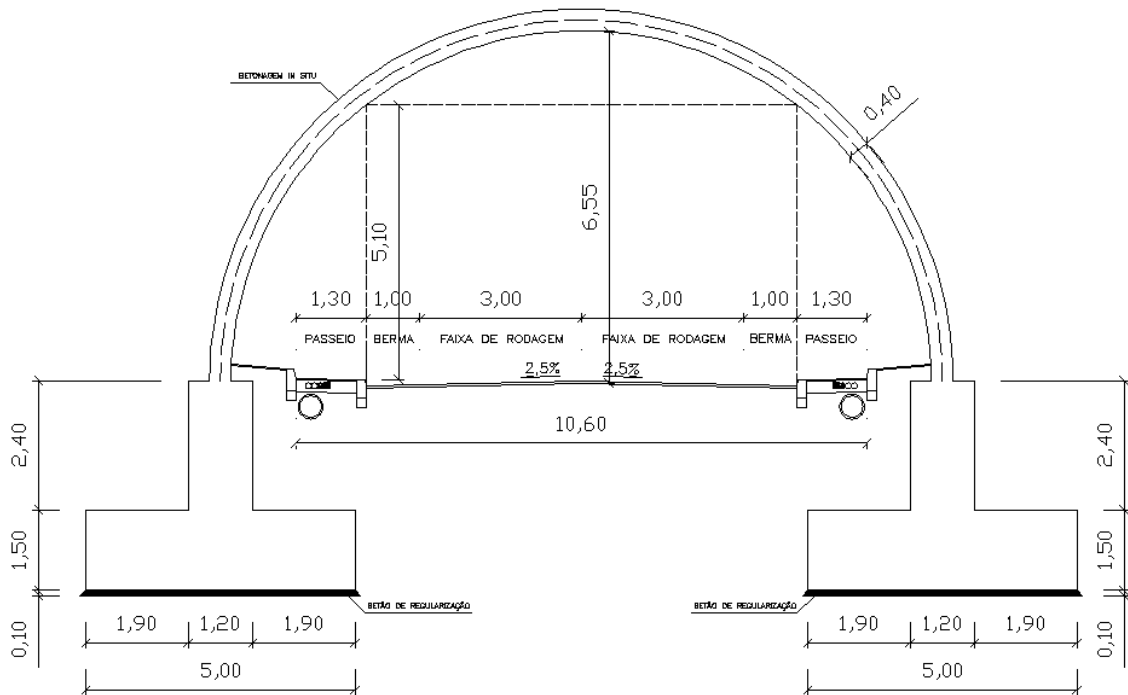


Figura 5.2 Secção transversal da estrutura

Realça-se, novamente, que a geometria transversal do modelo base, tal como todas as opções definidas, representa uma das mais comuns a nível nacional, daí tem todo o seu interesse estudá-la. É a partir desta configuração geométrica base que se vai tentar evoluir para se atingir uma forma mais eficiente do ponto de vista económico e comportamento estrutural.

São apresentadas, na Tabela 5.2, as propriedades geométricas e mecânicas dos elementos estruturais da passagem inferior, necessárias à modelação e análise.

Elemento	h_c [m]	b_c [m]	E_{cm} [GPa]	A_c [m ²]	I_c [m ⁴]	w [kN/m]	ν
Aduela	0,4	1,0	34	0,400	5,333E-03	10,0	0,2
Parede de elevação	1,2	1,0	34	1,200	1,440E-01	30,0	0,2
Sapata	1,5	1,0	34	1,500	2,813E-01	37,5	0,2

Tabela 5.2 Propriedades dos elementos estruturais

O aterro sobre - adjacente ao pórtico apresenta uma altura máxima, H , de 10 m, ligeiramente variável na zona de influência da plataforma rodoviária. Na Tabela 5.3 enunciam-se os parâmetros considerados para a modelação dos solos existentes (aterro sobre - adjacente, lateral - adjacente e estrato inferior). O ângulo de dilatância, ψ , foi desprezado (não tem influência considerável), assim como os coeficientes de permeabilidade, k_y , e, k_x , uma vez que NF não interfere no modelo devido à profundidade a que se encontra. A coesão do aterro técnico é nula, porque o solo submetido, por si só, à compactação não é suficiente para alcançar resistência necessária para adquirir coesão. Para tal, o aterro deveria ser sujeito à consolidação. Todavia, a duração deste género de metodologia não permite que seja realizada, tendo em vista o tipo de estruturas enterradas que se aborda e as suas exigências em termos de prazo de construção.

Recorde-se que as características do aterro técnico são tipicamente as mais vulgares para a aplicação em passagens inferiores nacionais.

Solo	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E [MPa]	ν	c_{ref} [kPa]	ϕ [°]
Aterro técnico	19	20	20	0,30	0	32
Estrato inferior	20	22	300	0,25	130	15

Tabela 5.3 Propriedades dos solos

A sobrecarga rodoviária é aplicada no modelo por uma carga 10 kN/m², tal como referido no § 4.3.2.

5.4. RESULTADOS

5.4.1. ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS ACTUANTES

Nas Tabelas 5.4 a 5.6 são apresentados os esforços e deslocamentos actuantes em relação aos casos anteriormente descritos.

Elementos	N_{min} [kN/m]	Q_{max} [kN/m]	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	u_x [mm]		u_y [mm]
					Mínimo	Máximo	Mínimo
Aduela de topo	-3070,710	441,913	-356,231	483,779	-1,556E-02	1,566E-02	-6,015E-02
Paredes de elevação	-3314,538	466,235	-617,332	0,000	-1,090E-02	1,106E-02	-3,729E-02

Tabela 5.4 Esforços e deslocamento para M511

Elementos	N_{min} [kN/m]	Q_{max} [kN/m]	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	u_x [mm]		u_y [mm]
					Mínimo	Máximo	Mínimo
Aduela de topo	-2266,645	328,983	-278,319	362,793	-1,082E-02	1,088E-02	-3,864E-02
Paredes de elevação	-2446,039	354,957	-493,804	0,000	-6,697E-03	6,698E-03	-2,242E-02

Tabela 5.5 Esforços e deslocamento para M512

Elementos	N_{min} [kN/m]	Q_{max} [kN/m]	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	u_x [mm]		u_y [mm]
					Mínimo	Máximo	Mínimo
Aduela de topo	-2171,761	312,874	-261,211	343,366	-1,021E-02	1,027E-02	-3,694E-02
Paredes de elevação	-2349,689	337,105	-461,669	0,000	-6,371E-03	6,370E-03	-2,165E-02

Tabela 5.6 Esforços e deslocamento para M513

Apresenta-se, de seguida, os diagramas de esforços e deslocamentos actuantes apenas para o CC em ELU (M511), de modo a que se percebam as suas distribuições.

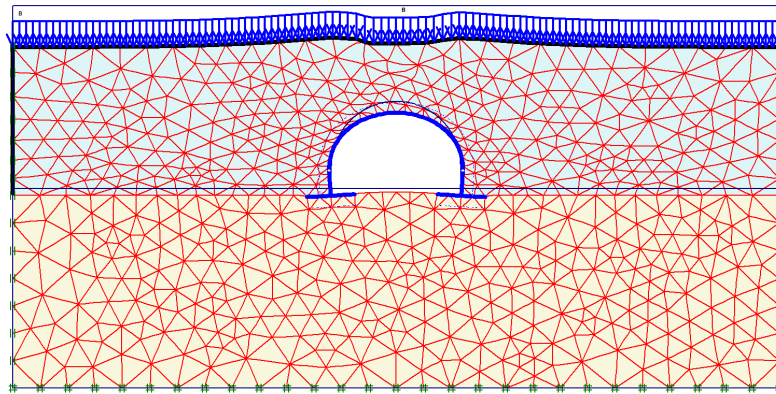


Figura 5.3 Deformação do modelo - M511

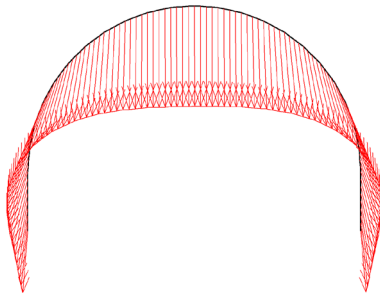


Figura 5.4 Diagrama do deslocamento total - M511

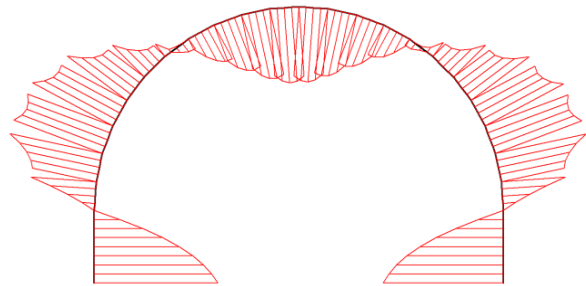


Figura 5.5 Diagrama do momento flector - M511

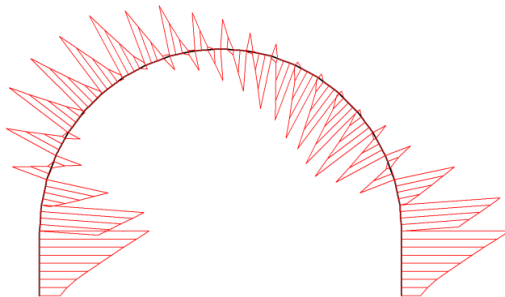


Figura 5.6 Diagrama do esforço transverso - M511

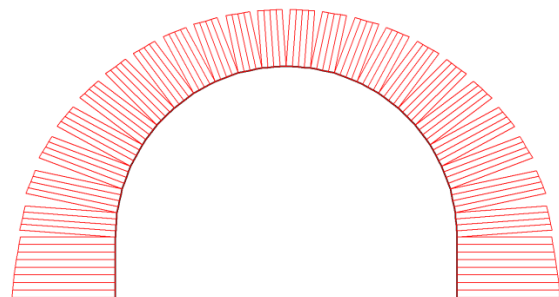


Figura 5.7 Diagrama do esforço axial - M511

5.3.2. ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS CRÍTICOS

Nas Tabelas 5.7 a 5.9, expostas imediatamente abaixo, são apresentados os esforços e deslocamentos críticos após a redistribuição provocada pela redução da resistência dos solos em relação aos casos enunciados.

Elementos	FS	N _{min} [kN/m]	Q _{max} [kN/m]	M _{max} [kNm/m]	M _{min} [kNm/m]	u _x [mm]		u _y [mm]
						Mínimo	Máximo	Mínimo
Aduela de topo	1,931	-3070,693	640,011	-402,292	2671,909	-5,399E-01	4,616E-01	-6,659E+00
Paredes de elevação		-3314,538	541,367	-685,389	0,000	-5,111E+00	5,866E+00	-6,984E+00

Tabela 5.7 Esforços e deslocamento para M511

Elementos	FS	N _{min} [kN/m]	Q _{max} [kN/m]	M _{max} [kNm/m]	M _{min} [kNm/m]	u _x [mm]		u _y [mm]
						Mínimo	Máximo	Mínimo
Aduela de topo	2,257	-2266,645	505,473	-294,278	2157,496	-3,669E-01	4,582E-01	-4,052E+00
Paredes de elevação		-2446,039	416,521	-515,350	0,000	-3,486E+00	3,686E+00	-4,052E+00

Tabela 5.8 Esforços e deslocamento para M512

Elementos	FS	N _{min} [kN/m]	Q _{max} [kN/m]	M _{max} [kNm/m]	M _{min} [kNm/m]	u _x [mm]		u _y [mm]
						Mínimo	Máximo	Mínimo
Aduela de topo	2,289	-2171,761	503,025	-276,327	2186,798	-3,036E-01	5,393E-01	-4,079E+00
Paredes de elevação		-2349,689	416,281	-524,009	0,000	-3,402E+00	3,855E+00	-4,079E+00

Tabela 5.9 Esforços e deslocamento para M513

Expõem-se, de seguida, os diagramas de esforços e deslocamentos críticos para o CC em ELU (M511), para que se consiga perceber as suas distribuições.

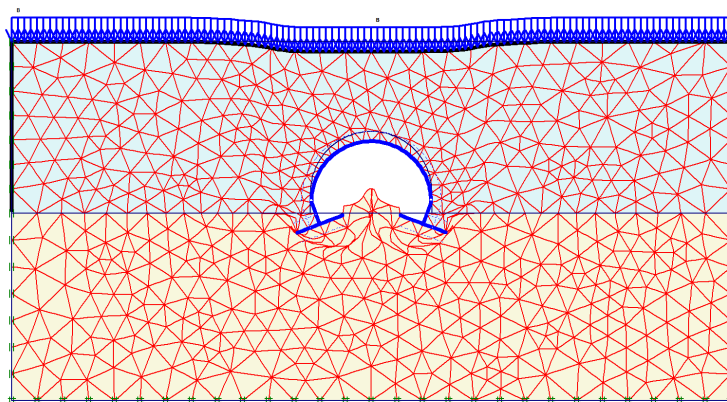


Figura 5.8 Deformação do modelo - M511

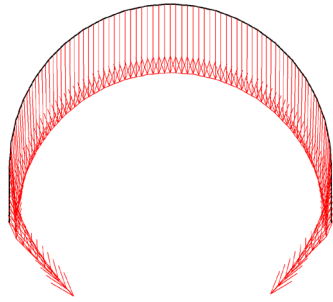


Figura 5.9 Diagrama do deslocamento total - M511

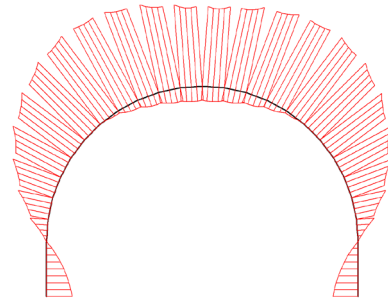


Figura 5.10 Diagrama do momento flector - M511

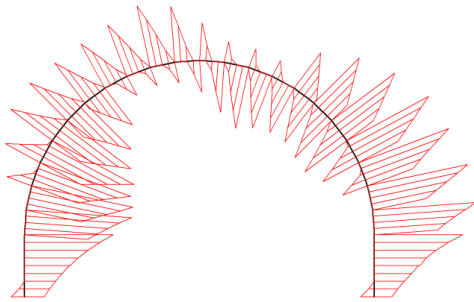


Figura 5.11 Diagrama do esforço transversal - M511

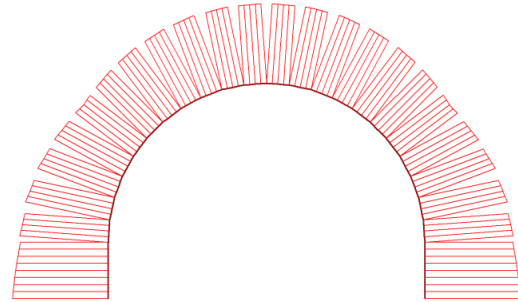


Figura 5.12 Diagrama do esforço axial - M511

5.5. OBSERVAÇÕES FINAIS

5.5.1. ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS ACTUANTES

Analisando as iterações realizadas sobre o modelo base, destaca-se, desde logo, que o MF (momento flector) e os deslocamentos são simétricos tanto à esquerda como à direita dos nós que definem a estrutura modelada. Todavia, os remanescentes esforços, EA (esforço axial) e sobretudo, ET (esforço transversal) exibem uma discrepância nos valores obtidos adjacentes, aos nós. O fenómeno é causado pela estrutura ser modelada simplesmente por um número de nós finitos (Figura 5.13), levando a que o comportamento estrutural real divirja proporcionalmente com a precisão na modelação realizada dos elementos estruturais (número de nós). Logo, a precisão nos esforços da estrutura, assim como a proximidade entre os valores obtidos à direita e à esquerda de cada nó, é tanto maior quanto maior for a quantidade de nós utilizada, de modo a que seja satisfatória para obter uma aproximação suficiente sobre o comportamento real do modelo.

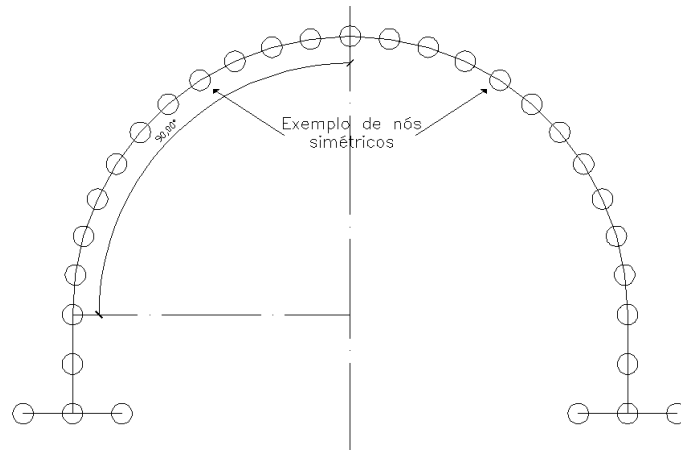


Figura 5.13 Modelação com número de nós finitos

Realça-se, ainda, que, apesar da estrutura ser simétrica (ver Figura 5.13), existe uma ligeira diferença entre os resultados obtidos para posições idênticas em ambos os lados da mesma. Estas ligeiras discrepâncias de esforços devem-se à falta de precisão do refinamento da malha de EF, embora o refinamento seja máximo (opcional quando modelação no *PLAXIS*) e os resultados apresentados já serem bastante rigorosos. Ou seja, só para refinamentos mais grosseiros dos EF na malha do modelo é que as diferenças dos esforços em nós simétricos aumentariam, assim como os próprios esforços na globalidade por toda a estrutura, logo, menos rigor nos resultados obtidos.

Portanto, as disparidades em questão são toleráveis devido à impossibilidade de se alcançar um modelo com precisão total. Porém, dever-se-á utilizar sempre o esforço mais desfavorável entre os resultados obtidos para nós simétricos (ver Figura 5.13).

Tendo em conta a tipologia destas estruturas, deve-se destacar a evolução da flexão e do esforço normal:

- Nos diagramas de EA (Figura 5.7), observa-se um incremento à medida que se vai descendo, desde o topo do arco à base da estrutura. Por isso, o valor máximo de EA encontra-se na base das paredes laterais (no nó de transição para as sapatas). Convém ter em atenção este aspecto, porque pode tornar-se condicionante aquando da verificação à segurança da estabilidade externa das sapatas.
- Relativamente aos diagramas MF (Figura 5.5), verifica-se que o M_{max} , assim como a flecha mais gravosa nas aduelas, se atinge no topo do arco, que representa a posição de meio vão na aduela. O M_{min} encontra-se nos nós que antecedem a localização dos seccionamentos transversais (rótulas). Ao transitar para as paredes, apenas M_{max} é condicionante, localizando-se nas extremidades da estrutura, ou seja, na base das paredes de elevação.

Ao tentar compreender o comportamento desta estrutura enterrada nas condições de modelação base, refere-se que, como uma estrutura tradicional, ela apresenta o M_{max} na zona central devido, principalmente, à solicitação rodoviária e ao aterro sobre - adjacente. Logo, como qualquer estrutura convencional, o M_{max} localiza-se na fibra inferior do elemento a meio vão. À medida que se vai afastando do topo da estrutura, o MF vai reduzindo até atingir, a meio do arco (nós antecedentes as rótulas), o M_{min} , tal como um elemento horizontal tradicional bi - encastrado nas extremidades. A partir do M_{min} , volta a haver uma inversão da flexão. Contudo que neste caso, representa, em grande parte, a influência da especificidade do tipo de estrutura (enterrada) no comportamento do sistema global (conjunto solo - estrutura), não se podendo realizar qualquer analogia às soluções convencionais para entender o comportamento.

Para compreender se o real motivo desta inversão de esforços se deve à existência de seccionamentos transversais na estrutura ou apenas à consequência do comportamento mecânico de uma estrutura em arco sujeita às solicitações de solo lateral - adjacente, opta-se por estabelecer a distribuição de esforços da solução completamente monolítica (ver Figura 5.14) para se poder comparar.

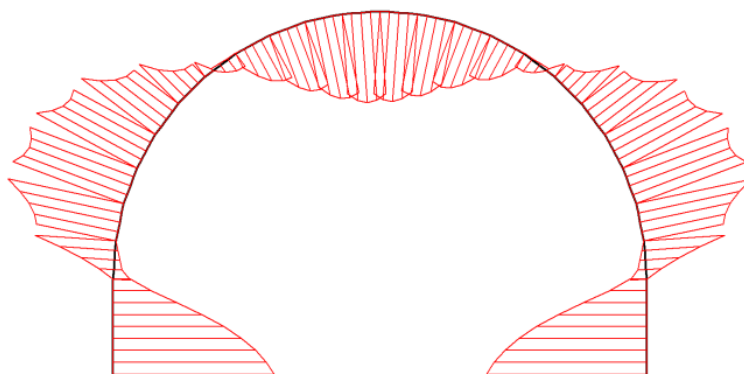


Figura 5.14 Diagrama do MF para o modelo monolítico - ELU

Deste modo, entende-se que, apesar da inexistência de rótulas mecânicas na estrutura, a distribuição é genericamente análoga. É, assim, possível descartar o seccionamento transversal como razão desta modificação brusca no comportamento da estrutura em relação à flexão. Verifica-se que, para além do carregamento vertical, o aterro lateral - adjacente representa um estado condicionante para a estrutura. Logo, a inversão da flexão até à base das paredes onde se atinge o M_{max} é, substancialmente, provocada pelas tensões induzidas lateralmente do solo adjacente.

Associado ao estado de flexão induzido na estrutura, destaca-se o estado constante de compressão, que vai aumentando à medida que se aproxima dos apoios da estrutura.

Para além dos resultados apresentados, foram, ainda, ensaiados diversos casos para o modelo base com as condições típicas nacionais em estudo. A propósito desses ensaios retiram-se determinadas conclusões, algumas já referidas e confirmadas no âmbito teórico deste trabalho, sobre aspectos retratados anteriormente e que se apresentam de seguida:

- **Construção** - Ao admitir-se que a estrutura é totalmente montada (aduela e paredes) numa mesma fase, confirma-se a existência de um acréscimo dos esforços relacionado com a metodologia construtiva. Ao considerar-se a colocação do aterro simultaneamente com o carregamento rodoviário, os esforços resultantes são subavaliados.
- **Comportamento estrutural** - Ao adoptar-se o coeficiente de *Poisson* nulo dos elementos estruturais, os esforços apenas diferem perpendicularmente à direcção de carregamento, devido à possibilidade de expansão na direcção longitudinal. No entanto, a diferença em todos os esforços relativamente aos originais é desprezável.
- **Contribuição de acções** - Ao ignorar-se a contribuição do peso próprio da estrutura no carregamento, verifica-se que as diferenças em relação aos esforços são praticamente desprezáveis, porque entende-se que a grandeza da solicitação do solo (carregamento geotécnico) sobrepõe-se como acção principal e com maior influência, logo, mais desfavorável. Nestas condições, o peso próprio dos elementos estruturais tem, praticamente, importância nula quando comparada com a acção principal. Em relação ao carregamento rodoviário o mesmo sucede, ou seja, este não é desprezável, mas percebe-se, comparando o M5I1 e M5I2, embora pertençam à combinações diferentes, que a importância desta acção é secundária se a analisarmos com a acção do solo, que representa a acção principal desfavorável no modelo de estudo.

5.5.2. ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS CRITICOS

Ao procurar atingir o colapso do modelo por instabilidade (redução da resistência dos solos), vai ocorrendo redistribuição dos esforços provocados pela perda total de rigidez dos solos, até se atingir os esforços críticos.

Esta interpretação tem interesse para o entender o comportamento global da passagem inferior. Compreende-se que o tamanho da solicitação, seja rodoviária ou geotécnica, é inversamente proporcional à resistência do modelo disponível ao se tender para o colapso. Logo, quanto maior for o carregamento menor será o factor de segurança, *FS*, alcançável.

Ao analisar os esforços críticos, destaca-se:

- O EA (Figura 5.12) é o único esforço que permanece praticamente constante em relação aos esforços actuantes, embora o ET crítico (Figura 5.11) seja

moderadamente diferente em relação ao actuante. No entanto, a importância deste, como já referido, é considerada secundária para o comportamento estrutural da obra de arte. A diferença entre os esforços actuantes e críticos é explicada mais à frente.

- Ao reduzir-se a resistência dos solos, a estrutura tende a rodar na direcção contrária à imposta pelo carregamento vertical distribuído pelo arco (rodoviário e aterro). O MF originado pela perda de resistência do solo é mais desfavorável que o MF relativo às solicitações do sistema. Logo, a fibra superior do arco a meio vão passa a ser sujeita a uma flexão invertida elevada (Figura 5.10). As paredes apenas sofrem uma redução da flexão nas fibras condicionadas já na fase actuante anterior à perda de resistência do solo. Verifica-se, também, que essa flexão é proporcional à distância entre a extremidade externa da sapata, relativamente à estrutura enterrada, e o NF da base da parede lateral, a . Isto é, quanto maior for o parâmetro, a , maior será a flexão na fibra superior à meio vão do arco. Este acréscimo de flexão é proporcional a um incremento nos deslocamentos, principalmente verticais.

5.6. CONCLUSÕES

Em relação às observações finais obtidas, é possível retirar as seguintes conclusões principais:

- A exacta modelação do caso de estudo é importante para garantir a correcta simulação do comportamento da obra de arte.
- A quantidade de nós que define a obra de arte modelada deve permitir obter uma aproximação ao comportamento real com rigor satisfatório, seja em termos de solos ou mesmo em relação aos elementos estruturais.
- A distribuição dos esforços, onde se destaca o MF e o EA, e deformação é função dos parâmetros de modelação da obra de arte. Os principais parâmetros são interpretados individualmente em cada um dos próximos capítulos. Portanto, a distribuição geral, cujo M_{max} aparece no topo da aduela e na base das paredes e cujo M_{min} existe a meia altura da aduela), depende das condições de modelação.
- Apesar do EA ser condicionante para a verificação da estabilidade exterior das sapatas, a sua quantificação pode ser favorável para se conseguir tirar proveito da interacção MF - EA. Deste modo, obter-se-á exigências de armaduras longitudinais inferiores àquelas obtidas com a flexão simples em que se despreza a influência do EA. Tendo em conta estas duas abordagens opostas, realizar-se-á, para os modelos posteriores, uma interpretação do problema relativamente à flexão simples e à flexão composta. O objectivo consiste em conseguir entender as vantagens de cada uma

delas, para se optar por critérios que permitam garantir o controlo da variação do EA com detalhes de modelação avaliados mais adiante (disposição das sapatas, localização do seccionamento, disposições geométricas, etc.)

Destaca-se, ainda, que o objecto de estudo pretendido é totalmente pré-fabricado, seccionado transversalmente e longitudinalmente, sendo constituído por uma aduela de topo e duas paredes laterais. Estas últimas incluem os elementos de fundação e são as componentes que devem verificar a segurança do ponto de vista geotécnico. Tratam-se dos elementos em que a consideração ou desprezo da influência do EA é bastante relevante. Todavia, ao se tratar de uma solução integralmente pré-fabricada, deve-se favorecer a capacidade autoportante durante a fase de montagem para reduzir, quanto possível, o escoramento necessário, conseguindo atingir um estado de equilíbrio estático. Esta capacidade é atingida, fundamentalmente, com a definição de determinadas características geométricas das paredes laterais, como se verá no § 11, que tem, por si, elevada influência no EA resultante. Portanto, sabendo que o EA é máximo nestes elementos e considerando a possibilidade de se tirar partido da interacção MF - EA, torna-se complexo definir correctamente os critérios a respeitar para se alcançar uma boa optimização, qualitativa e quantitativamente.

Após averiguar as potenciais áreas exploráveis do modelo base apresentado, consideram-se os seguintes critérios de optimização:

- Critério 1 - Igualar os momentos flectores máximos positivos, M_{max} , e negativos, M_{min} , no arco, de modo a permitir obter uma solução equilibrada em ambas as faces, obtendo-se uma quantidade de armadura constante nas mesmas. Desta forma, facilita-se o fabrico dos elementos pré-fabricados, uma vez que a disposição de armaduras é simétrica nas duas faces. O critério tem em consideração que, para elementos pré-fabricados, a armadura longitudinal é corrida até às extremidades correspondentes aos esforços condicionantes, logo, não são consideradas quaisquer dispensas de armaduras na fase de criação dos elementos pré-fabricados.
- Critério 2 - Obter um momento reduzido global, μ_{global} , mínimo se a análise for em relação a estrutura, ou mínimo por elemento se a análise for em relação aos elementos. Os momentos reduzidos são calculados a partir das seguintes expressões:

$$\mu_{global} = \frac{l_a \times \max(\mu_{Mmax}; \mu_{Mmin})_{aduela} + l_p \times \max(\mu_{Mmax}; \mu_{Mmin})_{paredes}}{l_{total}} \quad (5.1)$$

$$\begin{cases} \mu_{Mmax} = \frac{M_{max}}{b_c d^2 f_{cd}} \\ \mu_{Mmin} = \frac{M_{min}}{b_c d^2 f_{cd}} \end{cases} \quad (5.2)$$

Este parâmetro não tem em consideração a influência do EA, aplicando-se apenas a casos onde se interpreta a flexão simples. Trata-se unicamente de um parâmetro demonstrativo para auxiliar os restantes.

- Critério 3 - Facilitar o processo de construção, transporte e montagem. Para tal, deve-se pretender que, durante a fase de montagem, a capacidade autoportante atinja um estado de equilíbrio estático com a utilização mínima de escoramentos. Relativamente ao transporte e montagem, é capital que os comprimentos de vãos efectivos dos elementos, l_a , e, l_p , sejam racionais, de forma a não serem necessários transportes exclusivos ou montagem com equipamentos especiais. Tal opção aumentaria excessivamente o preço destas obras de arte, devido aos comprimentos dos vãos efectivos desmedidos de algum dos elementos da estrutura enterrada.
- Critério 4 - Garantir uma quantidade de aço por m^3 de betão (k_g aço/ m^3 betão) relativa, ξ_{sc} , ideal do ponto de vista económico. Este critério tem em atenção o peso unitário do aço escolhido. Deve-se garantir o mínimo possível de ξ_{sc} , embora não traduza a situação economicamente ideal. No entanto, é sinónimo de comportamento estrutural mais vantajoso, porque está associado a esforços mais reduzidos, logo, trata-se da situação mais difícil de obter. Por isso, a capacidade em se alcançar a redução máxima de ξ_{sc} garante o domínio na variação deste parâmetro. Isto significa que se atingiu um domínio considerável do comportamento estrutural do sistema. Assim, é facilmente possível definir os aspectos construtivos e estruturais para a elaboração (geometria, resistência, rigidez, etc.) de uma solução melhorada optimizada. Salienta-se que, para estruturas pré-fabricadas, o ξ_{sc} economicamente ideal é 70 kg aço/ m^3 betão. Para estruturas betonadas “*in situ*”, o ξ_{sc} economicamente ideal é menor (40 a 60 kg aço/ m^3 betão).

Note-se que os critérios 3 e 4 são os principais devido à supremacia na importância económica do sistema global que eles abrangem. A utilização dos critérios 1 e 2 funcionam apenas como guias de referência relativamente aos iniciais, por se tratar de critérios mais ligados ao comportamento estrutural. O critério 1 é, desde logo, garantido ao se considerar a flexão composta pela sua exigência de uma distribuição da armadura dividida simetricamente pelas duas faces.

Estes critérios de optimização são aqueles que se consideram mais predominantes para se conseguir o comportamento estrutural mais ideal e com o custo global mínimo. Portanto, para os posteriores modelos analisados dever-se-á tentar conciliar, o melhor possível, os diversos critérios de optimização quando aplicáveis e de acordo com o tipo de análise. Ou seja, segundo os parâmetros avaliados, a consideração do EA, conforme as condições de modelação, pode ser mais influenciar a importância de determinados critérios em relação aos restantes.

5.7. RESUMO

Sucintamente, apresentam-se na Tabela 5.10 as características principais do modelo base de estudo. Esta solução representa um caso de estudo corrente no parque estrutural nacional devido aos parâmetros de modelação utilizados.

θ_s [°]	l_a [m]	l_p [m]	a/b	e [m]	h [m]	L [m]	h_c [m]	h_{at} [m]	SC [kN/m ²]
90,00	21,21	4,80	1,00	2,00	1,50	5,00	0,40	0,20	10,00

Tabela 5.10 Resumo dos parâmetros de definição no modelo base

Estas estruturas enterradas caracterizam-se por apresentar, geralmente, os MF gravosos a meio vão e na base das paredes. O EA cresce à medida que se direcciona para a base da estrutura, enquanto o ET é considerado um efeito secundário devido ao seu condicionamento na estrutura.

Descrevem-se, de seguida, os aspectos relevantes relativamente ao modelo base de estudo, assim como os pontos a melhorar para atingir uma solução mais competitiva face ao sistema *Matière*:

- A constituição do sistema dificulta o faseamento construtivo;
- Tirar mais partido da forma em arco segundo a tipologia específica da estrutura (enterrada);
- Optar por uma solução integralmente pré-fabricado, evitando a betonagens “*in situ*” da componentes da fundação;
- Evitar a utilização de pré-esforço construtivo na constituição e montagem do sistema.

De acordo com estes aspectos, formularam-se critérios de optimização que tiveram em conta as interferências económicas, estruturas e construtivas na obtenção destas obras de arte final.

CAPÍTULO 6

6. ANÁLISE - VARIAÇÃO DAS FUNDAÇÕES

6.1. SUMÁRIO

No presente capítulo é realizada a análise do modelo base, onde se procede à variação de certos pormenores ligados aos elementos de fundação da estrutura, ou seja, as sapatas directas incluídas nas paredes laterais. Parte-se do modelo base utilizado no § 5, pelo que, todas as características, disposições e parâmetros, sejam mecânicos ou geométricos, começam por ser idênticos. Os resultados obtidos são apenas calculados para o ELU (combinação fundamental).

Destaca-se que a estrutura é seccionada longitudinalmente com $e = 2,0$ m. Trata-se de um aspecto geométrico relevante para verificar a estabilidade da estrutura em relação às tensões existentes na base da sapata, de acordo com as tensões máximas admissíveis do solo.

Nesta fase inicial, no que diz respeito ao processo de optimização em que a variável de estudo são os elementos de fundação, não se teve em consideração a interacção MF - EA, apesar de poder ser favorável. Prefere-se interpretar resultados mais gravosos sem a influência favorável do EA.

Realça-se que, para a análise de fundações, o modelo de estudo manteve o seccionamento transversal com $\theta_s = 90^\circ$ em relação ao eixo vertical central da estrutura.

São abordados quatro particularidades para a interpretação da análise realizada aos modelos, no que às fundações diz respeito:

- Variação das dimensões e da disposição das sapatas, de modo a encontrar a situação mais ideal, de acordo com o critério de optimização 1 e 2. O objectivo é perceber o efeito destas modificações sobre os esforços resultantes. Seguidamente, deve-se seleccionar a largura, L , mais indicada conforme as dimensões e o tipo da estrutura (circular e enterrada).
- Redução da espessura, h_c , das paredes de elevação para a espessura da aduela de topo, procurando, simultaneamente, a disposição das sapatas mais indicada de acordo com os critérios de optimização considerados aplicáveis. Ou seja, as paredes de elevação passam a ser constituídas por um componente de fundação e um

componente de parede lateral (com espessura semelhante às aduelas). A finalidade é obter continuidade relativamente à espessura do sistema global na zona de seccionamento transversal onde se encontra disposta a rótula entre a aduela e as paredes e reduzir o volume destas últimas, considerado exagerado. De acordo com esta modificação, os resultados obtidos devem ser interpretados e comparados com os esforços iniciais do modelo base, concluindo em relação a aspectos estruturais e estéticos para a viabilidade desta opção.

- Variação da altura das sapatas e verificação da situação mais indicada para a estrutura em causa (circular e enterrada) segundo critérios de optimização definidos adequáveis.
- Análise e discussão sumativa do comportamento estrutural do sistema, ao introduzir-se lintéis de fundação.

A Tabela 6.1 apresenta o comprimento efectivo dos elementos (duas paredes de elevação e uma aduela de topo) que constituem a estrutura para a descrição do modelo base proveniente do § 5.

l_a [m]	l_p [m]	l_{total} [m]
21,206	4,800	26,006

Tabela 6.1 Comprimento dos elementos

6.2. RESULTADOS

6.2.1. VARIAÇÃO DAS DIMENSÕES E DISPOSIÇÃO DAS SAPATAS

Para comparar o efeito da variação das dimensões das sapatas sobre o modelo base (Figura 5.2), considerou-se, apenas, a flexão simples no arco. Portanto, apresenta-se na Tabela 6.2 a variação da razão entre momentos flectores na aplicação do critério de optimização 1 e no cálculo do momento reduzido a nível do arco para o critério 2, tudo em função do posicionamento das sapatas em relação à estrutura. Lembra-se que os resultados não tiveram em conta a verificação do solo de fundação.

Modelo	L [m]	a [m]	b [m]	a/b	M _{max} [kNm/m]	M _{min} [kNm/m]	M _{max} /M _{min}	μ _{Mmax}	μ _{Mmin}
Base Figura 5.2	5,0	2,50	2,50	1,000	-318,000	445,000	-0,715	0,111	0,156
M613	5,0	0,50	4,50	0,111	479,901	-208,569	2,301	0,168	0,073
M6110		1,30	3,70	0,351	393,106	-392,349	1,002	0,138	0,137
M619		1,50	3,50	0,429	365,381	-412,834	0,885	0,128	0,144
M618		1,80	3,20	0,563	349,522	-440,466	0,794	0,122	0,154
M611		2,50	2,50	1,000	329,939	-484,494	0,681	0,115	0,170
M612		4,50	0,50	9,000	239,592	-623,487	0,384	0,084	0,218
M614	2,0	0,50	1,50	0,333	483,683	-170,081	2,844	0,169	0,060
M617		0,90	1,10	0,818	389,435	-372,602	1,045	0,136	0,130
M6111		0,92	1,08	0,852	383,191	-379,021	1,011	0,134	0,133
M616		1,00	1,00	1,000	360,383	-420,624	0,857	0,126	0,147
M615		1,50	0,50	3,000	227,633	-654,166	0,348	0,080	0,229
M112	1,0	0,50	0,50	1,000	406,651	-245,006	1,660	0,142	0,086
M6116		0,62	0,38	1,632	342,242	-363,324	0,942	0,120	0,127
M6114		0,65	0,35	1,857	344,825	-405,853	0,850	0,121	0,142
M6115		0,68	0,32	2,125	334,954	-445,578	0,752	0,117	0,156
M6113		0,75	0,25	3,000	291,265	-549,955	0,530	0,102	0,192

Tabela 6.2 Razão entre momentos flectores e momento reduzido a nível do arco

Em relação ao critério de optimização 1, a propósito da razão entre momentos flectores apresentados na Tabela 6.2, os resultados foram obtidos em diagrama na Figura 6.1, de modo a que seja possível interpretar a tendência para cada uma das larguras.

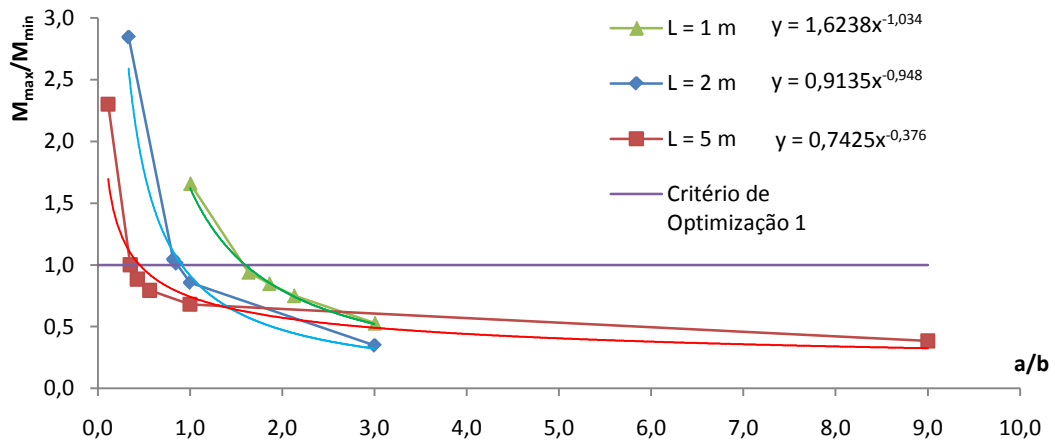


Figura 6.1 Variação da disposição das sapatas

De acordo com o critério de optimização 1, apresenta-se, na Tabela 6.3, os modelos em função da largura da sapata em que se obtém a disposição que permitiu verificar melhor o critério, logo, em que se conseguiu atingir a optimização.

Modelo	L [m]	a/b
M6I16	1,0	1,632
M6I11	2,0	0,852
M6I10	5,0	0,351

Tabela 6.3 Modelos com sapatas ideais

Na Figura 6.2, apresenta-se a curva que caracteriza a variação da disposição das sapatas ótimas consoante a largura das mesmas.

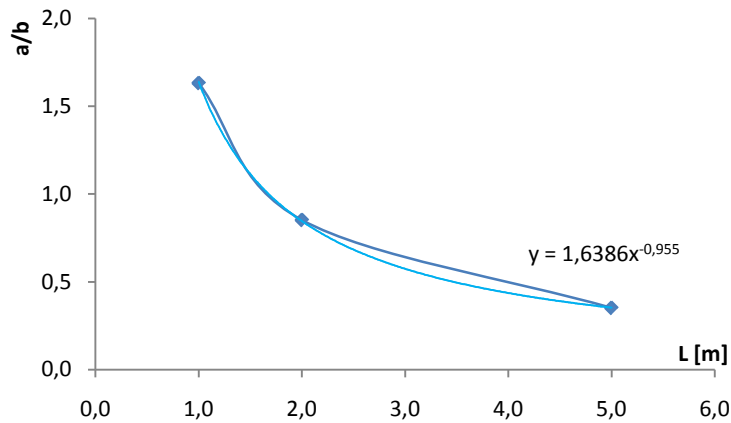


Figura 6.2 Variação da disposição das sapatas

6.2.2. REDUÇÃO DAS PAREDES LATERAIS

No caso da largura mais recomendada para as sapatas ($L = 2,0$ m), reduziu-se a espessura das paredes, de forma a atingirem a espessura do arco. Assim, passam a apresentar características geométricas e mecânicas semelhantes (Tabela 6.4).

Elemento	h_c [m]	b_c [m]	E_{cm} [GPa]	A_c [m ²]	I_c [m ⁴]	w [kN/m]	v
Aduelas de topo	0,4	1,0	34	0,4	5,333E-03	10	0,2
Paredes laterais	0,4	1,0	34	0,4	5,333E-03	10	0,2

Tabela 6.4 Propriedades dos elementos estruturais

Para interpretar os resultados acerca da redução da espessura das paredes teve-se em consideração a flexão simples nas aduelas e nas paredes. Portanto, o cálculo do momento reduzido é global para o critério de optimização 2, apesar de se continuar a procurar igualar os MF na aduela de topo segundo o critério 1. Os resultados estão dispostos na Tabela 6.5.

Modelo	Elementos	a [m]	b [m]	a/b	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}	μ_{global}
M6I18	Aduela de topo	0,50	1,50	0,333	482,961	-187,293	2,579	0,169	0,066	0,189
	Paredes laterais				103,727	-789,166	0,131	0,036	0,276	
M6I17	Aduela de topo	0,92	1,08	0,852	388,681	-377,796	1,029	0,136	0,132	0,123
	Paredes laterais				180,788	-7,974	22,672	0,063	0,003	
M6I21	Aduela de topo	0,94	1,06	0,887	382,024	-389,134	0,982	0,134	0,136	0,124
	Paredes laterais				199,994	-7,975	25,078	0,070	0,003	
M6I20	Aduela de topo	1,00	1,00	1,000	367,574	-414,507	0,887	0,129	0,145	0,135
	Paredes laterais				260,755	-7,974	32,701	0,091	0,003	
M6I19	Aduela de topo	1,50	0,50	3,000	252,187	-614,301	0,411	0,088	0,215	0,253
	Paredes laterais				1205,620	-7,975	151,175	0,422	0,003	

Tabela 6.5 Razão entre os MF extremos e μ_{global} a nível dos elementos para $L = 2$ m

A Figura 6.3, assim como a Tabela 6.5, representam a variação da razão entre MF até se atingir o ponto de equilíbrio em que estes são equivalentes. A Tabela 6.5, para além do critério de igualdade dos MF, também apresenta o critério relativamente ao μ_{global} associado a essa variação.

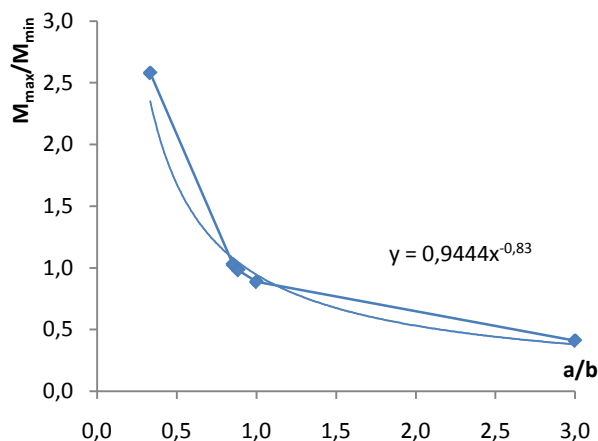


Figura 6.3 Variação da razão entre os momentos flectores

Na Tabela 6.6, estão representados os diagramas de flexão, deslocamento total e deformada para os seguintes modelos:

- Modelo com disposição das sapatas com maior excentricidade interior - M6I18;
- Modelo com disposição das sapatas onde se atinge equilíbrio dos MF no arco - M6I21;
- Modelo com disposição das sapatas com maior excentricidade exterior - M6I19;

Não se apresenta o diagrama do EA porque a distribuição destes é praticamente constante entre os três modelos. O ET é, também, desprezado por não ser condicionante neste género de estruturas enterradas.

Modelo	M6I18			M6I21			M6I19		
Sapatas	a [m]	b [m]	a/b	a [m]	b [m]	a/b	a [m]	b [m]	a/b
		0,50	1,50	0,333	0,94	1,06	0,887	1,50	0,50
Deformada									
u_{total} [mm]									
M_{Ed} [kNm/m]									

Tabela 6.6 Diagramas para modelos com disposição referencial das sapatas

6.2.3. VARIAÇÃO DA ALTURA DAS SAPATAS

Para o modelo apresentado na Tabela 6.5, que melhor verifica os critérios de otimização 1 para a aduela e 2 para a estrutura (M6I21), varia-se a altura das sapatas, h . Na Tabela 6.7 constam os parâmetros dos elementos estruturais.

h [m]	b_c [m]	E_{cm} [GPa]	A_c [m ²]	I_c [m ⁴]	w [kN/m]	v
1,5	1,0	34	1,5	2,813E-01	37,5	0,2
1,0	1,0	34	1,0	8,333E-02	25,0	0,2
0,5	1,0	34	0,5	1,042E-02	12,5	0,2

Tabela 6.7 Propriedades dos elementos de fundação

A disposição de sapatas, que permite satisfazer os respectivos critérios de otimização, está apresentada na Tabela 6.8.

Dimensões das sapatas		
a [m]	b [m]	a/b
0,94	1,06	0,887

Tabela 6.8 Comprimento dos elementos

Para interpretar os resultados acerca da variação da altura das sapatas, teve-se em consideração a flexão simples das aduelas e das paredes. Todavia, o cálculo do momento reduzido é em relação às paredes e à aduela separadamente para o critério de optimização 1. Os resultados estão dispostos na Tabela 6.9, que se segue:

Modelo	a/b	Elementos	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}
M6I21	1,5	Aduela de topo	382,024	-389,134	0,982	0,134	0,136
		Paredes laterais	199,994	-7,975	25,078	0,070	0,003
M6I22	1,0	Aduela de topo	381,279	-389,561	0,979	0,133	0,136
		Paredes laterais	200,606	-7,974	25,158	0,070	0,003
M6I23	0,5	Aduela de topo	381,493	-387,050	0,986	0,133	0,135
		Paredes laterais	205,380	-7,974	25,756	0,072	0,003

Tabela 6.9 Razão entre momentos flectores e momento reduzido global

6.2.4. INTRODUÇÃO DE LINTÉIS DE FUNDAÇÃO

Apresenta-se, na Tabela 6.10, as propriedades geométricas da viga de equilíbrio introduzida ao modelo de estudo. Para as condições de modelação, foram consideradas as sapatas dispostas simetricamente com $h = 1,0$ m, $L = 2,0$ m e espessura contínua pelos elementos da estrutura com $h_c = 0,4$ m.

Elemento	h_c [m]	b_c [m]	E_{cm} [GPa]	A_c [m ²]	I_c [m ⁴]	w [kN/m]	v
Lintel de fundação	0,5	1,0	34	0,5	1,042E-03	12,5	0,2

Tabela 6.10 Propriedades dos elementos estruturais

Na Tabela 6.11 expõem-se os esforços resultantes para o ELU na consideração do lintel de fundação, no modelo.

Elementos	N_{min} [kN/m]	Q_{max} [kN/m]	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	u_x [m]		u_y [m]
					Mínimo	Máximo	Mínimo
Aduela de topo	-3017,799	380,926	413,685	-350,514	-3,047E-02	3,018E-02	-8,273E-02
Paredes laterais	-3132,449	279,837	167,885	-66,437	-3,047E-02	3,018E-02	-4,876E-02
Lintel de fundação	365,810	745,643	0,000	-537,387	-1,711E-04	3,234E-05	-3,572E-02

Tabela 6.11 Esforços e deslocamento para ELU

Estes resultados são comparados ao caso análogo mas sem a presença da viga de equilíbrio na fundação, expostos na Tabela 6.12.

Elementos	N_{min} [kN/m]	Q_{max} [kN/m]	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	u_x [m]		u_y [m]
					Mínimo	Máximo	Mínimo
Aduela de topo	-2788,758	408,407	367,534	414,960	-2,055E-02	2,045E-02	-8,786E-02
Paredes laterais	-3072,544	364,632	262,112	-7,974	-1,917E-02	1,906E-02	-5,968E-02

Tabela 6.12 Esforços e deslocamento para M716_5 (sem lintel de fundação)

Os diagramas dos elementos de fundação (sapatas e viga de equilíbrio) são ilustrados na Tabela 6.13. Ao interpretar os resultados, convém recordar que a caracterização rígida é a pretendida para as sapatas, aplicando-se o método das escoras e tirantes para se realizar o dimensionamento, logo, com um comportamento diferente dos restantes elementos estruturais.

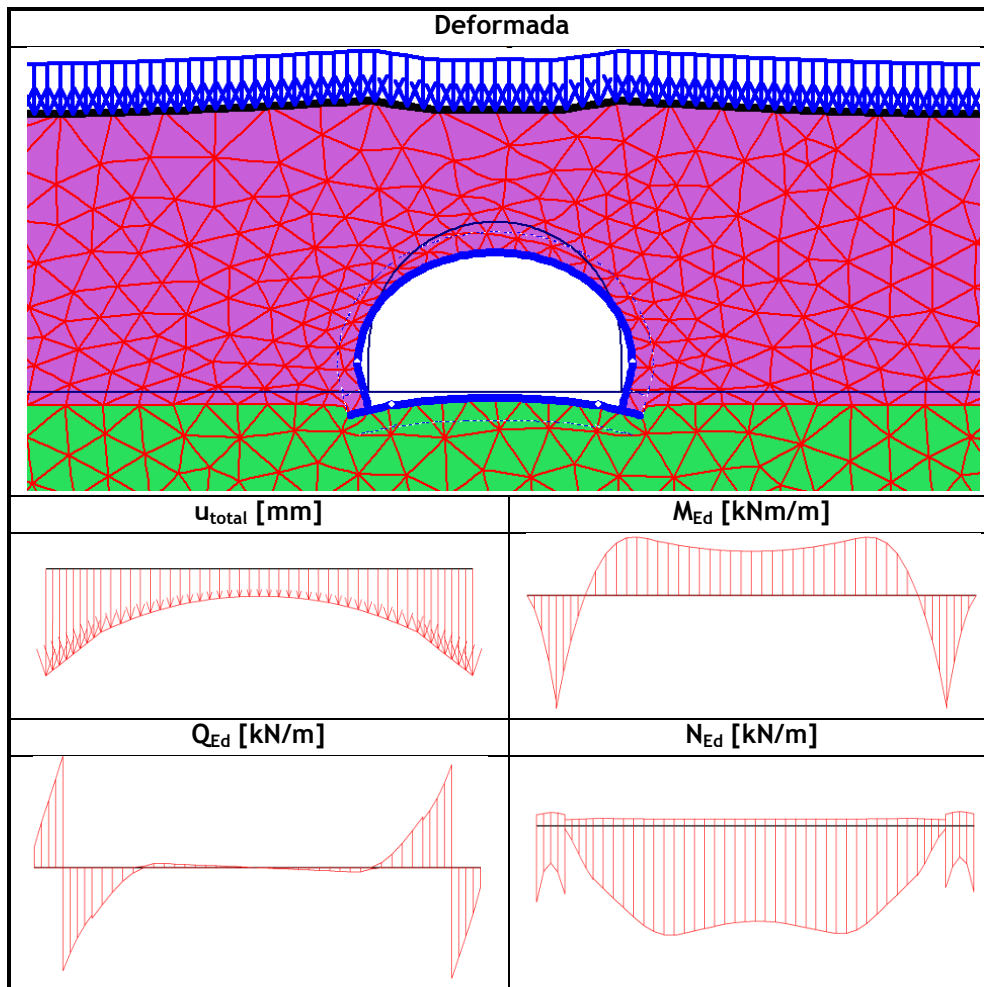


Tabela 6.13 Diagramas de esforços e deslocamentos para os elementos de fundação

6.3. OBSERVAÇÕES FINAIS

6.3.1. VARIAÇÃO DAS DIMENSÕES E DISPOSIÇÃO DAS SAPATAS

Ao comparar as larguras das fundações analisadas (Figura 6.1), verifica-se que a distribuição dos esforços, com a razão M_{max}/M_{min} , em função das suas disposições, com a razão a/b , é semelhante, embora a grandeza destes seja diferente, tendo em conta a largura, L .

Ao analisar detalhadamente os resultados para cada largura avaliada (Tabela 6.2 e Figura 6.1), verifica-se:

- $L = 5,0$ m - É sobreavaliada, de acordo com o caso de estudo e as suas condições de modelação, apesar da estrutura poder ser condicionada pelas tensões na base das sapatas. Neste caso, uma maior área efectiva obtida por uma maior área na base das sapatas permitiria verificar segurança em relação às tensões admissíveis do solo. O volume elevado de betão favorece a capacidade autoportante das paredes laterais na montagem, contribuindo para o critério 3. A disposição das sapatas ideais (M6I10) em relação ao critério 1 não apresenta uma distribuição simétrica que facilite o processo construtivo (Figura 6.2). Logo, prejudica o critério 3 neste âmbito. Desfavoravelmente, as fundações com esta dimensão facilmente são caracterizadas como flexíveis.
- $L = 1,0$ m - A dimensão é subavaliada ao ponto de suscitar o colapso pelo solo por instabilidade em determinadas disposições das sapatas extremas. No entanto, exige um menor volume de betão para o critério de optimização 3 e garante, facilmente, a caracterização rígida das fundações. Porém, o seu volume e área de betão reduzidos são desfavoráveis relativamente à estabilidade singular dos elementos e à segurança em relação às tensões actuantes na base das sapatas. Tal como para a dimensão $L = 5,0$ m, a disposição optimizada (M6I16) em relação ao critério 1 não apresenta uma disposição simétrica (Figura 6.2).
- $L = 2,0$ m - É a dimensão que permite obter uma solução optimizada (M6I11) com os MF extremos equilibrados, de acordo com o critério de optimização 1, com uma disposição das fundações aproximadamente simétrica em relação ao eixo das paredes, logo a razão, a/b , é praticamente unitária. É, também, a solução mais coerente para facilitar as medições construtivas, contribuindo indirectamente para o critério de optimização 3. No entanto, a solução estrutural ideal diverge ligeiramente do posicionamento centrado, em que as sapatas apresentam uma pequena excentricidade interior (deslocada ligeiramente para dentro) quando melhor cumprirem o critério de optimização 1 na aduela de topo (M6I11). Todavia, a diferença entre a razão, a/b , do modelo M6I11 e o valor unitário é tolerável.

Realça-se, ainda, que embora as restantes larguras avaliadas ($L = 1$ m e $L = 5$ m) possam, individualmente, ser mais vantajosas em relação a determinados aspectos abordados, também apresentam, simultaneamente, desvantagens próprias. Logo, a solução $L = 2,0$ m é, subjectivamente, mais ideal para as condições de modelação consideradas, porque melhor equilibra os aspectos a ter em conta. Trata-se, também, da única largura que concilia a posição de equilíbrio da disposição das sapatas. Ou seja, observando a Figura 6.2, percebe-se que o posicionamento das fundações, de modo a garantir o critério 1, é função da disposição das sapatas (razão a/b), sendo apenas garantido por $L = 2,0$ m.

6.3.2. REDUÇÃO DAS PAREDES LATERAIS

Ao reduzir a largura das paredes à espessura das aduelas, verifica-se, que:

- Os esforços resultantes aumentam tornando-se ligeiramente mais desfavoráveis. Consequentemente, aumenta o respectivo momento flector reduzido em cada elemento. Contudo, esta diferença é admissível tendo em conta que se tira partido de uma espessura contínua, h_c , ao longo da estrutura.
- A disposição equilibrada das sapatas (pequena excentricidade interior), em relação ao critério 1 para o arco, mantém-se e coincide com o modelo que melhor verifica o critério 2 para a estrutura (M6I21).

A Tabela 6.14 apresenta a análise do comportamento da estrutura à flexão para os modelos com espessura, h_c , constante em função da caracterização do posicionamento das fundações. Destaca-se que a variação dos esforços é directamente função da razão, a/b , apesar de poderem existir influências de outros parâmetros.

Modelo	a/b	Descrição da disposição da sapata	Esforços
M6I18	Baixo	Grande excentricidade interior (deslocada para dentro)	M_{min} na aduela e M_{max} nas paredes mínimos; M_{min} nas paredes e M_{max} na aduela máximos;
M6I17	Ligeiro	Pequena excentricidade interior (deslocada para dentro)	Iteração intermédia; M_{min} na aduela e M_{max} nas paredes aumentam; M_{min} nas paredes e M_{max} na aduela diminuem;
M6I21		Pequena excentricidade interior (deslocada para dentro)	M_{max} e M_{min} na aduela equilibrados; Diferença moderada dos MF nas paredes
M6I20	Médio	Centrada	M_{min} na aduela e M_{max} nas paredes aumentam e M_{min} nas paredes e M_{max} na aduela diminuem
M6I19	Elevado	Sapata com grande excentricidade exterior (deslocada para fora)	M_{min} na aduela e M_{max} nas paredes máximos M_{min} nas paredes e M_{max} na aduela mínimos

Tabela 6.14 Variação do MF em função da razão a/b

Ao analisar-se os diagramas da Tabela 6.6, em que o desenvolvimento da deformada, assim como a distribuição da flexão e do deslocamento, se encontram em função da razão, a/b , distingue-se:

- A dimensão, a , da sapata é directamente proporcional a um efeito denominado de “alavanca”. Isto é, quanto maior for a (a/b aumenta), maior é a sensibilidade da estrutura desenvolver “rotação para fora em relação ao centro” (Figura 6.4). A flexão diminui na fibra inferior da aduela e aumenta na face exterior das paredes. Quando a dimensão, a , das fundações da estrutura é maior, aumenta a quantidade de carga assente sobre o comprimento, a , das sapatas. Esta particularidade vai contrariar o estado de tensão aplicado à estrutura pelas solicitações rodoviárias e geotécnicas (aterro sobre e lateral adjacente).

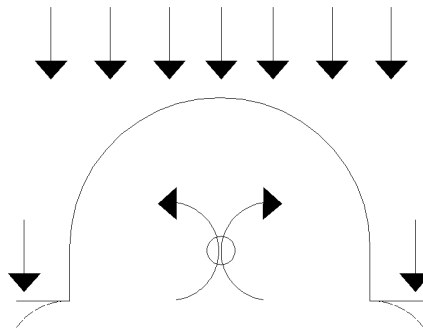


Figura 6.4 Modelo com excentricidade exterior máxima com as solicitações desfavoráveis

- Pelo contrário, quando a dimensão, b , é máxima (a/b reduzido), como se vê na Figura 6.5, a estrutura deixar de expor as capacidades vantajosas providenciadas pelos elementos de fundação, dando a sensação de a estrutura se “enterrar” no estrato, de acordo com os deslocamentos verticais resultantes do modelo. Por outras palavras, o próprio arco deverá realizar as funções relativas de estabilidade previstas aos elementos de fundação, logo, irá suportar, sobretudo, a solicitação do aterro sobre adjacente e rodoviária, enquanto as paredes são, sobretudo, submetidas aos aterros adjacentes.

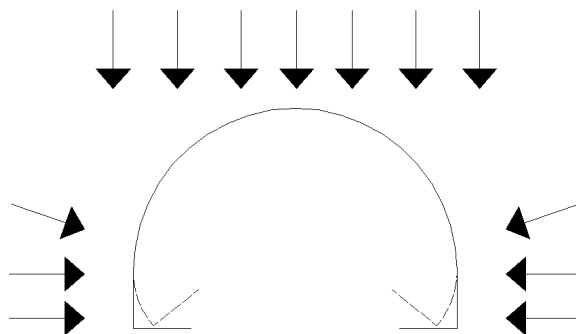


Figura 6.5 Modelo com excentricidade interior máxima com as solicitações desfavoráveis

Com a modificação da disposição das fundações:

- A distribuição do ET apenas diverge, moderadamente, entre as sapatas por estar indirectamente relacionado aos efeitos de flexão, embora não seja tão importante como a própria flexão na análise efectuada.
- A distribuição do EA é praticamente constante, apesar de ir aumentando ligeiramente à medida que se dispõe as sapatas para fora da estrutura na sua totalidade. Logo, ele é directamente proporcional ao deslocamento das sapatas para o exterior.

6.3.3. VARIAÇÃO DA ALTURA DAS SAPATAS

Em termos de comportamento estrutural, a variação na altura das sapatas, h , não implica, praticamente, qualquer modificação na flexão (Tabela 6.9). Assim, a razão M_{max}/M_{min} permanece constante, tal como os correspondentes MF nos elementos.

Contudo, como convém assegurar um comportamento rígido dos elementos de fundação, os modelos com $h = 0,5$ m deixam de ser soluções viáveis porque, facilmente, se enquadram em soluções com fundações flexíveis, apesar de exigirem menor volume de betão. Esta redução de volume bruto é, também, simultaneamente desvantajosa aquando da estabilidade individual das paredes isoladas com o auxílio mínimo de escoramentos. Segundo estas razões, no entanto, opostas, os modelos com $h = 1,5$ m facilmente se caracterizam por apresentar fundações rígidas e auxiliarem a capacidade autoportante. Em contrapartida, apresentam um volume de betão excessivamente elevado.

Por isso, tendo em conta o critério de optimização 3, a solução com $h = 1,0$ m torna-se a mais coerente, uma vez que se considera que é possível conciliar o volume de betão e a capacidade autoportante simultaneamente para os objectivos finais na participação funcional destes elementos em relação ao sistema global. Porém, mais adiante, será necessário realizar modificações que possibilite à solução com $h = 1,0$ m alcançar a um nível superior em relação às vantagens dos modelos com alturas, h , diferentes.

6.3.4. INTRODUÇÃO DE LINTÉIS DE FUNDAÇÃO

Destaca-se, ao observar a resposta do comportamento estrutural em relação à interligação das sapatas por um lintel de fundação, que este:

- Rigidifica a fundação no seu conjunto (Tabela 6.12), logo, é vantajoso relativamente aos efeitos de assentamentos diferenciais;

- Absorve grande parte dos momentos ou excentricidades do carregamento transmitidos à fundação, logo, favorece a base das paredes laterais onde ocorre uma redução dos MF extremos, existentes nessa posição. Em relação à aduela de topo, verifica-se uma redistribuição reduzida dos esforços, sendo esta praticamente desprezável. Ou seja, os lintéis funcionam como vigas de equilíbrio em que as tensões sob as sapatas ficam uniformemente distribuídas.

No entanto, exigem maior quantidade de material (aço e betão) e de trabalho, assim como aumentam a duração do processo construtivo devido a tarefas adicionais em obra, não favorecendo o critério de optimização 3. Não obstante, apenas se consegue tirar maior capacidade dos lintéis quando estes são betonados *in situ* (elementos de fundação), assim poderiam induzir à utilização global este tipo de betonagem. Este requisito vai contra os pressupostos vantajosos definidos para este estudo, sobre este género de obras de arte, no que diz respeito à aplicação da solução seccionada e integralmente pré-fabricada, logo sem betonagens no local de obra.

6.4. CONCLUSÕES

Tendo em conta as observações finais obtidas, é passível de retirar as seguintes conclusões principais:

- As representações gráficas das equações (Figura 6.1) que definem o equilíbrio dos MF extremos na aduela em função do parâmetro a/b apresentam uma regularidade lógica na interpretação individual, assim como na comparação entre as diversas larguras, L .
- A distribuição dos esforços na estrutura em função da razão, a/b , é genérica, admitindo os restantes parâmetros constantes, embora os esforços variem de acordo com a grandeza de a/b .
- A dimensão das sapatas que melhor satisfaz critérios de optimização é $L = 2,0$ m e $h = 1,0$ m.

As soluções com dimensões $L = 2$ m e $h = 1,0$ m verificam o critério de optimização 1 com uma disposição das sapatas simétricas. Por isso, verificam a razão M_{max}/M_{min} unitária com o parâmetro a/b próximo do unitário, como se observa na Figura 6.3. Não obstante, as dimensões também permitem assegurar a caracterização rígida das fundações com maior intervalo de segurança. No entanto, não verificam outros benefícios conforme larguras, L , diferentes em que:

- O aumento do equilíbrio estático dos elementos e da área efectiva para a aplicação das tensões actuantes do solo é proporcional ao incremento de L ;
- A quantidade de volume de betão por elemento reduz proporcionalmente com a redução de L .

Para atingir estas preposições, justifica-se a selecção de um seccionamento longitudinal com $e = 2,0$ m. Como estes aspectos são proporcionais ao volume de betão e à área efectiva na base das sapatas, consegue-se:

- Garantir mais facilmente a segurança em relação aos ELU geotécnicos, referidos no § 2.3.2.1, com maior área efectiva dos elementos de fundação, em que se destaca a capacidade de carga onde as tensões actuantes na base da estrutura devem garantir segurança em relação às tensões admissíveis.
- Contribuir para o comportamento autoportante e alcançar o equilíbrio estático dos elementos singulares. O acréscimo de massa na base com uma largura longitudinal ligeiramente superior permite variar o NF das paredes, de modo a se conseguir o equilíbrio com o menor escoramento possível.

Estas características são facilmente alcançáveis com o aumento da altura (por exemplo, $h = 1,5$ m) ou da largura (por exemplo, $L = 5,0$ m) da sapata. No entanto, estas vantagens estão, também, associadas a outras desvantagens gravosas não existentes nas dimensões propostas. Assim, admite-se que as vantagens exclusivas das dimensões seleccionadas ($L = 2,0$ m e $h = 1,0$ m) são prioritárias. Desta forma, arranja-se maneira de conciliar todas elas ao ser utilizado este seccionamento.

O uso de soluções com $e = 2,0$ m de espessura longitudinal permite tirar partido da capacidade máxima de transporte regular, garantindo a sua viabilidade sem condições excepcionais, tal como as soluções *Matière* (ver § 4.7).

Relativamente à introdução do lintel de fundação, as melhorias e vantagens acrescentadas em relação ao sistema original não justificam o aumento de material (aço e betão) e de trabalhos necessários para a sua execução, bem como as exigências adicionais na aplicação destes elementos (por exemplo, hipótese de betonagens *in situ*). Por essa razão, não são considerados nas análises posteriores.

6.5. RESUMO

Sucintamente, a Figura 6.6 apresenta as principais singularidades abordadas.

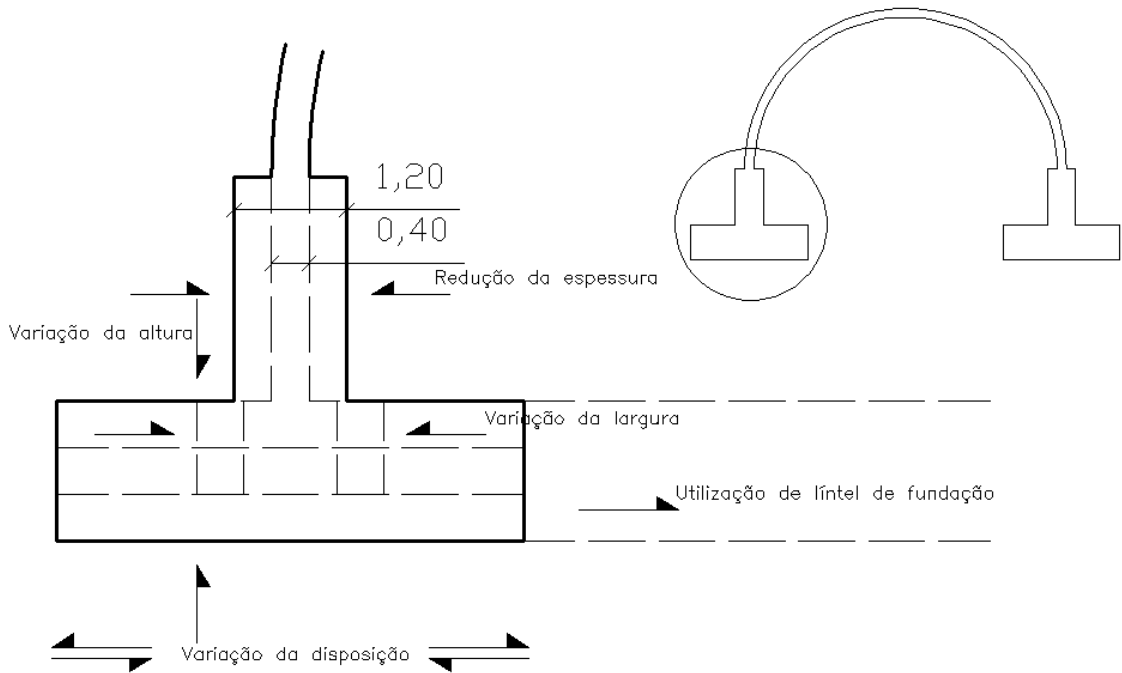


Figura 6.6 Particularidades realizadas nas fundações

Todas estas alterações vão actuar directamente nos seguintes aspectos:

- Distribuição dos esforços
- Tensões actuantes na base das sapatas;
- Capacidades autoportantes das paredes laterais;
- Faseamento construtivo;
- Volume de betão na fabricação das peças;
- Caracterização das sapatas (flexíveis/rígidas).

Destaca-se a variação da disposição das sapatas como a singularidade que mais influencia a variação dos esforços. Uma vez que se trata de um parâmetro útil para realizar ajustes na distribuição dos esforços, apresenta-se na Tabela 6.15 a evolução dos MF em função da razão, a/b .

Aumento de a/b	Aduela de topo	Paredes laterais
M_{max}	Diminuição moderada	Aumento elevado
M_{min}	Aumento moderado	Diminuição moderada

Tabela 6.15 Evolução dos esforços em função da disposição das sapatas

CAPÍTULO 7

7. ANÁLISE - VARIAÇÃO DA LOCALIZAÇÃO DOS SECCIONAMENTOS TRANSVERSAIS

7.1. SUMÁRIO

Como referido anteriormente, a estrutura é seccionada transversalmente para facilitar os processos de transporte e montagem, sem exigências de equipamentos especiais. Portanto, procura-se a localização do seccionamento transversal que permita à solução melhorar através de vantagens económicas e estruturais para a obra de arte. Faz-se, então, variar, simetricamente, a localização dos seccionamentos em relação ao eixo vertical, definidos por rótulas plásticas ao longo da estrutura.

Parte-se do modelo base onde se aplica as modificações geométricas favoráveis analisadas nos § 5 e § 6, ou seja:

- Espessura contínua ao longo da estrutura com $h_c = 0,4$ m para a aduela de topo e as paredes laterais;
- Dimensões das sapatas compostas por $h = 1,0$ m e $L = 2,0$ m;
- Seccionamento longitudinal com $e = 2,0$ m para as componentes da estrutura;
- A disposição das sapatas é função do critério de optimização 4 para análise aos seccionamentos transversais, onde se procura alcançar o peso mínimo de aço por m^3 de betão relativo, ξ_{sc} .

Este modelo dispõe dos seccionamentos a 90° , segundo o eixo vertical central da estrutura enterrada. Neste capítulo propõe-se estudar o comportamento da estrutura em função da localização destas rótulas e, caso se consiga, determinar qual o ângulo mais favorável para a definição do sistema global.

Enquanto as restantes propriedades geométricas e mecânicas permanecem constantes, apenas se considera os esforços para o ELU.

A disposição das rótulas plásticas em relação ao ângulo com o eixo vertical, que representam os seccionamentos transversais durante a modelação, estão expostas na Tabela 7.1 e ilustradas na Figura 7.1.

θ_s	0,00	32,73	49,09	65,49	73,66	81,82	90,00
------------	------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Tabela 7.1 Ângulos entre a posição dos seccionamentos e o eixo vertical

Os ângulos não são constituídos por valores redundantes, porque na modelação tira-se partido dos nós que constituem a estrutura para definir o posicionamento das rótulas. Na lista de ângulos avaliados, destaca-se os referentes à posição do M_{max} no arco ($0,00^\circ$), ao ângulo de atrito do aterro equivalente que a estrutura integra ($32,73^\circ$) e à posição do M_{min} no arco ($73,66^\circ$).

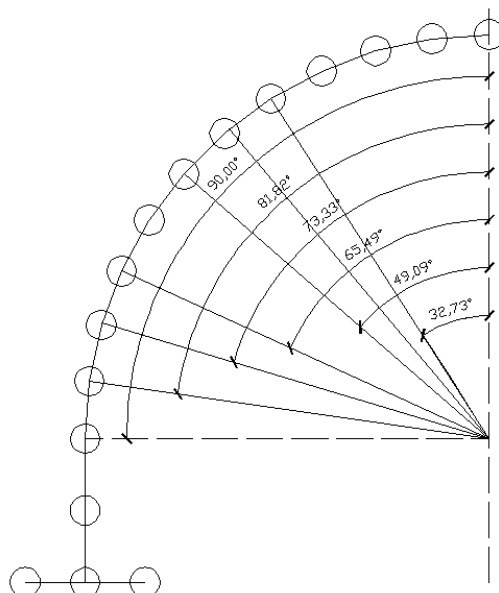


Figura 7.1 Seccionamentos transversais como objectos de estudo

Os resultados obtidos distinguem-se dos que consideram a influência do EA e dos que a desprezam (ver § 5.6), uma vez que se pretende provar se a contribuição deste esforço é ou não favorável para a obtenção de um potencial modelo mais vantajoso, tanto económica como estruturalmente.

Independentemente de se considerar ou desprezar a influência do esforço normal, deve-se garantir uma armadura mínima longitudinal em cada uma das faces de cada elemento. Para os casos de flexão simples, o cálculo da armadura é obtido pela equação (7.1), de acordo com o § 9.2.1.1 (1) do EC2 (2004):

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad (7.1)$$

Para casos de flexão composta, o cálculo da armadura é obtido pela equação (7.2), de acordo com os § 9.5.2 (2) e § 9.6.2 (1) do EC2:

$$A_{s,min} = \min \left\{ \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 A_c \right\} \quad (7.2)$$

Na Tabela 7.2, apresenta-se a armadura requerida e provida em função da influência do esforço normal.

$A_{s,min}$ [cm^2/m]	Flexão simples	Flexão composta
Requerida	7,280	8,000
Provida	$\phi 12 // 0,15$	$2\phi 12 // 0,20$
	7,540	11,310

Tabela 7.2 Armaduras longitudinais mínimas em função do tipo de flexão

A armadura mínima foi a única disposição tida em conta na interpretação dos resultados obtidos, porque representa uma das poucas (e mais importantes) que raramente influenciam o significado dos resultados conseguidos no dimensionamento, embora o objectivo, nesta fase, seja interpretar e não dimensionar de forma efectiva. Todavia, admite-se que há casos, em percentagem mínima, em que a consideração destas cláusulas prejudica a qualidade dos resultados, porque a diferença entre a armadura requerida e provida para um determinado caso não é constante ao longo dos restantes casos. Por essa razão, em certas ocasiões esta diferença pode ser o principal motivo para a perda de significados do resultado para o modelo em questão, em relação ao resto do conjunto de modelos.

Ao desprezar-se a influência do esforço normal, dimensiona-se a armadura longitudinal à flexão simples segundo o CEB - FIP Manual (1982). O cálculo dos momentos flectores reduzidos condicionantes é obtido pelas fórmulas simplificativas (7.3) para secções rectangulares simplesmente armadas:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{Mmax} = \frac{M_{max}}{b_c d f_{cd}} \\ \mu_{Mmin} = \frac{M_{min}}{b_c d f_{cd}} \end{array} \right. \quad (7.3)$$

~

A respectiva taxa de armadura é obtida através das equações (7.4).

$$\begin{cases} \omega_{Mmax} = \mu_{Mmax}(1 + \mu_{Mmax}) \\ \omega_{Mmin} = \mu_{Mmin}(1 + \mu_{Mmin}) \end{cases} \quad (7.4)$$

A correspondente armadura longitudinal provém das expressões (7.5).

$$\begin{cases} A_{s,Mmax} = \omega_{Mmax} b_c d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \\ A_{s,Mmin} = \omega_{Mmin} b_c d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \end{cases} \quad (7.5)$$

A quantidade de aço, medida em kgf, pode ser calculada pela equação (7.6).

$$\text{Peso} = l_i \frac{100}{s} P_v \quad (7.6)$$

Apresenta-se, na Tabela 7.3, o peso unitário admitido para a obtenção dos resultados em função do diâmetro do varão.

ϕ_l [mm]	6	8	10	12	16	20	25	32	40
P_v [kgf/m]	0,222	0,395	0,617	0,888	1,580	2,470	3,850	6,310	9,860

Tabela 7.3 Peso da armadura

Ao considerar-se a influência do esforço normal, dimensiona-se a armadura longitudinal à flexão composta segundo o CEB - FIP Manual (1982). Os esforços reduzidos condicionantes são calculados pelas fórmulas simplificadas (7.7) e (7.8) para secções rectangulares simetricamente armadas:

$$\begin{cases} \mu_{Mmax} = \frac{M_{1,max}}{b_c h_c^2 f_{cd}} \\ \mu_{Mmin} = \frac{M_{2,min}}{b_c h_c^2 f_{cd}} \end{cases} \quad (7.7)$$

$$\begin{cases} v_{Mmax} = \frac{N_{1,min}}{b_c h_c f_{cd}} \\ v_{Mmin} = \frac{N_{2,min}}{b_c h_c f_{cd}} \end{cases} \quad (7.8)$$

Onde:

$$\lambda = 0,5 - \frac{a_1}{h} \quad (7.9)$$

$$\begin{cases} v_{c,Mmax} = v_{Mmax} - 0,85 \\ v_{c,Mmin} = v_{Mmin} - 0,85 \end{cases} \quad (7.10)$$

$v_{Mmax}; v_{Mmin}$	$\leq 0,40$	0,50	0,60	0,70	$\geq 0,85$
$\beta_{Mmax}; \beta_{Mmin}$	1,0	0,93	0,88	0,88	0,93

Tabela 7.4 Factor, β , pelo método simplificativo

Para casos de esforço normal de compressão (objecto de estudo neste género de estruturas enterradas), a taxa de armadura é obtida de acordo com as equações (7.11).

$$\begin{cases} v \leq 0,5: \omega = \frac{\mu + 0,55v v_c}{\lambda B} \\ v > 0,5: \omega = \frac{\mu}{\lambda B} + v_c \end{cases} \quad (7.11)$$

O cálculo da respectiva armadura longitudinal requerida total é obtida pela mesma equação que a flexão simples, (7.5). Porém, na definição da armadura provida deve-se efectuar a divisão e distribuição simétrica desta pelas duas faces da estrutura, conforme a expressão (7.12).

$$A_{s,total} = 2A_{s,ef} \quad (7.12)$$

Os resultados obtidos com as fórmulas simplificativas para o cálculo das armaduras sugeriram soluções com taxa de erro reduzida, uma vez que se comparou globalmente com os resultados análogos provenientes dos ábacos e tabelas de dimensionamento para a flexão simples, com secções rectangulares simplesmente armadas e para a flexão composta com secções rectangulares simetricamente armadas, de acordo com CEB - FIP Manual (1982).

7.2. RESULTADOS

7.2.1. SEM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

Todos os cálculos e resultados da análise executada que permitiram obter valores resumidos, os quais são apresentados seguidamente, encontram-se no ANEXO A. Por isso, é conveniente que sejam consultados, de forma a complementar a informação sucinta descrita seguidamente.

A título exemplificativo, ilustra-se a distribuição dos MF em função da disposição das sapatas, a/b , para o seccionamento localizado a $73,66^\circ$ do eixo vertical na Figura 7.2.

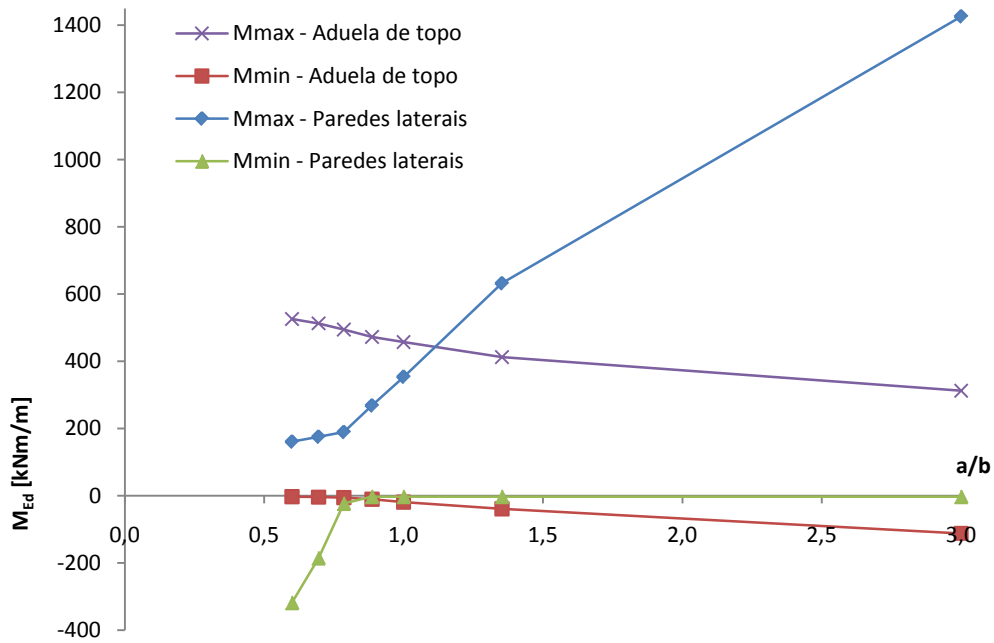


Figura 7.2 MF em função da disposição das sapatas, a/b

Representa-se, no diagrama da Figura 7.3, a variação genérica dos MF em função da localização dos seccionamentos simétricos analisados para cada elemento, para uma constante disposição das sapatas, a/b .

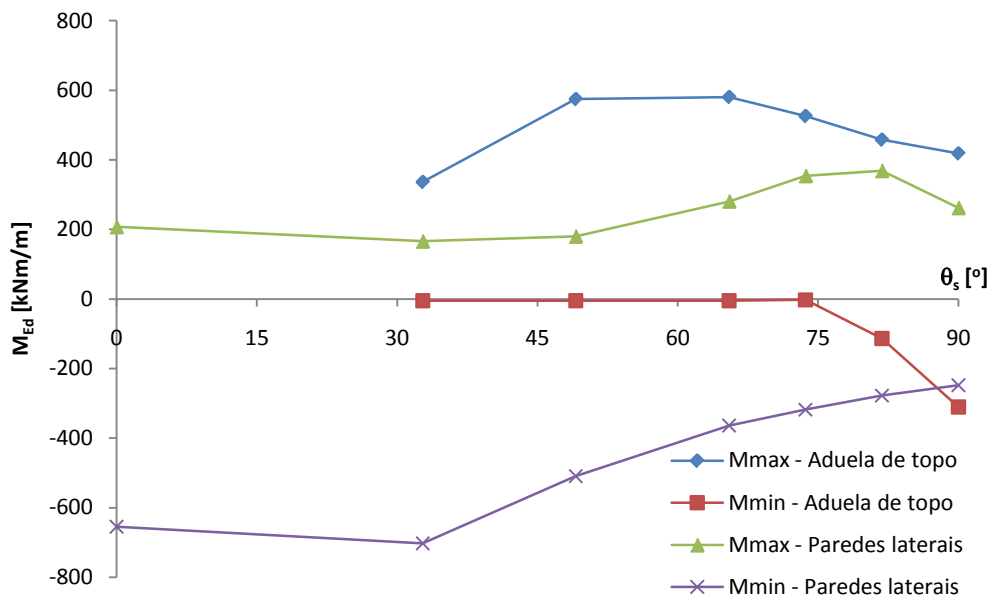


Figura 7.3 MF em função de localização do ângulo das rótulas, θ_s

Apresenta-se, de seguida, em função da localização dos seccionamentos, os modelos que permitiram atingir o ξ_{sc} mais reduzido segundo o critério de optimização 4. Na Tabela 7.5 expõe-se a disposição ideal das sapatas, para garantir o valor mínimo de peso relativo de aço. Estão, também, descritos os comprimentos dos elementos da estrutura (aduela de topo e paredes laterais), l_a , e, l_p , para os correspondentes seccionamentos transversais, efectuados simetricamente de acordo com as suas posições (ângulo com o eixo vertical).

Modelo	θ_s [°]	Nó	x [m]	y [m]	l_a [m]	l_p [m]	l_{total} [m]	a [m]	b [m]	a/b
M714_1	0,00	12	0	0	-	26,01	26,01	0,94	1,06	0,887
M712_1	32,73	8	-3,65	-1,07	7,71	18,30	26,01	0,94	1,06	0,887
		16	3,65	-1,07						
M713_1	49,09	6	-5,1	-2,33	11,57	14,44	26,01	0,94	1,06	0,887
		18	5,1	-2,33						
M718_2	65,49	4	-6,14	-3,95	15,43	10,58	26,01	0,94	1,06	0,887
		20	6,14	-3,95						
M715_7	73,66	3	-6,48	-4,85	17,36	8,65	26,01	0,88	1,12	0,786
		21	6,48	-4,85						
M717_6	81,82	2	-6,68	-5,79	19,28	6,73	26,01	0,80	1,20	0,667
		22	6,68	-5,79						
M716_6	90,00	1	-6,75	-6,75	21,21	4,80	26,01	0,80	1,20	0,667
		24	6,75	-6,75						

Tabela 7.5 Parâmetros geométricos dos modelos de rótulas

Para cada modelo representante dos seccionamentos avaliados, apresenta-se, na Tabela 7.6, os esforços condicionantes associados a cada elemento, assim como os momentos flectores reduzidos correspondentes que proporcionam o cálculo das respectivas taxas de armaduras.

Modelo	Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}	μ_{global}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
M714_1	Paredes laterais	116,974	-594,909	0,197	0,041	0,208	0,208	0,043	0,251
M712_1	Aduela de topo	319,268	-4,912	64,998	0,112	0,002	0,191	0,124	0,002
	Paredes laterais	34,884	-640,809	0,054	0,012	0,224		0,012	0,274
M713_1	Aduela de topo	537,549	-5,064	106,151	0,188	0,002	0,171	0,223	0,002
	Paredes laterais	55,658	-447,380	0,124	0,019	0,157		0,020	0,181
M718_2	Aduela de topo	533,283	-7,881	67,667	0,187	0,003	0,138	0,221	0,003
	Paredes laterais	190,162	-99,842	1,905	0,067	0,035		0,071	0,036
M715_7	Aduela de topo	494,531	-5,325	92,870	0,173	0,002	0,138	0,203	0,002
	Paredes laterais	189,596	-22,887	8,284	0,066	0,008		0,071	0,008
M717_6	Aduela de topo	450,014	-129,727	3,469	0,157	0,045	0,133	0,182	0,047
	Paredes laterais	179,089	-158,908	1,127	0,063	0,056		0,067	0,059
M716_6	Aduela de topo	412,881	-332,562	1,242	0,144	0,116	0,127	0,165	0,130
	Paredes laterais	129,605	-142,229	0,911	0,045	0,050		0,047	0,052

Tabela 7.6 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Na Tabela 7.7, apresenta-se o cálculo das armaduras longitudinais requeridas pelos elementos, de acordo com os esforços condicionantes, assim como as correspondentes armaduras efectivas adoptadas para satisfazer as exigências.

Modelo	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]		$A_{s,ef,Mmax}$ [cm ² /m]				$A_{s,ef,Mmin}$ [cm ² /m]		
	$A_{s,Mmax}$	$A_{s,Mmin}$	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total	
M714_1	10,002	59,038	12,000	10,0	11,310	20	5,0	62,832	
M712_1	29,155	0,404	20	16	17,5	$A_{s,min}$	12	15,0	7,540
	2,900	64,439	$A_{s,min}$	12	15,0		20	25	12,5
M713_1	52,460	0,417	20	16	10,0	$A_{s,min}$	12	15,0	7,540
	4,661	42,501	$A_{s,min}$	12	15,0		20	12	10,0
M718_2	51,978	0,649	20	16	10,0	$A_{s,min}$	12	15,0	7,540
	16,660	8,488	12	16	17,5		12	12,5	9,048
M715_7	47,650	0,438	20	16	10,0	$A_{s,min}$	12	15,0	7,540
	16,607	1,895	16	12,5	16,085		12	15,0	7,540
M717_6	42,785	11,140	20	16	12,5	16	17,5	11,489	
	15,633	13,779	16	12,5	16,085	16	12,5	16,085	
M716_6	38,814	30,496	16	5,0	40,212	20	10,0	31,416	
	11,129	12,264	12	10,0	11,310	16	15,0	13,404	

Tabela 7.7 Armaduras longitudinais requeridas e providas

De acordo com as soluções propostas adoptadas para cada elemento, obtém-se, na Tabela 7.8, os pesos resultantes de aço e a respectiva quantidade em um m³ de betão, ξ_{sc} .

Modelo	Peso [kg]				ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
	Fibra inferior	Fibra superior	Total		
M714_1	230,932	1284,687	1515,618	1515,618	145,700
M712_1	178,445	45,647	224,092	1257,394	120,877
	108,306	924,995	1033,302		
M713_1	468,407	68,468	536,875	1107,263	106,444
	85,486	484,902	570,388		
M718_2	624,907	91,344	716,251	940,535	90,416
	149,152	75,132	224,284		
M715_7	702,894	102,744	805,638	966,189	92,882
	109,341	51,210	160,551		
M717_6	624,633	174,060	798,693	968,752	93,128
	85,029	85,029	170,059		
M716_6	670,103	523,783	1193,887	1287,071	123,729
	42,624	50,560	93,184		

Tabela 7.8 Pesos resultantes

Os modelos associados aos seccionamentos singulares são representativos de um conjunto de soluções, que divergem segundo a disposição das sapatas, onde sobressaíram os casos apresentados por garantirem o ξ_{sc} mínimo do respectivo conjunto. Na Tabela 7.9 estão apresentados de forma sumária os valores do peso do aço por m³ de betão relativo, ξ_{sc} , relacionado com o critério de optimização 4 para os modelos com as principais disposições de fundações do conjunto, ligados a cada seccionamento estimado. Os restantes modelos e todos os seus cálculos auxiliares encontram-se disponíveis no ANEXO A.

a [m]	b [m]	a/b	θ_s [°]						
			0,00	32,73	49,09	65,49	73,66	81,82	90,00
0,75	1,25	0,600	153,510	144,262	125,945	120,216	107,834	96,486	128,241
0,94	1,06	0,887	145,700	120,877	106,444	90,416	99,210	99,443	128,024
1,00	1,00	1,000	163,000	130,656	113,024	96,292	104,824	103,280	131,536
1,15	0,85	1,353	224,750	178,116	146,173	125,099	108,602	116,347	158,441
1,50	0,50	3,000	416,750	312,208	244,311	183,156	165,894	170,260	191,600

Tabela 7.9 ξ_{sc} em função da razão, a/b , e do ângulo das rótulas, θ_s

Tendo em conta o critério 2, o momento reduzido global, μ_{global} , é exposto na Tabela 7.10 em função da disposição das sapatas, assim como da localização das rótulas representativas do seccionamento. Os resultados incluem todo o conjunto de modelos ligados a cada seccionamento

a/b	θ_s [°]						
	0,00	32,73	49,09	65,49	73,66	81,82	90,00
0,600	0,229	0,208	0,188	0,172	0,160	0,144	0,135
0,636	-	-	-	-	-	-	0,132
0,667	-	-	-	0,154	-	0,133	0,127
0,695	-	-	-	-	0,141	-	-
0,780	-	-	-	0,136	-	-	-
0,786	-	-	-	-	0,138	-	-
0,887	0,208	0,191	0,171	0,138	0,142	0,133	0,124
1,000	0,200	0,183	0,164	0,148	0,148	0,136	0,135
1,247	-	-	0,165	-	-	-	-
1,326	0,199	-	-	-	-	-	-
1,353	0,197	0,170	0,181	0,183	0,170	0,150	0,173
1,740	-	0,232	-	-	-	-	-
2,241	-	-	-	-	-	0,183	-
3,000	0,480	0,346	0,325	0,277	0,239	0,211	0,252

Tabela 7.10 μ_{global} em função da razão, a/b , e do ângulo das rótulas, θ_s

Representa-se na Figura 7.4 as distribuições do momento reduzido global, expostas na Tabela 7.10, de acordo com a disposição das sapatas e a posição dos seccionamentos simétricos.

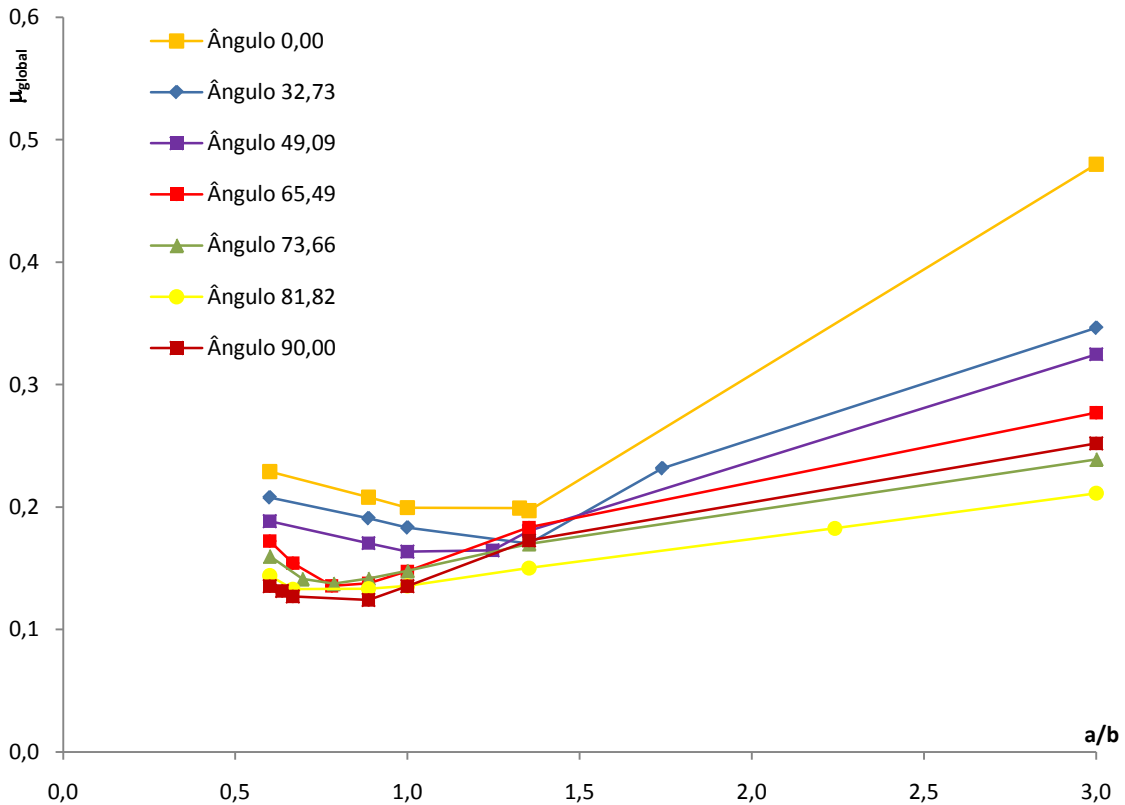


Figura 7.4 μ_{global} em função da disposição das sapatas, a/b

Na Tabela 7.11 ilustram-se os diagramas da flexão, do deslocamento total e da deformada para os seccionamentos em que as rótulas se encontram dispostas no topo, para o modelo com ângulo de $32,73^\circ$ com o eixo vertical e para o caso com ângulo recto, no caso dos seccionamentos. A disposição das sapatas é a indicada para obter o mínimo ξ_{sc} . Não se apresenta o diagrama do EA porque, embora ele aumente à medida que se desloca para a base da estrutura, a sua distribuição é praticamente constante entre os três modelos. O diagrama do corte também é desprezado por não ser tão condicionante neste género de estruturas enterradas quanto a flexão.

Modelo	M714_6	M712_6	M716_5
θ_s [°]	0,00	32,73	90,00
Deformada			
u_{total} [mm]			
M_{Ed} [kNm/m]			

Tabela 7.11 Diagramas para modelos com rótulas localizadas em nós relevantes

Representa-se em diagramas, nas Figuras 7.5 e 7.6, a variação da disposição das sapatas, a/b , assim como o peso de aço por m^3 de betão relativo, ξ_{sc} , em função do posicionamento do seccionamento, θ_s , para a percepção das respectivas distribuições.

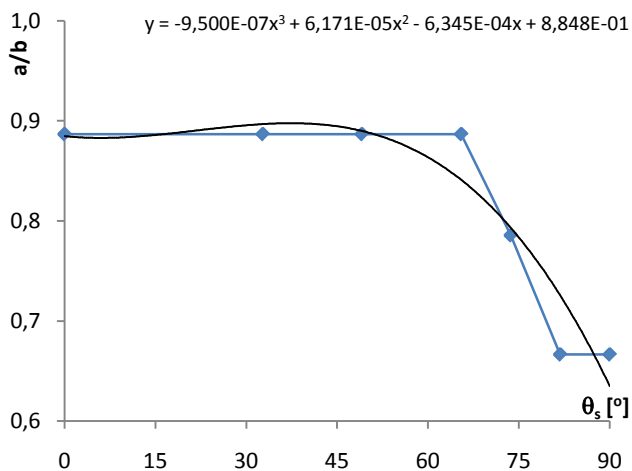


Figura 7.5 Disposição ideal das sapatas, a/b , em função do θ_s

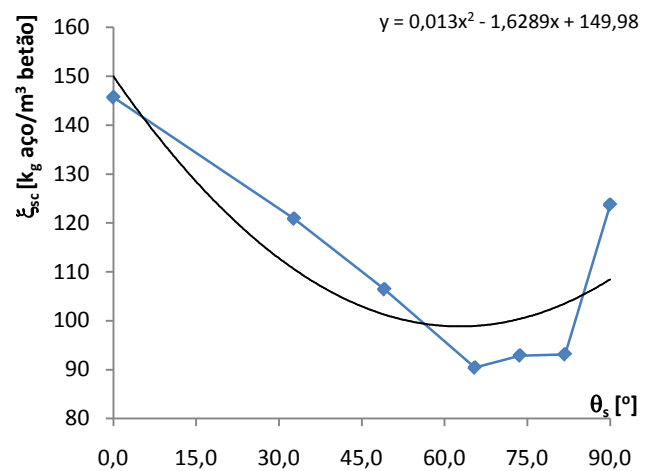


Figura 7.6 Peso de aço por m^3 betão, ξ_{sc} , mínimo em função do θ_s

7.2.2. COM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

Todos os cálculos e resultados da análise executada que permitiram obter valores resumidos e apresentados, que são propostos de seguida, estão patenteados no ANEXO B. Por isso, é conveniente que sejam consultados para ser complementada a informação sucinta, descrita abaixo.

Evidencia-se que foram utilizadas as duas combinações de esforços MF - EA mais desfavoráveis, tendo em conta o M_{max} , M_{min} e o N_{min} em cada elemento.

A sequência de cálculo é semelhante aos modelos sujeitos à flexão simples. Desta forma, tendo em conta o critério de optimização 4, apresentam-se, sucintamente, na Tabela 7.12 o peso de aço por m³ de betão relativo, ξ_{sc} , mínimo dos modelos representativos de cada seccionamento singular, dispendo das sapatas para melhor contribuir ao critério 4.

Modelo	θ_s [°]	a	b	a/b	ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
M714_2	0,00	1,15	0,85	1,353	79,000
M712_5	32,73	1,15	0,85	1,353	69,053
M713_3	49,09	1,11	0,89	1,247	63,627
M718_3	65,49	1,00	1,00	1,000	62,775
M715_6	73,66	1,00	1,00	1,000	60,106
M717_3	81,82	1,00	1,00	1,000	43,007
M716_5	90,00	1,00	1,00	1,000	40,302

Tabela 7.12 Pesos resultantes de acordo com a disposição das sapatas

Representa-se em diagramas, nas Figuras 7.7 e 7.8, a variação da disposição das sapatas, assim como o peso de aço por m³ de betão relativo, ξ_{sc} , em função do posicionamento do seccionamento, para a percepção das respectivas distribuições.

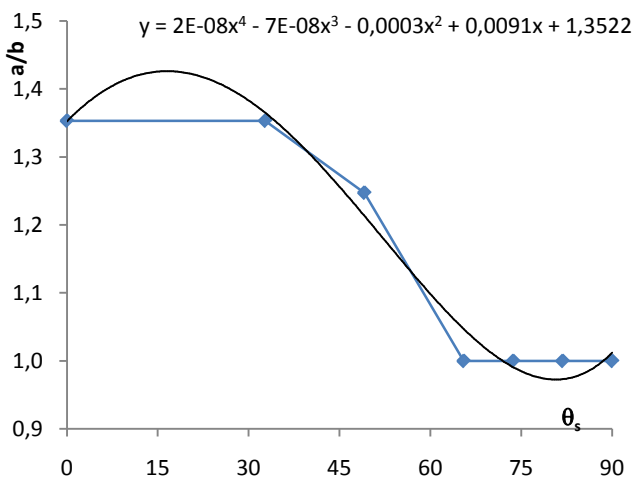


Figura 7.7 Disposição ideal das sapatas, a/b, em função do θ_s

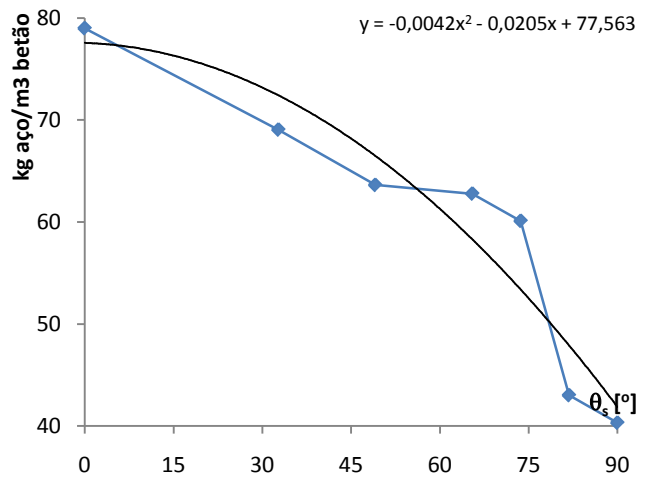


Figura 7.8 Peso de aço por m³ betão, ξ_{sc} , mínimo em função do θ_s

Na comparação dos modelos finais que melhor satisfazem o critério 4, sujeitos à flexão simples e flexão composta, apresenta-se, na Tabela 7.13, a eficiência, η , em relação aos seccionamentos transversais estudados.

θ_s [°]	Flexão simples	Flexão composta	η
0,00	145,700	79,000	1,844
32,73	120,877	69,053	1,750
49,09	106,444	63,627	1,673
65,49	90,416	62,775	1,440
73,66	92,882	60,106	1,545
81,82	93,128	43,007	2,165
90,00	123,729	40,302	3,070

Tabela 7.13 Comparação ξ_{sc} e cálculo de η

Para finalizar, analisa-se a evolução do EA (Figuras 7.14 a 7.16) para a posição mais desfavorável na estrutura em termos de EA (nó na base das paredes laterais do modelo) em função de diversos parâmetros que se mantiveram constantes ao longo da análise.

Constante	a [m]	1,00
	b [m]	1,00
θ_s [°]	N_{min} [kN/m]	
0,00	-3084,050	
32,73	-3085,992	
49,09	-3089,381	
65,49	-3076,332	
73,66	-3056,652	
81,82	-3051,111	
90,00	-3072,544	

Tabela 7.14 Variação do esforço axial com disposição das sapatas constante

Constante	a/b ideal
	θ_s [°]
N_{min} [kN/m]	
0,00	-3109,508
32,73	-3105,681
49,09	-3110,933
65,49	-3076,332
73,66	-3056,652
81,82	-3051,111
90,00	-3072,544

Tabela 7.15 Variação do esforço axial com disposição das sapatas ideal

Constante			θ_s [°]
			65,49
a [m]	b [m]	a/b	N_{min} [kN/m]
0,75	1,25	0,600	-3011,325
0,80	1,20	0,667	-3029,359
0,88	1,12	0,786	-3057,033
1,00	1,00	1,000	-3076,332
1,15	0,85	1,353	-3105,324
1,50	0,85	1,765	-3056,95

Tabela 7.16 Variação do esforço axial com seccionamento transversal fixo

7.3. OBSERVAÇÕES FINAIS

7.3.1. SEM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

A variação da disposição das sapatas, a/b , como confirmado no § 6.4, provoca um desenvolvimento genérico nos esforços, independentemente dos restantes parâmetros avaliados, neste caso o posicionamento das rótulas. Analogamente, ao tornar a posição das sapatas constante, verifica-se, também, que a distribuição dos esforços em função da localização do seccionamento (Figura 7.3) é genérica.

Cada modelo associado a cada um dos seccionamentos singulares (Tabelas 7.5) representa um conjunto de soluções, com seccionamento constante, que apenas diverge consoante a disposição das sapatas. Eles sobressaíram porque apresentavam o ξ_{sc} mínimo do respectivo conjunto, logo, verificavam melhor o critério de optimização 4 (Figura 7.8). O cálculo do ξ_{sc} para os modelos principais de cada conjunto (principais disposições das sapatas) encontra-se exposto na Tabela 7.9 e todos cálculos auxiliares estão disponíveis no ANEXO A.

Ao variar-se a razão, a/b , o efeito de “alavanca”, exposto no § 6.3, continua a ser verificado para outras localizações dos seccionamentos. Ou seja:

- Nas paredes laterais, o parâmetro a/b é directamente proporcional a M_{max} com um aumento rápido, e indirectamente proporcional a M_{min} com redução moderada. O destaque do efeito de “alavanca” é, essencialmente, o M_{max} na base das paredes.
- Na aduela de topo é o oposto, porque enquanto o M_{max} diminui ligeiramente, o M_{min} aumenta moderadamente com o incremento de a/b .

Devido à quantidade excessiva de dados interpretados, volta-se a realçar que é imprescindível complementar a leitura com os dados expostos no ANEXO A. A análise seguinte é feita a nível individual para os modelos representantes de cada seccionamento singular avaliado, cujos respectivos modelos se caracterizam pela disposição das sapatas mais recomendada do conjunto, segundo o critério 4 (obtenção de ξ_{sc} mínimo).

À medida que o θ_s aumenta, o momento reduzido, μ_{global} , reduz. Logo, é inversamente proporcional à θ_s (Tabela 7.6), enquanto o parâmetro ξ_{sc} atinge o ponto crítico mínimo para um ângulo de 65,49° (Figura 7.6).

Quando os seccionamentos das soluções se encontram a uma altura considerada elevada (32,73°; 49,09°; 65,49°), próxima do topo da estrutura, verifica-se que:

- Não é possível ter em consideração o critério 1 acerca do equilíbrio dos MF extremos na aduela de topo porque M_{min} é nulo. E nem o incremento de a/b proporciona que M_{min} aumente ou deixe de ser zero, apesar de fazer variar os restantes esforços. Este fenómeno deve-se directamente ao comprimento da aduela, que possibilita existirem flexões nas fibras superiores. Ou seja, quanto menor for o θ_s , menor é o l_a , logo, menor é a flexão à qual a aduela de topo consegue estar submetida, independentemente da variação da disposição das sapatas. Porém, os restantes MF condicionantes, seja na aduela (M_{max}) ou nas paredes (M_{max} e M_{min}), não são insensíveis à variação de a/b onde se destaca o incremento descomunal do M_{max} na base das paredes para o caso de aumentar-se a/b . Por isso, caso se obtenha forma de apenas reduzir o M_{max} com alguma modificação geométrica ou mecânica (aumento da espessura, h_c , parabolicamente ao longo da parede até à sua base), as soluções com estes seccionamentos característicos poder-se-ão tornar duplamente vantajosas (comprimentos efectivos dos elementos racionais, devido à redução de l_a e esforços proporcionais a obter quantidade de armadura que satisfaça o critério 4).
- São constituídos por posicionamentos das sapatas semelhantes ($a/b = 0,887$), como se vê na Tabela 7.5. Destaca-se, ainda, que, embora a disposição não seja a mais indicada para $\theta_s = 90,00^\circ$ na obtenção de ξ_{sc} mínimo, esta coincide com o modelo que lhe garante o equilíbrio dos MF extremos nas sapatas.
- Relativamente às paredes, existe um modelo, com determinada razão, a/b , para este tipo de seccionamentos em análise, onde se consegue satisfazer o critério de optimização 1 nas paredes (equilíbrio dos MF extremos) simultaneamente com a satisfação do critério 2 (μ_{global} mínimo) com o modelo. No entanto, o modelo em questão não coincide com a solução que melhor satisfaz o critério 4 (menor ξ_{sc}).
- Os modelos com disposição das sapatas com excentricidade interior completa ($a/b = 0$) tendem a provocar a instabilidade da estrutura pelo colapso do solo.

À medida que θ_s aumenta (73,66; 81,82; 90,00), verifica-se que:

- Deixa de ocorrer colapso pelo solo da estrutura para $a/b = 0$. Este tipo de disposição das sapatas é acompanhado por um M_{max} no arco elevado, devido ao efeito inverso de “alavanca”. O M_{min} deixa de ser indiferente à localização das rótulas e começa a ser directamente proporcional a θ_s . A sensibilidade no incremento do esforço chega, até, a aumentar, à medida que se reduz θ_s para posicionamento das sapatas em que a/b

tende para zero. Portanto, torna-se exequível equilibrar os MF extremos na aduela. Sugere-se, mais adiante, tentar equilibrar os MF extremos na aduela com a razão, a/b , indicada e corrigir a divergência que a respectiva disposição das sapatas suscita nos MF condicionantes nas paredes. Por exemplo, aumentar h_c nas paredes à medida que se tende para a base, de modo a reduzir os esforços gravosos que se encontram na base.

- Os critérios de optimização 1 (nas paredes) e 2 deixam de ser satisfeitos pelo mesmo modelo com tanta facilidade. No entanto, a disparidade da razão, a/b , entre o modelo que satisfaz juntamente os critérios 1 nas paredes e o modelo que melhor satisfaz o critério 4 tende a reduzir. Ou seja, quando se atinge o ângulo recto entre a posição do seccionamento e o eixo vertical, $\theta_s = 90,00^\circ$, atinge-se conjuntamente a satisfação dos critérios 1, nas paredes, e 4, na estrutura, para a mesma razão, a/b , embora outro modelo passa a melhor garantir o critério 2. Este último corresponde àquele que melhor satisfaz o critério 1 na aduela, uma vez que se dá o aparecimento de M_{min} neste elemento com o aumento θ_s . Portanto, não se consegue satisfazer, simultaneamente, os critérios de optimização 2 e 4 para qualquer razão, a/b .

7.3.2. COM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

A principal vantagem na consideração do EA é por ele ser benéfico ao dimensionamento, logo, favorece a redução da quantidade de armadura longitudinal requerida. A principal desvantagem é a necessidade de limitar o valor de EA, de modo a verificar a segurança dos elementos de fundação aos modelos de rotura no meio geotécnico.

Ao se utilizar as duas combinações dos esforços MF - EA mais adversas para os modelos analisados, $(M; N)_{i=1}$ e $(M; N)_{i=2}$, observa-se que os nós da estrutura onde se obtém a interacção de esforços MF - EA mais desfavoráveis permanecem os mesmos ao comparar com o caso análogo de flexão simples. O EA mais condicionante encontra-se, geralmente, nas extremidades dos elementos (base da aduela e das paredes), contudo, o esforço mais influente na interacção é o MF. Por isso, sabendo que a contribuição do EA pode ser vantajosa, em que a opção dos nós associados ao par de esforços desfavoráveis não coincide com os nós genéricos do par de esforços mais gravoso, a selecção deverá ser feita em relação ao MF.

A consideração da flexão composta possibilita que o critério de optimização 2 (μ_{global} mínimo) coincida com o critério 4 (ξ_{sc} mínimo). O aumento de θ_s proporciona a diminuição dos parâmetros que caracterizam os respectivos critérios, μ_{global} e ξ_{sc} . O critério 1 passa a ser sempre satisfeito, uma vez que, na flexão composta, se exige a disposição da armadura efectiva longitudinal dividida e distribuída simetricamente pelas duas faces. Logo,

indirectamente, garante-se o equilíbrio dos MF em ambas as faces exigido pelo critério 1, porque o seu objectivo no equilíbrio destes esforços, para a flexão simples, era igualar as armaduras longitudinais pelas faces. Deste modo, deixa de ter relevância a equivalência do M_{min} e M_{max} para casos de flexão composta, sendo este mesmo o objectivo principal. No entanto, nos casos de flexão simples, o interesse mantém-se o no equilíbrio dos MF para garantir o equilíbrio das armaduras nas faces, porque as fibras opostas são dimensionadas segundo os esforços críticos actuantes em cada uma delas.

Ao interpretar os resultados obtidos, o parâmetro ξ_{sc} diminui à medida que θ_s aumenta (Figura 7.8). Para os ângulos máximos:

- O peso de aço por m^3 de betão, por estrutura, é inferior ao valor considerado ideal economicamente para estruturas pré-fabricadas ($70 \text{ kg aço}/m^3 \text{ betão}$). Todavia, tal como se referiu anteriormente, a dificuldade deste género de estudo é conseguir dominar o comportamento estrutural do modelo. Logo, a capacidade em obter um ξ_{sc} reduzido (variação de parâmetro fundamental) traduz a existência de esforços baixos. O seu incremento para um valor desejado é facilmente alcançável, tomando as medidas correctas, como por exemplo, com a redução da altura da secção transversal dos elementos da estrutura, h_c (ver mais adiante no § 11).
- O comprimento efectivo da aduela, l_a , cresce consideravelmente sendo totalmente desfavorável em relação ao critério 3, dificultando o transporte e montagem, quando se considera a opção de solução integralmente pré-fabricada seccionada em elementos parciais.

Para os seccionamentos localizados a uma altura considerada elevada na estrutura observa-se a valorização de um efeito que se denomina de “confinamento” na aduela de topo. Este efeito é perceptível na análise dos diagramas de deformação do modelo (Tabela 7.10 em M7I2_6). Ou seja, quanto menor for o comprimento efectivo da aduela, l_a , maior será a atenuação da flexão na fibra inferior, devido à presença deste efeito de “confinamento” exercido pelas paredes na aduela, submetidas essencialmente à combinação da solicitação do aterro sobre - adjacente e lateral - adjacente. Logo, ocorre uma redução significativa do M_{max} a meio vão da aduela na sua fibra inferior que, conseqüentemente, suscita a redução dos deslocamentos verticais gravíticos.

7.3.3. COMPARAÇÃO ENTRE A CONSIDERAÇÃO E O DESPREZO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

A comparação das Tabelas 7.8 e 7.12 permite verificar que os modelos que mais satisfazem o critério 4 alteram na passagem de flexão simples para composta. A explicação deve-se à consideração da interacção M - N para a flexão composta, que é favorável em relação ao cálculo de armadura requerida. Os valores inferiores de ξ_{sc} para a flexão composta em relação à flexão simples confirmam o efeito favorável da consideração da interacção, como se pode ver na Tabela 7.13. Por consequente, obtêm-se uma eficiência, η , favorável no dimensionamento por flexão composta, em vez de flexão simples, para todos os seccionamentos em estudo. Todavia, o valor da eficiência, η , é variável com a localização dos seccionamentos (η é directamente proporcional a θ_s). A justificação para tal encontra-se no facto de se estar a realizar comparações entre os modelos em que as condições não são totalmente similares (Figura 7.13). A razão, a/b , que melhor satisfaz cada seccionamento não é constante para os modelos analisados à flexão simples e à flexão composta. Essa discrepância entre as razões a/b vai aumentando à medida que θ_s aumenta (comparar razões a/b entre as Tabelas 7.5 e 7.12). Além disso, é preciso considerar uma margem de erro porque:

- A disposição das sapatas ideal para o fim em questão (satisfazer o critério 4) varia em função da localização das rótulas plásticas. Logo, não é constante ao longo dos seccionamentos.
- A interacção dos esforços MF - EA é definida segundo os ábacos do CEB - FIP Manual (1982), onde se verifica que a sua contribuição não é linear mas depende de diversos índices geométricos e mecânicos que são tomados em consideração na formulação dos ábacos. Por isso, o efeito da interacção não é constante, não colaborando para a linearidade da eficiência.

Verifica-se, ainda, que a eficiência, η , é máxima para os modelos em flexão composta que melhor satisfazem o critério 4, comparando-os com os respectivos casos em flexão simples.

Tal como para a flexão simples, a consideração da interacção MF - EA confirma que as soluções mais condicionantes em relação aos esforços das paredes laterais se caracterizam por apresentar os seccionamentos localizados a uma altura elevada. Isto porque estas soluções, com θ_s maior, apresentam uma flexão elevada nas soluções com a disposição das sapatas que melhor satisfaz o critério 4. Uma vez que o EA é máximo nestes elementos, a interacção MF - EA favorece, significativamente, os seus dimensionamentos onde se obtêm quantidades de armadura inferiores quando comparadas com soluções sujeitas apenas pela flexão simples.

Apesar da consideração do EA ser vantajosa, a interação deste esforço máximo com flexão elevada, tratando-se da particularidade nas paredes, é condicionada por uma eficiência, η , mínima, comparativamente com os restantes congéneres, variando, apenas, o posicionamento das sapatas e mantendo constante o ângulo das rótulas.

Analisando a Tabela 7.16, verifica-se que o EA aumenta ligeiramente à medida que a/b cresce para o posicionamento das fundações, assumindo os restantes parâmetros constantes. Diminui ligeiramente em relação ao aumento de θ_s , independentemente do parâmetro a/b ser o ideal para cada seccionamento (Tabela 7.15) ou, simplesmente, para um caso singular (Tabela 7.14). No entanto, a discrepância é desprezável, caso se procure reduzir significativamente o EA, para contribuir para a segurança dos elementos de fundação na estabilidade.

Apesar da consideração ou desprezo do EA, verifica-se que o parâmetro a/b dos modelos ideais em relação à disposição das sapatas, na satisfação do critério 4, tende a diminuir à medida que o θ_s aumenta. Ou seja, à medida que se desloca os seccionamentos para baixo na estrutura, os modelos representantes de cada seccionamento, segundo o critério 4 (ξ_{sc} mínimo), tendem a mover as sapatas para o interior em relação à estrutura (diminuição de a/b) com o intuito de obter a disposição que melhor verifica o critério 4. O efeito desse movimento das sapatas é mais significativo para os casos de flexão simples (Tabela 7.5), em que a razão, a/b , é inferior aos análogos da flexão composta (Tabela 7.13). A explicação deste facto deve-se ao posicionamento dos seccionamentos tender para baixo, tornando a estrutura mais sensível em relação à disposição das sapatas e ao efeito de “alavanca”. Logo, a compensação com o deslocamento das sapatas para o interior em relação à estrutura contraria os acréscimos associados ao movimento das rótulas descendentes, especialmente nas paredes.

7.4. CONCLUSÕES

Na contribuição para o critério de optimização 3, deve-se dar preferência aos posicionamentos dos seccionamentos transversais simétricos (Tabela 7.1) para a obtenção de comprimentos efectivos dos elementos, e que permitem atingir uma constituição dos elementos pré-fabricados da estrutura coerente em termos de transporte e montagem (Tabela 7.5), de modo a não existirem impeditivos. Por isso, é essencial utilizar localizações do seccionamento com ângulo reduzido em relação ao eixo vertical para assegurar comprimentos equidistantes, logo, ideais segundo o critério 3.

Ao comparar a flexão simples com a flexão composta (Tabela 7.13), verifica-se que ξ_{sc} é inversamente proporcional ao aumento do ângulo característico das rótulas, sendo mínimo para o ângulo máximo. Já no caso da flexão composta, o ξ_{sc} é mínimo para o θ_s crítico ($65,49^\circ$) onde se dá a inversão da curvatura (Figura 7.6) no qual se obtém um ponto de equilíbrio em que, a partir deste, se dá o aumento de ξ_{sc} .

Tal como foi referido, a imposição da armadura longitudinal mínima para determinadas soluções condicionou a interpretação dos resultados finais. Ou seja, em certos casos abdicou-se da exigência sobre o limite da armadura mínima, porque a discrepância com a respectiva armadura requerida de cálculo era excessiva. Logo, interferia no significado do estudo, aquando da comparação dos pesos de aço por m^3 de betão relativos, ξ_{sc} , para cada seccionamento.

7.5. RESUMO

Sucintamente, a Figura 7.9 apresenta as principais singularidades abordadas, embora a disposição das sapatas se encontre em função da variação dos seccionamentos transversais. Esta vai directamente actuar na viabilidade de transporte, uma vez que a sua variação resulta na definição dos comprimentos efectivos dos elementos da estrutura.

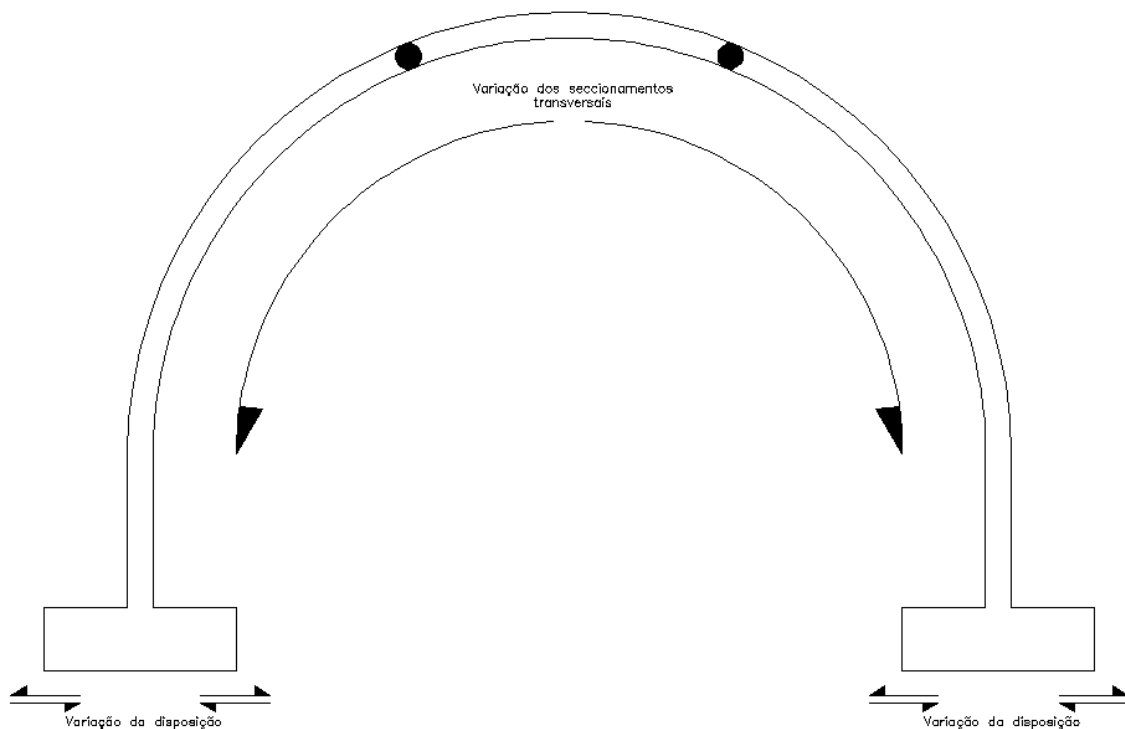


Figura 7.9 Exemplificação das particularidades avaliadas

Face aos resultados dos parâmetros avaliados, descrevem-se os aspectos mais relevantes:

- Á medida que o ângulo entre o posicionamento dos seccionamentos transversais e o eixo vertical no centro da estrutura enterrada aumenta, o peso de aço por m³ de betão relativo, ξ_{sc} , diminui;
- A variação dos seccionamentos transversais confirma a existência duma distribuição genérica dos esforços;
- As alterações realizadas actuam particularmente no comportamento da estrutura;
- A consideração dos esforços EA - MF é favorável quanto à estrutura, especialmente pela especificidade desta (enterrada).

CAPÍTULO 8

8. ANÁLISE - VARIAÇÃO DA ALTURA DE ATERRO

8.1. SUMÁRIO

O presente capítulo debruça-se sobre a influência da espessura de aterro superior à estrutura, H , no seu comportamento global. Como explicado no § 4.6.3.1, a modelação da obra de arte deve ter em conta os limites geométricos dos solos, avaliados segundo as suas influências na estrutura. A profundidade do estrato inferior e do aterro lateral - adjacente, a ponderar para modelar correctamente o comportamento real da obra de arte, devem ser convenientemente determinados. Assim, apenas resta o aterro sobre - adjacente para a avaliação da influência na estrutura enterrada.

Na Tabela 8.1 descreve-se as espessuras de aterro para as quais é analisado o comportamento da estrutura.

H [m]	1,00	2,00	5,00	10,00	15,00	20,00
-------	------	------	------	-------	-------	-------

Tabela 8.1 Alturas de aterro analisadas

Uma vez que a espessura de aterro definida na modelação tem efeito directo nos esforços resultantes da análise, optou-se, apenas, por estudar a estrutura submetida à flexão simples, permitindo obter resultados mais condicionantes. Assim, é possível salientar a valorização dos esforços, neste caso, em função da altura de aterro, H .

Antes de mais, parte-se do modelo base onde se aplica as modificações geométricas favoráveis, analisadas no § 6, ou seja:

- Espessura contínua ao longo da estrutura com $h_c = 0,4$ m para a aduela de topo e as paredes laterais;
- Dimensões das sapatas compostas por $h = 1,0$ m e $L = 2,0$ m;
- Seccionamento longitudinal com $e = 2,0$ m para as componentes da estrutura;

- A disposição das fundações para cada seccionamento transversal é a resultante do § 7 nos casos onde se despreza a influência do MF - EA, correspondentes à mais ideal de forma a atingir o menor peso de aço por m³ de betão relativo, ξ_{sc} .

Tendo em conta as conclusões subjectivas, obtidas na avaliação dos resultados para a variação do posicionamento dos seccionamentos, θ_s , não se estabeleceram, ainda, quaisquer decisões de caracterização geométrica em relação às opções a tomar sobre este parâmetro. Isto porque se acredita que a localização do seccionamento como parâmetro pode ser relevante, de acordo com os restantes que faltam avaliar (especialmente perante a variação da geometria da secção transversal).

Por fim, procura-se perceber se a sobrecarga rodoviária, SC , de 10 kN/m² uniformemente distribuída, representa a solicitação variável mais gravosa para a modelação do tipo de obras de arte em estudo. O valor provém do artigo 41.3º do RSA (2006) referente à determinação do impulso das terras sobre os encontros de pontes rodoviárias, no entanto, é adoptada para o tipo específico de estruturas em estudo segundo COBA *et al.* (2008). Tentou-se adoptar as forças verticais correspondentes às cargas de tráfego, para as sobrecargas e seus efeitos, em pontes rodoviárias, de acordo com a norma homóloga RSA (2006). Verifica-se, assim, a possibilidade de obter um caso mais gravoso na modelação, principalmente para alturas de aterro pouco espessas, onde a distância possa não ser suficiente para se dar a degradação das tensões pela extensão do aterro, antes de se atingir o topo da estrutura enterrada. Todavia, deve-se ter presente que, mais uma vez, trata-se somente de uma equivalência ao tipo de obras de arte em estudo com o objectivo de definir o caso mais gravoso, uma vez que nenhuma das hipóteses admitidas é totalmente aplicável a estas estruturas.

Desta forma, as sobrecargas de tráfego rodoviário têm em conta as três variáveis seguintes:

- As categorias de veículos, as quais se definem pelo número, posição e carga média dos eixos;
- O coeficiente de carga que define o estado de carga dos veículos;
- A distância entre veículos que permite caracterizar o tipo de circulação;

No entanto, a aplicação deste processo não tem em consideração uma taxa de segurança, devido aos acréscimos dos esforços durante o faseamento construtivo.

De acordo com o artigo 41.4º do RSA (2006), a quantificação destas acções é definida pela Classe I. Ela corresponde a pontes situadas em vias de comunicação susceptíveis de terem tráfego intenso ou pesado, nomeadamente estradas nacionais, vias urbanas e certas estradas municipais ou florestais. Esta é a classe que melhor ilustra a via de comunicação existente na face superior do modelo avaliado.

As forças verticais provocadas pelo tráfego são constituídas por duas acções. A primeira é uma sobrecarga veículo tipo de três eixos, cada um de duas rodas de dimensão, r_a , e, r_b , com uma carga por eixo de Q_r (ver Figura 8.1). A segunda refere-se a uma sobrecarga uniformemente distribuída, q_1 , em simultâneo com uma “carga de faca”, q_2 . Os valores dos parâmetros estão apresentados na Tabela 8.2. Segundo Reis (2006), o veículo tipo constitui um conjunto de cargas concentradas que não representam um veículo real, mas sim uma carga fictícia que pretende simular os efeitos mais desfavoráveis originados na estrutura pelas acções localizadas do tráfego.

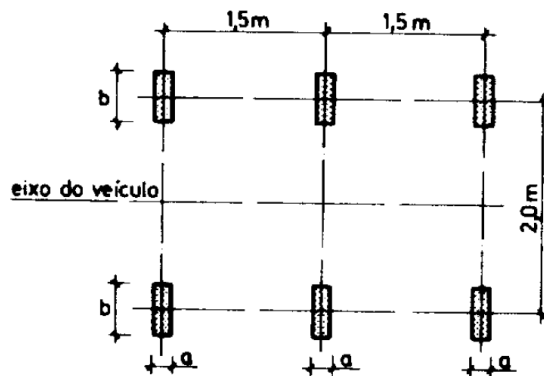


Figura 8.1 Veículo tipo (RSA, 2006)

Classe	r_a [m]	r_b [m]	Q_r [kN]	q_1 [kN/m]	q_2 [kN/m]
I	0,2	0,6	200	4	50

Tabela 8.2 Definições dos parâmetros associados a carga de veículo tipo

A modelação de comparação, ao utilizar o veículo tipo, foi apenas aplicado para o sectionamento transversal com $\theta_s = 32,73^\circ$, associado à disposição das sapatas com $a/b = 0,887$. Admite-se que a colocação do veículo tipo equivalente à carga uniformemente distribuída pela extensão do modelo é feita sobre a estrutura enterrada simetricamente.

8.2. RESULTADOS

8.2.1. ALTERNÂNCIA DAS ALTURAS DE ATERRO

Todos os cálculos e resultados da análise executada que permitiram obter valores resumidos, e que são apresentados seguidamente, estão presentes no ANEXO C. Por isso, é conveniente que sejam consultados, de forma a complementar a informação sucinta, descrita seguidamente.

Desta forma, apresenta-se apenas, na Tabela 8.3, os resultados finais do peso de aço por m³ de betão, ξ_{sc} , em função da altura de aterro H , assim como da posição dos seccionamentos transversais simétricos, θ_s , para a análise do critério 4.

H [m]	θ_s [°]						
	0,00	32,73	49,09	65,49	73,66	81,82	90,00
1,00	47,360	45,214	44,632	43,371	38,960	35,343	32,878
2,00	39,960	39,927	39,134	38,681	36,498	31,131	30,693
5,00	70,427	60,768	54,300	48,945	51,007	45,883	54,283
10,00	145,700	120,877	106,444	90,416	92,882	93,128	123,729
15,00	239,933	199,387	188,143	158,752	138,682	164,329	174,872
20,00	345,100	293,831	270,444	225,773	179,818	193,809	236,572

Tabela 8.3 ξ_{sc} em função da altura de aterro, H , e do ângulo das rótulas, θ_s

Os dados são ilustrados em diagrama, na Figura 8.3, para melhor compreensão acerca das distribuições dos resultados finais em relação ao critério de optimização 4.

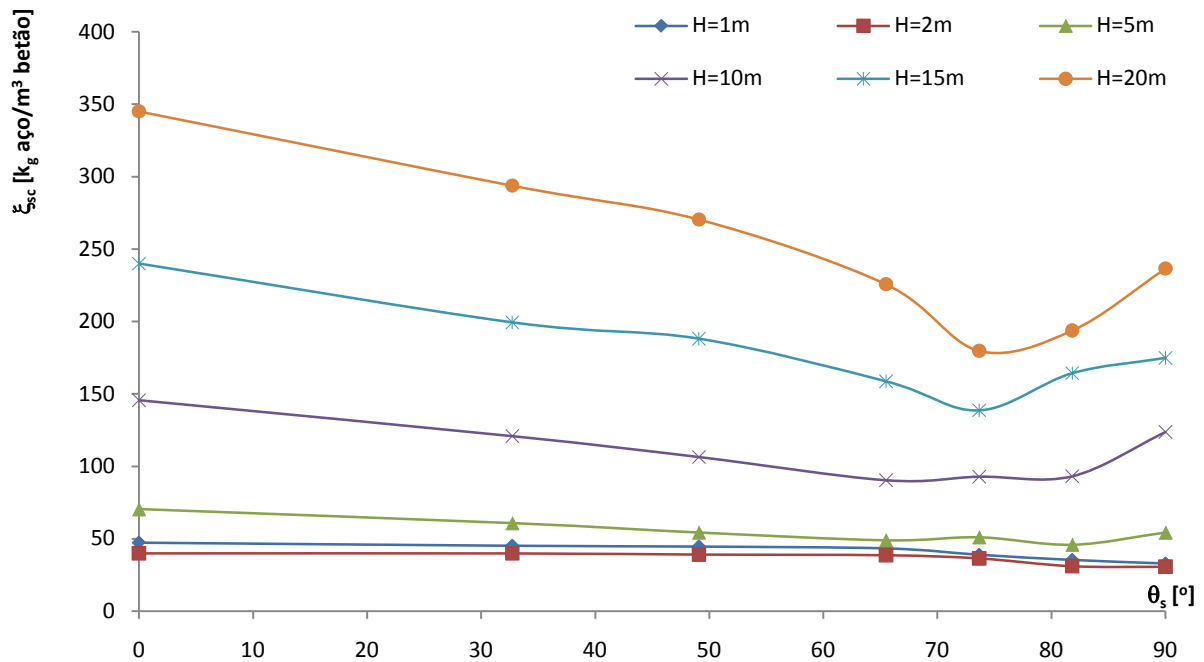


Figura 8.2 ξ_{sc} em função da altura de aterro, H , e do ângulo das rótulas, θ_s

A título exemplificativo, ilustra-se a distribuição dos MF em função da disposição da altura de aterro, H , para o seccionamento localizado a $73,66^\circ$ do eixo vertical na Figura 8.3.

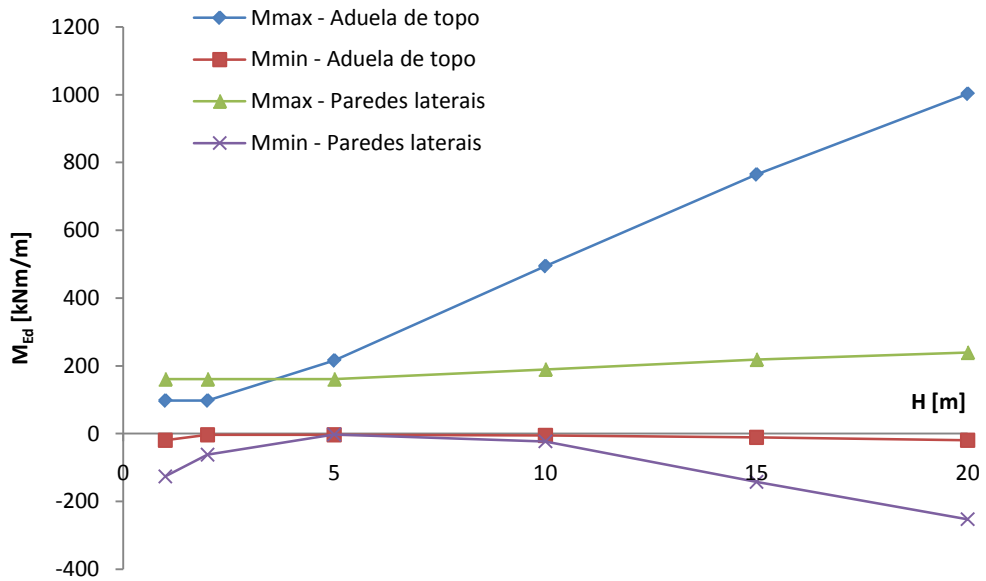


Figura 8.3 MF em função da altura de aterro, H

Representa-se, no diagrama da Figura 8.4, a variação genérica dos MF ($H = 1$ m para o caso apresentado) em função da localização dos seccionamentos simétricos, θ_s , analisados para cada elemento, independentemente de outros parâmetros (por exemplo, da disposição das sapatas).

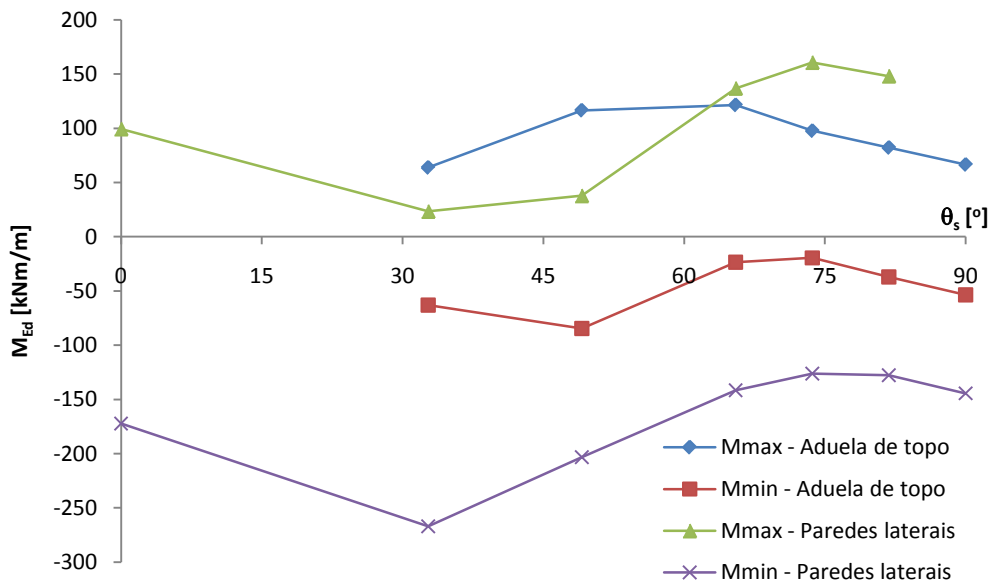


Figura 8.4 MF em função do ângulo das rótulas, θ_s

Nas Tabelas 8.4 a 8.6 representam-se os diagramas da flexão, do deslocamento total e da deformada para as espessuras de aterro mínima e máxima com θ_s , constituídos pelo casos em que as rótulas se encontram no topo, a $32,73^\circ$ e, finalmente, com ângulo recto. As disposições das sapatas correspondem ao modelo, em cada ângulo, que melhor verifica o critério 4. Não se apresenta o diagrama do EA porque, embora haja um aumento global no esforço, a sua distribuição é praticamente constante. O diagrama de ET é, também, desprezado por não ser tão condicionante neste género de estruturas enterradas como é a flexão.

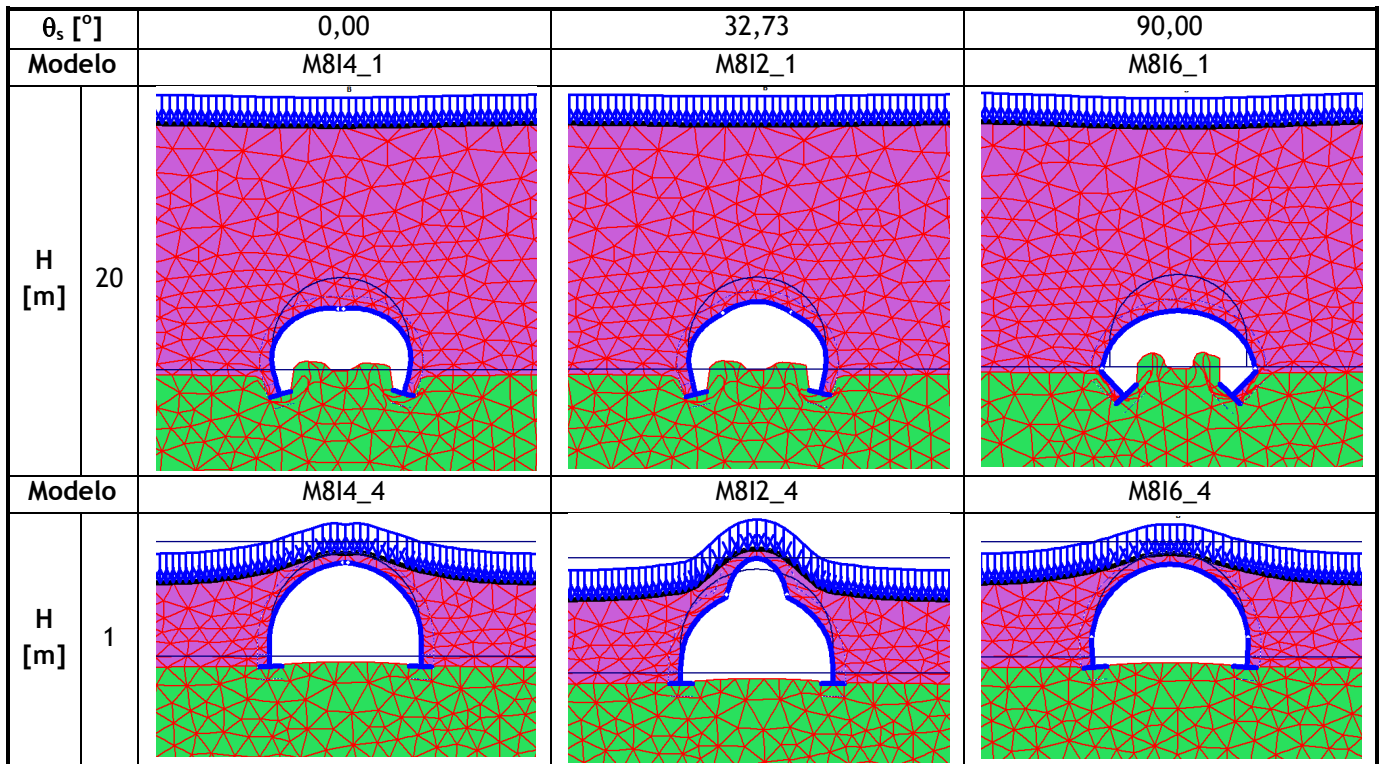


Tabela 8.4 Deformada para modelos com rótulas localizadas em nós relevantes

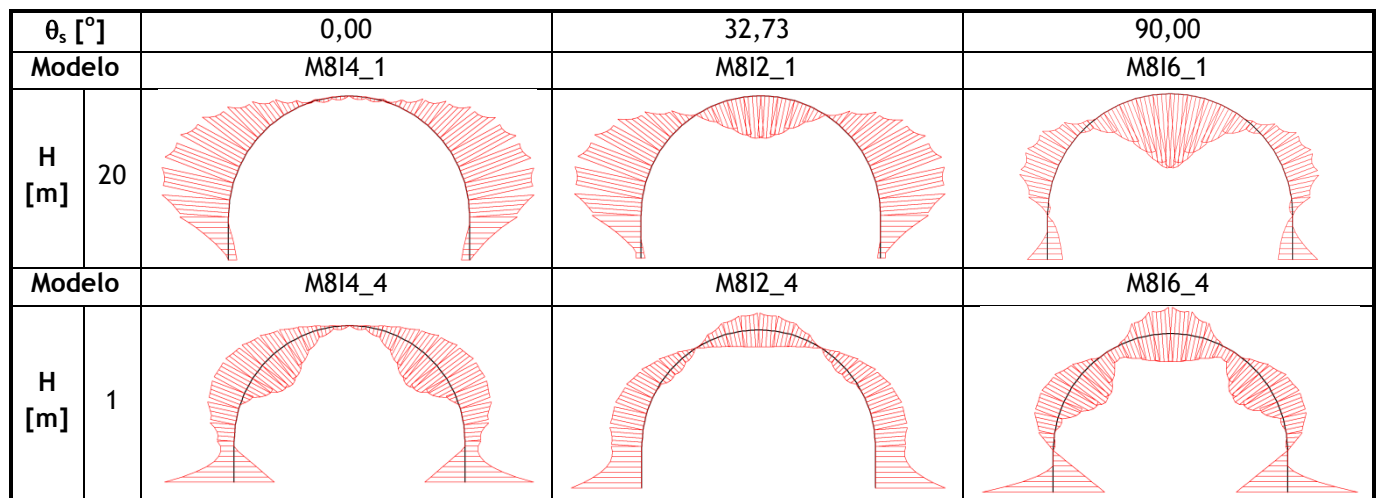


Tabela 8.5 M_{Ed} [kNm/m] para modelos com rótulas localizadas em nós relevantes

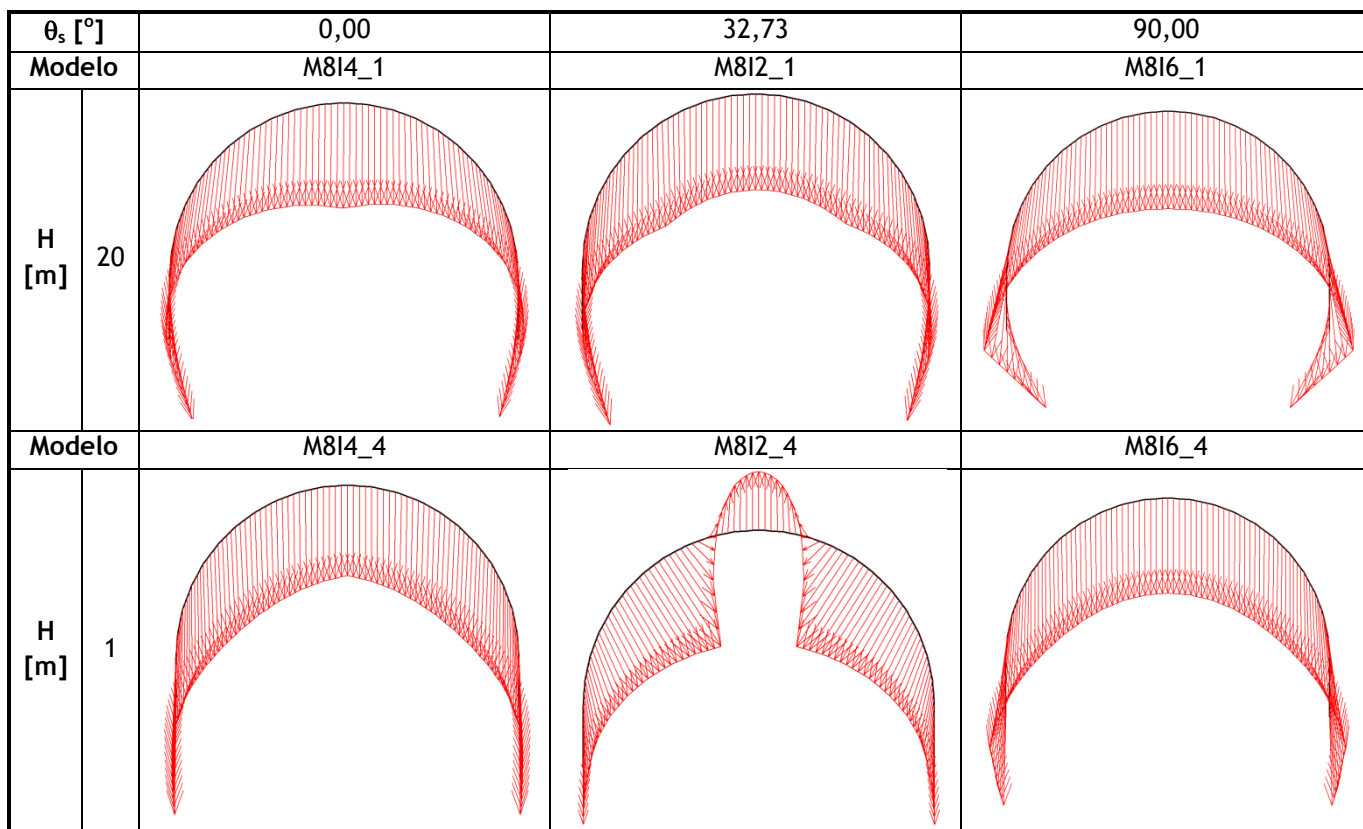


Tabela 8.6 u_{total} [mm] para modelos com rótulas localizadas em nós relevantes

8.2.2. ALTERNÂNCIA NA SIMULAÇÃO DA SOBRECARGA DE TRÁFEGO RODOVIÁRIO

Nas Tabelas 8.7 e 8.8 estão expostos os esforços resultantes para o ELU para as alturas de aterro, $H = 1$ m e $H = 10$ m em função do tipo de carregamento do considerado.

Carrega. rodoviário	Elementos	N_{min} [kN/m]	Q_{max} [kN/m]	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	u_x [m]		u_y [m]
						Mínimo	Máximo	Mínimo
Veículo tipo	Aduela	-585,394	169,644	349,189	-64,190	-1,451E-02	1,436E-02	-3,051E-02
	Paredes	-1039,729	164,199	23,527	-267,918	-1,451E-02	1,436E-02	-3,051E-02
Distribuído	Aduela	-457,387	46,140	63,858	-62,939	-1,848E-02	1,843E-02	-2,876E-02
	Paredes	-971,459	162,966	23,415	-266,933	-1,848E-02	1,843E-02	-2,876E-02

Tabela 8.7 Esforços e deslocamento com $H = 1$ m

Carrega. rodoviário	Elementos	N_{min} [kN/m]	Q_{max} [kN/m]	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	u_x [m]		u_y [m]
						Mínimo	Máximo	Mínimo
Veículo tipo	Aduela	-1907,905	321,829	392,298	-8,567	-1,365E-02	1,367E-02	-8,588E-02
	Paredes	-3014,498	371,063	43,222	-661,534	-1,365E-02	1,380E-02	-8,588E-02
Distribuído	Aduela	-1987,656	300,678	319,268	-4,912	-1,422E-02	1,467E-02	-8,374E-02
	Paredes	-3084,913	368,134	34,884	-640,809	-1,422E-02	1,467E-02	-8,374E-02

Tabela 8.8 Esforços e deslocamento com $H = 10$ m

Nas Tabelas 8.9 a 8.11 apresenta-se os diagramas de flexão, de deslocamento total e da deformada para as espessuras de aterro mínimo ($H = 1$ m) e base ($H = 10$ m), onde se compara o carregamento rodoviário por veículo tipo com a sobrecarga uniformemente distribuída.

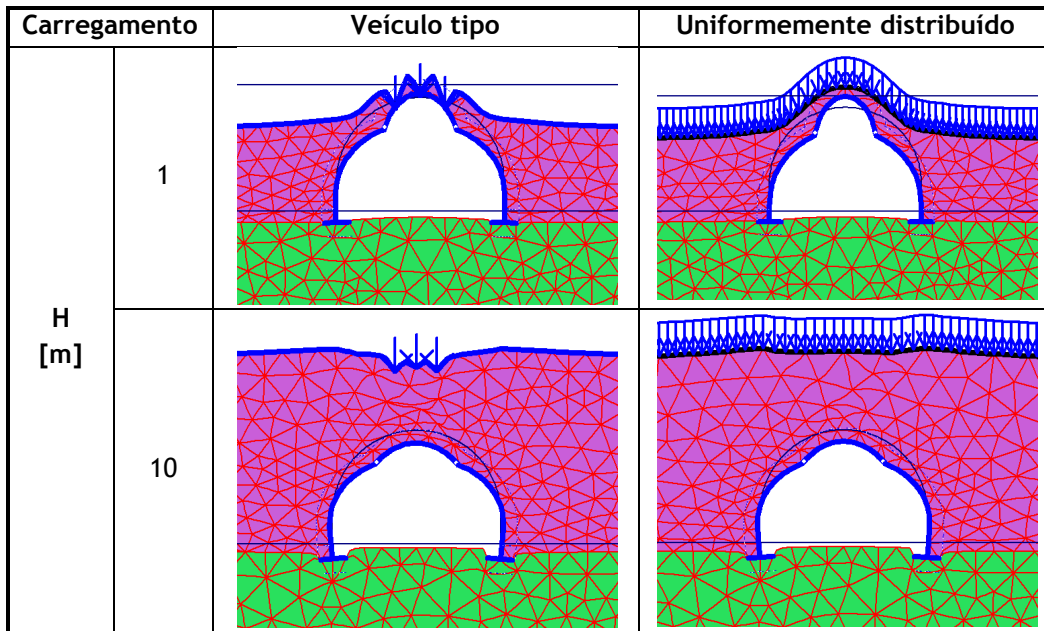


Tabela 8.9 Deformada

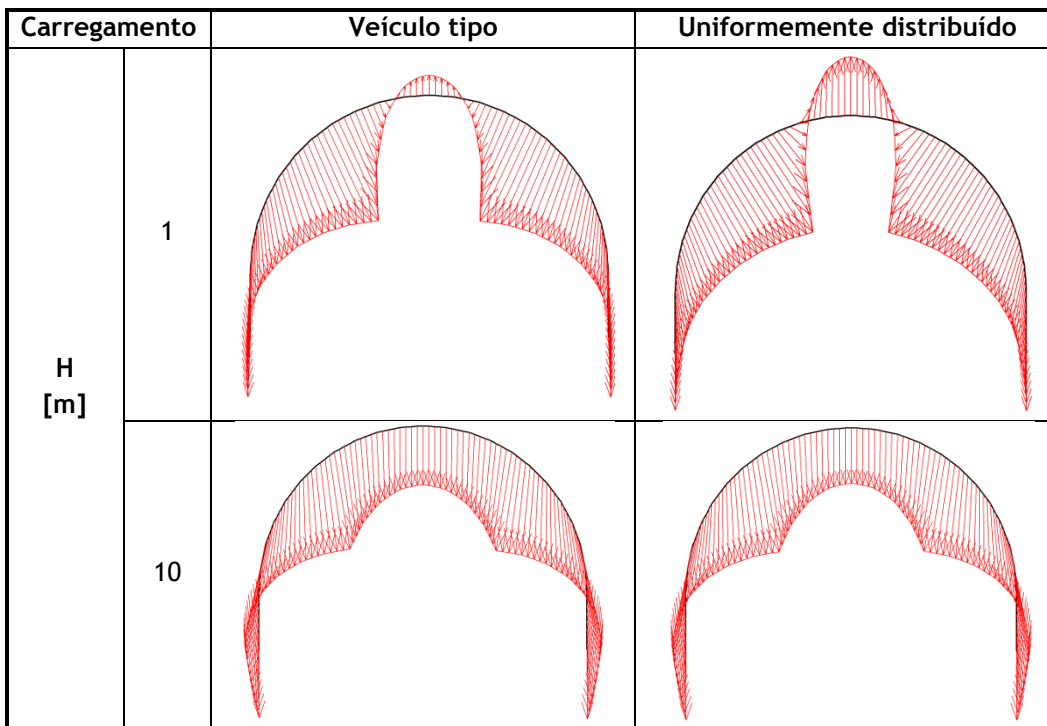


Tabela 8.10 Deslocamento total, u_{total} [mm]

Carregamento		Veículo tipo	Uniformemente distribuído
H [m]	1		
	10		

Tabela 8.11 Momento flector, M_{Ed} [kNm/m]

8.3. OBSERVAÇÕES FINAIS

8.3.1. ALTERNÂNCIA DAS ALTURAS DE ATERRO

A variação de θ_s , como confirmado no § 7.4, provoca uma distribuição genérica dos esforços, independentemente dos restantes parâmetros avaliados (Figura 8.4), tal como a altura de aterro, H . Analogamente, quando se mantém θ_s constante, é possível definir a distribuição ou evolução dos esforços em função de H (Figura 8.3), sendo esta também genérica no caso de se modificar algum dos parâmetros de modelação.

Ao se ter apenas em conta a flexão simples, como se explicou anteriormente, os critérios de optimização 1, principalmente, e 2 adquirem relevância para a interpretação dos resultados. Perante os esforços analisados, verifica-se que os resultados finais de ξ_{sc} e μ_{global} mínimos não são alcançados para as espessuras mínimas de aterro, H (1 m e 2 m), tal como se observa na Figura 8.2 e no ANEXO C. Ao se atingir uma H mínima, ocorre um acréscimo de esforços de M_{min} na aduela de topo, simultaneamente com a atenuação do M_{max} , e em ambos os MF extremos nas paredes laterais. Este facto contraria a tendência para as restantes H , onde os esforços vinham diminuindo. O efeito é observável nas respectivas deformadas dos modelos em questão, onde, por exemplo, se dá a inversão do deslocamento vertical a meio vão, no sentido contrário ao gravítico (Tabela 8.6).

Observa-se, ainda, que para θ_s reduzidos, com H mínimo, não se consegue quantificar o M_{max} na mesma secção da aduela (meio vão do elemento) que para H maiores (Tabela 8.5). À medida que se aumenta θ_s , o M_{max} passa a encontrar-se nas extremidades da aduela, porque o seu respectivo MF ultrapassa o homólogo a meio vão. Quando se atinge θ_s máximo, o M_{max} na aduela deixa de se encontrar a meio vão e localiza-se em zonas adjacentes

Perante a interpretação destas observações particulares, para alturas de aterro superior mínimas ($H = 1$ m e 2 m), confirma-se a existência de um efeito denominado de “confinamento” que se caracteriza pela existência de flexão em ambas as fibras (inferior e superior) a meio vão da aduela, embora a flecha central diminua devido à correspondente redução da flexão na fibra inferior, e por existir na fibra inferior nas extremidades do elemento.

Este efeito de “confinamento” é provocado pela altura do aterro sobre - adjacente ser reduzida e o aterro lateral - adjacente permanecer nas mesmas condições geométricas. Isto é, como o carregamento vertical, devido à atenuação do aterro superior fino, deixa de ser tão expressivo (praticamente desprezável para o comportamento da estrutura), os elementos estruturais passam a ser principalmente vulneráveis à influência da componente lateral do solo. Este efeito de “confinamento” representa o efeito de *Marston*, abordado no § 4.3.1.2 e explicado no § 4.4.

O aumento de θ_s leva a que o efeito deixe de ser tão perceptível e a diferença para o acréscimo inesperado de $H = 2$ m para $H = 1$ m passe a ser menos significativa. Logo, a estrutura deixa de ser tão sensível ao efeito de *Marston* como acontece para os casos em que θ_s é reduzido.

Em relação aos MF nas paredes laterais, estes aumentam com a diminuição dos θ_s . No entanto, enquanto para θ_s grandes os MF extremos se mantêm nas mesmas secções, para θ_s pequenos eles deslocam-se para coordenadas mais altas nas paredes laterais.

Para H elevados ($15 - 20$ m), verifica-se que os esforços actuantes na estrutura enterrada são acompanhados do colapso pelo solo dos modelos. A resolução desta adversidade seria melhorar as disposições geométricas da estrutura instável, de acordo com a altura do maciço, ou utilizar um solo com propriedades de resistência superiores. O próprio aumento de θ_s não é proporcional à menor sensibilidade da instabilidade da estrutura por colapso do solo.

8.3.2. ALTERNÂNCIA NA SIMULAÇÃO DA SOBRECARGA DE TRÁFEGO RODOVIÁRIO

Ao aplicar directamente as cargas por eixo, representantes do veículo tipo (Figura 8.1), na fase superior do modelo, atinge-se o colapso do modelo. Isto é, a intensidade do carregamento concentrado exige que seja considerada a resistência mecânica do pavimento (módulo de deformabilidade, etc.). Como não é possível introduzir elementos com a tipologia de estradas no *PLAXIS*, simulou-se o seu comportamento a partir de elementos placa, admitindo as propriedades geométricas e mecânicas para o pavimento. Portanto, o estudo de comparação apresentado tem viabilidade limitada, porque o comportamento resistente da

estrada é definido pela equivalência de elementos de barra. Destaca-se, ainda, que não é suficiente definir elementos de placa entre as três cargas concentradas de eixo (Tabela 8.9) porque esta situação também origina colapso do modelo pelo solo. É necessário simular o pavimento por toda a extensão do modelo.

Perante a comparação dos esforços (Tabelas 8.7 e 8.8) e dos diagramas obtidos (Tabelas 8.9 a 8.11), resultantes do carregamento rodoviário por veículo tipo com a tipologia de carregamento padrão (sobrecarga rodoviária uniformemente distribuída, $SC = 10 \text{ kN/m}^2$), verifica-se:

- $H = 10 \text{ m}$ - A dispersão do carregamento concentrado, ao atingir o topo da estrutura, foi conseguida, uma vez que a diferença na comparação dos esforços é desprezável. A diferença deve-se, para além de outros factores, ao facto da carga uniformemente distribuída ter em consideração a margem de segurança, tendo em conta o faseamento construtivo, ao contrário do carregamento do veículo tipo.
- $H = 1 \text{ m}$ - O modelo condicionado pelo veículo tipo é, também, sujeito ao efeito “confinamento”, característico de alturas de aterro sobre - adjacente mínimas. No entanto, a diferença entre os M_{max} na aduela de topo para ambos os carregamentos rodoviários permite interpretar que a degradação do carregamento por veículo tipo não é conseguida para H tão reduzida. Os restantes esforços são geralmente semelhantes com uma certa margem de erro. Confirma-se, portanto, a necessidade de limitar a espessura de aterro mínima, H , para a modelação aquando da aplicação da carga rodoviária por sobrecarga uniformemente distribuída. Esta conclusão vem ao encontro do referido no § 4.3.2.1.

8.4. CONCLUSÕES

Para espessuras de aterro finas, este efeito destaca-se por ser provocado pelos aterros adjacentes e torna-se mais significativo que no aterro superior. Logo, nestas condições (espessura do aterro superior fino), a estrutura é condicionada pelo efeito dos aterros adjacentes, uma vez que o aterro superior não é tão gravoso.

Conclui-se, desta forma, que a tendência de M_{max} nas aduelas ser constante é proporcional à redução θ_s , apesar da redução de H . Note-se que para as espessuras mínimas de aterro sobre - adjacente ($H = 1 \text{ m}$ e 2 m), o M_{max} é semelhante para os θ_s mínimos porque o M_{max} passa a ser mais gravoso em nós de extremidades da aduela em vez do meio vão. Dá-se, assim, a impressão de equilíbrio do MF entre estas duas alturas de aterro, H , embora se trate apenas do incremento e mudança do MF extremos para nós mais desfavoráveis na extremidade,

acompanhado da redução da flexão a meio vão para o M_{max} . Este fenómeno dá a sensação que o esforço, M_{max} , se mantém constante.

O efeito de *Marston* do aterro lateral para aterros sobre - adjacentes finos contraria a linearidade na distribuição dos esforços, aquando da redução da espessura desse mesmo aterro. Realça-se um acréscimo de esforços característicos para H reduzidos, independentemente da largura do aterro lateral - adjacente utilizada na modelação. Esse respectivo acréscimo dos esforços é mais qualitativo do que não quantitativo. No entanto, o crescimento do efeito é proporcional ao desenvolvimento da largura do aterro lateral - adjacente na modelação, até esta deixar de transpor interferência no comportamento estrutural dos elementos. Portanto, a modelação, ao ter em consideração a largura onde o aterro lateral tem influência no comportamento da estrutura, garante, em simultâneo, consideração do efeito de *Marston* máximo, correctamente definido. Logo, a subestimação da largura dos aterros lateral - adjacentes, provocaria a subestimação do efeito.

Apesar da valorização do “confinamento”, não se trata do efeito mais condicionante na estrutura. Isto é, a sua subestimação, ou mesmo desprezo, seria tolerável tendo em conta o acréscimo de esforços que ele provoca. A possibilidade de considerar um coeficiente de majoração para H , onde o efeito se distingue, permitiria alcançar uma simulação do comportamento da estrutura real adequada.

Acerca da utilização do carregamento rodoviário com a aplicação do veículo tipo, conclui-se que a utilização de H reduzidos não possibilita o emprego do carregamento padrão (sobrecarga rodoviária uniformemente distribuída). Todavia, recorda-se que ambos os carregamentos (veículo tipo ou padrão) são objectos adaptados à obra de arte modelada (passagem inferior). Logo, dever-se-á considerar uma margem de segurança suficiente para a simulação, de acordo com o modelo analisado.

Tendo em conta a degradação da solicitação rodoviária, verifica-se, também, que é possível otimizar a forma do arco, de modo a que o funicular das cargas passe o mais perto possível da sua fibra média, reduzindo a sua influência no comportamento dos elementos que constituem a estrutura.

Convém recordar que a distribuição dos esforços na estrutura enterrada é avaliada em função de três parâmetros. O principal é a altura de aterro, H , analisado, aliás, neste capítulo. Os restantes são a posição dos seccionamentos transversais, θ_s , por não se ter fixado devido à escassez de conclusões concretas, e, indirectamente, a disposição das sapatas, a/b , de acordo com o critério 4. Quando se interpreta o efeito de um determinado parâmetro, dificilmente se consegue isolar exclusivamente o seu significado no comportamento e, conseqüentemente, retirar ideias concisas e, imediatamente, conclusivas. Por exemplo, a variação do seccionamento transversal, θ_s , é dependente da própria disposição das sapatas, a/b . Logo, a comparação entre esforços é elaborada para múltiplas razões, a/b , divergentes entre os respectivos θ_s . Para além disto, a distribuição dos esforços, tendo em conta condições de sapatas semelhantes, não possibilita a compreensão objectiva da função na localização das rótulas porque trata-se de um parâmetro não apenas dependente de si próprio.

Assim, esta incoerência, por vezes existente na tentativa de entendimento do comportamento estrutural, deve-se à análise dos resultados, geralmente, em função de diversos parâmetros, dificultando a compreensão da influência destes, mas isoladamente.

8.5. RESUMO

Sucintamente, a Figura 8.5 apresenta uma ilustração da singularidade abordada.

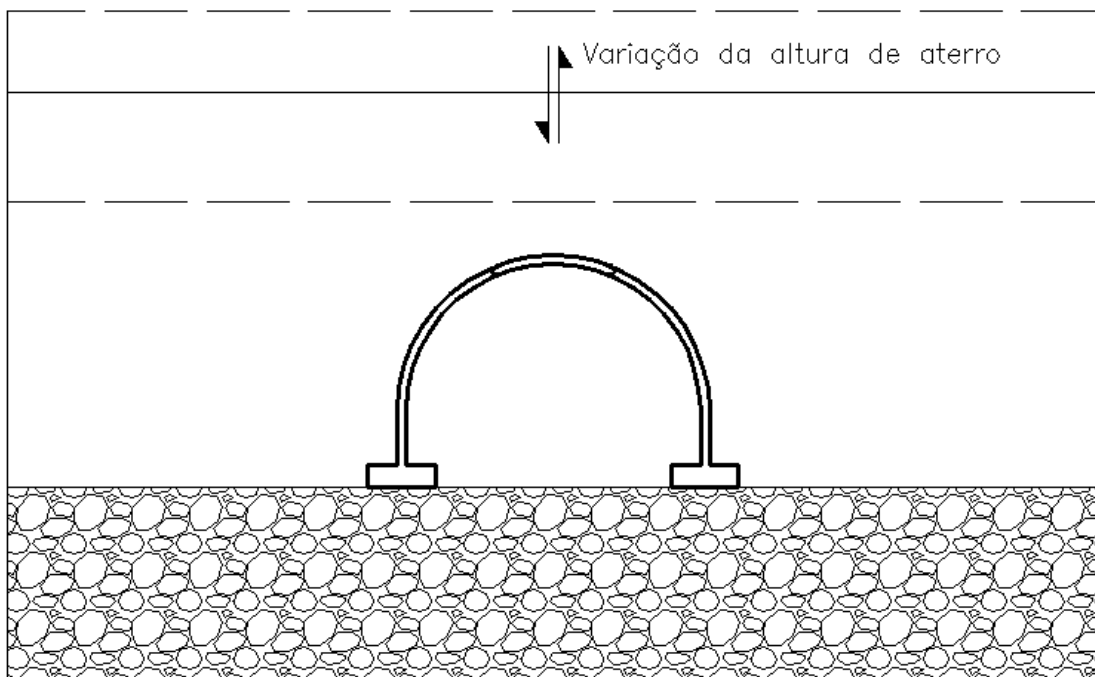


Figura 8.5 Exemplificação da particularidade avaliada

Face aos resultados dos parâmetros avaliados, descrevem-se os aspectos mais relevantes:

- O incremento na altura da estrutura implica o aumento dos esforços;
- A distribuição dos esforços encontra-se em função da particularidade avaliada (variação da altura de aterro);
- Verifica-se a aplicabilidade do sistema para diferentes alturas de aterro;
- Confirma-se a existência do efeito de *Marston* para alturas de aterro mínimas;
- Descobre-se que a quantificação dos esforços no modelo submetido a uma sobrecarga vertical, veículo tipo, é requerida para baixas alturas de aterro, porque o carregamento (forças verticais) na face superior não se consegue distribuir na totalidade pelo modelo. Assim, este concentra-se e actua, na generalidade, sobre a estrutura enterrada, provocando um acréscimo dos esforços não contabilizado pelo caso análogo com sobrecarga uniformemente distribuída.

CAPÍTULO 9

9. ANÁLISE - VARIAÇÃO DOS CASOS DE CARGA

9.1. SUMÁRIO

Neste capítulo são analisadas as disposições possíveis da sobrecarga rodoviária que possam ser mais desfavoráveis. Portanto, o objectivo consiste em conseguir descobrir os CC prejudiciais, no âmbito do modelo de estudo, de forma a obter os esforços correspondentes mais gravosos. De seguida, procura-se interpretar e analisar as diferenças existentes entre os múltiplos casos observados.

Devido às razões explicadas no § 8, a análise continua em função do posicionamento dos seccionamentos transversais, θ_s , para além da disposição do carregamento como parâmetro principal.

Uma vez mais, para se poder observar o efeito da interacção dos esforços MF - EA na estrutura, como explicado no § 7, foram obtidos os resultados finais em relação à flexão simples (sem influência de EA) e à flexão composta (com influência da interacção MF - EA).

Parte-se do modelo base onde se aplica as modificações geométricas favoráveis, analisadas nos § 5 a 8, ou seja:

- Espessura contínua ao longo da estrutura com $h_c = 0,4$ m para a aduela de topo e as paredes laterais;
- Dimensões das sapatas compostas por $h = 1,0$ m e $L = 2,0$ m;
- Seccionamento longitudinal com $e = 2,0$ m para as componentes da estrutura;
- A disposição das fundações para cada seccionamento transversal é resultante do § 7. Logo, é função do critério de optimização 4 (ξ_{sc} mínimo) para ambos os tipos de flexão (simples ou composta).

Na tabela 9.1, apresenta-se a disposição dos carregamentos rodoviários ponderados.

Carregamento	Descrição
C9IC1	Metade do modelo
C9IC2	Concentrado no centro sobre a estrutura
C9IC3	Toda a faixa menos o zona central sobre a estrutura
C9IC4	Da extremidade até ao início da estrutura
C9IC5	Da extremidade do modelo até ao final da estrutura
C9IC6	Em toda a largura do modelo - Carregamento base

Tabela 9.1 Descrição dos carregamentos considerados

9.2. RESULTADOS

Todos os cálculos e resultados da análise executada que permitiram obter valores resumidos e propostos estão apresentados no ANEXO D, quando se despreza a influência do esforço axial, e no ANEXO E, quando se considera a influência do esforço axial. É conveniente que sejam consultados para complementar a informação sucinta descrita de seguida.

9.2.1. SEM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

Na tabela 9.2 são expostos os casos mais condicionantes, de acordo com os esforços obtidos, em função do seccionamento transversal, para a flexão simples.

θ_s [°]	Elemento	Casos de carga desfavoráveis	
		M_{max}	M_{min}
0,00	Paredes laterais	C9C2	C9C6
32,73	Aduela de topo	C9C2	C9C1
	Paredes laterais	C9C5	C9C5
49,09	Aduela de topo	C9C2	C9C1
	Paredes laterais	C9C5	C9C6
65,49	Aduela de topo	C9C2	C9C4
	Paredes laterais	C9C5	C9C1
73,66	Aduela de topo	C9C2	C9C6
	Paredes laterais	C9C6	C9C3
81,82	Aduela de topo	C9C2	C9C1
	Paredes laterais	C9C6	C9C3
90,00	Aduela de topo	C9C2	C9C5
	Paredes laterais	C9C6	C9C3

Tabela 9.2 Casos desfavoráveis para a flexão simples

Apresentam-se agora, na tabela 9.3, os resultados finais em relação ao cálculo do peso do aço por m^3 de betão relativo, ξ_{sc} , para a flexão simples tendo em conta os CC desfavoráveis e compara-se com os referentes ao modelo base obtidos no § 7.2.1.

Carregamento	θ_s [°]						
	0,00	32,73	49,09	65,49	73,66	81,82	90,00
Desfavorável	145,700	123,736	114,204	92,141	101,653	107,865	124,701
Base	145,700	120,877	106,444	90,416	92,882	93,128	123,729

Tabela 9.3 Resultados do peso de aço por m^3 de betão, ξ_{sc} [kg aço/ m^3 betão]

9.2.2. COM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

Na tabela 9.4 estão descritos os casos mais condicionantes, de acordo com os esforços obtidos, em função do seccionamento transversal, para a flexão composta.

θ_s [°]	Elemento	Casos de carga desfavoráveis
		máx M_{max} ; M_{min}
0,00	Paredes laterais	C9C2
32,73	Aduela de topo	C9C2
	Paredes laterais	C9C5
49,09	Aduela de topo	C9C2
	Paredes laterais	C9C5
65,49	Aduela de topo	C9C2
	Paredes laterais	C9C5
73,66	Aduela de topo	C9C2
	Paredes laterais	C9C3
81,82	Aduela de topo	C9C2
	Paredes laterais	C9C3
90,00	Aduela de topo	C9C2
	Paredes laterais	C9C3

Tabela 9.4 Casos desfavoráveis para a flexão composta

9.2.3. COMPARAÇÃO ENTRE A CONSIDERAÇÃO E O DESPREZO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

De forma sucinta, e adicionando resultados anteriormente obtidos, são descritos e comparados, na tabela 9.5, os valores de peso de aço por m^3 de betão relativo, ξ_{sc} , tendo em conta aspectos como a consideração do esforço axial, a utilização do CC desfavorável e a disposição das sapatas a melhor satisfazer o critério 4.

Disposição das sapatas ideal	Flexão	Carrega.	θ_s [°]						
			0,00	32,73	49,09	65,49	73,66	81,82	90,00
Sim	Composta	Desfav.	95,943	74,078	74,757	71,525	62,331	51,519	45,086
		Base	79,000	69,053	63,627	62,775	60,106	43,007	40,302
	Simples	Desfav.	145,700	123,736	114,204	92,141	101,653	107,865	124,701
		Base	145,700	120,877	106,444	90,416	92,882	93,128	123,729
Não	Composta	Desfav.	98,720	98,594	79,991	82,303	82,085	66,778	64,946
		Base	98,720	94,620	74,434	71,525	71,414	61,062	52,371

Tabela 9.5 Resultados globais do peso de aço por m^3 de betão, ξ_{sc} [kg aço/ m^3 betão]

9.3. OBSERVAÇÕES FINAIS

9.3.1. GENERALIDADES

Para os CC com disposição não simétrica (C9C1, C9C4 e C9C5), devem ser recolhidos os esforços mais prejudiciais entre as duas parcelas simétricas da estrutura (Figura 9.1). O dimensionamento global da estrutura apenas considera esses esforços, aplicando-os nas duas partes simétricas da estrutura.

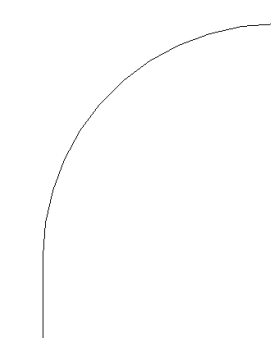


Figura 9.1 Parcela simétrica da estrutura

A variação do CC aplicado no modelo suscita uma distribuição genérica dos esforços, independentemente dos restantes parâmetros. Não foram expostos quaisquer diagramas de esforços ou deslocamentos sobre os CC, porque embora haja diferença na grandeza dos valores para o posterior dimensionamento dos elementos, esta é pouco perceptível ao se comparar os diagramas análogos de diversos casos.

Salienta-se que, independentemente do tipo de flexão avaliado, o critério de optimização 4, em relação à quantidade de armadura, define a desvantagem dos casos carga na estrutura.

De acordo com a tabela 9.2 e 9.4, C9C2 permite obter o maior M_{max} a meio vão na aduela de topo, independentemente do ângulo de seccionamento, θ_s , em estudo. Isto porque o carregamento apenas se concentra sobre a posição da estrutura enterrada, minimizando substancialmente a possibilidade do efeito de *Marston*. Este facto permite maximizar a flexão na fibra inferior da aduela a meio vão, ou seja, maximiza-se a solitação do aterro sobre - adjacente e da sobrecarga vertical relativamente ao estado de tensão aplicado pelo aterro lateral - adjacente no comportamento da estrutura enterrada.

Contrariamente à C9C2, o C9C3 (face superior carregada excepto posição sobre a estrutura) suscita a maximização da acção do aterro lateral - adjacente, minimizando as restantes (aterro sobre - adjacente e sobrecarga rodoviária) no comportamento da estrutura enterrada. Consequentemente, o esforço M_{max} resultante é reduzido em comparação aos restantes CC avaliados.

É passível de observar que a colocação do carregamento somente em metade do modelo (C9C1) provoca a deslocação do M_{max} para nós adjacente ao meio vão. Este desvio aumenta de acordo com o desenvolvimento de θ_s .

O crescimento θ_s é directamente proporcional ao aumento de M_{min} na aduela de topo, enquanto o M_{min} nas paredes laterais diminui.

Ao deslocar os seccionamentos transversais para baixo na estrutura, o M_{min} , ao se encontrar em coordenadas superiores para θ_s inferiores, vai-se movendo para nós abaixo em relação à sua posição inicial, até atingir a base das paredes laterais quando θ_s for máximo.

9.3.2. SEM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

Ao variar o seccionamento transversal (do topo para a base), observam-se determinadas características dos esforços desfavoráveis relativamente aos seus CC associados, em comparação com os esforços do C9C6 (modelo base):

- O M_{max} na aduela de topo é sempre obtido com C9C2, portanto é maior do que o MF obtido pelo CC do modelo base (C9C6).
- Quando o seccionamento é disposto no topo ($\theta_s = 0,00^\circ$), o M_{max} nas paredes laterais também é garantido com C9C2. À medida que θ_s aumenta na estrutura ($32,73^\circ$ a $65,49^\circ$), o M_{max} é obtido através de C9C5. Para os θ_s maiores ($73,66$ a $90,00$), C9C6 passa a ser o CC desfavorável para o M_{max} . Destaca-se, ainda, que para os $\theta_s = 81,82^\circ$ e $90,00^\circ$, o valor de M_{max} obtido (C9C6) é igual ao MF de C9C1.
- O M_{min} na aduela nunca é adquirido com o mesmo CC e é quase sempre superior ao MF do caso base (C9C6)
- Apenas os θ_s maiores garantem o mesmo CC desfavorável para obter M_{min} nas paredes. Geralmente, o valor deste MF é superior ao valor do caso base C9C6.

À excepção do M_{max} , para a aduela de topo, que é sempre desfavorável para o caso C9C2 independentemente do posicionamento dos seccionamentos, os casos mais condicionantes não são sempre constantes para os restantes MF, seja para flexão simples ou composta. A origem deste facto é que a disposição das sapatas ideal, de acordo com o critério 4, é singular em função do ângulo de localização dos seccionamentos, θ_s . Deste modo, não há uniformidade da razão do a/b pelos seccionamentos avaliados, dificultando a obtenção do mesmo CC.

No entanto, os seccionamentos com $\theta_s = 0,00^\circ$, $32,73^\circ$ e $49,09^\circ$ com a mesma razão, $a/b = 0,887$ (Tabela 7.5), garantem os mesmos casos desfavoráveis para o cálculo dos esforços. Consequentemente, conclui-se que, os CC desfavoráveis são função da razão, a/b , assim como de θ_s .

9.3.3. COM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

Na consideração da flexão composta (interacção dos esforços MF - EA), somente interessa dimensionar o esforço mais desfavorável existente em ambas as faces de cada elemento. Portanto, na aduela de topo C9C2 é o CC desfavorável (Tabela 9.4). Relativamente às paredes laterais, para θ_s baixos ($0,00^\circ$ a $65,49^\circ$), C9C5 é o caso mais gravoso a nível do elemento. Para θ_s maiores ($73,66^\circ$ a $90,00^\circ$), C9C5 é substituído pelo C9C3 (Tabela 9.4). De acordo com o respectivo CC mais desfavorável, o aumento θ_s no sistema provoca:

- Diminuição da armadura longitudinal requerida nas paredes laterais até se alcançar a mínima regulamentar;
- Aumento da armadura requerida na aduela de topo até se alcançar a mínima regulamentar.

Assumindo a grandeza do EA, especialmente nas paredes laterais, verifica-se o benefício da interacção dos esforços MF - EA aquando do dimensionamento dos elementos. É, contudo, necessário ter cautela e controlar-se as tensões actuantes na base das sapatas dentro do intervalo de segurança.

9.3.4. COMPARAÇÃO ENTRE A CONSIDERAÇÃO E O DESPREZO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

Ao comparar os modelos entre os dois tipos de flexão, verifica-se que os CC desfavoráveis a nível dos elementos são similares. Todavia, os modelos sujeitos à flexão simples apresentam um CC desfavorável por face de cada elemento, enquanto os modelos de flexão composta apenas são constituídos pelo caso desfavorável no elemento. Na hipótese de se admitir o caso entre as duas faces mais desfavorável no elemento da flexão simples, então estes coincidiriam com os casos representativos da estrutura a nível global para flexão composta.

Deve-se ter em atenção que a modificação do posicionamento das sapatas leva à variação dos esforços nos elementos, como já explicado anteriormente. Assim, os nós favoráveis na estrutura podem passar a ser desfavoráveis segundo os deslocamentos mínimo das sapatas. Sabendo que os CC são função da distribuição dos esforços pela estrutura, pode-se, erradamente, utilizar um CC que garanta os esforços desfavoráveis em determinada posição,

definida pela disposição das sapatas inicial. Posteriormente, na hipótese dessa posição ser alterada, ocorreria uma modificação das coordenadas dos esforços que se desejaria maximizar com outro CC mais ideal.

Portanto, para não haver erros na obtenção dos esforços desfavoráveis com os respectivos CC correctos, o método indicado consiste em:

- Definir a disposição das sapatas que melhor satisfaz o critério 4 em função da localização dos seccionamentos;
- Optar pelo CC mais condicionante de acordo com a localização dos esforços gravosos na estrutura.

9.4. CONCLUSÕES

O CC aplicado no modelo base C9C6 não é desfavorável para nenhum esforço avaliado. Logo, o modelo base encontrava-se subdimensionado, admitindo que não se aplicou os correctos CC mais desfavoráveis. Destaca-se que a discrepância nos esforços entre o caso base e os restantes não é significativa, mas é notável para um dimensionamento correctamente elaborado.

Perante os esforços analisados, observa-se que os MF (M_{max} e M_{min}) e EA extremos se localizam constantemente nos mesmos nós da estrutura, embora as condições de carregamento variem. Por isso, na generalidade, o posicionamento dos esforços críticos permanece constante e igual ao caso base C9C6.

A consideração da interacção MF - EA permite verificar que os casos gravosos permanecem constantes apesar da disposição das sapatas utilizada. Assim, é possível definir os carregamentos a considerar para maximizar os esforços correspondentes à quantidade de armadura mais prejudicial pelos elementos da estrutura.

De relembrar que na interacção de esforços MF - EA dá-se maior privilégio ao MF, porque é o esforço mais condicionante, como se explicou anteriormente. O EA favorece o cálculo da armadura necessária por se considerar a interacção dos esforços. Por isso, os CC críticos são determinados em relação às posições dos MF desfavoráveis na estrutura, permanecendo críticos nas mesmas posições quando se considera a interacção do EA. Logo, as combinações MF - EA, onde o EA é o esforço condicionante, não constituem os pares de esforços mais prejudiciais para a estrutura. Além disso, o N_{min} encontra-se geralmente nos nós associado aos MF condicionantes, seja na base das paredes, seja na extremidade da aduela.

Independentemente da razão, a/b , na disposição das sapatas os seus respectivos CC dispõem de uma distribuição genérica dos esforços em função do próprio CC. Isto é, admitindo que qualquer esforço varie entre CC diferentes, então o deslocamento das sapatas unicamente influencia a grandeza dos esforços sem alterar a sua distribuição na estrutura. Desta forma, os carregamentos desfavoráveis, correspondentes aos esforços condicionantes, variam em função do posicionamento do seccionamento transversal, θ_s , mas não em relação à disposição das sapatas com a razão, a/b .

9.5. RESUMO

Face aos resultados dos casos de carga tomados em conta, descrevem-se, sucintamente, os aspectos mais relevantes:

- O CC desfavorável na aduela de topo é C9C2. Ele consiste na concentração da sobrecarga rodoviária unicamente sobre a projecção da estrutura enterrada na face superior;
- O CC desfavorável nas paredes laterais é C9C5. Ele consiste na extensão da sobrecarga rodoviária desde do limite do modelo de cálculo até à extremidade oposta da projecção da estrutura enterrada na face superior;
- Os efeitos secundários (efeito de *Marston*, etc.), provenientes dos esforços principais na estrutura, são proporcionais à distribuição de cada carregamento pela face superior;
- Apesar dos esforços não serem constantes, numa determinada posição, entre cada CC, verifica-se que a sua contribuição na quantificação dos esforços é mínima ao se comparar com a acção do aterro técnico.

CAPÍTULO 10

10. ANÁLISE - VARIAÇÃO DA ESPESSURA DAS CAMADAS DE ATERRO DE COMPACTAÇÃO

10.1. SUMÁRIO

Neste capítulo é analisada a influência da espessura das camadas de aterro compactadas sobre os esforços resultantes relativamente ao comportamento da estrutura. Admite-se, desde logo, que a compactação é realizada simultaneamente pelos aterros lateral - adjacentes em função da estrutura enterrada.

Parte-se dos modelos originais com $\theta_s = 49,09^\circ$ (M713_3), $\theta_s = 65,49^\circ$ (M718_3) e $\theta_s = 81,82^\circ$ (M717_3) com as modificações utilizadas no § 9, que são:

- Espessura contínua ao longo da estrutura com $h_c = 0,4$ m para a aduela de topo e as paredes laterais;
- Dimensões das sapatas compostas por $h = 1,0$ m e $L = 2,0$ m;
- Seccionamento longitudinal com $e = 2,0$ m para as componentes da estrutura;
- A disposição das fundações para cada localização dos seccionamentos é resultante do § 7 quando considerada a interacção dos esforços MF - EA (flexão composta). Esta corresponde à mais ideal para obter o menor peso de aço por m^3 de betão relativo, ξ_{sc} , de acordo com o critério de optimização 4;
- O carregamento é o referente ao modelo base (distribuído uniformemente ao longo da face superior do modelo) - C9C6.

Na Tabela 10.1 descreve-se o número e a correspondente espessura das camadas de aterro de compactação, para as quais se analisou o comportamento da estrutura enterrada.

n_{at}	1	2	3	4	5	10	20	30
h_{at} [m]	19,15	9,60	6,40	4,80	3,80	1,90	0,95	0,64

Tabela 10.1 Número e correspondente espessura das camadas de aterro de compactação

10.2. RESULTADOS

Todos os esforços e resultados organizados de modo a interpretar a influência da espessura das camadas de aterro de compactação sobre a estrutura estão apresentados no ANEXO F. Por isso, é conveniente que sejam consultados para se complementar a informação sucinta descrita seguidamente.

Na Tabela 10.2 apresenta-se os diagramas de flexão, de deslocamento total e da deformada relativamente ao modelo com seccionamentos transversais com o eixo vertical, $\theta_s = 65,49^\circ$, em função de três espessuras de camadas de compactação distintas.

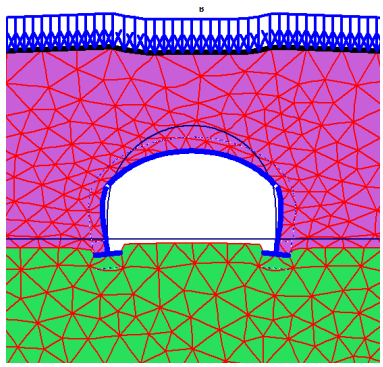
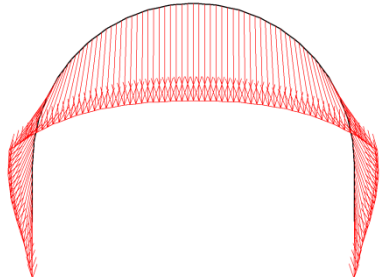
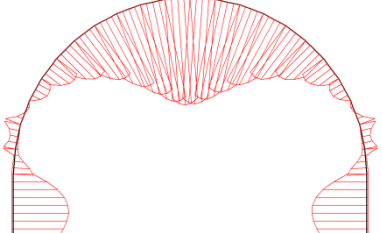
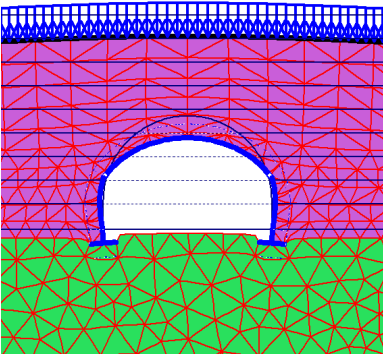
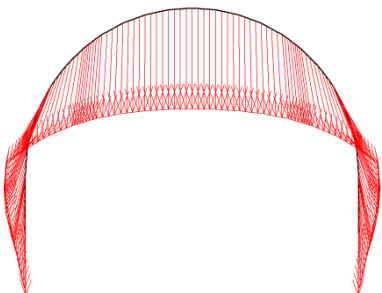
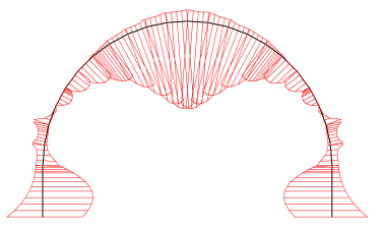
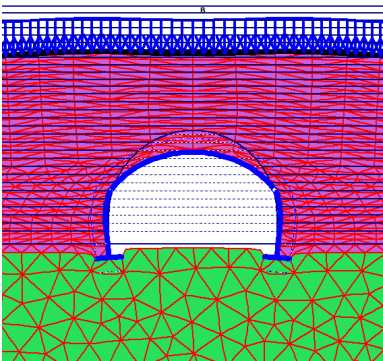
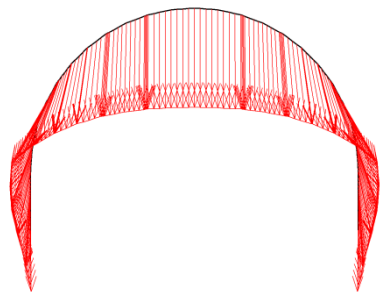
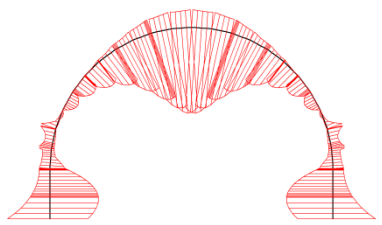
Ângulo		Deformada	u_{total} [mm]	M_{Ed} [kNm/m]
Modelo				
		M718_3		
h_{at} [m]	19,15			
Nº	1			
		M1011_5		
h_{at} [m]	1,90			
Nº	10			
		M1011_7		
h_{at} [m]	0,64			
Nº	30			

Tabela 10.2 Diagramas para modelos com $\theta_s = 65,49^\circ$ em função da espessura das camadas de compactação

Nas Figuras 10.1 e 10.2 apresentam-se, a título exemplificativo, os diagramas com o par de esforços $(M; N)_{i=1}$ em função do número de camadas de compactação utilizada, n_{at} , para o aterro técnico do modelo. No ANEXO F.2 é possível visualizar na totalidade os diagramas para todos os pares de esforços considerados na análise.

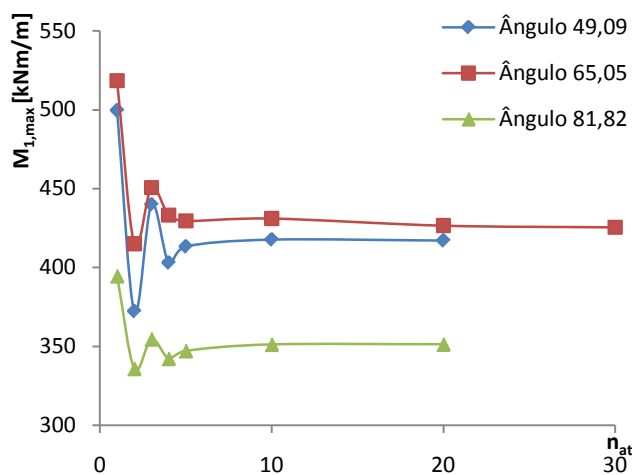


Figura 10.1 O esforço $M_{1,max}$ em função do número de camadas de compactação, n_{at} , na aduela de topo

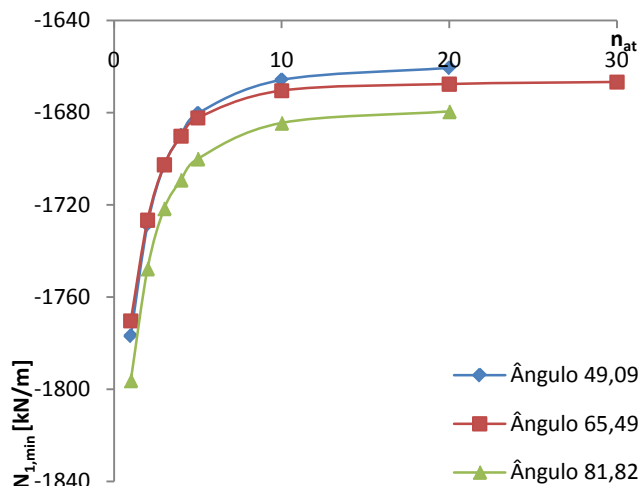


Figura 10.2 O esforço $N_{1,min}$ em função do número de camadas de compactação, n_{at} , na aduela de topo

10.3. OBSERVAÇÕES FINAIS

Perante os resultados apresentados acerca dos esforços correspondentes às diversas espessuras das camadas de compactação de aterro técnico, n_{at} , é importante diferenciar as duas situações distintas:

- Quando o topo da estrutura termina ao nível de uma camada;
- Quando o topo da estrutura coincide com o meio de alguma camada.

Verifica-se que o M_{min} aumenta em relação aos elementos, porque à medida que se vai adicionando camadas de aterro e compactando-as, surge um indício de um efeito denominado “confinamento lateral” relacionado com a sobreposição das camadas lateral - adjacentes de aterro e, ao atingir a face superior da estrutura, o aterro sobre - adjacente (ANEXO F.1). Ou seja, ainda durante o faseamento construtivo, a estrutura desenterrada foi sujeita ao respectivo efeito devido à elevação do aterro lateral - adjacente, antes de se atingir a obra de arte final. Justifica-se, assim, a importância substancial na consideração do processo construtivo da estrutura, em termos de solicitações de construção.

O acréscimo do M_{min} , em relação ao modelo base ($n_{at} = 1$), provém do efeito de “confinamento lateral” significativo porque parte da flexão resulta dos elementos se

encontrarem submetidos a este efeito temporariamente, enquanto a colocação do aterro técnico não é totalmente finalizada. A redução do M_{max} deve-se ao mesmo motivo, isto é, o efeito de “confinamento lateral” contraria a posterior flexão pela aplicação final das solicitações no sistema global.

A modelação do *PLAXIS* não permite atingir a espessura máxima aconselhada (COBA *et al.*, 2008) das camadas compactadas (20 cm), como se vê na Tabela 10.1, devido à minuciosidade muito elevada para as dimensões do modelo. No entanto, verifica-se, segundo os diagramas das Figuras 10.1 e 10.2, que as espessuras mínimas conseguidas na modelação permitem obter esforços finais próximos dos reais, admitindo um intervalo de erro desprezável. Isto é, os diagramas apresentam assíptotas horizontais, logo, demonstram uma estabilidade na variação dos resultados finais, devido aos valores tenderem para constante. Esta tendência é, igualmente, conseguida para os restantes esforços.

Diante dos diagramas (Figura 10.1), sobressai uma perturbação ou instabilidade dos esforços para n_{at} reduzidos, devido ao facto do topo da estrutura se encontrar ao nível de uma camada de aterro. Esta situação pode estar na origem de um acréscimo de esforços adicionais, como se explicou anteriormente. Ou seja, o estado de tensão devido ao efeito de “confinamento lateral” aplicado à estrutura diverge substancialmente, por exemplo, no caso do aterro ser instalado directamente ao longo de toda a altura da estrutura ($n_{at} = 1$) ou no caso de ser apenas interrompido a meio da estrutura e continuar com outro sobreposto a seguir ($n_{at} = 2$).

Todavia, a partir de um n_{at} considerado satisfatório, os esforços tendem a estabilizar para um valor constante como se referiu (Figura 10.1). O refinamento das camadas passa a ser suficientemente elevado para ter em conta o acréscimo de esforços provocadas pelo faseamento construtivo na estrutura. Assim, a espessura das camadas de aterro, h_{at} , deixa de influenciar erradamente o comportamento resultante da estrutura e a colocação do aterro por camadas com h_{at} satisfatório permite representar o efeito de “confinamento lateral” correctamente quantificado.

Destaca-se que a partir de $n_{at} = 30$ ($h_{at} = 0,64$ m), a aproximação dos esforços é adequada somente do ponto de vista estrutural. Assim, caso a espessura das camadas apenas dependesse do comportamento estrutural, haveria a possibilidade desta ser aumentada para valores em que se assegura a tendência dos esforços para resultados constantes nos diagramas. Seria, também, necessário garantir a hipótese admitida inicialmente, em que se aplica, sequencialmente, as camadas lateralmente simétricas. No entanto, acredita-se que uma espessura $h_{at} = 0,50$ possa ser garantida, admitindo que não haja mais restrições construtivas.

No entanto, para h_{at} maiores que as aconselhadas por entidade profissionais, os critérios de construção e de desequilíbrio na colocação dos dois conjuntos de aterros laterais não são tomados em conta. Logo, poderiam por em causa a qualidade destes resultados. Ou seja, a

hipótese simplificativa admitida sobre a colocação do aterro técnico de forma simétrica em relação aos aterros lateral - adjacentes, permitiu aumentar a espessura das camadas relativamente às normativas.

Assim, a diferenciação entre a sobreposição das camadas de aterro de ambos os lados originariam um potencial desequilíbrio entre as duas faces. Este desequilíbrio, se acentuado por causa de h_{at} excessivo, resultaria num acréscimo de esforços não tomado em consideração na fase de projecto.

Analisando o seccionamento transversal em função de n_{at} , verifica-se que o comportamento continua a depender de θ_s . A localização das rótulas tem influência directa na perturbação inicial dos esforços quando se vai reduzindo h_{at} . Esta instabilidade desaparece a partir do momento que h_{at} é suficientemente baixo e que os esforços se tornam constantes com precisão satisfatória. Portanto, é necessário analisar cada caso individualmente, pois percebe-se que a fragmentação do aterro em camadas suficientes permite avaliar correctamente os esforços e obter uma aproximação adequada.

De salientar que para θ_s elevado, o M_{min} na aduela deixa de se encontrar próximo das extremidades e mobiliza-se para meio vão, onde se atinge também o M_{max} . Portanto, ao definir-se uma espessura, h_{at} , coerente para obter boas aproximações nos esforços, o M_{min} desloca-se para meio vão em vez das extremidade e torna-se mais desfavorável que à partida ($n_{at} = 1$).

10.4. CONCLUSÕES

A importância da diferença entre os resultados dos esforços em função da aplicação do n_{at} máximo e mínimo (modelo base) depende da consideração ou desprezo do efeito de “confinamento lateral” para ambos os casos.

Todos estes efeitos secundários, resultantes de componentes principais, também condicionam o comportamento da obra de arte. De recordar que a origem do estado de tensão final nos elementos da estrutura que suscitam os esforços resultantes encontra-se na aplicação final das suas solicitações (carregamento rodoviário e aterro técnico global da passagem inferior) e na fase construtiva das componentes do sistema (compactação do aterro técnico, montagem dos elementos pré-fabricados, etc.). Desta forma, o estudo do comportamento estrutural do modelo deve ter em conta esses aspectos.

Destacar, em suma, que a precisão dos EF utilizados não está em causa aquando da diferença entre esforços para h_{at} diferentes. Isto é, o motivo desta divergência não se deve à falta de precisão no refinamento da malha de EF considerada para a simulação do comportamento real da obra de arte.

10.5. RESUMO

Sucintamente, a Figura 10.3 apresenta uma ilustração da singularidade abordada.

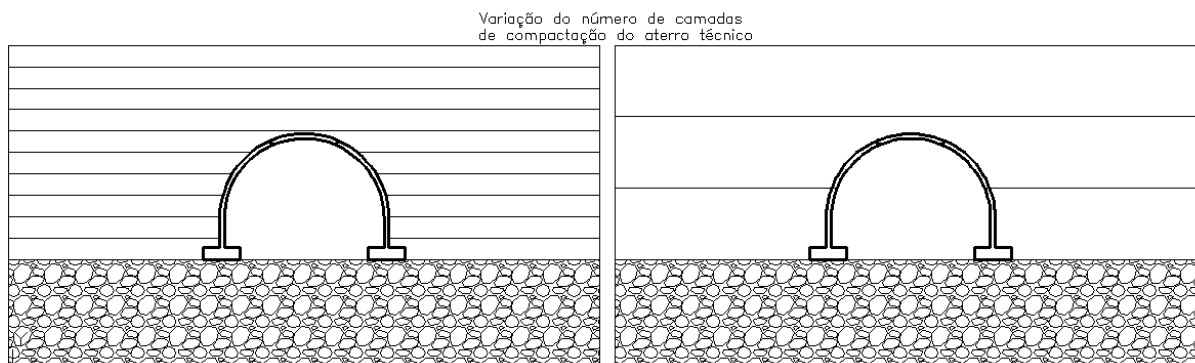


Figura 10.3 Exemplificação da particularidade avaliada

Face aos resultados da variação do número de camadas de compactação do aterro técnico, descrevem-se os aspectos mais relevantes:

- À medida que se vai refinando o aterro técnico num maior número de camadas de compactação, os esforços resultantes do modelo, sujeito às solicitações, vão tendendo para um valor constante, obtendo-se uma maior precisão nos valores estimados;
- A própria distribuição das camadas de compactação ao longo do aterro técnico é preponderante na idealização do seu comportamento;
- A definição de um valor normalizado para a espessura das camadas depende, para além de condicionamentos estruturais, de factores construtivos ou técnicos devido ao faseamento construtivo e ao tipo de equipamentos de compactação.

CAPÍTULO 11

11. ANÁLISE - VARIAÇÃO DA GEOMETRIA TRANSVERSAL

11.1. SUMÁRIO

O presente capítulo trata-se do principal em termos de análise. Após o estudo dos parâmetros associados aos pormenores construtivos da obra de arte, aborda-se objectivamente o âmbito da geometria transversal da estrutura enterrada. A localização dos seccionamentos transversais deixa de ser uma variável e passa a ser constante, onde apenas são tratados os seccionamentos transversais com $\theta_s = 49,09^\circ$ e $65,49^\circ$. O objectivo de estudar pelo menos dois ângulos em vez de manter θ_s constante reside no facto de que, ao modificar os detalhes em relação à geometria transversal, o comportamento da estrutura é compreendido quando associado à alteração do posicionamento das rótulas. Sucintamente, tenta-se perceber se a resposta estrutural, ao se fazerem mudanças geométricas, é linear para qualquer ângulo.

Parte-se dos modelos originais com $\theta_s = 49,09^\circ$ (M713_3) e $\theta_s = 65,49^\circ$ (M718_3) com as modificações realizadas nos § 5 - 8, que são:

- Espessura contínua ao longo da estrutura com $h_c = 0,4$ m para a aduela de topo e as paredes laterais;
- Dimensões das sapatas compostas por $h = 1,0$ m e $L = 2,0$ m;
- Seccionamento longitudinal com $e = 2,0$ m para as componentes da estrutura;
- A disposição das fundações para o posicionamento dos seccionamentos avaliados é aquela que melhor satisfaz o critério de optimização 4 para a flexão composta;
- O carregamento é o referente ao modelo base (distribuído uniformemente ao longo da face superior do modelo) - C9C6;
- Tal como o modelo base, a altura de aterro é $H = 10$ m e o número de camadas de compactação é $n_{at} = 1$.

Uma vez que se trata do estudo da geometria da estrutura, apresenta-se, na Tabela 11.1, as respectivas propriedades dos seus elementos (aduela de topo e paredes laterais) de partida referidas anteriormente.

h_c [m]	b_c [m]	d [m]	a_1 [m]	λ	f_{ck} [MPa]	f_{yk} [MPa]	E_{cm} [GPa]	A_c [m ²]	I_c [m ⁴]	w [kN/m]	ν
0,4	1,0	0,35	0,05	0,375	35	400	34	0,400	5,333E-03	10,0	0,2

Tabela 11.1 Propriedades dos elementos estruturais

11.2. RESULTADOS

A análise à geometria transversal é organizada segundo os dois seguintes âmbitos:

- Elementos com secção transversal de inércia constante - O estudo concentra-se principalmente na variação da flecha da aduela de topo, f , e correspondentes modificações geométricas associadas a esta, de modo a interpretar o comportamento da estrutura. Logo, parâmetros como o comprimento efectivo, l_{total} , ou raio de curvatura dos elementos, r_c , são objectos de estudo.
- Elementos com secção transversal de inércia variável - O estudo concentra-se essencialmente na variação das secções das paredes lineares para interpretar o comportamento da estrutura. Portanto, parâmetros como a flecha da estrutura, f , ou o comprimento efectivo da estrutura, l_{total} , ou mesmo a altura total da estrutura, h_t , mantiveram-se constantes.

Perante as potenciais alterações que podem ser efectuadas ao se analisar a geometria transversal, é realizada uma interpretação individual ao nível de todas as iterações. Para cada uma delas, são apresentadas, de imediato, as modificações e as observações finais, acompanhadas da ilustração geométrica transversal do modelo. É conveniente que os resultados e os cálculos associados sejam consultados no ANEXO G como informação complementar.

11.2.1. SECÇÃO TRANSVERSAL COM INÉRCIA CONSTANTE

11.2.1.1. ÂNGULO 65,49

A informação apresentada de seguida deve ser complementada com os resultados expostos no ANEXO G.2.

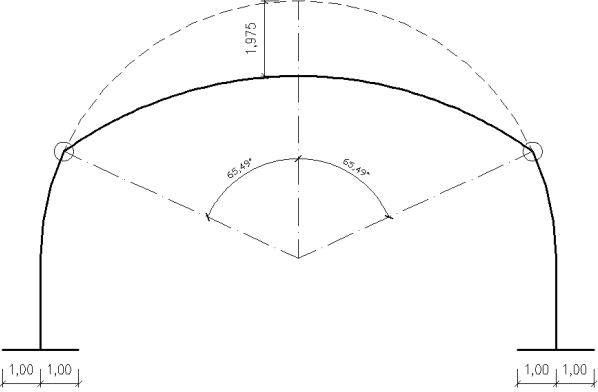
Modelo	M1111_1	
Alterações	Diminui-se a flecha da aduela de topo ($f = -1,975$ m) a M718_3, de modo a obter uma forma elíptica. Ou seja, aumenta-se o raio de curvatura, r_c , que define a aduela. Esta alteração suscita a redução do comprimento efectivo da aduela, l_a .	
Resultados	Os esforços resultantes são excessivamente elevados.	

Tabela 11.2 Descrição e análise de M1111_1

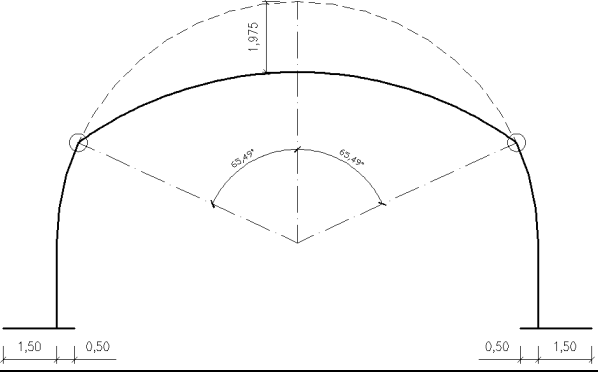
Modelo	M1111_2	
Alterações	Varia-se a disposição das sapatas (aumento da razão a/b) para se tentar reduzir os esforços, particularmente os MF. O objectivo é reduzir M_{max} na aduela, embora M_{max} nas paredes venha a incrementar juntamente. O M_{min} nas paredes deve diminuir, apesar do respectivo esforço já ser reduzido, enquanto o M_{min} na aduela deve permanecer nulo.	
Resultados	Confirma-se o comportamento resultante da estrutura elíptica. Verifica-se um aumento excessivo de M_{max} nas paredes ao contrário de M_{max} nas aduelas, que somente reduz ligeiramente. O M_{min} nas paredes, embora já baixo, torna-se nulo. A solução deixaria de ser viável, caso se optasse por reduzir a razão, a/b , porque agravaria particularmente o M_{max} na aduela.	

Tabela 11.3 Descrição e análise de M1111_2

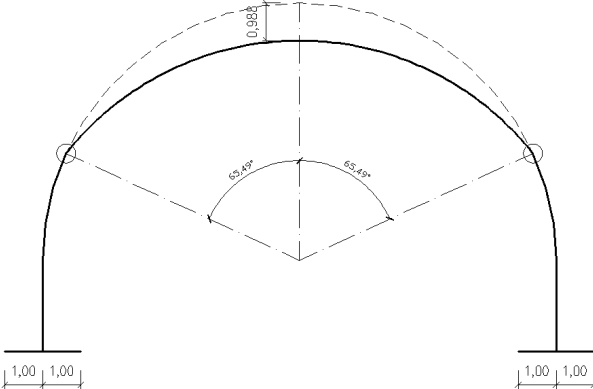
Modelo	M1111_3	
Alterações	Diminui-se a flecha da aduela de topo, mas, desta vez, apenas com $f = -0,988$ m, de modo a minimizar a forma elíptica.	
Resultados	O M_{max} nas aduelas e nas paredes permanece demasiado elevado, apesar de ser mais baixo que os referentes ao M1111_1. Logo, o peso de aço por m^3 de betão relativo, ξ_{sc} , continua demasiado elevado. A variação da razão, a/b , como se viu no M1111_2, também não seria vantajosa porque o balanço final entre o benefício com a redução ligeira do M_{max} nas aduelas e o prejuízo com o aumento no M_{max} das paredes é negativo em termos globais	

Tabela 11.4 Descrição e análise de M1111_3

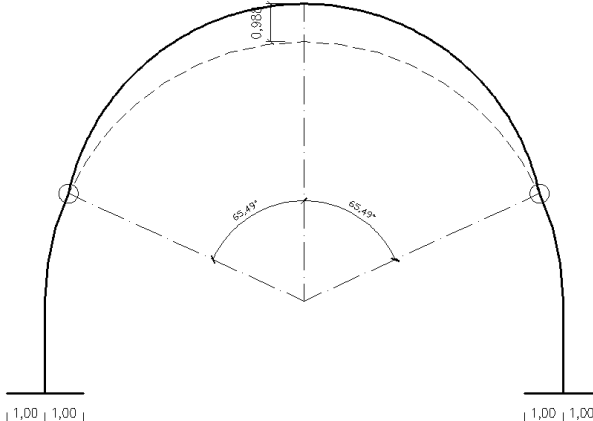
Modelo	M1111_4	
Alterações	Aumenta-se a flecha da aduela de topo ($f = 0,988$ m), de modo a obter uma forma abobadada parabólica. Ou seja, diminui-se r_c que define a aduela. Esta alteração provoca o aumento de l_a .	
Resultados	Na aduela de topo, o M_{max} diminui significativamente enquanto o M_{min} apenas aumenta ligeiramente. Nas paredes laterais o M_{max} reduz, ao contrário do M_{min} que aumenta. Ao comparar-se com a solução de partida (M718_3), o balanço final é bastante positivo relativamente à obtenção de ξ_{sc} reduzido. Isto é, a melhoria deve-se ao efeito da forma abobadada parabólica no M_{max} da aduela. Em contrapartida, o incremento da altura total da estrutura, h_t , é desfavorável em relação ao critério de optimização 3. Logo, a solução torna-se menos conveniente para transportar.	

Tabela 11.5 Descrição e análise de M1111_4

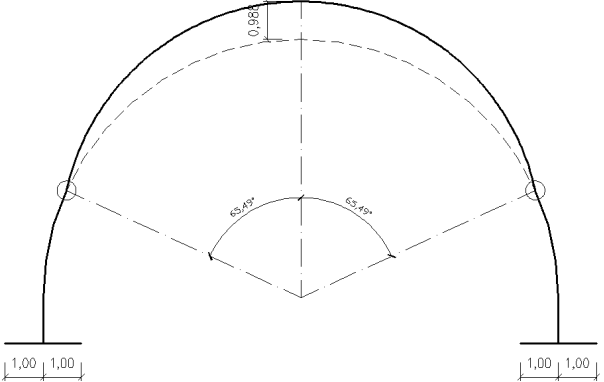
<p>Modelo</p>	<p>M1111_5</p>	
<p>Alterações</p>	<p>Como h_t é excessivamente elevada, reduz-se o comprimento das paredes na parcela vertical de M1111_4 para 1,2 m, em detrimento da medida existente no modelo de partida (2,4 m). Consequentemente, reduz-se o comprimento efectivo das paredes laterais, l_p.</p>	
<p>Resultados</p>	<p>Ocorre apenas uma variação desprezável dos esforços. Garante-se uma estrutura com h_t menor, sendo, por isso, mais vantajosa do que M1111_4. Deste modo, a estrutura apresenta as parcelas arqueadas abaixo do nível do pavimento, ao contrário de M1111_4. É preciso ter em conta que o tamanho dos elementos é função do critério de optimização 3, sendo fundamental em termos de viabilidade construtiva (montagem, transporte, etc.).</p>	

Tabela 11.6 Descrição e análise de M1111_5

<p>Modelo</p>	<p>M1111_6</p>	
<p>Alterações</p>	<p>Verifica-se a hipótese de uma ligeira redução da altura de aterro, H, provocada pelo aumento da flecha, f, e observada no M1111_4 e M111_5, ser significativa para a variação dos esforços. Portanto, volta-se a garantir, precisamente, $H = 10$ m.</p>	
<p>Resultados</p>	<p>Os esforços aumentam ligeiramente mas não o suficiente para serem significantes no ξ_{sc}. A modificação não é suficiente para contrariar a melhoria exponencial em relação aos resultados provenientes do aumento da flecha, f. Conclui-se, definitivamente, que a variação elevada dos esforços é apenas consequência da redução de f, tornando a aduela numa forma abobadada parabólica. Para além de satisfazer consideravelmente ξ_{sc}, a solução continua a garantir o gabarito transversal mínimo.</p>	

Tabela 11.7 Descrição e análise de M1111_6

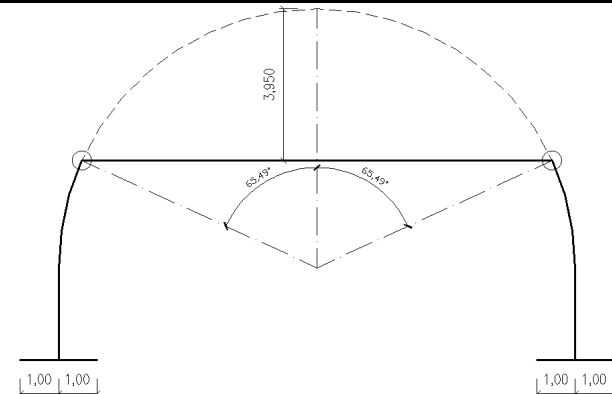
<p>Modelo</p>	<p>M1111_7</p>	
<p>Alterações</p>	<p>Aplica-se uma flecha, $f = -3,950$ m, a M718_3 que permita obter uma aduela completamente plana, funcionando como uma laje horizontal a partir dos sectionamentos transversais. O objectivo é completar a evolução de ξ_{sc} em função de f, de modo a poder traçar-se o respectivo diagrama (Figura 11.1 e Tabela 11.2). Uma vez que a flecha é extrema, provocando uma excessiva redução de h_t, não se verifica o gabarito mínimo transversal. O l_{total} reduz significativamente em relação a M718_3. A redução de r_c é proporcional ao aumento do comprimento efectivo dos elementos.</p>	
<p>Resultados</p>	<p>De acordo com as observações verificadas anteriormente, os esforços respeitam as distribuições dos esforços, no caso específico, a níveis extremos, onde os M_{max} são descomunais enquanto os M_{min} são nulos.</p>	

Tabela 11.8 Descrição e análise de M1111_7

Na Tabela 11.9 e na Figura 11.1, apresenta-se a distribuição do peso de aço por m^3 de betão relativo, ξ_{sc} , resultante da análise da geometria transversal em função da variação da flecha, f , relativamente ao modelo de partida M718_3 com $\theta_s = 65,49^\circ$.

f [m]	ξ_{sc} [kg aço/ m^3 betão]
-3,950	688,364
-1,975	369,080
-0,988	229,537
0,000	67,601
0,988	22,200

Tabela 11.9 ξ_{sc} em função da flecha, f para M718_3 com $\theta_s = 65,49^\circ$

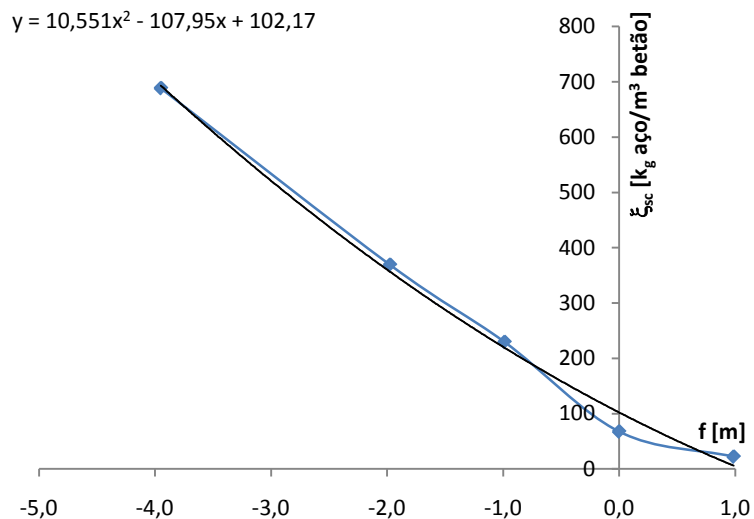


Figura 11.1 ξ_{sc} em função da flecha, f para M718_3 com $\theta_s = 65,49^\circ$

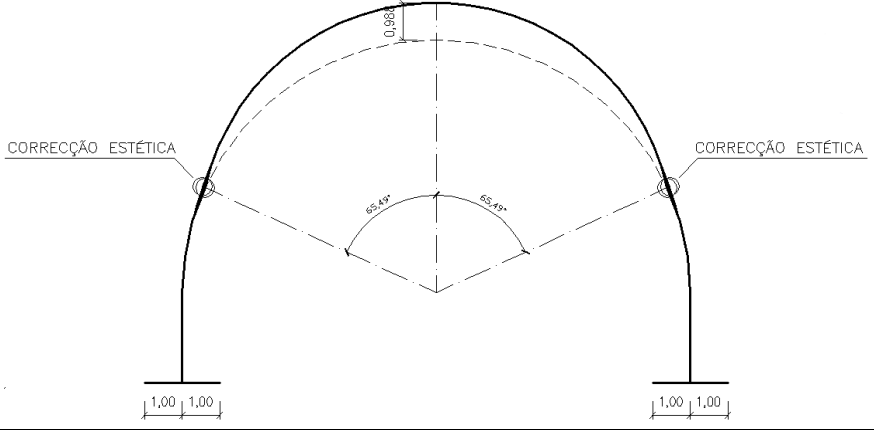
<p>Modelo</p>	<p>M1111_8</p>	
<p>Alterações</p>	<p>Em relação à M1111_4, corrige-se, esteticamente, a transição entre a aduela de topo e as paredes laterais, de modo a atenuar a mudança de raio entre elementos. Como se trata apenas de um aspecto estético na estrutura, à partida, os esforços não devem variar significativamente.</p>	
<p>Resultados</p>	<p>O M_{max} dos elementos aumenta pouco enquanto o M_{min} reduz moderadamente. Conclui-se que a distribuição dos esforços, provocada pela correcção estética em função de θ_s, é linear.</p>	

Tabela 11.10 Descrição e análise de M1111_8

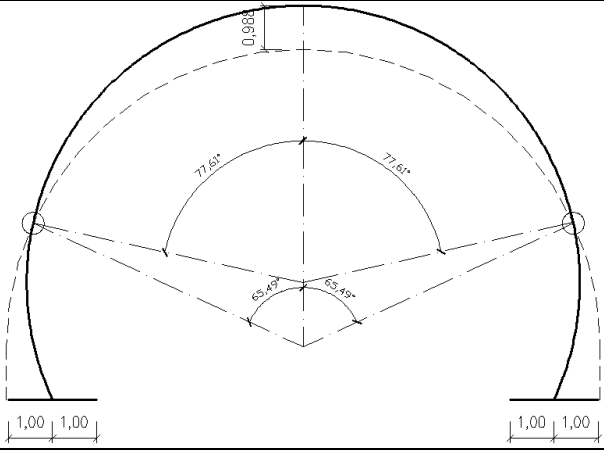
<p>Modelo</p>	<p>M1111_9</p>	
<p>Alterações</p>	<p>Varia-se a forma geométrica das paredes para perceber se existem alternativas mais favoráveis. A partir de M1111_5 ($f = 0,988$ m), aplica-se r_c da aduela de topo nas paredes laterais. Assim, todos elementos da estrutura são definidos por um raio igual. A parcela vertical das paredes laterais é substituída pela prolongação da curvatura existente na parcela inicial das paredes até ao nível das sapatas. Ao comparar com M1111_5, geometricamente, a componente vertical das paredes representa uma continuidade do arco.</p>	
<p>Resultados</p>	<p>Como a integralidade da solução é constituída por um r_c inferior, é necessário dispor a plataforma do pavimento ao nível adequado para permitir a maior largura transversal possível na estrutura. Deste modo, os seccionamentos, embora continuando na mesma posição, passam a apresentar $\theta_s = 77,61^\circ$ em vez de $\theta_s = 65,49^\circ$. Em relação aos esforços, o M_{min} dos objectos reduz. Contudo, o M_{max} aumenta consideravelmente, levando a que o balanço final não seja favorável em relação ao critério de optimização 4, logo, o valor final de ξ_{sc} cresce. Uma potencial optimização da solução teria que conseguir uma redução, em simultâneo, de ambos os M_{max} nos elementos. No entanto, a variação tanto do parâmetro como da razão, a/b, ou o θ_s não garantem essa exigência.</p>	

Tabela 11.11 Descrição e análise de M1111_9

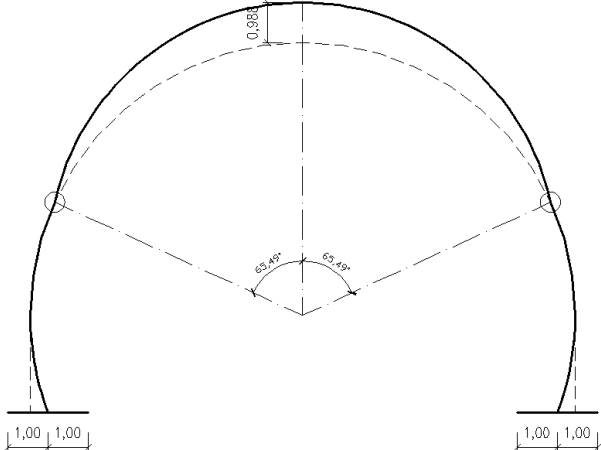
<p>Modelo</p>	<p>M1111_10</p>	
<p>Alterações</p>	<p>Partindo de M1111_4, dá-se continuidade à forma curvilínea das paredes para as suas parcelas verticais (aumento ligeiro de l_p). Esta análise é motivada pelos resultados de M1111_9, onde se deu continuidade à r_c na aduela ($f = 0,988$ m) para a integralidade das paredes. Assim, é estudado, somente, o efeito da geometria curvilínea nas paredes laterais.</p>	
<p>Resultados</p>	<p>A remodelação realizada no M1111_4 permitiu baixar o EA, porque parte do esforço é transmitido por esforço de corte. O M_{max} nos elementos aumenta, enquanto o M_{min} diminui. Uma vez que se estende a curvatura das paredes até às sapatas para as parcelas verticais, segundo M1111_4 (2,4 m), não é necessário, neste caso, subir o nível da plataforma do pavimento.</p>	

Tabela 11.12 Descrição e análise de M11110

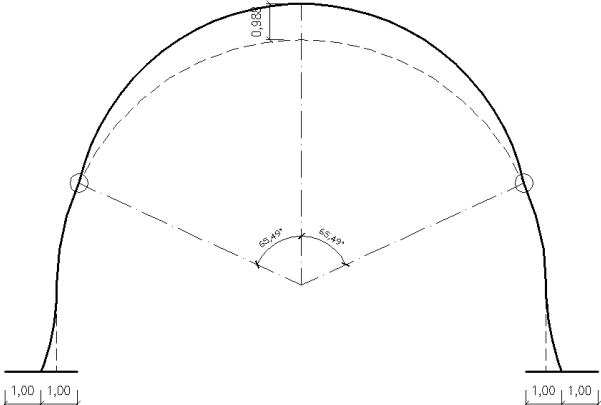
<p>Modelo</p>	<p>M1111_11</p>	
<p>Alterações</p>	<p>Realiza-se o mesmo estudo que M1111_10, no entanto, a prolongação da curvatura das paredes é inversa. Procura-se confirmar se o efeito resultante dos esforços também é inverso.</p>	
<p>Resultados</p>	<p>A remodelação permite reduzir o M_{max} na aduela e o M_{min} nas paredes. No entanto, provoca o aumento de M_{min} na aduela em relação a M1111_4, ao contrário de M1111_10. O M_{max} nas paredes é, ainda, mais desfavorável que M1111_10. Logo, trata-se de uma solução que satisfaz menos o critério 4. Uma possível intervenção, na tentativa de melhorá-la, consistiria em reduzir a/b. Assim, seria possível baixar, essencialmente, o M_{max} nas paredes, embora houvesse simultaneamente o aumento de M_{min}. Todavia, como o esforço condicionante nas paredes é M_{max}, seria vantajoso para diminuir ξ_{sc}. Em relação à aduela, o M_{max} aumenta ligeiramente enquanto o M_{min} diminui. Sendo este último o esforço de dimensionamento condicionante na aduela, então a solução satisfaria o critério de optimização 4. Recordar-se que a atenção na definição dos esforços sujeitos à flexão composta deve-se ao motivo, que o valor condicionante ao nível de cada elemento representa o esforço condicionante de dimensionamento. Por isso, convém ter em atenção o conjunto de esforços existentes pelas duas faces de cada elemento em detrimento de se interpretar os esforços singularmente.</p>	

Tabela 11.13 Descrição e análise de M1111_11

11.2.1.2. ÂNGULO 49,09

A informação apresentada de seguida deve ser complementada com os resultados expostos no ANEXO G.1.1.

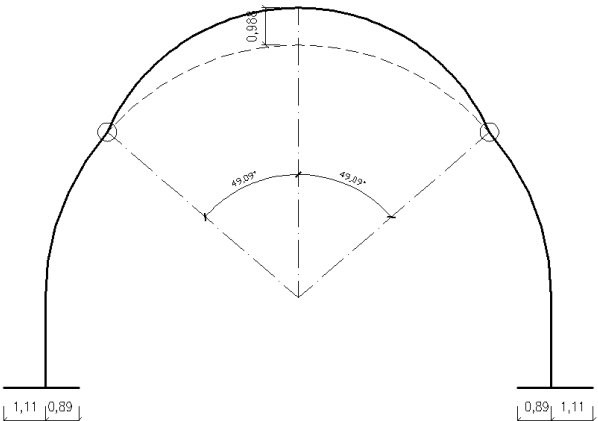
<p>Modelo</p>	<p>M1112_1</p>	
<p>Alterações</p>	<p>Parte-se de M713_3 com:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ $\theta_s = 49,09^\circ$ na estrutura para tentar equilibrar o comprimento efectivo dos elementos, contribuindo-se para o critério 3. Assim, é possível confirmar se a distribuição dos esforços, ao variar θ_s, respeita as conclusões obtidas no § 7; ▪ Razão a/b que melhor satisfaz o critério 4. <p>Impõe-se, ainda, $f = 0,988$ m na aduela de topo (diminuição de r_c com correspondente aumento de l_a), garantindo uma forma abobadada parabólica na estrutura.</p>	
<p>Resultados</p>	<p>Na comparação com o modelo homólogo com $\theta_s = 65,49^\circ$ (M1111_4), verifica-se que os esforços mantêm a mesma distribuição ao caso de $f = 0$ m. Isto é, verifica-se, nos elementos, a diminuição de M_{max} e o aumento de M_{min}, enquanto o N_{min} diminui ao longo da estrutura.</p>	

Tabela 11.14 Descrição e análise de M1112_1

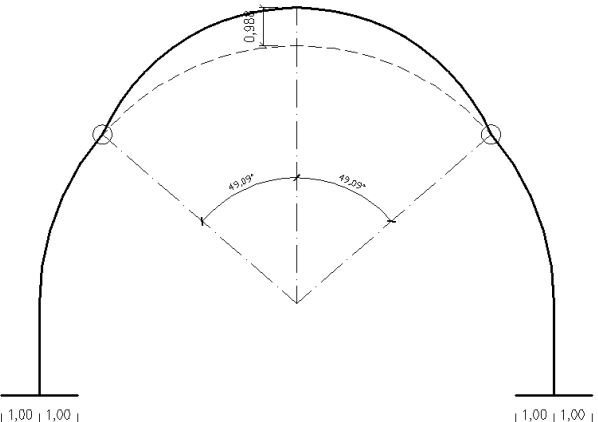
<p>Modelo</p>	<p>M1112_2</p>	
<p>Alterações</p>	<p>Aplica-se uma razão $a/b = 1$ (posicionamento simétrico das sapatas), deixando de apresentar a/b ideal em relação ao critério 4. Isto permite:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Comparar directamente com o modelo homólogo para $\theta_s = 65,49$ (M1111_4). ▪ Verificar se a alteração dos detalhes geométricos da estrutura provocam a variação da razão, a/b, ideal em relação ao critério 4, definida para cada seccionamento. 	
<p>Resultados</p>	<p>De acordo com o ξ_{sc}, verifica-se que a razão, a/b, ideal, segundo o critério 4, mantém-se independentemente das modificações geométricas realizadas. Verifica-se que a redução de a/b para modelo actual, M1112_2, em relação a M1112_1 ($a/b = 1,247$) provoca um variação nos esforços similar aos casos análogos, mas com flecha nula.</p>	

Tabela 11.15 Descrição e análise de M1112_2

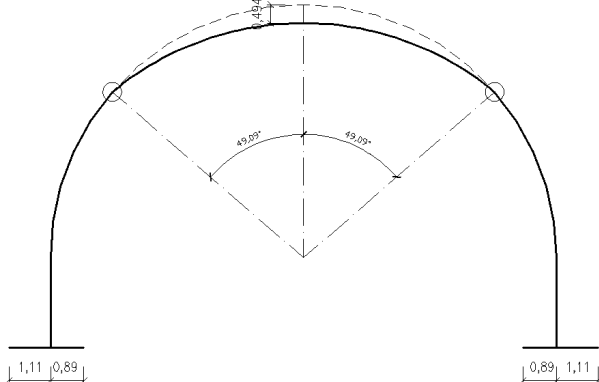
<p>Modelo</p>	<p>M1112_3</p>	
<p>Alterações</p>	<p>Diminui-se a flecha à aduela de topo ($f = -0,494$ m), de modo a minimizar a forma elíptica (aumento de r_c na aduela).</p>	
<p>Resultados</p>	<p>Confirma-se a variação dos esforços segundo a distribuição de M1111_3, característica da aplicação de flechas negativas. Poder-se-ia ter reduzido a diferença de altura da estrutura, h_t para manter exactamente a altura de aterro, $H = 10$ m. Porém, a diferença nos esforços resultantes seria desprezável.</p>	

Tabela 11.16 Descrição e análise de M1112_3

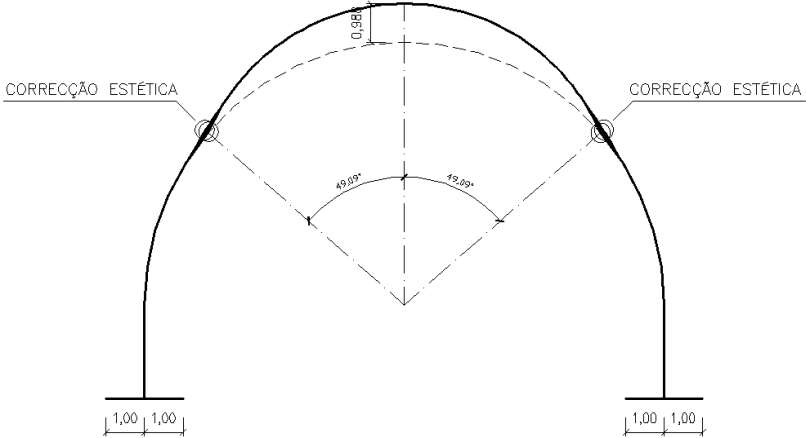
<p>Modelo</p>	<p>M1112_4</p>	
<p>Alterações</p>	<p>Em relação à M1112_2, corrige-se esteticamente a transição entre a aduela de topo e as paredes laterais, de forma a atenuar a mudança de raio entre os elementos. A notoriedade e importância desta correção aumentam à medida que o seccionamento transversal se aproxima do topo da estrutura, devido ao aumento da visibilidade da transição.</p>	
<p>Resultados</p>	<p>Ao comparar-se os resultados com os esforços de M1112_2 verifica-se que o M_{max} nos elementos é praticamente semelhante. No entanto, aparecem discrepâncias significativas para o M_{min}, que reduz em ambos os elementos.</p>	

Tabela 11.17 Descrição e análise de M1112_4

Modelo	M1112_5	
Alterações	Realiza-se análise efectuada no M1112_4, contudo, para a disposição, a/b , que melhor satisfazer o critério 4 ($a/b = 1,247$). Desta forma, torna-se possível a comparação directa entre os esforços resultantes com o M1112_1 (os dois modelos apenas diferenciam pela correcção estética).	
Resultados	Confirma-se que a correcção estética em relação à M1112_1 reduz os esforços M_{min} e aumenta o M_{max} nos elementos. Ao comparar com M1112_4, comprova-se que a correcção estética não tem qualquer influência na distribuição dos esforços quando eles estão em função da disposição das sapatas.	

Tabela 11.18 Descrição e análise de M1112_5

Modelo	M1112_6
Alterações	A partir de M713_3 (geometria transversal inicial com a disposição a/b segundo o critério 4), diminui-se a espessura dos elementos, h_c , da estrutura para 0,30 m.
Resultados	Ao comparar com o modelo de partida (M713_3), verifica-se uma diminuição global dos esforços pela estrutura, dando-se especial destaque para o EA. No entanto, obtém-se ξ_{sc} bastante superior a M713_3.

Tabela 11.19 Descrição e análise de M1112_6

Modelo	M1112_7
Alterações	Ao contrário de M1112_6, aumenta-se h_c do sistema global para 0,50 m.
Resultados	Verifica-se, exactamente, o efeito oposto a M1112_6, quando se compara com M713_3. Todos os esforços aumentam pela estrutura, destacando-se o EA por tal. Porém, ξ_{sc} é menor que M713_3. Apercebe-se que a exigência da $A_{s,min}$ pode influenciar os resultados finais.

Tabela 11.20 Descrição e análise de M1112_7

Modelo	M1112_8
Alterações	Aumenta-se a classe de betão para C45/55.
Resultados	Ao comparar com M713_3, verifica-se que ξ_{sc} diminui. No entanto, os esforços resultantes são ligeiramente superiores. Logo, admite-se que para classes de betão inferiores o efeito é, exactamente, oposto (aumento de ξ_{sc} acompanhado da diminuição ligeira dos esforços).

Tabela 11.21 Descrição e análise de M1112_8

11.2.2. SECÇÃO TRANSVERSAL COM INÉRCIA VARIÁVEL

Tendo em conta o objectivo inicial do presente trabalho (solução integralmente pré-fabricada), recorda-se que as paredes laterais não têm apenas função de elevação, mas são, também, tomadas em consideração no comportamento estrutural da solução pré-fabricada. Geralmente, estes elementos apresentam esforços máximos na sua base. Logo, procura-se aumentar a altura útil da secção, d , na base, de forma a permitir diminuir o momento reduzido, μ , até atingir um valor óptimo. Deste modo, apenas resta definir a distribuição geométrica ideal das paredes. Por isso, as paredes laterais vão ser sujeitas à secção variável.

A informação apresentada de seguida deve ser, uma vez mais, complementada com os resultados expostos no ANEXO G.1.2.

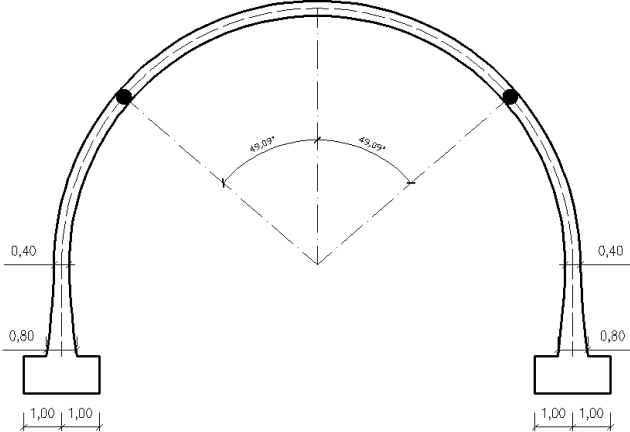
<p>Modelo</p>	<p>M11I2_9</p>	
<p>Alterações</p>	<p>Varia-se, parabolicamente, a espessura, h_c, das paredes na parcela vertical destas até se atingir $h_c = 0,8$ m na base. Este acréscimo de área é disposto simetricamente em relação ao centro das paredes. Os seccionamentos transversais apresentam $\theta_s = 49,09^\circ$ e a disposição das sapatas é simétrica em relação ao centro das paredes (razão $a/b = 1$).</p>	
<p>Resultados</p>	<p>Ao comparar directamente com o M7I3_6 (razão $a/b = 1$ e $h_c = 0,4$ m constante), verifica-se uma diferença na distribuição ligeira dos esforços, onde o M_{max} diminui na aduela e aumenta nas paredes. Salienta-se que o EA aumenta minimamente ao nível de toda a estrutura. Relativamente à eficiência, η, entre o modelo actual e M7I3_6, confirma-se que a solução avaliada permite reduzir ξ_{sc}, satisfazendo mais o critério de optimização 4. Não obstante, o acréscimo de peso na base das paredes garante uma maior estabilidade singular destas. Assim, o modelo também colabora na potencial capacidade autoportante, segundo o critério 3.</p>	

Tabela 11.22 Descrição e análise de M11I2_9

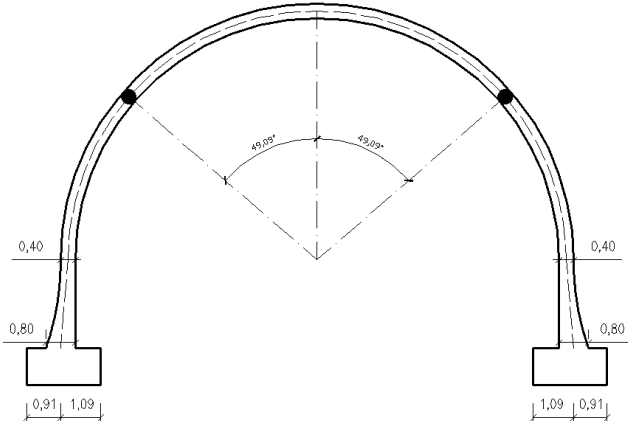
<p>Modelo</p>	<p>M1112_10</p>	
<p>Alterações</p>	<p>Varia-se, parabolicamente, a espessura, h_c, das paredes na sua componente vertical até se atingir 0,8 m na base. O acréscimo é excêntrico e só ocorre para a face exterior da estrutura, enquanto a face interior permanece vertical. Tendo em conta as limitações do PLAXIS, foi necessário realizar determinadas adaptações que possibilitassem simular este género de comportamento. A disposição das sapatas, a/b, é ideal segundo o critério 4. Os seccionamentos transversais apresentam $\theta_s = 49,09^\circ$.</p>	
<p>Resultados</p>	<p>Ao comparar directamente com o M713_3 (razão $a/b = 1,247$ e $h_c = 0,4$ m constante), verifica-se na aduela que os esforços são praticamente iguais. Nas paredes, o M_{min} difere apenas moderadamente, enquanto o M_{max} diminui consideravelmente, representando a maior vantagem na disposição deste tipo de excentricidade. Ou seja, esta especificidade geométrica permite aglomerar as vantagens já existentes da solução M713_3, assim como os aspectos positivos de uma razão, a/b, fictícia reduzida (sapatas deslocadas para dentro em relação à estrutura), uma vez que a excentricidade exterior busca esse objectivo. Por isso, a razão, a/b, fictícia resultante reduz para 0,835 m quando é medido em relação ao NF da base da parede.</p>	

Tabela 11.23 Descrição e análise de M1112_10

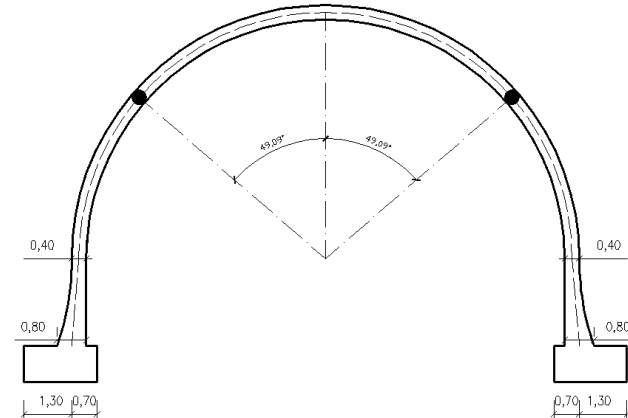
<p>Modelo</p>	<p>M1112_11</p>	
<p>Alterações</p>	<p>Apresenta-se uma modelação igual a M1112_10. Contudo, a disposição das sapatas alterou, considerando-se $a/b = 3,0$. O objectivo é confirmar a manutenção da distribuição dos esforços em função da razão, a/b, com a particularidade acrescida da excentricidade nas paredes. O modelo avaliado constitui o M713_4 (razão $a/b = 3,0$ e $h_c = 0,4$ m constante) com as respectivas excentricidades exteriores.</p>	

Tabela 11.24 Descrição e análise de M1112_11

<p>Resultados</p>	<p>Ao comparar directamente com M11I2_10 ($a/b = 1,0$), verifica-se que os esforços nos elementos mantêm as mesmas distribuições que as suas homólogas sem a excentricidade exterior aplicada ($h_c = 0,8$ m na secção da base), ou seja, entre M7I3_3 ($a/b = 1,247$) e M7I3_4 ($a/b = 3,0$), para a variação da razão, a/b, confirmando-se as conclusões retiradas no M11I2_10. Isto é, quando se varia a inércia das paredes na componente vertical, o princípio é realizar correcções que permitem tirar partido do acréscimo de peso para a capacidade autoportante. Para tal, deve-se colocar o acréscimo de peso provocado pela variação da inércia das paredes, de modo a permitir obter o equilíbrio estático, logo externamente. Por fim, deve-se conseguir conciliar as vantagens de diferentes disposições das sapatas. A utilização de excentricidades, para além de outros aspectos, procura principalmente tirar partido das vantagens de uma determinada razão, a/b, fictícia ideal, de acordo com a geometria inicial da estrutura. A razão, a/b, fictícia corresponde ao deslocamento do NF da secção na base das paredes, provocada pela variação da inércia das secções.</p>
--------------------------	---

Tabela 11.25 Descrição e análise de M11I2_11

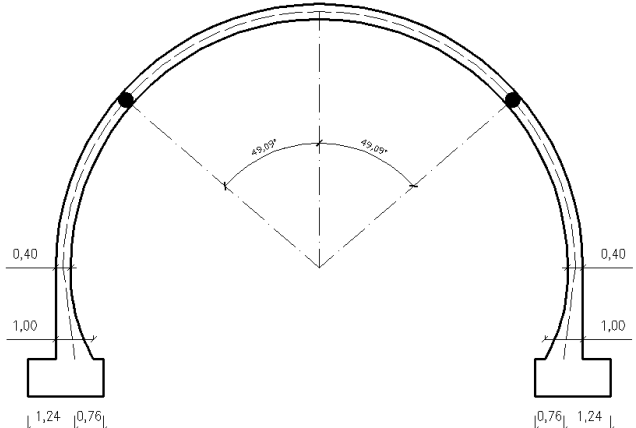
<p>Modelo</p>	<p>M11I2_12</p>	
<p>Alterações</p>	<p>Varia-se, parabolicamente, a espessura, h_c, das paredes na sua componente vertical até se atingir 1,0 m na base. Verifica-se a hipótese destas excentricidades interiores serem directamente proporcionais à distribuição genérica dos esforços, obtidas através dos resultados dos restantes modelos (M11I2_9 para excentricidade simétrica e M11I2_10 ou M11I2_11 para excentricidade externas).</p>	
<p>Resultados</p>	<p>Ao comparar directamente com o M7I3_1 (razão $a/b = 0,887$ e $h_c = 0,4$ m constante), verifica-se que M_{max} é elevado nas paredes, provando a falta de eficiência destas excentricidades em relação ao modelo em estudo. Em contrapartida, o aumento da altura útil, d, na base das paredes reduz bastante ξ_{sc} ao ponto de, paradoxalmente, satisfazer mais o critério 4 do que o próprio M7I3_1. Contudo, as modificações nas paredes, a nível global, não são tão vantajosas como os modelos com excentricidades na face exterior.</p>	

Tabela 11.26 Descrição e análise de M11I2_12

11.3. OBSERVAÇÕES FINAIS

Nas componentes da estrutura, constata-se que o efeito da flecha, f :

- f positiva (Tabela 11.5) - Provoca a diminuição significativa de M_{max} , o aumento moderado de M_{min} (abóbada) e o EA reduz;
- f negativa (Tabela 11.2) - Provoca o efeito oposto à f positiva excepto para o EA, que continua reduzido.

Construtivamente (critério 3), o ideal seria reduzir a flecha, f , na aduela de topo, uma vez que se retira maior eficácia do gabarito transversal, assim como o processo construtivo é facilitado. No entanto, esta condição é bastante gravosa relativamente ao critério de optimização 4 (ξ_{sc} mínimo). Assim, considera-se que a redução de f é uma forma de alcançar o respectivo padrão em elementos pré-fabricados, caso haja necessidade de incrementar ξ_{sc} .

Os elementos curvilíneos da estrutura são constituídos por um determinado raio de curvatura, r_c , que é inversamente proporcional à flecha, f . Portanto, ao diminuir r_c na aduela de topo, aumenta-se f e resultam as conseqüentes variações dos esforços na estrutura, que permitem obter um ξ_{sc} mais favorável. A utilização da aduela com r_c inferior ao das paredes confere a forma abobadada parabólica na estrutura (Tabela 11.5). Essa respectiva forma apresenta uma menor resistência ao efeito abordado no § 8, denominado de “confinamento”. Por isso, a aplicação de r_c diferentes nos elementos da estrutura exige uma maior controlo na quantificação do efeito, de modo a satisfazer a segurança.

A hipótese de variar r_c na integralidade da estrutura (Tabela 11.11) deixa de ser um aspecto positivo, porque a sua alteração na solução global simplesmente resulta num modelo da estrutura com a mesma geometria inicial, mas com dimensões diferentes. O interesse deste aspecto reside na utilização de r_c diferentes pelos elementos da estrutura com o objectivo, por exemplo, de alcançar as vantagens do r_c inferior com a sua utilização numa componente do sistema em estudo, continuando a garantir o gabarito presente no modelo requerido.

Ao se introduzir excentricidades e variação de espessura, h_c , na modelação das paredes laterais, teve de se consentir adaptações para garantir uma simulação do comportamento equivalente ao real. Este pressuposto leva a que seja necessário ponderar uma margem de erro relativamente ao comportamento simulado.

A variação da secção transversal nas zonas críticas tem como objectivo, aproveitar as vantagens estruturais dos elementos para alcançar um melhor comportamento do sistema, corrigindo as desvantagens provocadas pelas respectivas zonas. Isto é, tenta-se aumentar a

altura útil, d , nas secções críticas onde ocorrem as combinações de esforços MF - EA prejudiciais, de modo a reduzir a taxa de armadura, ω , resultante. Por isso, a disposição da espessura, h_c , nas paredes laterais deve permitir atingir o máximo nas suas bases. Como os esforços condicionantes nestes elementos encontram-se nessa mesma posição, a condição definida para a variação das secções transversais é garantida.

11.4. CONCLUSÕES

As análises realizadas nos capítulos anteriores tiveram em consideração critérios de optimização que foram definidos no § 5. Cada um desses critérios teve a devida importância em função dos parâmetros avaliados. Ao estudar-se a geometria transversal, destaca-se o critério 3 como sendo fundamental na concessão de soluções construtivamente viáveis.

Todos os detalhes geométricos desenvolvidos nos modelos propostos, obtidos com $\theta_s = 65,49^\circ$, por exemplo, provocaram uma distribuição genérica dos esforços, independentemente dos seccionamentos transversais seleccionados. Este dado foi confirmado com a repetição desses pormenores na modelação de soluções com $\theta_s = 49,09^\circ$. A modificação dos detalhes geométricos permitiram, ainda, concluir que as distribuições de esforços de referência em função dos diversos parâmetros analisados (ângulos, disposição de sapatas, etc.) se mantêm.

De acordo com o critério de optimização 3, deve-se limitar o comprimento efectivo dos elementos, l_a , e, l_p , para facilitar o manuseamento destes durante o transporte e montagem. De modo a cumprir este requisito, deve-se optar por seccionamentos transversais com θ_s reduzido. Esta exigência, favorável segundo o critério 3, provoca o aumento de ξ_{sc} , uma vez que este parâmetro é inversamente proporcional a θ_s , contrariando-se, assim, o critério 4. A fim de estabelecer um equilíbrio entre o proveito de cada critério, define-se $\theta_s = 49,09^\circ$ como o ângulo entre o posicionamento dos seccionamentos transversais e o eixo vertical no centro da estrutura enterrada mais optimizado possível para a tipologia de obra de arte em estudo.

A correcção estética na estrutura tem um impacto na mesma bem como uma influência nos esforços, proporcional à sua respectiva notoriedade. Estas respectivas correcções encontram-se em função de θ_s (quanto menor for θ_s , maior será o tamanho da intervenção). Por exemplo, a rectificação para um dos casos de estudo associado a $\theta_s = 49,09^\circ$ (Tabela 11.18) permite uma redução excepcional de M_{min} que, conseqüentemente, provoca uma descida brusca de ξ_{sc} . Deste modo, o parâmetro, ξ_{sc} , torna-se bastante inferior ao valor recomendado para estruturas pré-fabricadas (70 kg aço/m^3 betão). Como referido, o aumento de f é inversamente proporcional a ξ_{sc} . Logo, com o objectivo de aumentar ξ_{sc} , sugere-se a redução de f (negativo se necessário). A própria variação de f influencia directamente o tamanho da correcção estética requerida, sendo proporcional ao aumento de f . Deste modo, a posterior

intervenção estética tem menos efeito nos esforços. A selecção de uma disposição das sapatas ligeiramente diferente daquela que melhor satisfaz o critério 4 consente, também, o crescimento regulado de ξ_{sc} . Confirma-se, assim, que existem múltiplas maneiras de alcançar o valor recomendado ξ_{sc} , quando necessário diminuí-lo, a partir do momento que se compreende o funcionamento do comportamento estrutural destas obras de arte.

11.5. RESUMO

Sucintamente, a Figura 11.2 apresenta uma ilustração das singularidades abordadas.

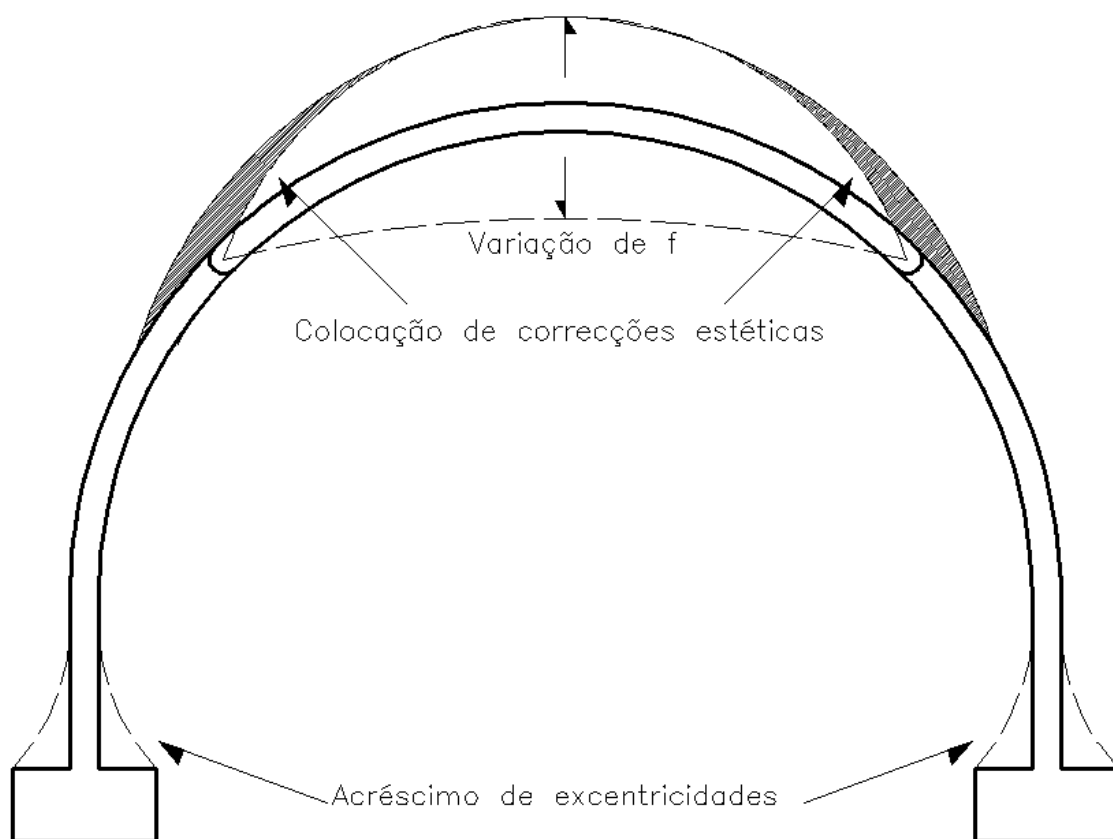


Figura 11.2 Exemplificação das particularidades avaliadas

Face aos resultados das modificações da geometria transversal, descrevem-se os aspectos mais relevantes:

- A variação da flecha actua intensamente no sistema estrutural, sendo inversamente proporcional ao peso de aço por m^3 de betão relativo;
- A realização de correcções estéticas na estrutura é tanto maior quanto maior for o seccionamento transversal aplicado;

- A possibilidade de acréscimo de excentricidade nas paredes, além de benéficas estruturalmente, contribui para a estabilidade individual desses elementos durante o faseamento construtivo;
- Verifica-se que este tipo de singularidades tem grande influência nos esforços resultantes, logo permite obter um comportamento requerido, ao se realizarem as devidas alterações para tal efeito;
- A variação da geometria transversal é constitui por um número infinito de alternativas viáveis. Apenas se deu destaque àquelas que se julga terem maior aplicabilidade prática.

CAPÍTULO 12

12. ANÁLISE - VARIAÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS SOLOS

12.1. SUMÁRIO

O presente capítulo debruça-se sobre a acção das propriedades dos solos no comportamento da obra de arte. São realizadas diversas simulações onde se procura saber qual a largura da resposta estrutural do caso em estudo para outras constituições geotécnicas possíveis. Esta unidade permite, igualmente, abordar de forma objectiva a influência de determinados parâmetros geotécnicos na resposta da estrutura enterrada.

Tendo em conta as possíveis modificações estudadas nos capítulos anteriores, parte-se do caso de estudo, M7I3_3, de acordo com as seguintes características:

- Espessura contínua ao longo da estrutura com $h_c = 0,4$ m para a aduela de topo e as paredes laterais;
- Dimensões das sapatas compostas por $h = 1,0$ m e $L = 2,0$ m;
- Seccionamento longitudinal com $e = 2,0$ m para as componentes da estrutura;
- Ângulo entre o posicionamento dos seccionamentos transversais e o eixo vertical no centro da estrutura enterrada, $\theta_s = 49,09^\circ$;
- A disposição das fundações para o posicionamento dos seccionamentos avaliados (razão $a/b = 1,247$), é aquela que melhor satisfaz o critério de optimização 4 (ξ_{sc} mínimo) segundo o θ_s proposto;
- O carregamento é o referente ao modelo base (distribuído uniformemente ao longo da face superior do modelo) - C9C6;
- Tal como o modelo base, a altura de aterro é $H = 10$ m e o número de camadas de compactação é $n_{at} = 1$;
- A estrutura encontra-se isenta da aplicação de uma flecha, f , ou de quaisquer excentricidades.

Recorda-se que as respectivas propriedades dos solos (aterro técnico e estrato inferior) no sistema de partida são apresentadas na Tabela 5.3.

12.2. RESULTADOS

A análise das propriedades dos solos é organizada mediante as seguintes condições:

- Avaliação de parâmetros associados ao aterro técnico - Como referido no § 3.8.2, a constituição do aterro técnico é definida de acordo com requerimentos técnicos para a construção da obra de arte. Por isso, é avaliado o correspondente efeito dos detalhes geotécnicos modificados na estrutura para a constituição do aterro;
- Avaliação de parâmetros associados ao estrato inferior - É avaliado o comportamento do sistema estrutural face a outras formações geotécnicas do substrato. São admitidas diversas amostras de solos características, contudo, completamente diferentes do estrato inferior considerado no modelo base.

12.2.1. ATERRO TÉCNICO

Apresentam-se na Tabela 12.1 as propriedades dos aterros técnicos experimentados, comparativamente com o modelo de partida (M713_3). A generalidade dos parâmetros da Tabela 12 (coesão, modulo de elasticidade, ângulo de dilatância, ângulo de atrito e nível freático) representam os objectos de estudo em cada um dos modelos avaliados.

Modelo	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E [MPa]	ν	c [kPa]	ϕ [°]	ψ [°]	NF
M713_3	19	20	20	0,30	0	32	0	Não
M1211_1	21	22	25	0,30	0	35	0	Não
M1211_2	19	20	20	0,30	20	32	0	Não
M1211_3	19	20	100	0,30	20	32	0	Não
M1211_4	19	20	20	0,30	0	32	0	Sim - Modelo totalmente submerso
M1211_5	19	20	20	0,30	0	32	0	Sim - Topo do substrato (Base das fundações)
M1211_6	19	20	20	0,30	0	32	30	Não

Tabela 12.1 Propriedades dos aterros técnicos avaliados

As Tabela 12.2 a 12.4 expõem os esforços resultantes de cada análise e o cálculo do peso de aço por m³ de betão relativo, ξ_{sc} , correspondente a cada uma delas.

Modelo	Elemento	M _{1,max} [kNm/m]	N _{1,min} [kN/m]	M _{2,min} [kNm/m]	N _{2,min} [kN/m]
M7I3_3	Aduela de topo	499,640	-1776,857	-5,064	-2298,603
	Paredes laterais	447,396	-3110,933	-392,962	-2814,638
M12I1_1	Aduela de topo	477,383	-1962,163	0,000	-2552,381
	Paredes laterais	501,818	-3358,944	-398,588	-3097,359
M12I1_2	Aduela de topo	536,769	-1836,033	0,000	-2413,808
	Paredes laterais	479,209	-3211,598	-395,438	-2946,354
M12I1_3	Aduela de topo	217,329	-1711,563	0,000	-2208,368
	Paredes laterais	317,331	-2665,840	-237,391	-2596,325
M12I1_4	Aduela de topo	498,395	-1776,751	0,000	-2296,013
	Paredes laterais	449,342	-3104,630	-392,715	-2811,921
M12I1_5	Aduela de topo	334,072	-992,121	0,000	-1296,369
	Paredes laterais	238,844	-1830,931	-248,800	-1612,219
M12I1_5	Aduela de topo	509,632	-1799,174	0,000	-2320,052
	Paredes laterais	456,063	-3131,421	-398,320	-2855,721

Tabela 12.2 Esforços em função da constituição do aterro técnico

Modelo	μ_{Mmax}	V _{Mmax}	V _{c,Mmax}	β_{Mmax}	μ_{Mmin}	V _{Mmin}	V _{c,Mmin}	β_{Mmin}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
M7I3_3	0,134	0,190	-0,660	1,000	0,001	0,246	-0,604	1,000	0,173	-0,214
	0,120	0,333	-0,517	1,000	0,105	0,302	-0,548	1,000	0,067	0,038
M12I1_1	0,128	0,210	-0,640	1,000	0,000	0,273	-0,577	1,000	0,144	-0,231
	0,134	0,360	-0,490	1,000	0,107	0,332	-0,518	1,000	0,100	0,033
M12I1_2	0,144	0,197	-0,653	1,000	0,000	0,259	-0,591	1,000	0,195	-0,224
	0,128	0,344	-0,506	1,000	0,106	0,316	-0,534	1,000	0,087	0,035
M12I1_3	0,058	0,183	-0,667	1,000	0,000	0,237	-0,613	1,000	-0,024	-0,213
	0,085	0,286	-0,564	1,000	0,064	0,278	-0,572	1,000	-0,010	-0,064
M12I1_4	0,133	0,190	-0,660	1,000	0,000	0,246	-0,604	1,000	0,172	-0,218
	0,120	0,333	-0,517	1,000	0,105	0,301	-0,549	1,000	0,069	0,038
M12I1_5	0,089	0,106	-0,744	1,000	0,000	0,139	-0,711	1,000	0,123	-0,145
	0,064	0,196	-0,654	1,000	0,067	0,173	-0,677	1,000	-0,018	0,006
M12I1_6	0,137	0,193	-0,657	1,000	0,000	0,249	-0,601	1,000	0,137	0,193
	0,122	0,336	-0,514	1,000	0,107	0,306	-0,544	1,000	0,122	0,336

Tabela 12.3 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	$A_{s,ef}$ [cm ² /m]			$A_{s,total}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	
		ϕ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total		
M7I3_3	46,343	16	12	12,5	25,133	50,265	456,702	661,869	63,627
	17,973	12		12,5	9,048	18,096	205,166		
M12I1_1	38,565	20		15,0	20,944	41,888	380,894	685,101	65,860
	26,764	16		15,0	13,404	26,808	304,207		
M12I1_2	52,304	16	20	17,5	29,441	58,882	535,322	839,529	80,706
	23,338	16		15,0	13,404	26,808	304,207		
M12I1_3	0,000	$A_{s,min}$	12	20,0	5,655	11,310	102,703	230,932	22,200
	0,000	$A_{s,min}$	12	20,0	5,655	11,310	128,229		
M12I1_4	46,106	16	12	12,5	25,133	50,265	456,702	661,869	63,627
	18,395	12		12,5	9,048	18,096	205,166		
M12I1_5	32,918	16	12	17,5	17,952	35,904	326,216	454,445	43,687
	1,645	$A_{s,min}$	12	20,0	5,655	11,310	128,229		
M12I1_6	47,818	16	12	12,5	25,133	50,265	456,702	713,160	68,558
	19,478	12		10,0	11,310	22,619	256,458		

Tabela 12.4 Armaduras longitudinais requeridas e providas e pesos resultantes

12.2.2. ESTRATO INFERIOR

A tabela 12.5 apresenta as propriedades dos substratos ensaiados no modelo de cálculo. Tendo em conta as dificuldades em obter amostras exemplificativas com os parâmetros definidos segundo uma determinada entidade regulamentar, são empregues propriedades nos solos, apresentadas na norma Francesa *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil*, no DTU 13.12 do Fascículo 62 - Título V. O modelo base de comparação é M7I3_3, onde foram mantidas as propriedades do aterro técnico constante, alterando apenas as características do substrato para cada caso de estudo.

Modelo	Substrato	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ν	c [kPa]	ϕ [°]
M12I2_1	Argila e silte firme	20	5	0,3	20	30
M12I2_2	Areia e cascalho moderadamente compacta	18	50	0,3	0	35
M12I2_3	Giz mole	17	2000	0,25	0	10
M12I2_4	Margo calcário compacto	21	1000	0	50	30
M12I2_5	Rocha fragmentada	26	30000	0,25	0	10
M12I2_6	Turfa e solo vegetal	11	0	0	0	45

Tabela 12.5 Propriedades dos substratos ensaiados no modelo de cálculo

Na Tabela 12.6 está representada a deformada dos casos de estudo. Destaca-se, desde já, que alguns atingiram o colapso pelo solo, como se pode ver em certas deformadas.

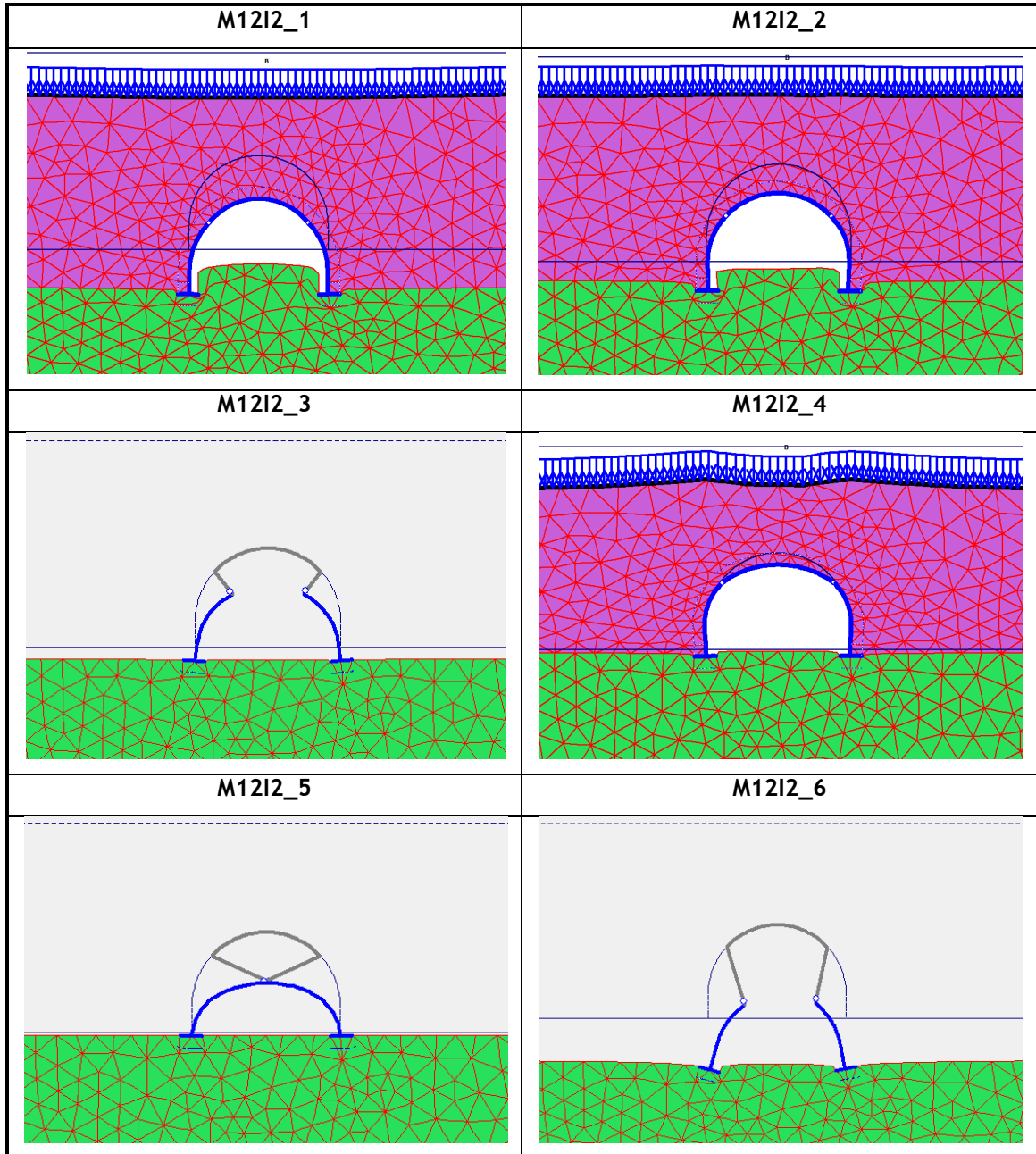


Tabela 12.6 Resultado das análises efectuadas com substratos alternativos

Associado aos modelos de estudo, representados na Tabela 12.6, estão patenteados na Tabela 12.7 os esforços dos modelos que conseguiram finalizar a análise sem qualquer tipo de colapso.

Modelo	Elemento	$M_{1,max}$ [kNm/m]	$N_{1,min}$ [kN/m]	$M_{2,min}$ [kNm/m]	$N_{2,min}$ [kN/m]
M7I3_3	Aduela de topo	499,640	-1776,857	-5,064	-2298,603
	Paredes laterais	447,396	-3110,933	-392,962	-2814,638
M12I2_1	Aduela de topo	677,232	-1502,321	-199,959	-2013,454
	Paredes laterais	447,279	-2059,249	-461,147	-2193,751
M12I2_2	Aduela de topo	480,693	-1797,774	0,000	-2318,554
	Paredes laterais	745,690	-2737,681	-377,473	-2695,059
M12I2_3	Aduela de topo	-	-	-	-
	Paredes laterais	-	-	-	-
M12I2_4	Aduela de topo	513,314	-1792,882	0,000	-2303,338
	Paredes laterais	559,068	-3187,883	-375,371	-2832,844
M12I2_5	Aduela de topo	-	-	-	-
	Paredes laterais	-	-	-	-
M12I2_6	Aduela de topo	-	-	-	-
	Paredes laterais	-	-	-	-

Tabela 12.7 Esforços para os modelos em função do substrato

12.3. OBSERVAÇÕES FINAIS

12.3.1. ATERRO TÉCNICO

Ao observar os resultados das modificações realizadas no aterro técnico, em comparação com as suas características no modelo de partida (M7I3_3), verifica-se que:

- M12I1_1 - A modelação de um aterro técnico viável construtivamente com outras propriedades (Tabela 12.2) permite comparar o caso padrão (M7I3_3) com uma alternativa frequentemente utilizada em passagens inferiores nacionais. A variação da resistência e da rigidez no aterro não resultaram em esforços substancialmente diferentes de M7I3_3. Logo, o peso de aço por m³ de betão relativo, ξ_{sc} , é praticamente semelhante.
- M12I1_2 - O aumento da resistência do solo com o incremento da coesão ($c = 20$ kPa) provoca um acréscimo nos correspondentes esforços, logo, um conseqüente aumento de ξ_{sc} ;

- M1211_3 - O aumento da rigidez do solo com o incremento do módulo de elasticidade ($E = 100 \text{ MPa}$) provoca uma melhoria considerável no comportamento do sistema (redução generalizada dos esforços) ao ponto de apenas exigir o ξ_{sc} mínimo de acordo com a aplicação da armadura longitudinal mínima;
- M1211_4 - A subida do NF até ao topo do estrato inferior (base das fundações) altera, levemente, os esforços, mantendo-se ξ_{sc} praticamente igual a M713_3;
- M1211_5 - A subida do NF até ao topo do aterro técnico permite a redução dos esforços, obtendo-se um ξ_{sc} inferior ao referente para o M713_3. Os resultados obtidos estão de acordo com as expectativas sobre o comportamento da estrutura nestas condições;
- M1211_6 - O aumento da resistência do solo com o incremento do ângulo de atrito ($\psi = 30^\circ$) tem pouca influência nos esforços resultantes, como citado no § 3.8.2. Confirma-se, assim, a possibilidade de desprezar este parâmetro na modelação, de acordo com o caso específico de estudo.

12.3.2. ESTRATO INFERIOR

A utilização de diversos substratos analisados provoca, nalguns casos (M1212_2, M1212_3, M1212_5 e M1212_6), o colapso pelo solo. Em alguns desses casos, o colapso deu-se imediatamente durante a fase construtiva (M1212_3, M1212_5 e M1212_6). Verifica-se que a caracterização geotécnica dos diversos estratos inferiores era singular, dificultando a integração às restantes condições do solo.

A experimentação do modelo submetido aos múltiplos estratos inferiores parte do princípio que:

- A constituição do substrato representado no modelo base não é uniforme a nível nacional, apesar do sistema estrutural se comportar bem segundo as caracterizações geotécnicas parecidas ao caso padrão. Desta forma, foi necessário averiguar o comportamento do respectivo sistema para solos com composições diferentes;
- A utilização de amostras, algumas delas, pouco vulgares permite verificar se o modelo de estudo, quando submetido a casos de solos com caracterizações geotécnicas diversificadas, devolve uma resposta satisfatória.

De acordo com estas duas preposições e com os resultados obtidos durante as análises, confirma-se que a obra de arte comporta-se correctamente com substratos parecidos ao caso padrão. No entanto, para estratos com caracterizações muito diferente do solo original dá-se o colapso do solo (alguns deles ainda durante a fase construtiva). Assim, conclui-se ser

exigido um estudo singular para estabelecer a modelação indicada, em função da caracterização do solo. Ou seja, o sistema em estudo não permite que sejam utilizados substratos com discrepância excessiva (em termos de rigidez e resistência) do estrato inferior considerado no modelo.

12.4. CONCLUSÕES

Embora se utilize, apenas, um tipo de seccionamento transversal, $\frac{1}{s}$ na realização do estudo acerca dos parâmetros dos solos acredita-se que a distribuição dos esforços resultantes em função dos detalhes geotécnicos avaliados é genérica para qualquer valor de $\frac{1}{s}$ tal como aconteceu no estudo de outros parâmetros nos capítulos anteriores.

Em obra, infelizmente, é usual não se respeitar a caracterização do aterro técnico para evitar custos ou o aparecimento de dificuldades na obtenção da especificidade técnica do aterro. Por outras palavras, é frequente a aplicação da expressão “usa-se o que houver nos arredores” com a justificação que, desta forma, evitam-se atrasos no processo construtivo ou facilitam-se os trabalhos associados. É preciso ter em conta que este género de acções, em que não é respeitado a constituição do aterro técnico, pode provocar consequências a longo prazo no correcto desempenho da obra de arte.

12.5. RESUMO

Face aos resultados das particularidades estudadas sobre o aterro técnico e o estrato inferior do modelo, descrevem-se os aspectos mais relevantes:

- A diversidade existente de solos implica a limitação da viabilidade de qualquer género de solução estrutural. Logo o modelo de estudo apenas verifica segurança a estratos de solo que diferem ligeiramente do caso de estudo com uma margem de segurança tolerável. Caso contrário, poderá dar-se o colapso pelo solo.
- A constituição do aterro técnico é tal, que deve garantir o bom desempenho da passagem inferior. A sua caracterização é feita pelos parâmetros de resistência e rigidez.
- A posição do nível freático ou as condições de drenagem do solo são factores existentes no local da obra que condicionam a valorização dos esforços.

CAPÍTULO 13

13. CONSIDERAÇÕES FINAIS E SÍNTESE

13.1. CONCLUSÕES GERAIS

Uma passagem enterrada rodeada pelo seu aterro técnico é uma verdadeira obra de arte e deve ser tratada como tal, desde a sua concepção à sua execução. Não se deve realizar este tipo de obras compensando as insuficiências da estrutura com exigências excessivas sobre as características do aterro ou adoptando disposições construtivas de eficácia duvidosa, tal como não se devem encarar as mesmas como uma obra de terraplanagem vulgar.

O estudo realizado permitiu dominar o comportamento global destas obras de arte para, dessa forma, conseguir-se alcançar o propósito, neste caso, obter uma solução optimizada segundo os critérios definidos. De acordo com a importância dos aspectos abordados, determinaram-se, sucintamente, princípios de concepção que devem ser respeitados. Estes princípios são:

1. Introdutórios - Representam os dados geométricos à disposição do projectista, que lhe permite caracterizar a passagem inferior ao gosto pessoal. Consistem nos detalhes com maior influência na estética da obra de arte final;
2. Obrigatórios - São os principais e devem, inevitavelmente, ser garantidos. A modelação resultante unicamente permite obter uma 1ª iteração da solução;
3. Opcionais - São os secundários e a sua possível aplicação corresponde a uma 2ª iteração da solução. Isto é, após a obtenção da 1ª iteração, aplicam-se estes princípios de modo a que o peso de aço por m³ de betão relativo, ξ_{sc} , atinja o valor recomendado para estruturas pré-fabricadas (70 a 80 kg aço/m³ betão). Tratam-se dos pormenores estruturais com maior influência na variação de ξ_{sc} . Todavia, a compreensão do comportamento estrutural da obra de arte é que permite realizar as respectivas modificações possíveis e alcançar o ξ_{sc} recomendado.

De seguida, apresenta-se os pressupostos introdutórios:

- Raio de curvatura dos elementos da estrutura, r_c , e altura total da estrutura enterrada, h_t - Representam os parâmetros que mais caracterizam o gabarito transversal da estrutura. Logo, o projectista selecciona-o conforme o tipo de estrada desejada;
- Altura de aterro, H - A sua selecção permite, durante a modelação, ter em consideração os efeitos secundários (efeito de *Marston*) associados a este parâmetro;
- Propriedades dos solos no aterro técnico e no estrato inferior - Representam os dados que não dependem directamente do projectista. Provém, particularmente, dos condicionamentos geotécnicos no local da obra.

A Tabela 13.1, imediatamente a baixo, descreve os pressupostos obrigatórios.

Pressupostos obrigatórios	θ_s [°]	45,00	Ângulo entre o posicionamento dos seccionamentos transversais e o eixo vertical no centro da estrutura enterrada - O valor definido ideal foi $\theta_s = 49,09^\circ$. No entanto, para além de não se tratar de uma estimacção construtivamente indicada, a sua definicção teve que se limitar aos possíveis nós que constituíam o modelo de cálculo. Admite-se que a discrepância resultante dos efeitos provocados pelos dois ângulos é desprezável com uma margem de erro tolerante.
	l_a [m]	9,43	Comprimentos efectivos dos elementos, l_a , e, l_p , em funcção de $\theta_s = 45,00^\circ$.
	l_p [m]	16,58	
	a/b	1,00	Disposicção simétrica das sapatas - Este parâmetro tem em conta a facilidade nos procedimentos construtivos. O princípio garante uma boa proximidade da disposicção que melhor satisfaz o critério 4 (ξ_{sc} mínimo) para $\theta_s = 45,00^\circ$.
	e [m]	2,00	Seccionamento longitudinal dos elementos pré-fabricados - As tensões actuautes na base da estrutura garantem segurança em relacção às tensões admissíveis.
	h [m]	1,00	Altura da sapata.
	L [m]	2,00	Largura da sapata.
	h_c [m]	0,40	Espessura contínua da aduela de topo e das paredes laterais.
	h_{at} [m]	0,50	Espessura das camadas de aterro de compactacção - Admite-se que não existem restricções técnicas dos equipamentos utilizados no processo construtivo.
	SC [kN/m ²]	10,00	Sobrecarga rodoviária uniformemente distribuída pela face superior do modelo.
	CC _a	C9C2	Casos de carga desfavoráveis nos elementos (aduela de topo e paredes laterais) da estrutura.
	CC _p	C9C5	

Tabela 13.1 Pressupostos obrigatórios

Destaca-se, os pressupostos opcionais:

- Flecha da aduela de topo, f ;
- Excentricidades acompanhadas da variação da secção de forma contínua nas paredes laterais.

A Figura 13.1 apresenta uma síntese dos princípios obrigatórios e opcionais em função do modelo base do presente trabalho (Figura 5.2). Assim, é possível comparar os seus efeitos no aspecto da estrutura. Os pressupostos opcionais (variação da flecha e acréscimo de excentricidades com variação da secção de forma contínua) são ilustrados como sugestão viável no sistema.

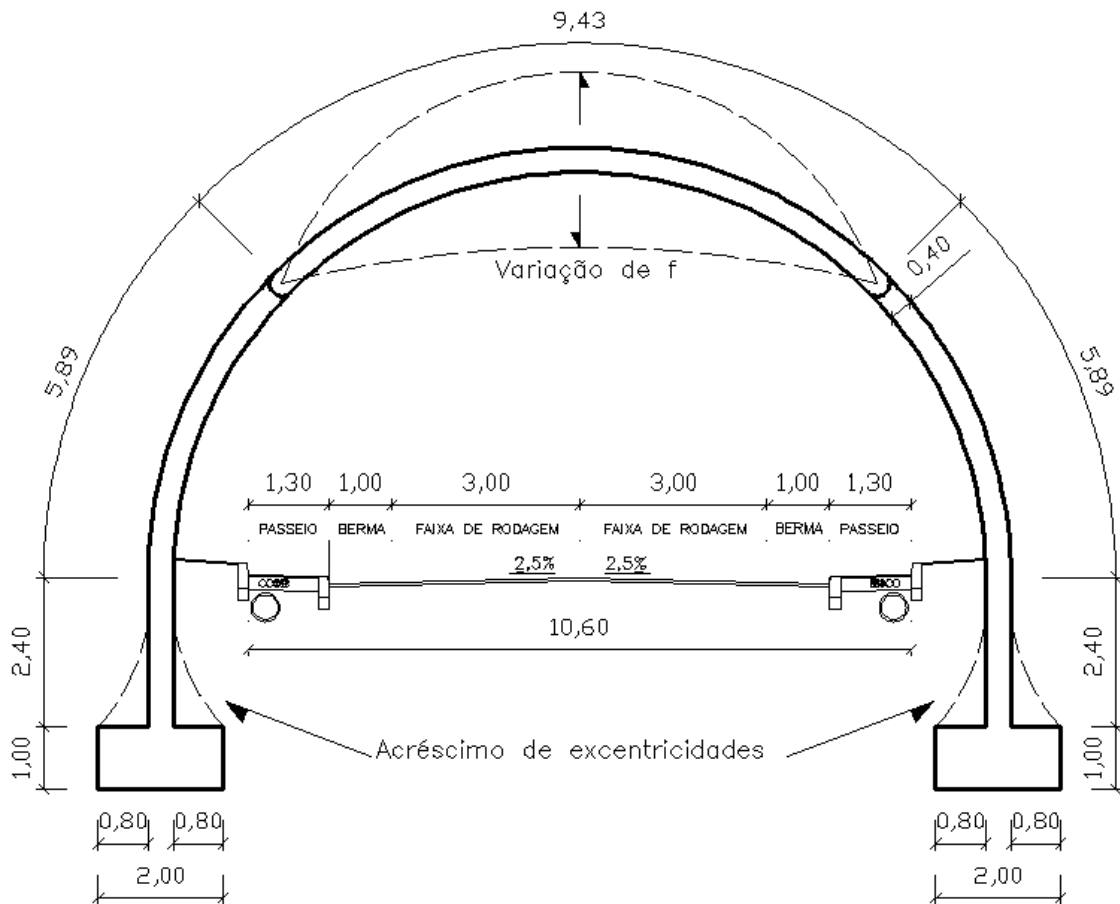


Figura 13.1 Resumo dos princípios aplicados ao modelo base de estudo

Todos estes princípios apresentados se encontram limitados à aplicação dos seus parâmetros com um intervalo de variação razoável, a fim de se obter uma boa aproximação do comportamento real da estrutura com uma margem de tolerância razoável. Contudo, é muito importante entender que, dentro da tipologia das passagens inferiores circulares pré-fabricadas, a validade do caso de estudo não é, como evidente, total. Ele encontra-se, essencialmente, restringido pelas características dos elementos que o constituem (geometria da estrutura enterrada, altura do aterro técnico, etc.). Logo, à medida que se vai afastando dos pressupostos descritos, o comportamento simulado pela análise distanciar-se-á do comportamento real.

Ao serem respeitados todos os princípios expostos, garante-se uma solução com as seguintes vantagens:

- Construtivamente viável;
- Economicamente plausível;
- Competitiva no mercado;
- Bom comportamento estrutural da passagem inferior;
- Fácil adaptação às condições singulares do caso de estudo.

Estas características estão, indirectamente, incluídas nos critérios de optimização. Assim, ao verificar os requisitos dos pressupostos, tira-se partido do actual estudo, assim como das suas optimizações realizadas, conseguindo-se entender o comportamento da estrutura. Deste modo, consegue-se obter um sistema estrutural com desempenho equivalente ao das soluções com tecnologia Matière.

Recorda-se que o presente trabalho se trata apenas de um modesto contributo para que os procedimentos de engenharia sejam mais aprofundados e estudados, para que de forma mais activa se possa garantir os seus benefícios, dependendo, naturalmente, das circunstâncias espaciais e temporais.

13.2. PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTO FUTURO

Ao nível de desenvolvimentos futuros é importante dar continuidade a este trabalho, de forma a abranger uma maior diversidade opcional acerca de soluções viáveis.

Seria igualmente importante desenvolver metodologias de cálculo simples que permitissem o dimensionamento destas estruturas enterradas de forma expedita e segura, tendo em consideração as vantagens e limitações das técnicas construtivas.

De acordo com a falta de informação existente, haveria, também, todo o interesse em estruturar um documento independente acerca deste género de obras de arte. Seria, assim, possível normalizar o processo de dimensionamento de modo a verificar a segurança, porque, na actualidade, este tipo de obras, por vezes, resulta mais de decisões definidas pelo bom senso que experiência em obter passagens inferiores.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Albarran, E.G. (2008) - *Construção com elementos pré-fabricados em betão armado*. Dissertação para Mestrado em Engenharia Civil. Lisboa: Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- Branco, F.E.F.; Santos, L.P. (2000) - *Vias de comunicação*. Volume 1. Coimbra: Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra.
- CEB - FIP Manual (1982) - *Bending and compression*. Bulletin nº141. Comité Euro-International d Béton. Lausanne: Construction Press.
- COBA, GAPRES (2008) - *Memória de cálculo e justificativa de passagem inferior PI 5*. Projecto de Execução. Lisboa.
- EJJAOUANI, H. (2008) - *Interactions des fondations et des sols gonflants: pathologie, calculs et études expérimentales*. Thèse pour l'obtention du diplôme de Docteur - Spécialité Géotechnique. Champs-sur-Marne: L'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- EN 1990:2002 (2002) - *Eurocode: Basis of Structural Design*. Brussels: CEN.
- EN 1991-1-1:2001 (2001) - *Eurocode 1: Actions on Structures - Part 1-1: General actions - Densities, self weight, imposed loads for buildings*. Brussels: CEN.
- EN 1992-1:2004 (2004) - *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1: General rules and rules for buildings*. Brussels: CEN.
- EN 1997-1:2004 (2004) - *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules*. Brussels: CEN.
- ENV 1992-1-1:1994 (1994) - *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1.3: General rules - Precast concrete elements and structures*. Brussels: CEN.
- Fernandes, M.M. (1995) - *Mecânica dos solos. Volume II*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Ferraz, M.; Lello, J.C. (2000) - *Passagens enterradas em betão armado pré-fabricado tipo PREFAC*. 1º Congresso da Indústria da Pré-Fabricação em Betão. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Katona, M.G. (1983) - *A simple contact-friction interface element with applications to buried culverts*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. USA. Note Dame: University of Notre Dame. Volume 7. pp. 371 - 384.
- MAPREL (2007) - *Memória descritiva e justificativa da solução pré-fabricada com recurso a estrutura matiere*. Projecto de Execução. Lisboa.
- Martins, F.J.P (2000) - *Dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens inferiores rodoviárias para águas pluviais*. Dissertação para Mestrado em Engenharia Civil,

- Especialidade de Hidráulica e Recursos Hídricos. Coimbra: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Naylor, D.J.; Pande, G. N. (1981) - *Finite elements in geotechnical engineering*. UK, Swansea: Pineridge press. Swansea.
- Pedro, L.M.M.D. (1999) - *Efeito de sobrecargas rodoviárias em passagens inferiores pré-fabricadas*. Dissertação para Mestrado em Engenharia de Estruturas. Lisboa: Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa.
- Pereira, C.S. (2005) - *Fundações*. Lisboa: Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- Pinto, P.L.; Grazina, J.C.; Cruz, N. (2010) - *Análise e concepção de fundações*. Coimbra: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- PLAXIS (2002) - *User's manual version 8*. The Netherlands: Delft University of Technology & PLAXIS.
- Reis, A.J. (2006) - *Folhas da disciplina de Pontes*. Lisboa: Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa.
- REBAP (2006) - *Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado*. Porto: Porto Editora.
- RSA (2006) - *Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes*. Porto: Porto Editora.
- Sang, P.A.S. (2000) - *Comportamento e modelação numérica de estruturas enterradas de betão*. Dissertação para Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Saraiva, F. (2010) - *Execução de estruturas - Pré-fabricação em betão*. Lisboa: Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- Teixeira, M.F.M. (2008) - *Passagens Inferiores pelo método de deslize por pressão hidráulica*. Monografia para Licenciatura em Engenharia Civil. Porto: Universidade Fernando Pessoa.
- Watkins, R.K. (1980) - *Buried structures*. Foundation engineering handbook. Utah: Utah State University.

ANEXOS

- ANEXO A | VARIAÇÃO DA LOCALIZAÇÃO DOS SECCIONAMENTOS TRANSVERSAIS SEM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL**
- ANEXO B | VARIAÇÃO DA LOCALIZAÇÃO DOS SECCIONAMENTOS TRANSVERSAIS COM INFLUÊNCIAS DO ESFORÇO AXIAL**
- ANEXO C | VARIAÇÃO DA ALTURA DE ATERRO**
- ANEXO D | VARIAÇÃO DOS CASOS DE CARGA SEM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL**
- ANEXO E | VARIAÇÃO DOS CASOS DE CARGA COM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL**
- ANEXO F | VARIAÇÃO DA ESPESSURA DAS CAMADAS DE ATERRO DE COMPACTAÇÃO**
- ANEXO G | VARIAÇÃO DA GEOMETRIA TRANSVERSAL**

**ANEXO A | VARIAÇÃO DA LOCALIZAÇÃO DOS SECCIONAMENTOS
TRANSVERSAIS SEM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL**

A.1. ÂNGULO 0,00

h [m]	L [m]	H [m]
1,00	2,00	10,00

Tabela A.1 Geometria das sapatas e altura do aterro

I_a [m]	I_p [m]	I_{total} [m]
-	26,006	26,006

Tabela A.2 Comprimento dos elementos da estrutura

θ_s [°]	Nó	x [m]	y [m]
0,00	12	0,00	0,00

Tabela A.3 Localização e definição das rótulas

Modelo	Elemento	a [m]	b [m]	a/b	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}	μ_{global}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
M714_5	Paredes laterais	0,75	1,25	0,600	93,629	-654,547	0,143	0,033	0,229	0,229	0,034	0,281
M714_1	Paredes laterais	0,94	1,06	0,887	116,974	-594,909	0,197	0,041	0,208	0,208	0,043	0,251
M714_6	Paredes laterais	1,00	1,00	1,000	207,287	-570,381	0,363	0,073	0,200	0,200	0,078	0,239
M714_3	Paredes laterais	1,14	0,86	1,326	569,554	-525,990	1,083	0,199	0,184	0,199	0,239	0,218
M714_2	Paredes laterais	1,15	0,85	1,353	563,383	-527,928	1,067	0,197	0,185	0,197	0,236	0,219
M714_4	Paredes laterais	1,50	0,50	3,000	1371,654	-465,177	2,949	0,480	0,163	0,480	0,710	0,189

Tabela A.4 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]		$A_{s,ef,Mmax}$ [cm ² /m]			$A_{s,ef,Mmin}$ [cm ² /m]			
	$A_{s,Mmax}$	$A_{s,Mmin}$	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total	
M714_5	7,943	66,079	12	12,5	9,048	16	25	10,0	69,194
M714_1	10,002	59,038	12	10,0	11,310	20		5,0	62,832
M714_6	18,262	56,202	16	10,0	20,106	20		5,0	62,832
M714_3	56,107	51,157	20	5,0	62,832	20	16	10,0	51,522
M714_2	55,399	51,375	20	5,0	62,832	20	16	10,0	51,522
M714_4	166,740	44,430	32	5,0	160,850	20	16	10,0	51,522

Tabela A.5 Armaduras longitudinais requeridas e providas

Modelo	Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
	Fibra inferior	Fibra superior	Total	
M714_5	184,745	1412,115	1596,860	153,510
M714_1	230,932	1284,687	1515,618	145,700
M714_6	410,892	1284,687	1695,578	163,000
M714_3	1284,687	1053,235	2337,921	224,750
M714_2	1284,687	1053,235	2337,921	224,750
M714_4	3281,932	1053,235	4335,167	416,750

Tabela A.6 Pesos resultantes

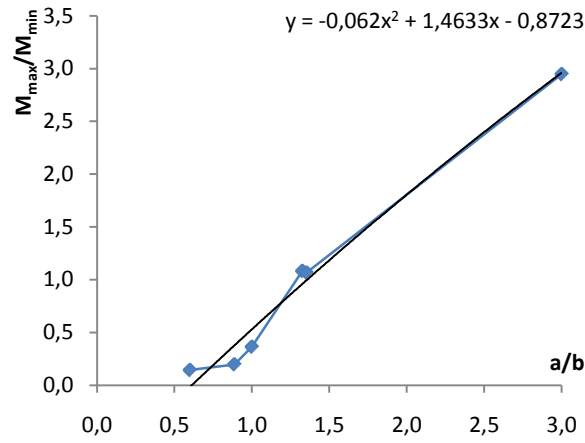


Figura A.1 $M_{max}/M_{min} = f(a/b)$ nas paredes laterais

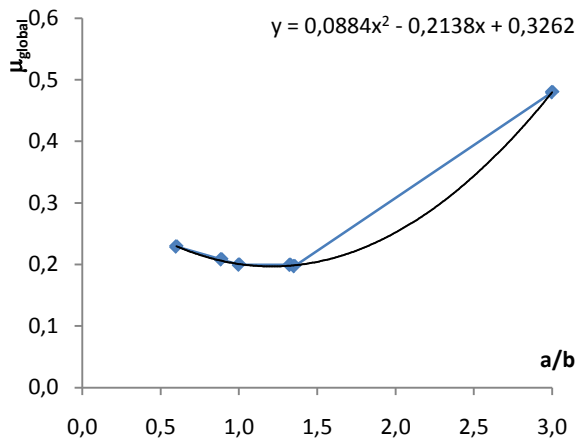


Figura A.2 $\mu_{global} = f(a/b)$ na estrutura

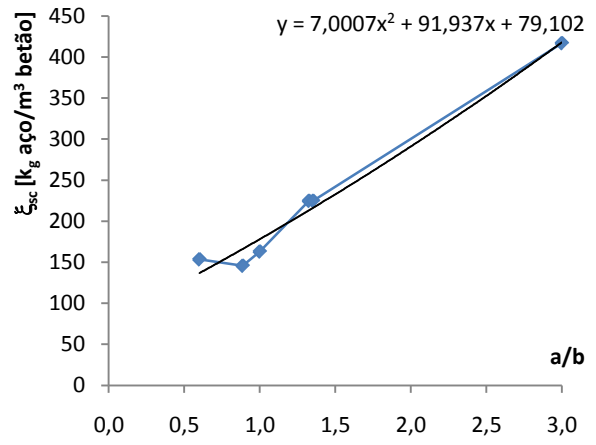


Figura A.3 $\xi_{sc} = f(a/b)$ na estrutura

A.2. ÂNGULO 32,73

h [m]	L [m]	H [m]
1,00	2,00	10,00

Tabela A.7 Geometria das sapatas e altura do aterro

I_a [m]	I_p [m]	I_{total} [m]
7,711	18,295	26,006

Tabela A.8 Comprimento dos elementos da estrutura

θ_s [°]	Nó	x [m]	y [m]
32,73	8	-3,65	-1,07
	16	3,65	-1,07

Tabela A.9 Localização e definição das rótulas

Modelo	Elemento	a [m]	b [m]	a/b	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}	μ_{global}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
M712_2	Aduela de topo	0,75	1,25	0,600	336,596	-4,912	68,525	0,118	0,002	0,208	0,132	0,002
	Paredes laterais				15,397	-702,601	0,022	0,005	0,246		0,005	0,306
M712_1	Aduela de topo	0,94	1,06	0,887	319,268	-4,912	64,998	0,112	0,002	0,191	0,124	0,002
	Paredes laterais				34,884	-640,809	0,054	0,012	0,224		0,012	0,274
M712_6	Aduela de topo	1,00	1,00	1,000	315,553	-4,912	64,241	0,110	0,002	0,183	0,123	0,002
	Paredes laterais				165,873	-611,519	0,271	0,058	0,214		0,061	0,260
M712_5	Aduela de topo	1,15	0,85	1,353	297,330	-4,912	60,531	0,104	0,002	0,170	0,115	0,002
	Paredes laterais				518,159	-566,580	0,915	0,181	0,198		0,214	0,238
M712_4	Aduela de topo	1,27	0,73	1,740	309,596	-4,912	63,029	0,108	0,002	0,232	0,120	0,002
	Paredes laterais				810,574	-514,852	1,574	0,284	0,180		0,364	0,213
M712_3	Aduela de topo	1,50	0,50	3,000	263,527	-4,912	53,650	0,092	0,002	0,346	0,101	0,002
	Paredes laterais				1296,057	-473,199	2,739	0,453	0,166		0,659	0,193

Tabela A.10 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]		$A_{s,ef,Mmax}$ [cm ² /m]			$A_{s,ef,Mmin}$ [cm ² /m]				
	$A_{s,Mmax}$	$A_{s,Mmin}$	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total		
M712_2	30,905	0,404	20	10,0	31,416	$A_{s,min}$	12	15,0	7,540	
	1,272	71,900	$A_{s,min}$	12	15,0	7,540	20	25	10,0	80,503
M712_1	29,155	0,404	20	16	17,5	29,441	$A_{s,min}$	12	15,0	7,540
	2,900	64,439	$A_{s,min}$	12	15,0	7,540	20	25	12,5	64,403
M712_6	28,782	0,404	20	16	17,5	29,441	$A_{s,min}$	12	15,0	7,540
	14,416	60,979	16	12,5	16,085	20	5,0	62,832		
M712_5	26,964	0,404	16	7,5	26,808	$A_{s,min}$	12	15,0	7,540	
	50,279	55,766	20	16	10,0	51,522	20	5,0	62,832	
M712_4	28,186	0,404	20	16	17,5	29,441	$A_{s,min}$	12	15,0	7,540
	85,465	49,909	25	5,0	98,175	16	20	10,0	51,522	
M712_3	23,643	0,404	12	16	12,5	25,133	$A_{s,min}$	12	15,0	7,540
	154,735	45,305	32	5,0	160,850	16	20	10,0	51,522	

Tabela A.11 Armaduras longitudinais requeridas e providas

Modelo	Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	
	Fibra inferior	Fibra superior	Total		
M7I2_2	190,452	45,647	236,099	1500,649	144,262
	108,306	1156,244	1264,550		
M7I2_1	178,445	45,647	224,092	1257,394	120,877
	108,306	924,995	1033,302		
M7I2_6	178,445	45,647	224,092	1359,114	130,656
	231,249	903,773	1135,022		
M7I2_5	162,437	45,647	208,083	1852,804	178,116
	740,948	903,773	1644,721		
M7I2_4	178,445	45,647	224,092	2373,755	228,196
	1408,715	740,948	2149,663		
M7I2_3	152,238	45,647	197,885	3247,661	312,208
	2308,829	740,948	3049,777		

Tabela A.12 Pesos resultantes

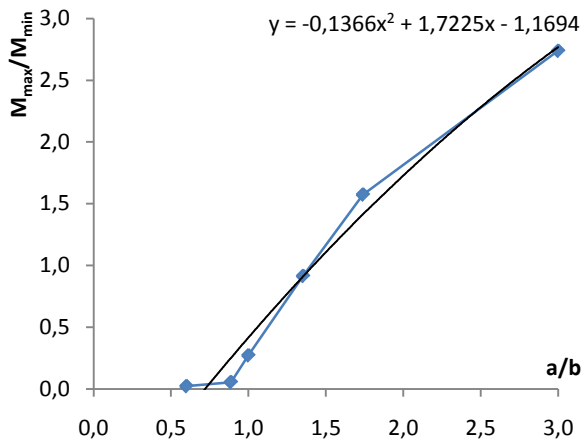


Figura A.4 $M_{max}/M_{min} = f(a/b)$ nas paredes laterais

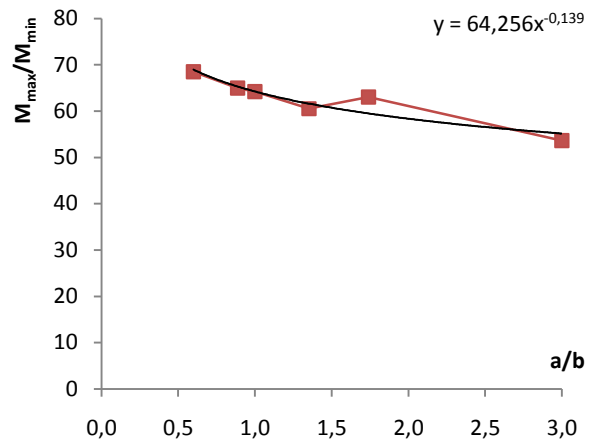


Figura A.5 $M_{max}/M_{min} = f(a/b)$ na aduela de topo

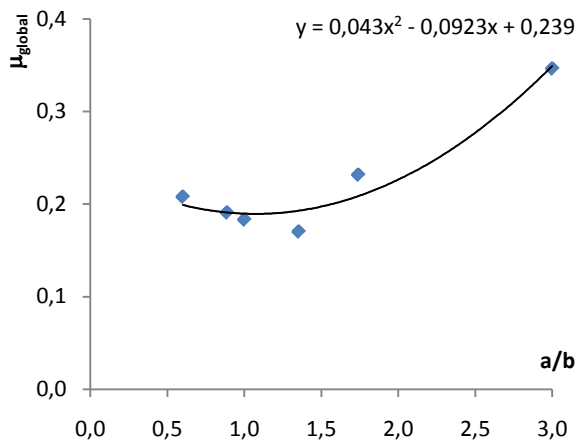


Figura A.6 $\mu_{global} = f(a/b)$ na estrutura

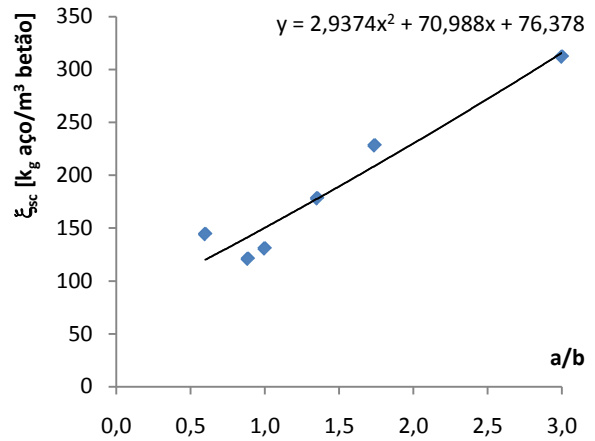


Figura A.7 $\xi_{sc} = f(a/b)$ na estrutura

A.3. ÂNGULO 49,09

h [m]	L [m]	H [m]
1,00	2,00	10,00

Tabela A.13 Geometria das sapatas e altura do aterro

l _a [m]	l _p [m]	l _{total} [m]
11,566	14,440	26,006

Tabela A.14 Comprimento dos elementos da estrutura

θ _s [°]	Nó	x [m]	y [m]
49,09	6	-5,1	-2,33
	18	5,1	-2,33

Tabela A.15 Localização e definição das rótulas

Modelo	Elemento	a [m]	b [m]	a/b	M _{max} [kNm/m]	M _{min} [kNm/m]	M _{max} /M _{min}	μ _{Mmax}	μ _{Mmin}	μ _{global}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M713_5	Aduela de topo	0,75	1,25	0,600	574,930	-5,064	113,533	0,201	0,002	0,188	0,242	0,002
	Paredes laterais				34,954	-509,268	0,069	0,012	0,178		0,012	0,210
M713_1	Aduela de topo	0,94	1,06	0,887	537,549	-5,064	106,151	0,188	0,002	0,171	0,223	0,002
	Paredes laterais				55,658	-447,380	0,124	0,019	0,157		0,020	0,181
M713_6	Aduela de topo	1,00	1,00	1,000	526,994	-5,064	104,067	0,184	0,002	0,164	0,218	0,002
	Paredes laterais				180,078	-420,335	0,428	0,063	0,147		0,067	0,169
M713_3	Aduela de topo	1,11	0,89	1,247	499,640	-5,064	98,665	0,175	0,002	0,165	0,205	0,002
	Paredes laterais				447,396	-392,962	1,139	0,157	0,137		0,181	0,156
M713_2	Aduela de topo	1,15	0,85	1,353	491,263	-7,044	69,742	0,172	0,002	0,181	0,201	0,002
	Paredes laterais				535,793	-375,212	1,428	0,187	0,131		0,223	0,149
M713_4	Aduela de topo	1,50	0,50	3,000	413,180	-13,978	29,559	0,145	0,005	0,325	0,165	0,005
	Paredes laterais				1340,784	-240,910	5,565	0,469	0,084		0,689	0,091

Tabela A.16 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	A _{s,calc} [cm ² /m]		A _{s,ef,Mmax} [cm ² /m]			A _{s,ef,Mmin} [cm ² /m]				
	A _{s,Mmax}	A _{s,Mmin}	φ _l [mm]	s [cm]	Total	φ _l [mm]	s [cm]	Total		
M713_5	56,726	0,417	20	5,0	62,832	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
	2,906	49,286	A _{s,min}	12	15,0	7,540	20	16	10,0	51,522
M713_1	52,460	0,417	20	16	10,0	51,522	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	4,661	42,501	A _{s,min}	12	15,0	7,540	20	12	10,0	42,726
M713_6	51,270	0,417	20	16	10,0	51,522	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	15,724	39,605	16	12,5	16,085	16	5,0	40,212		
M713_3	48,216	0,417	20	16	10,0	51,522	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	42,503	36,717	20	12	10,0	42,726	16	5,0	40,212	
M713_2	47,289	0,580	20	16	10,0	51,522	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	52,262	34,867	25	16	12,5	55,355	16	12	10,0	31,416
M713_4	38,846	1,154	16	5,0	40,212	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
	161,798	21,457	32	5,0	160,850	16	12	12,5	25,133	

Tabela A.17 Armaduras longitudinais requeridas e providas

Modelo	Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	
	Fibra inferior	Fibra superior	Total		
M7I3_5	571,341	68,468	639,809	1310,123	125,945
	85,486	584,828	670,314		
M7I3_1	468,407	68,468	536,875	1107,263	106,444
	85,486	484,902	570,388		
M7I3_6	468,407	68,468	536,875	1175,710	113,024
	182,524	456,310	638,834		
M7I3_3	468,407	68,468	536,875	1478,087	142,092
	484,902	456,310	941,212		
M7I3_2	468,407	68,468	536,875	1520,542	146,173
	627,282	356,384	983,666		
M7I3_4	365,473	68,468	433,941	2541,402	244,311
	1822,353	285,107	2107,461		

Tabela A.18 Pesos resultantes

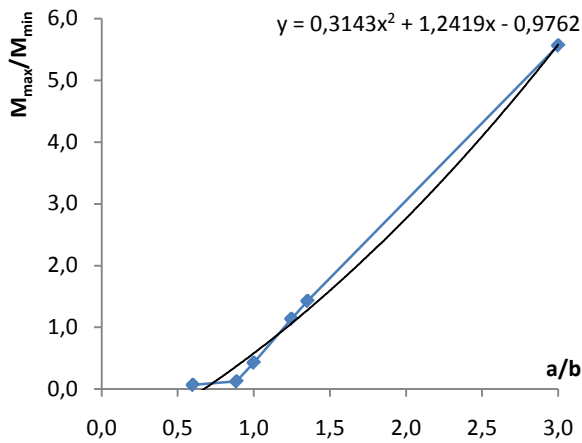


Figura A.8 $M_{max}/M_{min} = f(a/b)$ nas paredes laterais

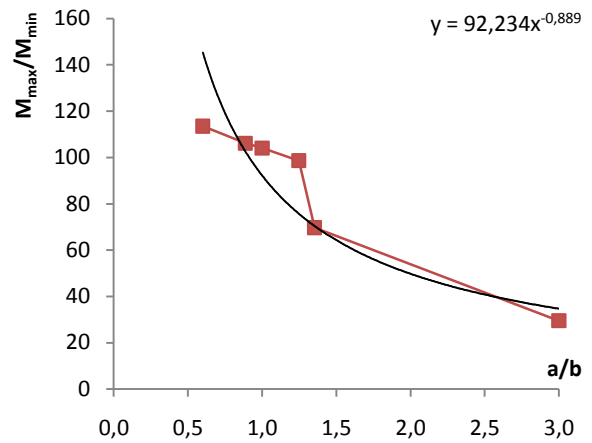


Figura A.9 $M_{max}/M_{min} = f(a/b)$ na aduela de topo

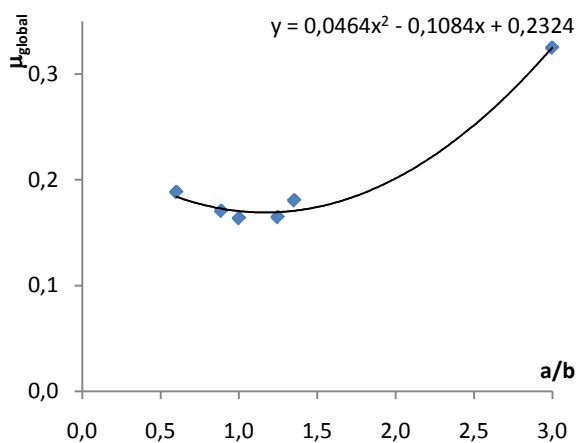


Figura A.10 $\mu_{global} = f(a/b)$ na estrutura

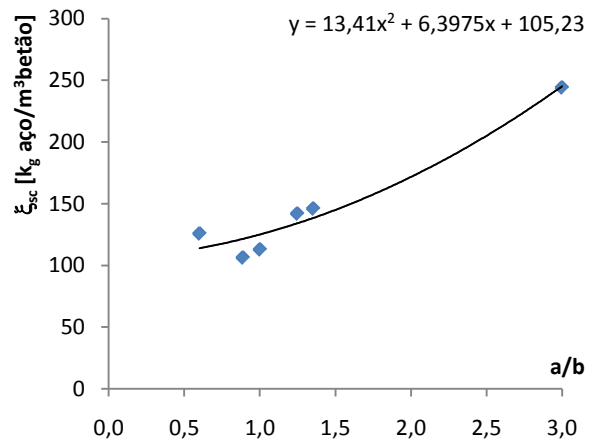


Figura A.11 $\xi_{sc} = f(a/b)$ na estrutura

A.4. ÂNGULO 65,49

h [m]	L [m]	H [m]
1,00	2,00	10,00

Tabela A.19 Geometria das sapatas e altura do aterro

l _a [m]	l _p [m]	l _{total} [m]
15,430	10,576	26,006

Tabela A.20 Comprimento dos elementos da estrutura

θ _s [°]	Nó	x [m]	y [m]
65,49	4	-6,14	-3,95
	20	6,14	-3,95

Tabela A.21 Localização e definição das rótulas

Modelo	Elemento	a [m]	b [m]	a/b	M _{max} [kNm/m]	M _{min} [kNm/m]	M _{max} /M _{min}	μ _{Mmax}	μ _{Mmin}	μ _{global}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M718_1	Aduela de topo	0,75	1,25	0,600	580,768	-5,000	116,154	0,203	0,002	0,172	0,244	0,002
	Paredes laterais				132,560	-363,841	0,364	0,046	0,127		0,049	0,143
M718_6	Aduela de topo	0,80	1,20	0,667	574,318	-6,324	90,816	0,201	0,002	0,154	0,241	0,002
	Paredes laterais				135,298	-246,367	0,549	0,047	0,086		0,050	0,094
M718_7	Aduela de topo	0,88	1,12	0,780	552,494	-6,897	80,106	0,193	0,002	0,136	0,231	0,002
	Paredes laterais				147,731	-126,374	1,169	0,052	0,044		0,054	0,046
M718_2	Aduela de topo	0,94	1,06	0,887	533,283	-7,881	67,667	0,187	0,003	0,138	0,221	0,003
	Paredes laterais				190,162	-99,842	1,905	0,067	0,035		0,071	0,036
M718_3	Aduela de topo	1,00	1,00	1,000	518,452	-8,666	59,826	0,181	0,003	0,148	0,214	0,003
	Paredes laterais				280,826	-84,374	3,328	0,098	0,030		0,108	0,030
M718_4	Aduela de topo	1,15	0,85	1,353	476,147	-9,560	49,806	0,167	0,003	0,183	0,194	0,003
	Paredes laterais				594,236	-57,588	10,319	0,208	0,020		0,251	0,021
M718_5	Aduela de topo	1,50	0,50	3,000	376,062	-10,000	37,606	0,132	0,003	0,277	0,149	0,004
	Paredes laterais				1398,875	-10,054	139,136	0,489	0,004		0,729	0,004

Tabela A.22 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	A _{s,calc} [cm ² /m]		A _{s,ef,Mmax} [cm ² /m]			A _{s,ef,Mmin} [cm ² /m]				
	A _{s,Mmax}	A _{s,Mmin}	φ _l [mm]	s [cm]	Total	φ _l [mm]	s [cm]	Total		
M718_1	57,399	0,411	20	5,0	62,832	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
	11,394	33,691	16	15,0	13,404	20	16	15,0	34,348	
M718_6	56,655	0,521	20	5,0	62,832	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
	11,640	21,982	16	15,0	13,404	12	16	15,0	20,944	
M718_7	54,156	0,568	20	5,0	62,832	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
	12,762	10,840	16	15,0	13,404	12	10,0	11,310		
M718_2	51,978	0,649	20	16	10,0	51,522	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	16,660	8,488	12	16	17,5	17,952	12	12,5	9,048	
M718_3	50,312	0,714	20	16	10,0	51,522	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	25,334	7,135	16	7,5	26,808	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
M718_4	45,627	0,788	20	16	10,0	51,522	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	58,960	4,826	20	5,0	62,832	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
M718_5	34,955	0,824	20	16	15,0	34,348	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	171,144	0,829	32	5,0	160,850	A _{s,min}	12	15,0	7,540	

Tabela A.23 Armaduras longitudinais requeridas e providas

Modelo	Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	
	Fibra inferior	Fibra superior	Total		
M718_1	762,232	91,344	853,577	1250,529	120,216
	111,401	285,552	396,953		
M718_6	762,232	91,344	853,577	1138,988	109,494
	111,401	174,010	285,411		
M718_7	762,232	91,344	853,577	1058,892	101,794
	111,401	93,915	205,315		
M718_2	624,907	91,344	716,251	940,535	90,416
	149,152	75,132	224,284		
M718_3	624,907	91,344	716,251	1001,662	96,292
	222,801	62,610	285,411		
M718_4	624,907	91,344	716,251	1301,316	125,099
	522,454	62,610	585,064		
M718_5	416,605	91,344	507,949	1905,250	183,156
	1334,691	62,610	1397,301		

Tabela A.24 Pesos resultantes

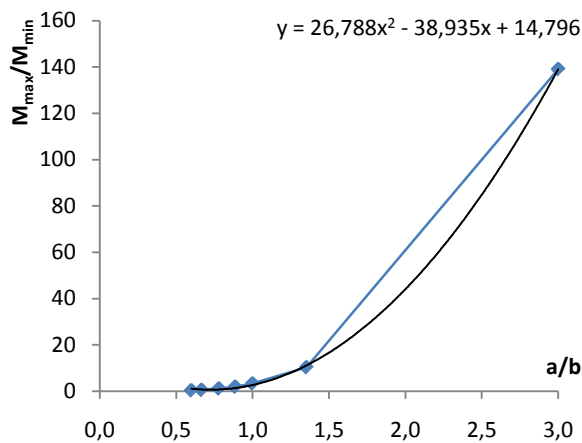


Figura A.12 $M_{max}/M_{min} = f(a/b)$ nas paredes laterais

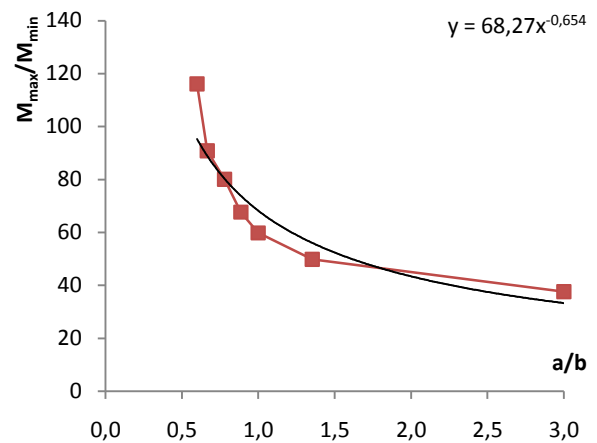


Figura A.13 $M_{max}/M_{min} = f(a/b)$ na aduela de topo

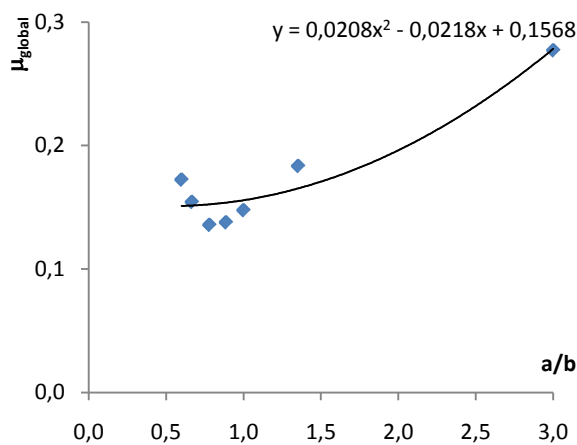


Figura A.14 $\mu_{global} = f(a/b)$ na estrutura

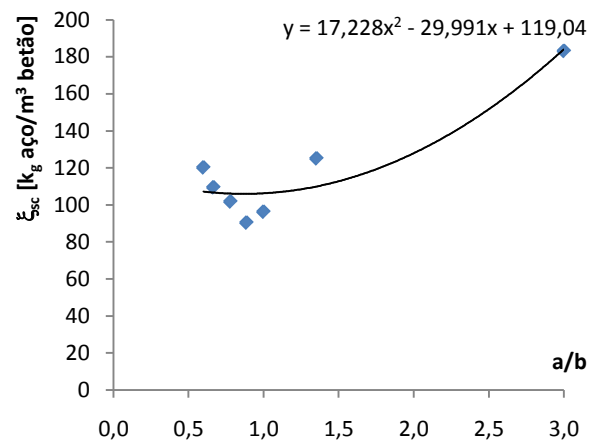


Figura A.15 $\xi_{sc} = f(a/b)$ na estrutura

A.5. ÂNGULO 73,66

h [m]	L [m]	H [m]
1,00	2,00	10,00

Tabela A.25 Geometria das sapatas e altura do aterro

l _a [m]	l _p [m]	l _{total} [m]
17,355	8,650	26,006

Tabela A.26 Comprimento dos elementos da estrutura

θ _s [°]	Nó	x [m]	y [m]
73,66	3	-6,48	-4,85
	21	6,48	-4,85

Tabela A.27 Localização e definição das rótulas

Modelo	Elemento	a [m]	b [m]	a/b	M _{max} [kNm/m]	M _{min} [kNm/m]	M _{max} /M _{min}	μ _{Mmax}	μ _{Mmin}	μ _{global}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M715_3	Aduela de topo	0,75	1,25	0,600	526,145	-2,568	204,885	0,184	0,001	0,160	0,218	0,001
	Paredes laterais				161,073	-318,299	0,506	0,056	0,111		0,060	0,124
M715_4	Aduela de topo	0,82	1,18	0,695	513,028	-4,058	126,424	0,179	0,001	0,141	0,212	0,001
	Paredes laterais				175,601	-185,299	0,948	0,061	0,065		0,065	0,069
M715_7	Aduela de topo	0,88	1,12	0,786	494,531	-5,325	92,870	0,173	0,002	0,138	0,203	0,002
	Paredes laterais				189,596	-22,887	8,284	0,066	0,008		0,071	0,008
M715_1	Aduela de topo	0,94	1,06	0,887	472,462	-10,038	47,067	0,165	0,004	0,142	0,193	0,004
	Paredes laterais				268,570	-2,660	100,966	0,094	0,001		0,103	0,001
M715_6	Aduela de topo	1,00	1,00	1,000	457,060	-18,995	24,062	0,160	0,007	0,148	0,185	0,007
	Paredes laterais				353,957	-2,660	133,067	0,124	0,001		0,139	0,001
M715_2	Aduela de topo	1,15	0,85	1,353	412,844	-38,678	10,674	0,144	0,014	0,170	0,165	0,014
	Paredes laterais				632,126	-2,660	237,641	0,221	0,001		0,270	0,001
M715_5	Aduela de topo	1,50	0,50	3,000	312,491	-111,786	2,795	0,109	0,039	0,239	0,121	0,041
	Paredes laterais				1426,226	-2,660	536,175	0,499	0,001		0,748	0,001

Tabela A.28 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	A _{s,calc} [cm ² /m]		A _{s,ef,Mmax} [cm ² /m]				A _{s,ef,Mmin} [cm ² /m]			
	A _{s,Mmax}	A _{s,Mmin}	φ _l [mm]	s [cm]	Total	φ _l [mm]	s [cm]	Total		
M715_3	51,175	0,211	20	16	10,0	51,522	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	13,977	29,058	12	7,5	15,080	20	10,0	31,416		
M715_4	49,705	0,334	20	16	10,0	51,522	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	15,311	16,208	16	12,5	16,085	16	12,5	16,085		
M715_7	47,650	0,438	20	16	10,0	51,522	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	16,607	1,895	16	12,5	16,085	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
M715_1	45,224	0,827	20	16	10,0	51,522	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	24,134	0,219	20	16	20,0	25,761	A _{s,min}	12	15,0	7,540
M715_6	43,548	1,571	20	16	10,0	51,522	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	32,675	0,219	20	16	15,0	34,348	A _{s,min}	12	15,0	7,540
M715_2	38,810	3,220	16	5,0	40,212	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
	63,408	0,219	20	5,0	62,832	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
M715_5	28,475	9,542	20	10,0	31,416	12	10,0	11,310		
	175,611	0,219	32	5,0	160,850	A _{s,min}	12	15,0	7,540	

Tabela A.29 Armaduras longitudinais requeridas e providas

Modelo	Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	
	Fibra inferior	Fibra superior	Total		
M715_3	702,894	102,744	805,638	1121,723	107,834
	102,421	213,665	316,086		
M715_4	702,894	102,744	805,638	1024,320	98,470
	109,341	109,341	218,682		
M715_7	702,894	102,744	805,638	966,189	92,882
	109,341	51,210	160,551		
M715_1	702,894	102,744	805,638	1032,019	99,210
	175,171	51,210	226,381		
M715_6	702,894	102,744	805,638	1090,409	104,824
	233,561	51,210	284,771		
M715_2	548,431	102,744	651,175	1129,715	108,602
	427,330	51,210	478,540		
M715_5	428,678	154,116	582,794	1725,685	165,894
	1091,680	51,210	1142,891		

Tabela A.30 Pesos resultantes

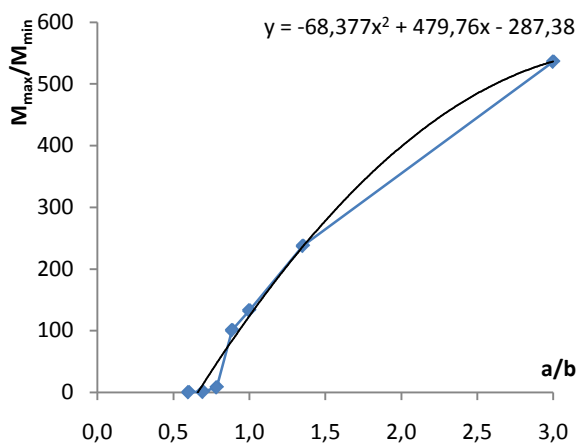


Figura A.16 $M_{max}/M_{min} = f(a/b)$ nas paredes laterais

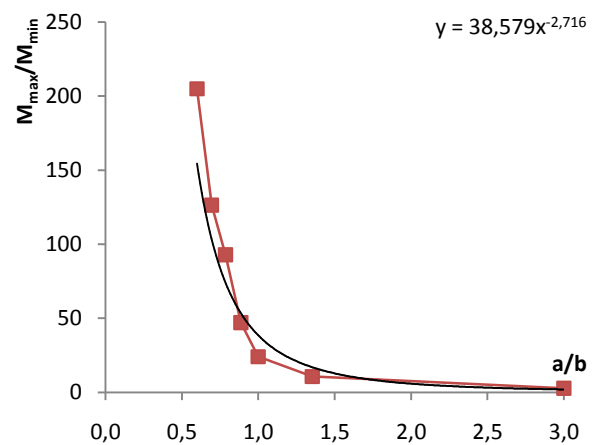


Figura A.17 $M_{max}/M_{min} = f(a/b)$ na aduela de topo

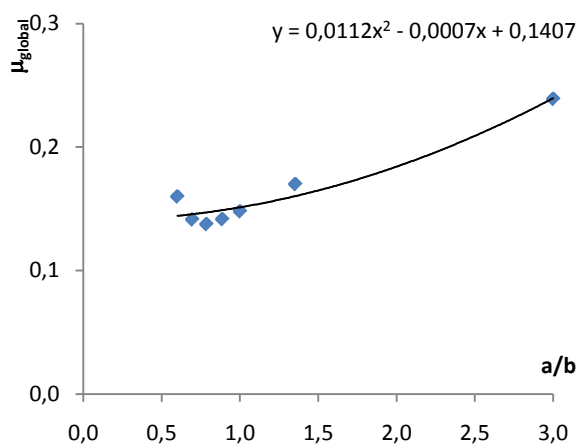


Figura A.18 $\mu_{global} = f(a/b)$ na estrutura

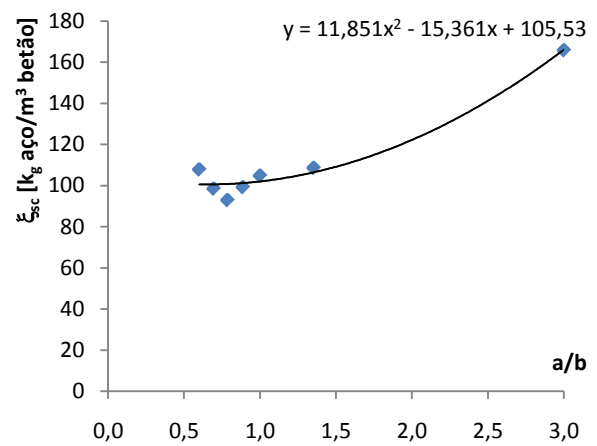


Figura A.19 $\xi_{sc} = f(a/b)$ na estrutura

A.6. ÂNGULO 81,82

h [m]	L [m]	H [m]
1,00	2,00	10,00

Tabela A.31 Geometria das sapatas e altura do aterro

l _a [m]	l _p [m]	l _{total} [m]
19,279	6,727	26,006

Tabela A.32 Comprimento dos elementos da estrutura

θ _s [°]	Nó	x [m]	y [m]
81,82	2	-6,68	-5,79
	22	6,68	-5,79

Tabela A.33 Localização e definição das rótulas

Modelo	Elemento	a [m]	b [m]	a/b	M _{max} [kNm/m]	M _{min} [kNm/m]	M _{max} /M _{min}	μ _{Mmax}	μ _{Mmin}	μ _{global}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M717_1	Aduela de topo	0,75	1,25	0,600	458,206	-113,626	4,033	0,160	0,040	0,144	0,186	0,041
	Paredes laterais				166,660	-277,781	0,600	0,058	0,097		0,062	0,107
M717_6	Aduela de topo	0,80	1,20	0,667	450,014	-129,727	3,469	0,157	0,045	0,133	0,182	0,047
	Paredes laterais				179,089	-158,908	1,127	0,063	0,056		0,067	0,059
M717_2	Aduela de topo	0,94	1,06	0,887	411,206	-169,192	2,430	0,144	0,059	0,133	0,165	0,063
	Paredes laterais				293,809	-0,455	646,012	0,103	0,000		0,113	0,000
M717_3	Aduela de topo	1,00	1,00	1,000	394,685	-186,958	2,111	0,138	0,065	0,136	0,157	0,070
	Paredes laterais				368,562	-0,455	810,375	0,129	0,000		0,146	0,000
M717_4	Aduela de topo	1,15	0,85	1,353	354,104	-229,178	1,545	0,124	0,080	0,150	0,139	0,087
	Paredes laterais				644,579	-0,455	1417,268	0,226	0,000		0,276	0,000
M717_7	Aduela de topo	1,38	0,62	2,241	295,290	-295,782	0,998	0,103	0,103	0,183	0,114	0,114
	Paredes laterais				1169,859	-0,455	2572,227	0,409	0,000		0,577	0,000
M717_5	Aduela de topo	1,50	0,50	3,000	259,847	-326,769	0,795	0,091	0,114	0,211	0,099	0,127
	Paredes laterais				1398,660	-0,455	3075,303	0,489	0,000		0,729	0,000

Tabela A.34 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	A _{s,calc} [cm ² /m]		A _{s,ef,Mmax} [cm ² /m]				A _{s,ef,Mmin} [cm ² /m]			
	A _{s,Mmax}	A _{s,Mmin}	φ _l [mm]	s [cm]	Total	φ _l [mm]	s [cm]	Total		
M717_1	43,672	9,705	20	16	12,5	41,218	16	20,0	10,053	
	14,488	25,035	16	12,5	16,085	16	7,5	26,808		
M717_6	42,785	11,140	20	16	12,5	41,218	16	17,5	11,489	
	15,633	13,779	16	12,5	16,085	16	12,5	16,085		
M717_2	38,637	14,721	16	5,0	40,212	16	12,5	16,085		
	26,615	0,037	16	7,5	26,808	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
M717_3	36,897	16,362	16	5,0	40,212	16	12,5	16,085		
	34,178	0,037	20	16	15,0	34,348	A _{s,min}	12	15,0	7,540
M717_4	32,691	20,335	20	16	15,0	34,348	16	10,0	20,106	
	64,888	0,037	25	7,5	65,450	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
M717_7	26,762	26,811	16	7,5	26,808	16	7,5	26,808		
	135,426	0,037	32	25	10,0	129,512	A _{s,min}	12	15,0	7,540
M717_5	23,285	29,910	16	7,5	26,808	20	10,0	31,416		
	171,109	0,037	32	5,0	160,850	A _{s,min}	12	15,0	7,540	

Tabela A.35 Armaduras longitudinais requeridas e providas

Modelo	Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	
	Fibra inferior	Fibra superior	Total		
M717_1	624,633	152,303	776,936	1003,680	96,486
	85,029	141,715	226,745		
M717_6	624,633	174,060	798,693	968,752	93,128
	85,029	85,029	170,059		
M717_2	609,210	243,684	852,894	1034,433	99,443
	141,715	39,824	181,539		
M717_3	609,210	243,684	852,894	1074,347	103,280
	181,629	39,824	221,453		
M717_4	520,528	304,605	825,133	1210,276	116,347
	345,319	39,824	385,143		
M717_7	406,140	406,140	812,280	1535,567	147,618
	683,463	39,824	723,287		
M717_5	406,140	476,186	882,326	1771,098	170,260
	848,947	39,824	888,771		

Tabela A.36 Pesos resultantes

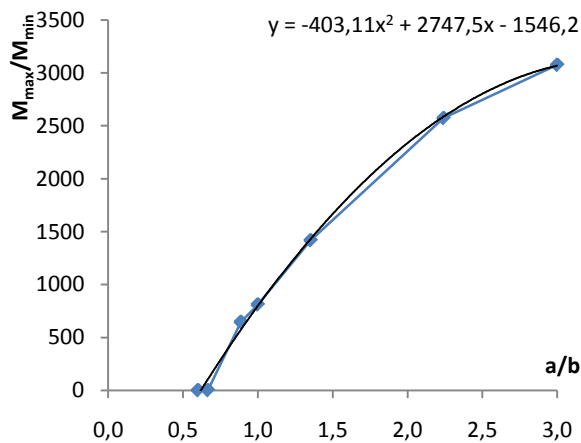


Figura A.20 $M_{max}/M_{min} = f(a/b)$ nas paredes laterais

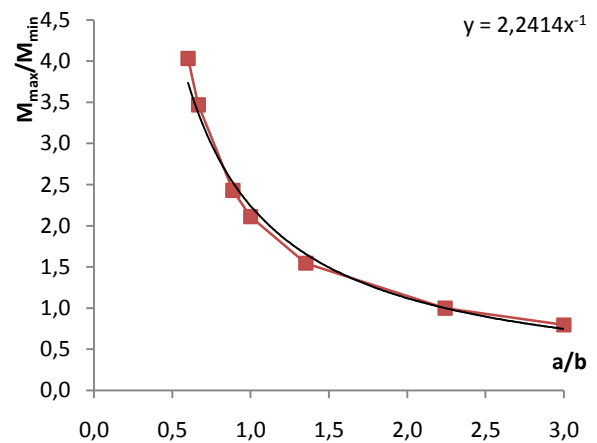


Figura A.21 $M_{max}/M_{min} = f(a/b)$ na aduela de topo

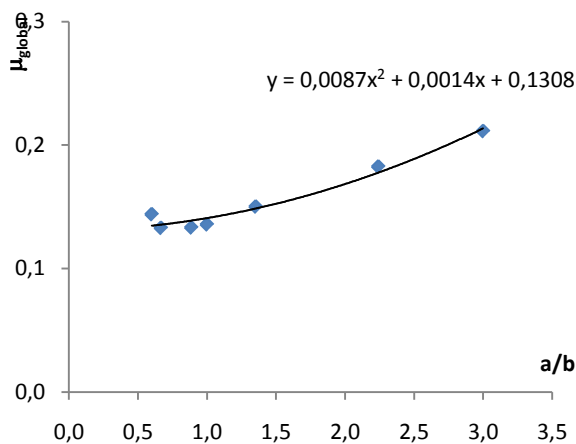


Figura A.22 $\mu_{global} = f(a/b)$ na estrutura

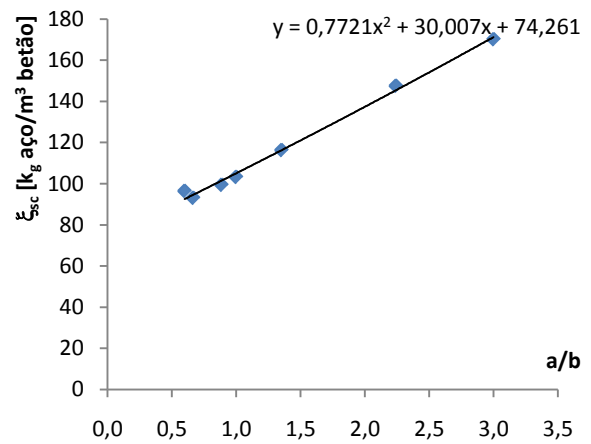


Figura A.23 $\xi_{sc} = f(a/b)$ na estrutura

A.7. ÂNGULO 90,00

h [m]	L [m]	H [m]
1,00	2,00	10,00

Tabela A.37 Geometria das sapatas e altura do aterro

l _a [m]	l _p [m]	l _{total} [m]
21,206	4,800	26,006

Tabela A.38 Comprimento dos elementos da estrutura

θ _s [°]	Nó	x [m]	y [m]
90	1	-6,75	-6,75
	23	6,75	-6,75

Tabela A.39 Localização e definição das rótulas

Modelo	Elemento	a [m]	b [m]	a/b	M _{max} [kNm/m]	M _{min} [kNm/m]	M _{max} /M _{min}	μ _{Mmax}	μ _{Mmin}	μ _{global}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M716_3	Aduela de topo	0,75	1,25	0,600	418,767	-310,220	1,350	0,147	0,109	0,135	0,168	0,120
	Paredes laterais				121,038	-247,821	0,488	0,042	0,087		0,044	0,094
M716_7	Aduela de topo	0,78	1,22	0,636	419,689	-323,116	1,299	0,147	0,113	0,132	0,168	0,126
	Paredes laterais				125,324	-182,645	0,686	0,044	0,064		0,046	0,068
M716_6	Aduela de topo	0,80	1,20	0,667	412,881	-332,562	1,242	0,144	0,116	0,127	0,165	0,130
	Paredes laterais				129,605	-142,229	0,911	0,045	0,050		0,047	0,052
M716_1	Aduela de topo	0,94	1,06	0,887	381,279	-389,561	0,979	0,133	0,136	0,124	0,151	0,155
	Paredes laterais				200,606	-7,974	25,158	0,070	0,003		0,075	0,003
M716_5	Aduela de topo	1,00	1,00	1,000	367,534	-414,960	0,886	0,129	0,145	0,135	0,145	0,166
	Paredes laterais				262,112	-7,974	32,871	0,092	0,003		0,100	0,003
M716_2	Aduela de topo	1,15	0,85	1,353	333,999	-477,226	0,700	0,117	0,167	0,173	0,131	0,195
	Paredes laterais				565,890	-7,974	70,967	0,198	0,003		0,237	0,003
M716_4	Aduela de topo	1,50	0,50	3,000	252,890	-611,962	0,413	0,088	0,214	0,252	0,096	0,260
	Paredes laterais				1198,263	-7,975	150,252	0,419	0,003		0,595	0,003

Tabela A.40 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	A _{s,calc} [cm ² /m]		A _{s,ef,Mmax} [cm ² /m]			A _{s,ef,Mmin} [cm ² /m]			
	A _{s,Mmax}	A _{s,Mmin}	φ _l [mm]	s [cm]	Total	φ _l [mm]	s [cm]	Total	
M716_3	39,438	28,248	16	5,0	40,212	16	12	10,0	31,416
	10,363	22,122	16	17,5	11,489	20	16	20,0	25,761
M716_7	39,536	29,542	16	5,0	40,212	20	10,0	31,416	
	10,746	15,962	16	20,0	10,053	16	12,5	16,085	
M716_6	38,814	30,496	16	5,0	40,212	20	10,0	31,416	
	11,129	12,264	12	10,0	11,310	16	15,0	13,404	
M716_1	35,497	36,361	20	16	15,0	34,348	16	5,0	40,212
	17,635	0,657	16	12,5	16,085	A _{s,min}	12	15,0	7,540
M716_5	34,072	39,034	20	16	15,0	34,348	16	5,0	40,212
	23,505	0,657	20	16	20,0	25,761	A _{s,min}	12	15,0
M716_2	30,642	45,746	20	10,0	31,416	20	16	10,0	51,522
	55,687	0,657	20	5,0	62,832	A _{s,min}	12	15,0	7,540
M716_4	22,611	61,031	20	16	20,0	25,761	20	5,0	62,832
	139,692	0,657	32	25	10,0	129,512	A _{s,min}	12	15,0

Tabela A.41 Armaduras longitudinais requeridas e providas

Modelo	Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
	Fibra inferior	Fibra superior	Total	
M716_3	670,103	523,359	1193,462	1334,000
	43,337	97,200	140,537	
M716_7	670,103	523,783	1193,887	1292,479
	37,920	60,672	98,592	
M716_6	670,103	523,783	1193,887	1287,071
	42,624	50,560	93,184	
M716_1	572,557	670,103	1242,660	1331,748
	60,672	28,416	89,088	
M716_5	572,557	670,103	1242,660	1368,276
	97,200	28,416	125,616	
M716_2	523,783	858,835	1382,618	1648,154
	237,120	28,416	265,536	
M716_4	429,417	1047,567	1476,984	1993,080
	487,680	28,416	516,096	

Tabela A.42 Pesos resultantes

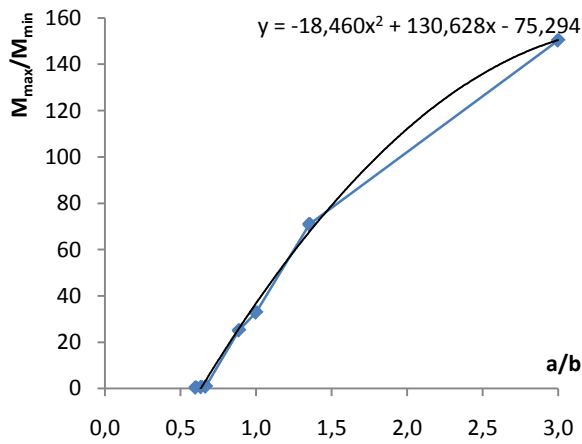


Figura A.24 $M_{max}/M_{min} = f(a/b)$ nas paredes laterais

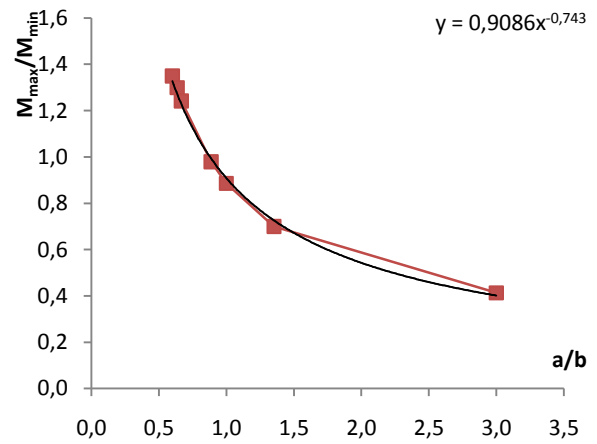


Figura A.25 $M_{max}/M_{min} = f(a/b)$ na aduela de topo

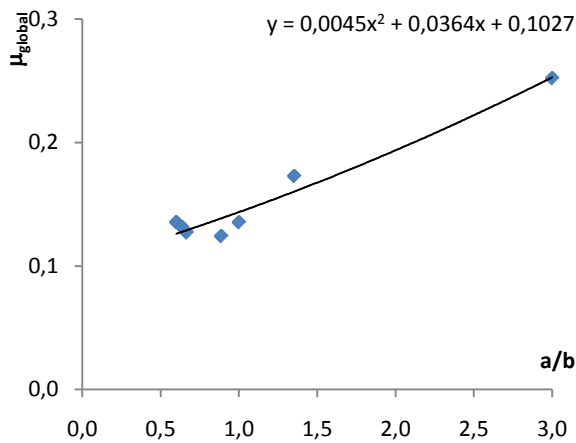


Figura A.26 $\mu_{global} = f(a/b)$ na estrutura

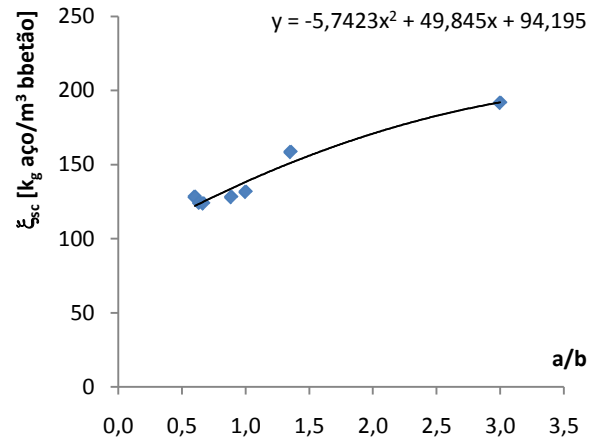


Figura A.27 $\xi_{sc} = f(a/b)$ na estrutura

A.8. VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS DE ACORDO COM O ÂNGULO DA DISPOSIÇÃO DAS RÓTULAS

a [m]	b [m]	L [m]
0,75	1,25	2,00

Tabela A.43 Disposição das sapatas

a [m]	b [m]	L [m]
0,94	1,06	2,00

Tabela A.45 Disposição das sapatas

θ_s [°]	Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]
0,00	Paredes laterais	93,629	-654,547
32,73	Aduela de topo	336,596	-4,912
	Paredes laterais	15,397	-702,601
49,09	Aduela de topo	574,930	-5,064
	Paredes laterais	34,954	-509,268
65,49	Aduela de topo	580,768	-5,000
	Paredes laterais	132,560	-363,841
73,66	Aduela de topo	526,145	-2,568
	Paredes laterais	161,073	-318,299
81,82	Aduela de topo	458,206	-113,626
	Paredes laterais	166,660	-277,781
90,00	Aduela de topo	418,767	-310,220
	Paredes laterais	121,038	-247,821

Tabela A.44 Esforços com variação do θ_s

θ_s [°]	Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]
0,00	Paredes laterais	116,974	-594,909
32,73	Aduela de topo	319,268	-4,912
	Paredes laterais	34,884	-640,809
49,09	Aduela de topo	537,549	-5,064
	Paredes laterais	55,658	-447,380
65,49	Aduela de topo	533,283	-7,881
	Paredes laterais	190,162	-99,842
73,66	Aduela de topo	472,462	-10,038
	Paredes laterais	268,570	-2,660
81,82	Aduela de topo	411,206	-169,192
	Paredes laterais	293,809	-0,455
90,00	Aduela de topo	381,279	-389,561
	Paredes laterais	200,606	-7,974

Tabela A.46 Esforços com variação do θ_s

a [m]	b [m]	L [m]
1,00	1,00	2,00

Tabela A.47 Disposição das sapatas

a [m]	b [m]	L [m]
1,15	0,85	2,00

Tabela A.49 Disposição das sapatas

θ_s [°]	Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]
0,00	Paredes laterais	207,287	-570,381
32,73	Aduela de topo	315,553	-4,912
	Paredes laterais	165,873	-611,519
49,09	Aduela de topo	526,994	-5,064
	Paredes laterais	180,078	-420,335
65,49	Aduela de topo	518,452	-8,666
	Paredes laterais	280,826	-84,374
73,66	Aduela de topo	457,060	-18,995
	Paredes laterais	353,957	-2,660
81,82	Aduela de topo	394,685	-186,958
	Paredes laterais	368,562	-0,455
90,00	Aduela de topo	367,534	-414,960
	Paredes laterais	262,112	-7,974

Tabela A.48 Esforços com variação do θ_s

θ_s [°]	Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]
0,00	Paredes laterais	563,383	-527,928
32,73	Aduela de topo	297,330	-4,912
	Paredes laterais	518,159	-566,580
49,09	Aduela de topo	491,263	-7,044
	Paredes laterais	535,793	-375,212
65,49	Aduela de topo	476,147	-9,560
	Paredes laterais	594,236	-57,588
73,66	Aduela de topo	412,844	-38,678
	Paredes laterais	632,126	-2,660
81,82	Aduela de topo	354,104	-229,178
	Paredes laterais	644,579	-0,455
90,00	Aduela de topo	333,999	-477,226
	Paredes laterais	565,890	-7,974

Tabela A.50 Esforços com variação do θ_s

a [m]	b [m]	L [m]
1,50	0,50	2,00

Tabela A.51 Disposição das sapatas

θ_s [°]	Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]
0,00	Paredes laterais	1371,654	-465,177
32,73	Aduela de topo	263,527	-4,912
	Paredes laterais	1296,057	-473,199
49,09	Aduela de topo	413,180	-13,978
	Paredes laterais	1340,784	-240,910
65,49	Aduela de topo	376,062	-10,000
	Paredes laterais	1398,875	-10,054
73,66	Aduela de topo	312,491	-111,786
	Paredes laterais	1426,226	-2,660
81,82	Aduela de topo	259,847	-326,769
	Paredes laterais	1398,660	-0,455
90,00	Aduela de topo	252,890	-611,962
	Paredes laterais	1198,263	-7,975

Tabela A.52 Esforços com variação do θ_s

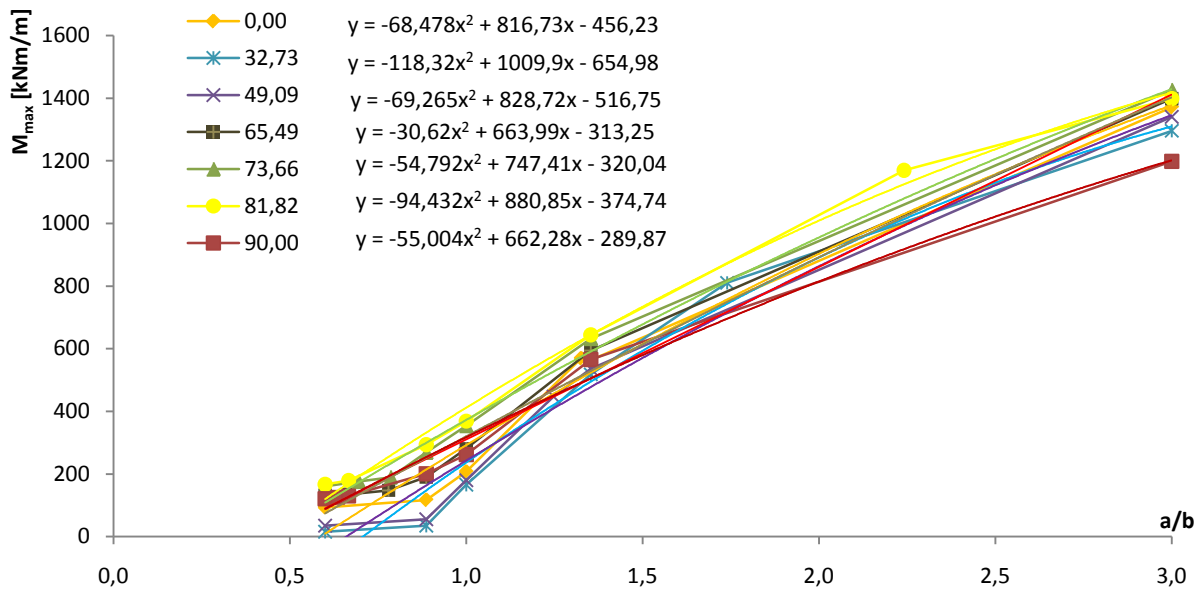


Figura A.28 $M_{max} = f(a/b)$ nas paredes laterais

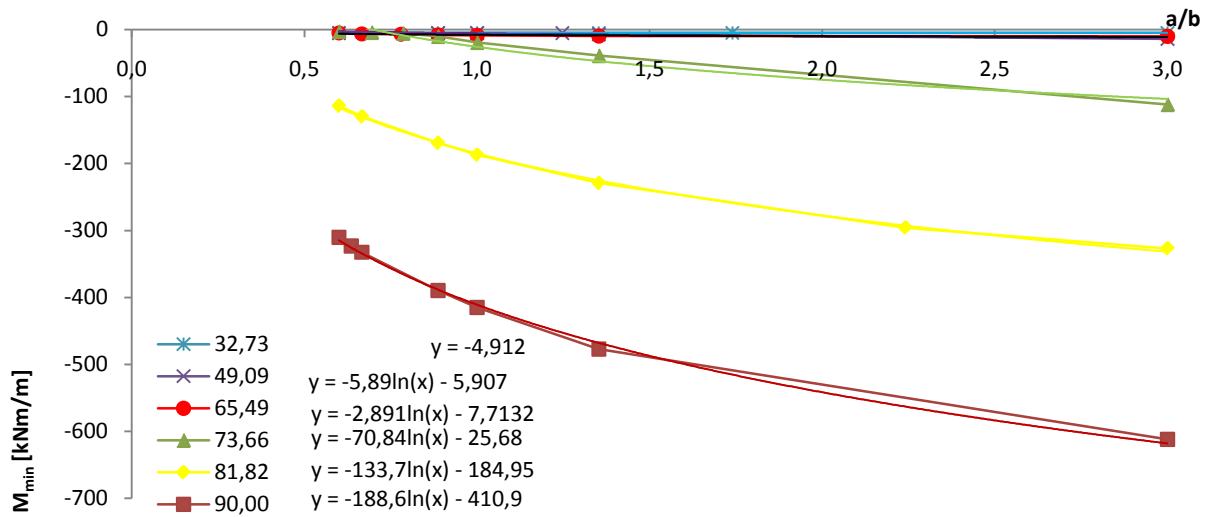


Figura A.29 $M_{min} = f(a/b)$ na aduela de topo

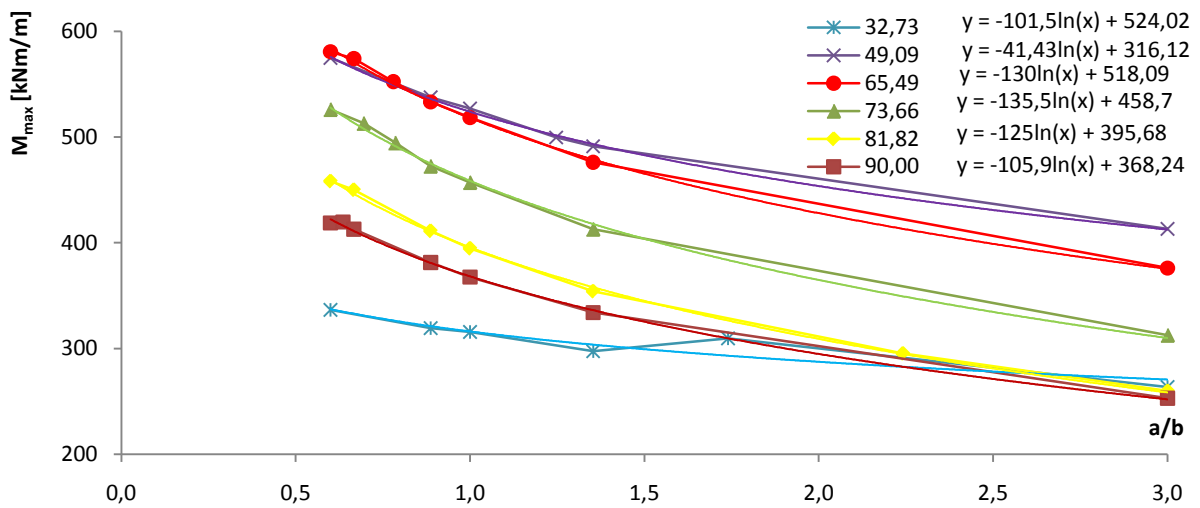


Figura A.30 $M_{max} = f(a/b)$ na aduela de topo

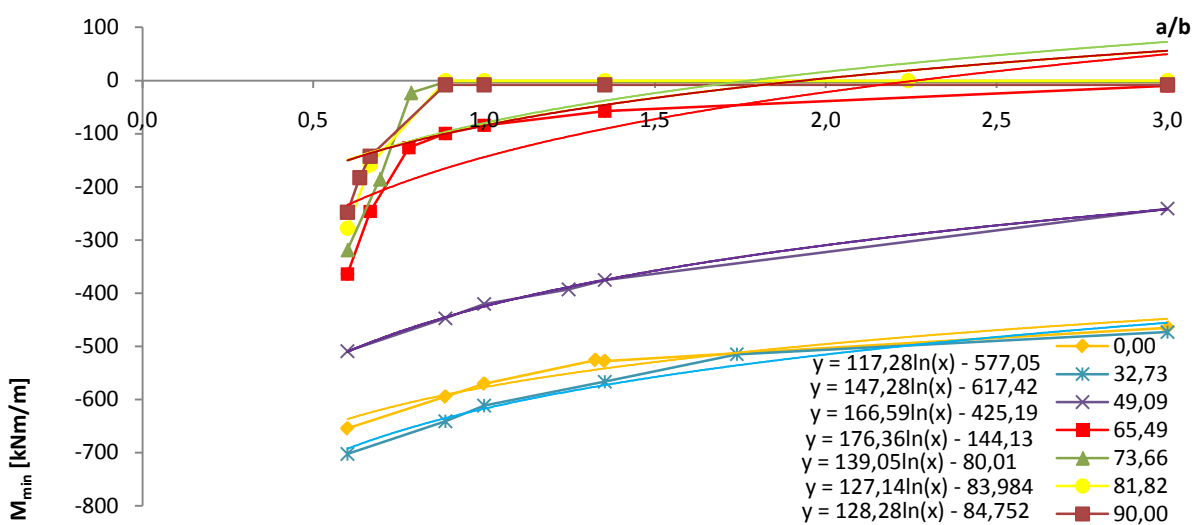


Figura A.31 $M_{min} = f(a/b)$ nas paredes laterais

**ANEXO B | VARIAÇÃO DA LOCALIZAÇÃO DOS SECCIONAMENTOS
TRANSVERSAIS COM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL**

B.1. ÂNGULO 0,00

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

Modelo	Elemento	a [m]	b [m]	a/b	M _{1,max} [kNm/m]	N _{1,min} [kN/m]	M _{2,min} [kNm/m]	N _{2,min} [kN/m]
M7I4_5	Paredes laterais	0,75	1,25	0,600	93,629	-3028,741	-654,547	-2765,072
M7I4_1	Paredes laterais	0,94	1,06	0,887	116,974	-3082,537	-594,909	-2793,602
M7I4_6	Paredes laterais	1,00	1,00	1,000	207,287	-3084,050	-570,381	-2803,457
M7I4_3	Paredes laterais	1,14	0,86	1,326	569,554	-3100,982	-525,990	-2825,604
M7I4_2	Paredes laterais	1,15	0,85	1,353	563,383	-3109,508	-527,928	-2828,227
M7I4_4	Paredes laterais	1,50	0,50	3,000	1371,654	-3055,206	-465,177	-2850,667

Tabela B.1 Esforços

Modelo	μ _{Mmax}	V _{Mmax}	V _{c,Mmax}	β _{Mmax}	μ _{Mmin}	V _{Mmin}	V _{c,Mmin}	β _{Mmin}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M7I4_5	0,025	0,325	-0,525	1,000	0,175	0,296	-0,554	1,000	-0,183	0,227
M7I4_1	0,031	0,330	-0,520	1,000	0,159	0,299	-0,551	1,000	-0,168	0,183
M7I4_6	0,056	0,330	-0,520	1,000	0,153	0,300	-0,550	1,000	-0,104	0,165
M7I4_3	0,153	0,332	-0,518	1,000	0,141	0,303	-0,547	1,000	0,155	0,133
M7I4_2	0,151	0,333	-0,517	1,000	0,141	0,303	-0,547	1,000	0,150	0,134
M7I4_4	0,367	0,327	-0,523	1,000	0,125	0,305	-0,545	1,000	0,729	0,088

Tabela B.2 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	A _{s,calc} [cm ² /m]	A _{s,ef} [cm ² /m]			A _{s,total} [cm ² /m]	Peso [kg] Fibra	ξ _{sc} [kg aço/m ³ betão]
		φl [mm]	s [cm]	Total			
M7I4_5	60,892	16	7,5	26,808	53,617	1095,711	105,333
M7I4_1	49,155	16	12	12,5	25,133	1026,917	98,720
M7I4_6	44,350	20	12	17,5	24,415	998,028	95,943
M7I4_3	41,464	20	12	20,0	21,363	873,275	83,950
M7I4_2	40,215	16	10,0	20,106	40,212	821,783	79,000
M7I4_4	195,568	25	5,0	98,175	196,350	1643,567	158,000

Tabela B.3 Armaduras longitudinais requeridas e providas e pesos resultantes

B.2. ÂNGULO 32,73

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

Modelo	Elemento	a [m]	b [m]	a/b	M _{1,max} [kNm/m]	N _{1,min} [kN/m]	M _{2,min} [kNm/m]	N _{2,min} [kN/m]
M7I2_2	Aduela de topo	0,75	1,25	0,600	336,596	-1711,489	-4,912	-1947,169
	Paredes laterais				15,397	-3036,195	-702,601	-2762,219
M7I2_1	Aduela de topo	0,94	1,06	0,887	319,268	-1755,068	-4,912	-1987,656
	Paredes laterais				34,884	-3084,913	-640,809	-2786,415
M7I2_6	Aduela de topo	1,00	1,00	1,000	315,553	-1773,384	-4,912	-2009,573
	Paredes laterais				165,873	-3085,992	-611,519	-2795,690
M7I2_5	Aduela de topo	1,15	0,85	1,353	297,330	-1806,466	-4,912	-2037,334
	Paredes laterais				518,159	-3105,681	-566,580	-2822,040
M7I2_4	Aduela de topo	1,27	0,73	1,740	309,596	-1825,875	-4,912	-2063,476
	Paredes laterais				810,574	-3080,197	-514,852	-2666,669
M7I2_3	Aduela de topo	1,50	0,50	3,000	263,527	-1879,252	-4,912	-2106,667
	Paredes laterais				1296,057	-3040,908	-473,199	-2706,364

Tabela B.4 Esforços

Modelo	μ _{Mmax}	V _{Mmax}	v _{c,Mmax}	β _{Mmax}	μ _{Mmin}	V _{Mmin}	v _{c,Mmin}	β _{Mmin}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M7I2_2	0,090	0,183	-0,667	1,000	0,001	0,209	-0,641	1,000	0,061	-0,193
	0,004	0,325	-0,525	1,000	0,188	0,296	-0,554	1,000	-0,239	0,261
M7I2_1	0,086	0,188	-0,662	1,000	0,001	0,213	-0,637	1,000	0,045	-0,195
	0,009	0,331	-0,519	1,000	0,172	0,299	-0,551	1,000	-0,227	0,216
M7I2_6	0,085	0,190	-0,660	1,000	0,001	0,215	-0,635	1,000	0,041	-0,197
	0,044	0,331	-0,519	1,000	0,164	0,300	-0,550	1,000	-0,133	0,195
M7I2_5	0,080	0,194	-0,656	1,000	0,001	0,218	-0,632	1,000	0,026	-0,199
	0,139	0,333	-0,517	1,000	0,152	0,302	-0,548	1,000	0,118	0,162
M7I2_4	0,083	0,196	-0,654	1,000	0,001	0,221	-0,629	1,000	0,033	-0,200
	0,217	0,330	-0,520	1,000	0,138	0,286	-0,564	1,000	0,327	0,131
M7I2_3	0,071	0,201	-0,649	1,000	0,001	0,226	-0,624	1,000	-0,003	-0,203
	0,347	0,326	-0,524	1,000	0,127	0,290	-0,560	1,000	0,675	0,100

Tabela B.5 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	$A_{s,ef}$ [cm ² /m]			$A_{s,total}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	
		ϕl [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total		
M712_2	16,405	16		25,0	8,042	16,085	97,462	1090,880	104,870
	70,133	25	16	20,0	34,597	69,194	993,419		
M712_1	12,205	16		30,0	6,702	13,404	81,218	984,260	94,620
	58,029	16	12	10,0	31,416	62,832	903,041		
M712_6	11,128	$A_{s,min}$	12	20,0	5,655	11,310	68,470	887,598	85,328
	52,317	20	12	15,0	28,484	56,968	819,128		
M712_5	6,985	$A_{s,min}$	12	20,0	5,655	11,310	68,470	718,309	69,053
	43,428	12		5,0	22,619	45,239	649,838		
M712_4	8,959	$A_{s,min}$	12	20,0	5,655	11,310	68,470	1477,185	142,006
	87,824	25		10,0	49,087	98,175	1408,715		
M712_3	0,000	$A_{s,min}$	12	20,0	5,655	11,310	68,470	2885,900	277,431
	181,197	25		5,0	98,175	196,350	2817,430		

Tabela B.6 Armaduras longitudinais requeridas e providas e pesos resultantes

B.3. ÂNGULO 49,09

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

Modelo	Elemento	a [m]	b [m]	a/b	M _{1,max} [kNm/m]	N _{1,min} [kN/m]	M _{2,min} [kNm/m]	N _{2,min} [kN/m]
M7I3_5	Aduela de topo	0,75	1,25	0,600	574,930	-1683,279	-5,064	-2037,334
	Paredes laterais				34,954	-3037,730	-509,268	-2761,418
M7I3_1	Aduela de topo	0,94	1,06	0,887	537,549	-1732,169	-5,064	-2248,136
	Paredes laterais				55,658	-3086,618	-447,380	-2786,170
M7I3_6	Aduela de topo	1,00	1,00	1,000	526,994	-1748,714	-5,064	-2266,920
	Paredes laterais				180,078	-3089,381	-420,335	-2795,660
M7I3_3	Aduela de topo	1,11	0,89	1,247	499,640	-1776,857	-5,064	-2298,603
	Paredes laterais				447,396	-3110,933	-392,962	-2814,638
M7I3_2	Aduela de topo	1,15	0,85	1,353	491,263	-1785,960	-7,044	-2300,550
	Paredes laterais				535,793	-3111,134	-375,212	-2818,021
M7I3_4	Aduela de topo	1,50	0,50	3,000	413,180	-1869,017	-13,978	-2363,865
	Paredes laterais				1340,784	-3054,041	-240,910	-2842,285

Tabela B.7 Esforços

Modelo	μ _{Mmax}	V _{Mmax}	v _{c,Mmax}	β _{Mmax}	μ _{Mmin}	V _{Mmin}	v _{c,Mmin}	β _{Mmin}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M7I3_5	0,154	0,180	-0,670	1,000	0,001	0,218	-0,632	1,000	0,234	-0,199
	0,009	0,325	-0,525	1,000	0,136	0,296	-0,554	1,000	-0,225	0,123
M7I3_1	0,144	0,186	-0,664	1,000	0,001	0,241	-0,609	1,000	0,203	-0,212
	0,015	0,331	-0,519	1,000	0,120	0,299	-0,551	1,000	-0,212	0,078
M7I3_6	0,141	0,187	-0,663	1,000	0,001	0,243	-0,607	1,000	0,194	-0,213
	0,048	0,331	-0,519	1,000	0,113	0,300	-0,550	1,000	-0,123	0,058
M7I3_3	0,134	0,190	-0,660	1,000	0,001	0,246	-0,604	1,000	0,173	-0,214
	0,120	0,333	-0,517	1,000	0,105	0,302	-0,548	1,000	0,067	0,038
M7I3_2	0,132	0,191	-0,659	1,000	0,002	0,246	-0,604	1,000	0,166	-0,213
	0,144	0,333	-0,517	1,000	0,101	0,302	-0,548	1,000	0,130	0,025
M7I3_4	0,111	0,200	-0,650	1,000	0,004	0,253	-0,597	1,000	0,104	-0,212
	0,359	0,327	-0,523	1,000	0,065	0,305	-0,545	1,000	0,707	-0,072

Tabela B.8 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	$A_{s,ef}$ [cm ² /m]			$A_{s,total}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	
		ϕ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total		
M713_5	62,664	20		10,0	31,416	62,832	571,341	959,262	92,216
	33,086	20	12	25,0	17,090	34,181	387,922		
M713_1	54,502	20	12	15,0	28,484	56,968	517,830	774,288	74,434
	20,958	12		10,0	11,310	22,619	256,458		
M713_6	52,146	16		7,5	26,808	53,617	487,297	692,464	66,568
	15,673	12		12,5	9,048	18,096	205,166		
M713_3	46,343	16	12	12,5	25,133	50,265	456,702	661,869	63,627
	17,973	12		12,5	9,048	18,096	205,166		
M713_2	44,557	20	12	17,5	24,415	48,829	443,855	831,776	79,961
	34,914	20	12	25,0	17,090	34,181	387,922		
M713_4	27,986	16		12,5	16,085	32,170	292,378	2516,169	241,885
	189,660	25		5,0	98,175	196,350	2223,791		

Tabela B.9 Armaduras longitudinais requeridas e providas e pesos resultantes

B.4. ÂNGULO 65,49

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

Modelo	Elemento	a [m]	b [m]	a/b	M _{1,max} [kNm/m]	N _{1,min} [kN/m]	M _{2,min} [kNm/m]	N _{2,min} [kN/m]
M718_1	Aduela de topo	0,75	1,25	0,600	580,768	-1705,646	-5,000	-2561,975
	Paredes laterais				132,560	-3011,325	-363,841	-3011,325
M718_6	Aduela de topo	0,80	1,20	0,667	574,318	-1718,205	-6,324	-2569,413
	Paredes laterais				135,298	-3029,359	-246,367	-3029,359
M718_7	Aduela de topo	0,88	1,12	0,780	552,494	-1738,105	-6,897	-2590,401
	Paredes laterais				147,731	-3057,033	-126,374	-2892,697
M718_2	Aduela de topo	0,94	1,06	0,887	533,283	-1753,102	-7,881	-2596,134
	Paredes laterais				190,162	-3069,317	-99,842	-2899,139
M718_3	Aduela de topo	1,00	1,00	1,000	518,452	-1770,372	-8,666	-2612,867
	Paredes laterais				280,826	-3076,332	-84,374	-2793,360
M718_4	Aduela de topo	1,15	0,85	1,353	476,147	-1807,382	-9,560	-2643,877
	Paredes laterais				594,236	-3105,324	-57,588	-2817,107
M718_5	Aduela de topo	1,50	0,50	3,000	376,062	-1891,640	-10,000	-2691,885
	Paredes laterais				1398,875	-3056,957	-10,054	-2839,445

Tabela B.10 Esforços

Modelo	μ _{Mmax}	V _{Mmax}	V _{c,Mmax}	β _{Mmax}	μ _{Mmin}	V _{Mmin}	V _{c,Mmin}	β _{Mmin}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M718_1	0,156	0,183	-0,667	1,000	0,001	0,274	-0,576	1,000	0,236	-0,228
	0,036	0,323	-0,527	1,000	0,097	0,323	-0,527	1,000	-0,155	0,010
M718_6	0,154	0,184	-0,666	1,000	0,002	0,275	-0,575	1,000	0,230	-0,228
	0,036	0,325	-0,525	1,000	0,066	0,325	-0,525	1,000	-0,153	-0,074
M718_7	0,148	0,186	-0,664	1,000	0,002	0,278	-0,572	1,000	0,213	-0,228
	0,040	0,328	-0,522	1,000	0,034	0,310	-0,540	1,000	-0,145	-0,155
M718_2	0,143	0,188	-0,662	1,000	0,002	0,278	-0,572	1,000	0,198	-0,228
	0,051	0,329	-0,521	1,000	0,027	0,311	-0,539	1,000	-0,116	-0,174
M718_3	0,139	0,190	-0,660	1,000	0,002	0,280	-0,570	1,000	0,187	-0,228
	0,075	0,330	-0,520	1,000	0,023	0,299	-0,551	1,000	-0,051	-0,181
M718_4	0,128	0,194	-0,656	1,000	0,003	0,283	-0,567	1,000	0,154	-0,229
	0,159	0,333	-0,517	1,000	0,015	0,302	-0,548	1,000	0,172	-0,202
M718_5	0,101	0,203	-0,647	1,000	0,003	0,288	-0,562	1,000	0,076	-0,230
	0,375	0,328	-0,522	1,000	0,003	0,304	-0,546	1,000	0,748	-0,236

Tabela B.11 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	A _{s,calc} [cm ² /m]	A _{s,ef} [cm ² /m]			A _{s,total} [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ _{sc} [kg aço/m ³ betão]	
		φl [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total		
M718_1	63,324	20	16	15,0	34,348	68,696	833,209	927,124	89,127
	2,774	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	93,915		
M718_6	61,832	20		10,0	31,416	62,832	762,232	856,147	82,303
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	93,915		
M718_7	57,247	20	12	15,0	28,484	56,968	690,844	784,758	75,441
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	93,915		
M718_2	53,264	16		7,5	26,808	53,617	650,109	744,024	71,525
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	93,915		
M718_3	50,077	16	12	12,5	25,133	50,265	609,292	653,006	62,775
	0,000	10		30,0	2,618	5,236	43,714		
M718_4	41,240	20		15,0	20,944	41,888	508,155	914,031	87,868
	46,161	20	12	17,5	24,415	48,829	405,877		
M718_5	20,445	12		10,0	11,310	22,619	274,033	1902,737	182,915
	200,771	25		5,0	98,175	196,350	1628,704		

Tabela B.12 Armaduras longitudinais requeridas e providas e pesos resultantes

B.5. ÂNGULO 73,66

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

Modelo	Elemento	a [m]	b [m]	a/b	M _{1,max} [kNm/m]	N _{1,min} [kN/m]	M _{2,min} [kNm/m]	N _{2,min} [kN/m]
M7I5_3	Aduela de topo	0,75	1,25	0,600	526,145	-1726,042	-2,568	-2722,846
	Paredes laterais				161,073	-2978,454	-318,299	-2978,454
M7I5_4	Aduela de topo	0,82	1,18	0,695	513,028	-1740,836	-4,058	-2731,071
	Paredes laterais				175,601	-3000,260	-185,299	-3000,260
M7I5_7	Aduela de topo	0,88	1,12	0,786	494,531	-1759,621	-5,325	-2748,188
	Paredes laterais				189,596	-3030,188	-22,887	-3030,188
M7I5_1	Aduela de topo	0,94	1,06	0,887	472,462	-1772,426	-10,038	-2755,083
	Paredes laterais				268,570	-3004,933	-2,660	-3045,626
M7I5_6	Aduela de topo	1,00	1,00	1,000	457,060	-1788,986	-18,995	-2771,513
	Paredes laterais				353,957	-3056,652	-2,660	-3056,652
M7I5_2	Aduela de topo	1,15	0,85	1,353	412,844	-1823,480	-38,678	-2799,803
	Paredes laterais				632,126	-3092,182	-2,660	-3092,182
M7I5_5	Aduela de topo	1,50	0,50	3,000	312,491	-1903,934	-111,786	-2831,703
	Paredes laterais				1426,226	-3055,260	-2,660	-3055,260

Tabela B.13 Esforços

Modelo	μ _{Mmax}	V _{Mmax}	V _{c,Mmax}	β _{Mmax}	μ _{Mmin}	V _{Mmin}	V _{c,Mmin}	β _{Mmin}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M7I5_3	0,141	0,185	-0,665	1,000	0,001	0,292	-0,558	1,000	0,195	-0,237
	0,043	0,319	-0,531	1,000	0,085	0,319	-0,531	1,000	-0,133	-0,021
M7I5_4	0,137	0,187	-0,663	1,000	0,001	0,293	-0,557	1,000	0,185	-0,236
	0,047	0,321	-0,529	1,000	0,050	0,321	-0,529	1,000	-0,124	-0,117
M7I5_7	0,132	0,189	-0,661	1,000	0,001	0,294	-0,556	1,000	0,170	-0,236
	0,051	0,325	-0,525	1,000	0,006	0,325	-0,525	1,000	-0,115	-0,234
M7I5_1	0,127	0,190	-0,660	1,000	0,003	0,295	-0,555	1,000	0,154	-0,233
	0,072	0,322	-0,528	1,000	0,001	0,326	-0,524	1,000	-0,058	-0,249
M7I5_6	0,122	0,192	-0,658	1,000	0,005	0,297	-0,553	1,000	0,141	-0,227
	0,095	0,327	-0,523	1,000	0,001	0,327	-0,523	1,000	0,002	-0,249
M7I5_2	0,111	0,195	-0,655	1,000	0,010	0,300	-0,550	1,000	0,107	-0,214
	0,169	0,331	-0,519	1,000	0,001	0,331	-0,519	1,000	0,199	-0,250
M7I5_5	0,084	0,204	-0,646	1,000	0,030	0,303	-0,547	1,000	0,030	-0,163
	0,382	0,327	-0,523	1,000	0,001	0,327	-0,523	1,000	0,768	-0,249

Tabela B.14 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	A _{s,calc} [cm ² /m]	A _{s,ef} [cm ² /m]			A _{s,total} [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ _{sc} [kg aço/m ³ betão]	
		φl [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total		
M715_3	52,440	16		7,5	26,808	53,617	731,241	808,056	77,680
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	76,816		
M715_4	49,627	16	12	12,5	25,133	50,265	685,330	762,146	73,267
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	76,816		
M715_7	45,706	20	12	17,5	24,415	48,829	666,051	742,866	71,414
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	76,816		
M715_1	41,221	20	12	20,0	21,363	42,726	582,794	659,610	63,410
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	76,816		
M715_6	37,942	16		10,0	20,106	40,212	548,431	625,246	60,106
	0,497	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	76,816		
M715_2	28,794	16		12,5	16,085	32,170	438,745	826,052	79,410
	53,526	20	12	15,0	28,484	56,968	387,307		
M715_5	8,031	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	154,116	1609,690	154,743
	206,027	32		7,5	107,233	214,466	1455,574		

Tabela B.15 Armaduras longitudinais requeridas e providas e pesos resultantes

B.6. ÂNGULO 81,82

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

Modelo	Elemento	a [m]	b [m]	a/b	M _{1,max} [kNm/m]	N _{1,min} [kN/m]	M _{2,min} [kNm/m]	N _{2,min} [kN/m]
M717_1	Aduela de topo	0,75	1,25	0,600	458,206	-1734,971	-113,626	-2566,714
	Paredes laterais				166,660	-2950,464	-277,781	-2950,464
M717_6	Aduela de topo	0,80	1,20	0,667	450,014	-1749,343	-129,727	-2578,193
	Paredes laterais				179,089	-2986,397	-158,908	-2986,397
M717_2	Aduela de topo	0,94	1,06	0,887	411,206	1780,653	-169,192	-2606,519
	Paredes laterais				293,809	-3036,195	-0,455	-3036,195
M717_3	Aduela de topo	1,00	1,00	1,000	394,685	-1796,270	-186,958	-2625,110
	Paredes laterais				368,562	-3051,111	-0,455	-3051,111
M717_4	Aduela de topo	1,15	0,85	1,353	354,104	-1828,278	-229,178	-2661,528
	Paredes laterais				644,579	-3092,996	-0,455	-3092,996
M717_7	Aduela de topo	1,38	0,62	2,241	295,290	-1874,871	-295,782	-2685,970
	Paredes laterais				1169,859	-3076,558	-0,455	-3076,558
M717_5	Aduela de topo	1,50	0,50	3,000	259,847	-1896,776	-326,769	-2704,741
	Paredes laterais				1398,660	-3054,178	-0,455	-3054,178

Tabela B.16 Esforços

Modelo	μ _{Mmax}	V _{Mmax}	V _{c,Mmax}	β _{Mmax}	μ _{Mmin}	V _{Mmin}	V _{c,Mmin}	β _{Mmin}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M717_1	0,123	0,186	-0,664	1,000	0,030	0,275	-0,575	1,000	0,146	-0,151
	0,045	0,316	-0,534	1,000	0,074	0,316	-0,534	1,000	-0,128	-0,049
M717_6	0,121	0,187	-0,663	1,000	0,035	0,276	-0,574	1,000	0,139	-0,140
	0,048	0,320	-0,530	1,000	0,043	0,320	-0,530	1,000	-0,121	-0,135
M717_2	0,110	0,191	-0,659	1,000	0,045	0,279	-0,571	1,000	0,109	-0,113
	0,079	0,325	-0,525	1,000	0,000	0,325	-0,525	1,000	-0,040	-0,250
M717_3	0,106	0,192	-0,658	1,000	0,050	0,281	-0,569	1,000	0,096	-0,101
	0,099	0,327	-0,523	1,000	0,000	0,327	-0,523	1,000	0,012	-0,250
M717_4	0,095	0,196	-0,654	1,000	0,061	0,285	-0,565	1,000	0,065	-0,073
	0,173	0,331	-0,519	1,000	0,000	0,331	-0,519	1,000	0,208	-0,252
M717_7	0,079	0,201	-0,649	1,000	0,079	0,288	-0,562	1,000	0,020	-0,026
	0,313	0,330	-0,520	1,000	0,000	0,330	-0,520	1,000	0,584	-0,251
M717_5	0,070	0,203	-0,647	1,000	0,088	0,290	-0,560	1,000	-0,007	-0,005
	0,375	0,327	-0,523	1,000	0,000	0,327	-0,523	1,000	0,748	-0,251

Tabela B.17 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	$A_{s,ef}$ [cm ² /m]			$A_{s,total}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	
		ϕ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total		
M717_1	39,238	16		10,0	20,106	40,212	609,210	668,946	64,307
	0,000	$A_{s,min}$	12	20,0	5,655	11,310	59,736		
M717_6	37,379	20	12	22,5	18,989	37,978	575,451	635,187	61,062
	0,000	$A_{s,min}$	12	20,0	5,655	11,310	59,736		
M717_2	29,318	12		7,5	15,080	30,159	456,522	516,258	49,629
	0,000	$A_{s,min}$	12	20,0	5,655	11,310	59,736		
M717_3	25,844	12	10	15,0	12,776	25,552	387,632	447,368	43,007
	3,342	$A_{s,min}$	12	20,0	5,655	11,310	59,736		
M717_4	17,443	12		12,5	9,048	18,096	273,913	575,103	55,286
	55,907	20	12	15,0	28,484	56,968	301,190		
M717_7	5,280	$A_{s,min}$	12	20,0	5,655	11,310	171,196	1021,489	98,198
	156,716	20	25	10,0	80,503	161,007	850,293		
M717_5	0,000	$A_{s,min}$	12	20,0	5,655	11,310	171,196	1303,126	125,273
	200,752	32		7,5	107,233	214,466	1131,930		

Tabela B.18 Armaduras longitudinais requeridas e providas e pesos resultantes

B.7. ÂNGULO 90,00

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

Modelo	Elemento	a [m]	b [m]	a/b	M _{1,max} [kNm/m]	N _{1,min} [kN/m]	M _{2,min} [kNm/m]	N _{2,min} [kN/m]
M7I6_3	Aduela de topo	0,75	1,25	0,600	418,767	-1730,296	-310,220	-2725,573
	Paredes laterais				121,038	-2964,970	-247,821	-2964,970
M7I6_7	Aduela de topo	0,78	1,22	0,636	419,689	-1739,961	-323,116	-2734,255
	Paredes laterais				125,324	-2993,424	-182,645	-2993,424
M7I6_6	Aduela de topo	0,80	1,20	0,667	412,881	-1742,617	-332,562	-2738,359
	Paredes laterais				129,605	-3003,836	-142,229	-3003,836
M7I6_1	Aduela de topo	0,94	1,06	0,887	381,279	-1769,709	-389,561	-2768,825
	Paredes laterais				200,606	-3057,363	-7,974	-3057,363
M7I6_5	Aduela de topo	1,00	1,00	1,000	367,534	-1783,444	-414,960	-2788,758
	Paredes laterais				262,112	-3072,544	-7,974	-3072,544
M7I6_2	Aduela de topo	1,15	0,85	1,353	333,999	-1808,952	-477,226	-2813,537
	Paredes laterais				565,890	-3109,850	-7,974	-3109,850
M7I6_4	Aduela de topo	1,50	0,50	3,000	252,890	-1862,555	-611,962	-2842,101
	Paredes laterais				1198,263	-3035,227	-7,975	-3035,227

Tabela B.19 Esforços

Modelo	μ _{Mmax}	V _{Mmax}	V _{c,Mmax}	β _{Mmax}	μ _{Mmin}	V _{Mmin}	V _{c,Mmin}	β _{Mmin}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M7I6_3	0,112	0,185	-0,665	1,000	0,083	0,292	-0,558	1,000	0,118	-0,017
	0,032	0,318	-0,532	1,000	0,066	0,318	-0,532	1,000	-0,162	-0,071
M7I6_7	0,112	0,186	-0,664	1,000	0,087	0,293	-0,557	1,000	0,118	-0,009
	0,034	0,321	-0,529	1,000	0,049	0,321	-0,529	1,000	-0,159	-0,119
M7I6_6	0,111	0,187	-0,663	1,000	0,089	0,293	-0,557	1,000	0,113	-0,002
	0,035	0,322	-0,528	1,000	0,038	0,322	-0,528	1,000	-0,157	-0,148
M7I6_1	0,102	0,190	-0,660	1,000	0,104	0,297	-0,553	1,000	0,089	0,037
	0,054	0,328	-0,522	1,000	0,002	0,328	-0,522	1,000	-0,108	-0,245
M7I6_5	0,098	0,191	-0,659	1,000	0,111	0,299	-0,551	1,000	0,078	0,055
	0,070	0,329	-0,521	1,000	0,002	0,329	-0,521	1,000	-0,064	-0,246
M7I6_2	0,089	0,194	-0,656	1,000	0,128	0,301	-0,549	1,000	0,052	0,098
	0,152	0,333	-0,517	1,000	0,002	0,333	-0,517	1,000	0,152	-0,247
M7I6_4	0,068	0,200	-0,650	1,000	0,164	0,305	-0,545	1,000	-0,010	0,193
	0,321	0,325	-0,525	1,000	0,002	0,325	-0,525	1,000	0,606	-0,245

Tabela B.20 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	A _{s,calc} [cm ² /m]	A _{s,ef} [cm ² /m]			A _{s,total} [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ _{sc} [kg aço/m ³ betão]	
		φl [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total		
M7I6_3	31,773	16		12,5	16,085	32,170	536,083	578,707	55,632
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	42,624		
M7I6_7	31,755	16		12,5	16,085	32,170	536,083	578,707	55,632
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	42,624		
M7I6_6	30,397	12		7,5	15,080	30,159	502,153	544,777	52,371
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	42,624		
M7I6_1	23,798	12	10	15,0	12,776	25,552	426,378	469,002	45,086
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	42,624		
M7I6_5	20,892	12		10,0	11,310	22,619	376,615	419,239	40,302
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	42,624		
M7I6_2	26,390	16		15,0	13,404	26,808	446,736	598,416	57,527
	40,693	16		10,0	20,106	40,212	151,680		
M7I6_4	51,920	16		7,5	26,808	53,617	893,471	1500,191	144,217
	162,501	20	25	10,0	80,503	161,007	606,720		

Tabela B.21 Armaduras longitudinais requeridas e providas e pesos resultantes

ANEXO C | VARIAÇÃO DA ALTURA DE ATERRO

C.1. ÂNGULO 0,00

A geometria das sapatas, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

a [m]	b [m]	L [m]
0,94	1,06	2,00

Tabela C.1 Disposição das sapatas

Modelo	Elemento	H [m]	M _{max} [kNm/m]	M _{min} [kNm/m]	M _{max} /M _{min}	μ _{Mmax}	μ _{Mmin}	μ _{global}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M8I4_4	Paredes laterais	1,00	99,397	-172,135	0,577	0,035	0,060	0,060	0,036	0,064
M8I4_3	Paredes laterais	2,00	99,394	-107,816	0,922	0,035	0,038	0,038	0,036	0,039
M8I4_2	Paredes laterais	5,00	99,420	-288,737	0,344	0,035	0,101	0,101	0,036	0,111
M7I4_1	Paredes laterais	10,00	116,974	-594,909	0,197	0,041	0,208	0,208	0,043	0,251
M8I4_5	Paredes laterais	15,00	149,422	-963,087	0,155	0,052	0,337	0,337	0,055	0,450
M8I4_1	Paredes laterais	20,00	170,289	-1482,502	0,115	0,060	0,519	0,519	0,063	0,788

Tabela C.2 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	A _{s,calc} [cm ² /m]		A _{s,ef,Mmax} [cm ² /m]			A _{s,ef,Mmin} [cm ² /m]		
	A _{s,Mmax}	A _{s,Mmin}	φ _l [mm]	s [cm]	Total	φ _l [mm]	s [cm]	Total
M8I4_4	8,449	14,991	12	12,5	9,048	12	7,5	15,080
M8I4_3	8,448	9,190	12	12,5	9,048	12	10,0	11,310
M8I4_2	8,451	26,114	12	12,5	9,048	16	7,5	26,808
M7I4_1	10,002	59,038	12	10,0	11,310	20	5,0	62,832
M8I4_5	12,916	105,766	12	7,5	15,080	32	7,5	107,233
M8I4_1	14,821	184,938	12	7,5	15,080	32	5,0	160,850

Tabela C.3 Armaduras longitudinais requeridas e providas

Modelo	Peso [kg]			ξ _{sc} [kg aço/m ³ betão]
	Fibra inferior	Fibra superior	Total	
M8I4_4	184,745	307,909	492,654	47,360
M8I4_3	184,745	230,932	415,677	39,960
M8I4_2	184,745	547,856	732,601	70,427
M7I4_1	230,932	1284,687	1515,618	145,700
M8I4_5	307,909	2187,955	2495,863	239,933
M8I4_1	307,909	3281,932	3589,841	345,100

Tabela C.4 Pesos resultantes

C.2. ÂNGULO 32,73

A geometria das sapatas, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

a [m]	b [m]	L [m]
0,94	1,06	2,00

Tabela C.5 Disposição das sapatas

Modelo	Elemento	H [m]	M _{max} [kNm/m]	M _{min} [kNm/m]	M _{max} /M _{min}	μ _{Mmax}	μ _{Mmin}	μ _{global}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M8I2_4	Aduela de topo	1,00	63,858	-62,939	1,015	0,022	0,022	0,072	0,023	0,023
	Paredes laterais		23,415	-266,933	0,088	0,008	0,093		0,008	0,102
M8I2_3	Aduela de topo	2,00	63,935	-32,912	1,943	0,022	0,012	0,057	0,023	0,012
	Paredes laterais		4,929	-204,628	0,024	0,002	0,072		0,002	0,077
M8I2_2	Aduela de topo	5,00	93,626	-6,962	13,448	0,033	0,002	0,091	0,034	0,002
	Paredes laterais		0,000	-329,448	0,000	0,000	0,115		0,000	0,129
M7I2_1	Aduela de topo	10,00	319,268	-4,912	64,998	0,112	0,002	0,191	0,124	0,002
	Paredes laterais		34,884	-640,809	0,054	0,012	0,224		0,012	0,274
M8I2_5	Aduela de topo	15,00	584,201	-8,772	66,598	0,204	0,003	0,304	0,246	0,003
	Paredes laterais		64,257	-989,883	0,065	0,022	0,346		0,023	0,466
M8I2_1	Aduela de topo	20,00	826,084	-17,156	48,151	0,289	0,006	0,452	0,373	0,006
	Paredes laterais		91,894	-1489,246	0,062	0,032	0,521		0,033	0,792

Tabela C.6 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	A _{s,calc} [cm ² /m]		A _{s,ef,Mmax} [cm ² /m]			A _{s,ef,Mmin} [cm ² /m]				
	A _{s,Mmax}	A _{s,Mmin}	φ _l [mm]	s [cm]	Total	φ _l [mm]	s [cm]	Total		
M8I2_4	5,363	5,284	10	15,0	5,236	10	15,0	5,236		
	1,939	23,974	10	25,0	3,142	12	16	12,5	25,133	
M8I2_3	5,369	2,735	A _{s,min}	12	15,0	7,540	10	20,0	3,927	
	0,406	18,012	10	20,0	3,927	16	10,0	20,106		
M8I2_2	7,943	0,573	12	12,5	9,048	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
	0,000	30,181	A _{s,min}	12	15,0	7,540	20	16	17,5	29,441
M7I2_1	29,155	0,404	20	16	17,5	29,441	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	2,900	64,439	A _{s,min}	12	15,0	7,540	20	25	12,5	64,403
M8I2_5	57,796	0,723	20	5,0	62,832	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
	5,397	109,471	A _{s,min}	12	15,0	7,540	32	7,5	107,233	
M8I2_1	87,468	1,418	25	5,0	98,175	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
	7,791	186,068	A _{s,min}	12	15,0	7,540	32	5,0	160,850	

Tabela C.7 Armaduras longitudinais requeridas e providas

Modelo	Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	
	Fibra inferior	Fibra superior	Total		
M8I2_4	31,870	31,870	63,741	470,329	45,214
	45,372	361,216	406,588		
M8I2_3	45,647	23,903	69,550	415,325	39,927
	56,715	289,061	345,776		
M8I2_2	54,776	45,647	100,423	632,128	60,768
	108,306	423,399	531,705		
M7I2_1	178,445	45,647	224,092	1257,394	120,877
	108,306	924,995	1033,302		
M8I2_5	380,904	45,647	426,550	2074,076	199,387
	108,306	1539,219	1647,526		
M8I2_1	593,716	45,647	639,363	3056,498	293,831
	108,306	2308,829	2417,135		

Tabela C.8 Pesos resultantes

C.3. ÂNGULO 49,09

A geometria das sapatas, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

a [m]	b [m]	L [m]
0,94	1,06	2,00

Tabela C.9 Disposição das sapatas

Modelo	Elemento	H [m]	M _{max} [kNm/m]	M _{min} [kNm/m]	M _{max} /M _{min}	μ _{Mmax}	μ _{Mmin}	μ _{global}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M813_4	Aduela de topo	1,00	116,563	-84,662	1,377	0,041	0,030	0,058	0,042	0,030
	Paredes laterais		37,815	-203,198	0,186	0,013	0,071		0,013	0,076
M813_3	Aduela de topo	2,00	116,564	-11,468	10,164	0,041	0,004	0,046	0,042	0,004
	Paredes laterais		37,812	-142,203	0,266	0,013	0,050		0,013	0,052
M813_2	Aduela de topo	5,00	212,650	-4,981	42,692	0,074	0,002	0,079	0,080	0,002
	Paredes laterais		38,112	-235,695	0,162	0,013	0,082		0,014	0,089
M713_1	Aduela de topo	10,00	537,549	-5,064	106,151	0,188	0,002	0,171	0,223	0,002
	Paredes laterais		55,658	-447,380	0,124	0,019	0,157		0,020	0,181
M813_5	Aduela de topo	15,00	870,541	-25,203	34,541	0,305	0,009	0,272	0,397	0,009
	Paredes laterais		84,780	-701,494	0,121	0,030	0,245		0,031	0,306
M813_1	Aduela de topo	20,00	1146,563	-25,164	45,564	0,401	0,009	0,397	0,562	0,009
	Paredes laterais		101,736	-1125,331	0,090	0,036	0,394		0,037	0,549

Tabela C.10 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	A _{s,calc} [cm ² /m]		A _{s,ef,Mmax} [cm ² /m]				A _{s,ef,Mmin} [cm ² /m]			
	A _{s,Mmax}	A _{s,Mmin}	φ ₁ [mm]	s [cm]	Total	φ ₁ [mm]	s [cm]	Total		
M813_4	9,965	7,160	12	12,5	9,048	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
	3,147	17,878	A _{s,min}	12	15,0	16	10,0	20,106		
M813_3	9,965	0,946	12	12,5	9,048	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
	3,147	12,262	A _{s,min}	12	15,0	12	7,5	15,080		
M813_2	18,767	0,410	16	10,0	20,106	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
	3,172	20,957	A _{s,min}	12	15,0	16	10,0	20,106		
M713_1	52,460	0,417	20	16	10,0	51,522	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	4,661	42,501	A _{s,min}	12	15,0	7,540	20	12	10,0	42,726
M813_5	93,288	2,089	25	5,0	98,175	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
	7,171	71,765	A _{s,min}	12	15,0	7,540	20	25	10,0	80,503
M813_1	131,961	2,085	32	25	10,0	129,512	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	8,654	128,831	12	12,5	9,048	32	25	10,0	129,512	

Tabela C.11 Armaduras longitudinais requeridas e providas

Modelo	Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	
	Fibra inferior	Fibra superior	Total		
M8I3_4	82,162	68,468	150,630	464,272	44,632
	85,486	228,155	313,641		
M8I3_3	82,162	68,468	150,630	407,088	39,134
	85,486	170,972	256,458		
M8I3_2	182,736	68,468	251,205	564,846	54,300
	85,486	228,155	313,641		
M7I3_1	468,407	68,468	536,875	1107,263	106,444
	85,486	484,902	570,388		
M8I3_5	890,551	68,468	959,020	1957,126	188,143
	85,486	912,621	998,107		
M8I3_1	1175,065	68,468	1243,533	2813,241	270,444
	102,583	1467,124	1569,708		

Tabela C.12 Pesos resultantes

C.4. ÂNGULO 65,49

A geometria das sapatas, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

a [m]	b [m]	L [m]
0,94	1,06	2,00

Tabela C.13 Disposição das sapatas

Modelo	Elemento	H [m]	M _{max} [kNm/m]	M _{min} [kNm/m]	M _{max} /M _{min}	μ _{Mmax}	μ _{Mmin}	μ _{global}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M818_4	Aduela de topo	1,00	121,471	-23,526	5,163	0,042	0,008	0,045	0,044	0,008
	Paredes laterais		136,826	-141,617	-0,966	0,048	0,050		0,050	0,052
M818_3	Aduela de topo	2,00	121,745	-10,360	11,751	0,043	0,004	0,045	0,044	0,004
	Paredes laterais		136,821	-64,131	2,133	0,048	0,022		0,050	0,023
M818_2	Aduela de topo	5,00	241,921	-6,295	38,431	0,085	0,002	0,070	0,092	0,002
	Paredes laterais		140,135	-57,557	2,435	0,049	0,020		0,051	0,021
M718_2	Aduela de topo	10,00	533,283	-7,881	67,667	0,187	0,003	0,138	0,221	0,003
	Paredes laterais		190,162	-99,842	1,905	0,067	0,035		0,071	0,036
M818_5	Aduela de topo	15,00	814,275	-11,137	73,114	0,285	0,004	0,212	0,366	0,004
	Paredes laterais		191,740	-300,476	0,638	0,067	0,105		0,072	0,116
M818_1	Aduela de topo	20,00	1064,831	-23,515	45,283	0,373	0,008	0,300	0,511	0,008
	Paredes laterais		209,197	-554,471	0,377	0,073	0,194		0,079	0,232

Tabela C.14 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	A _{s,calc} [cm ² /m]		A _{s,ef,Mmax} [cm ² /m]				A _{s,ef,Mmin} [cm ² /m]			
	A _{s,Mmax}	A _{s,Mmin}	φ _l [mm]	s [cm]	Total	φ _l [mm]	s [cm]	Total		
M818_4	10,402	1,948	12	10,0	11,310	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
	11,777	12,209	16	15,0	13,404	16	15,0	13,404		
M818_3	10,426	0,854	12	10,0	11,310	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
	11,777	5,386	16	15,0	13,404	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
M818_2	21,554	0,518	16	10,0	20,106	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
	12,075	4,823	16	15,0	13,404	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
M718_2	51,978	0,649	20	16	10,0	51,522	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	16,660	8,488	12	16	17,5	17,952	12	12,5	9,048	
M818_5	85,941	0,918	25	5,0	98,175	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
	16,807	27,277	12	16	17,5	17,952	16	7,5	26,808	
M818_1	120,053	1,947	32	25	10,0	129,512	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	18,442	54,381	16	10,0	20,106	20	5,0	62,832		

Tabela C.15 Armaduras longitudinais requeridas e providas

Modelo	Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	
	Fibra inferior	Fibra superior	Total		
M818_4	137,017	91,344	228,361	451,162	43,371
	111,401	111,401	222,801		
M818_3	137,017	91,344	228,361	402,371	38,681
	111,401	62,610	174,010		
M818_2	243,791	91,344	335,135	509,146	48,945
	111,401	62,610	174,010		
M718_2	624,907	91,344	716,251	940,535	90,416
	149,152	75,132	224,284		
M818_5	1188,095	91,344	1279,439	1651,392	158,752
	149,152	222,801	371,953		
M818_1	1567,668	91,344	1659,012	2348,567	225,773
	167,101	522,454	689,555		

Tabela C.16 Pesos resultantes

C.5. ÂNGULO 73,66

A geometria das sapatas, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

a [m]	b [m]	L [m]
0,88	1,12	2,00

Tabela C.17 Disposição das sapatas

Modelo	Elemento	H [m]	M _{max} [kNm/m]	M _{min} [kNm/m]	M _{max} /M _{min}	μ _{Mmax}	μ _{Mmin}	μ _{global}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M8I5_4	Aduela de topo	1,00	97,736	-19,475	5,019	0,034	0,007	0,042	0,035	0,007
	Paredes laterais		160,645	-126,118	1,274	0,056	0,044		0,059	0,046
M8I5_3	Aduela de topo	2,00	97,736	-3,206	30,485	0,034	0,001	0,042	0,035	0,001
	Paredes laterais		160,645	-62,099	2,587	0,056	0,022		0,059	0,022
M8I5_2	Aduela de topo	5,00	216,034	-3,226	66,967	0,076	0,001	0,069	0,081	0,001
	Paredes laterais		160,741	-2,660	60,429	0,056	0,001		0,059	0,001
M7I5_7	Aduela de topo	10,00	494,531	-5,325	92,870	0,173	0,002	0,138	0,203	0,002
	Paredes laterais		189,596	-22,887	8,284	0,066	0,008		0,071	0,008
M8I5_5	Aduela de topo	15,00	764,874	-11,165	68,506	0,268	0,004	0,204	0,339	0,004
	Paredes laterais		218,668	-142,332	1,536	0,077	0,050		0,082	0,052
M8I5_1	Aduela de topo	20,00	1002,915	-19,372	51,771	0,351	0,007	0,264	0,474	0,007
	Paredes laterais		239,153	-252,317	0,948	0,084	0,088		0,091	0,096

Tabela C.18 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	A _{s,calc} [cm ² /m]		A _{s,ef,Mmax} [cm ² /m]			A _{s,ef,Mmin} [cm ² /m]			
	A _{s,Mmax}	A _{s,Mmin}	φ _l [mm]	s [cm]	Total	φ _l [mm]	s [cm]	Total	
M8I5_4	8,303	1,611	12	12,5	9,048	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	13,937	10,817	12	7,5	15,080	12	10,0	11,310	
M8I5_3	8,303	0,264	12	12,5	9,048	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	13,937	5,212	12	7,5	15,080	A _{s,min}	12	15,0	7,540
M8I5_2	19,087	0,265	16	10,0	20,106	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	13,946	0,219	12	7,5	15,080	A _{s,min}	12	15,0	7,540
M7I5_7	47,650	0,438	20	16	51,522	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	16,607	1,895	16	12,5	16,085	A _{s,min}	12	15,0	7,540
M8I5_5	79,642	0,921	32	10,0	80,425	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	19,336	12,274	12	16	20,944	12	7,5	15,080	
M8I5_1	111,288	1,602	32	7,5	107,233	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	21,288	22,556	16	10,0	20,106	20	12,5	25,133	

Tabela C.19 Armaduras longitudinais requeridas e providas

Modelo	Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	
	Fibra inferior	Fibra superior	Total		
M815_4	123,293	102,744	226,037	405,273	38,960
	102,421	76,816	179,236		
M815_3	123,293	102,744	226,037	379,668	36,498
	102,421	51,210	153,631		
M815_2	274,215	102,744	376,959	530,590	51,007
	102,421	51,210	153,631		
M715_7	702,894	102,744	805,638	966,189	92,882
	109,341	51,210	160,551		
M815_5	1095,126	102,744	1197,870	1442,618	138,682
	142,328	102,421	244,749		
M815_1	1460,168	102,744	1562,912	1870,520	179,818
	136,676	170,932	307,608		

Tabela C.20 Pesos resultantes

C.6. ÂNGULO 81,82

A geometria das sapatas, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

a [m]	b [m]	L [m]
0,80	1,20	2,00

Tabela C.21 Disposição das sapatas

Modelo	Elemento	H [m]	M _{max} [kNm/m]	M _{min} [kNm/m]	M _{max} /M _{min}	μ _{Mmax}	μ _{Mmin}	μ _{global}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M817_4	Aduela de topo	1,00	82,225	-37,010	2,222	0,029	0,013	0,035	0,030	0,013
	Paredes laterais		148,084	-127,758	1,159	0,052	0,045		0,054	0,047
M817_3	Aduela de topo	2,00	72,813	-24,030	3,030	0,025	0,008	0,028	0,026	0,008
	Paredes laterais		104,921	-102,059	1,028	0,037	0,036		0,038	0,037
M817_2	Aduela de topo	5,00	180,998	-51,223	3,534	0,063	0,018	0,060	0,067	0,018
	Paredes laterais		148,388	-53,680	2,764	0,052	0,019		0,055	0,019
M717_6	Aduela de topo	10,00	450,014	-129,727	3,469	0,157	0,045	0,133	0,182	0,047
	Paredes laterais		179,089	-158,908	1,127	0,063	0,056		0,067	0,059
M817_5	Aduela de topo	15,00	717,203	-155,745	4,605	0,251	0,054	0,219	0,314	0,057
	Paredes laterais		207,263	-359,782	0,576	0,073	0,126		0,078	0,142
M817_1	Aduela de topo	20,00	903,432	-175,611	5,144	0,316	0,061	0,267	0,416	0,065
	Paredes laterais		224,317	-356,810	0,629	0,078	0,125		0,085	0,140

Tabela C.22 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	A _{s,calc} [cm ² /m]		A _{s,ef,Mmax} [cm ² /m]				A _{s,ef,Mmin} [cm ² /m]			
	A _{s,Mmax}	A _{s,Mmin}	φ _l [mm]	s [cm]	Total	φ _l [mm]	s [cm]	Total		
M817_4	6,948	3,079	A _{s,min}	12	15,0	7,540	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	12,794	10,963	12	7,5	15,080	12	10,0	11,310		
M817_3	6,133	1,990	A _{s,min}	12	15,0	7,540	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	8,935	8,683	12	12,5	9,048	12	12,5	9,048		
M817_2	15,809	4,283	16	12,5	16,085	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
	12,822	4,492	12	7,5	15,080	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
M717_6	42,785	11,140	20	16	12,5	41,218	16	17,5	11,489	
	15,633	13,779	16	12,5	16,085	16	12,5	16,085		
M817_5	73,695	13,490	20	25	10,0	80,503	16	15,0	13,404	
	18,260	33,273	16	10,0	20,106	20	16	15,0	34,348	
M817_1	97,666	15,311	25	5,0	98,175	16	12,5	16,085		
	19,872	32,968	16	10,0	20,106	20	16	15,0	34,348	

Tabela C.23 Armaduras longitudinais requeridas e providas

Modelo	Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	
	Fibra inferior	Fibra superior	Total		
M817_4	114,130	114,130	228,261	367,644	35,343
	79,648	59,736	139,383		
M817_3	114,130	114,130	228,261	323,838	31,131
	47,789	47,789	95,577		
M817_2	243,684	114,130	357,815	477,286	45,883
	79,648	39,824	119,472		
M717_6	624,633	174,060	798,693	968,752	93,128
	85,029	85,029	170,059		
M817_5	1218,420	203,070	1421,490	1709,406	164,329
	106,287	181,629	287,916		
M817_1	1484,468	243,684	1728,152	2016,067	193,809
	106,287	181,629	287,916		

Tabela C.24 Pesos resultantes

C.7. ÂNGULO 90,00

A geometria das sapatas, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

a [m]	b [m]	L [m]
0,80	1,20	2,00

Tabela C.25 Disposição das sapatas

Modelo	Elemento	H [m]	M _{max} [kNm/m]	M _{min} [kNm/m]	M _{max} /M _{min}	μ _{Mmax}	μ _{Mmin}	μ _{global}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M816_4	Aduela de topo	1,00	66,553	-53,666	1,240	0,023	0,019	0,028	0,024	0,019
	Paredes laterais		104,922	-144,344	0,727	0,037	0,050		0,038	0,053
M816_3	Aduela de topo	2,00	56,749	-56,462	1,005	0,020	0,020	0,023	0,020	0,020
	Paredes laterais		104,921	-102,059	1,028	0,037	0,036		0,038	0,037
M816_2	Aduela de topo	5,00	151,594	-173,189	0,875	0,053	0,061	0,056	0,056	0,064
	Paredes laterais		104,964	-70,488	1,489	0,037	0,025		0,038	0,025
M816_6	Aduela de topo	10,00	412,881	-332,562	1,242	0,144	0,116	0,127	0,165	0,130
	Paredes laterais		129,605	-142,229	0,911	0,045	0,050		0,047	0,052
M716_5	Aduela de topo	15,00	659,817	-375,318	1,758	0,231	0,131	0,206	0,284	0,149
	Paredes laterais		157,175	-274,982	0,572	0,055	0,096		0,058	0,105
M816_1	Aduela de topo	20,00	823,405	-409,762	2,009	0,288	0,143	0,254	0,371	0,164
	Paredes laterais		175,286	-288,574	0,607	0,061	0,101		0,065	0,111

Tabela C.26 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	A _{s,calc} [cm ² /m]		A _{s,ef,Mmax} [cm ² /m]				A _{s,ef,Mmin} [cm ² /m]			
	A _{s,Mmax}	A _{s,Mmin}	φ _l [mm]	s [cm]	Total	φ _l [mm]	s [cm]	Total		
M816_4	5,594	4,491	A _{s,min}	12	15,0	7,540	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	8,935	12,456	12	12,5	9,048	12	7,5	15,080		
M816_3	4,754	4,730	A _{s,min}	12	15,0	7,540	A _{s,min}	12	15,0	7,540
	8,935	8,683	12	12,5	9,048	12	12,5	9,048		
M816_2	13,113	15,088	12	7,5	15,080	12	7,5	15,080		
	8,939	5,933	12	12,5	9,048	A _{s,min}	12	15,0	7,540	
M816_6	38,814	30,496	16	5,0	40,212	20	10,0	31,416		
	11,129	12,264	12	10,0	11,310	16	15,0	13,404		
M716_5	66,711	34,878	25	7,5	65,450	20	16	15,0	34,348	
	13,621	24,761	12	7,5	15,080	16	7,5	26,808		
M816_1	87,121	38,484	25	5,0	98,175	16	5,0	40,212		
	15,281	26,097	12	7,5	15,080	16	7,5	26,808		

Tabela C.27 Armaduras longitudinais requeridas e providas

Modelo	Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	
	Fibra inferior	Fibra superior	Total		
M816_4	125,538	125,538	251,077	342,008	32,878
	34,099	56,832	90,931		
M816_3	125,538	125,538	251,077	319,275	30,693
	34,099	34,099	68,198		
M816_2	251,077	251,077	502,153	564,669	54,283
	34,099	28,416	62,515		
M816_6	670,103	523,783	1193,887	1287,071	123,729
	42,624	50,560	93,184		
M716_5	1088,564	572,557	1661,121	1819,073	174,872
	56,832	101,120	157,952		
M816_1	1632,847	670,103	2302,950	2460,902	236,572
	56,832	101,120	157,952		

Tabela C.28 Pesos resultantes

C.8. DISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS SEGUNDO SECCIONAMENTO TRANSVERSAL

H [m]	1,00		
θ_s [°]	Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]
0,00	Paredes laterais	99,397	-172,135
32,73	Aduela de topo	63,858	-62,939
	Paredes laterais	23,415	-266,933
49,09	Aduela de topo	116,563	-84,662
	Paredes laterais	37,815	-203,198
65,49	Aduela de topo	121,471	-23,526
	Paredes laterais	136,826	141,617
73,66	Aduela de topo	97,736	-19,475
	Paredes laterais	160,645	-126,118
81,82	Aduela de topo	82,225	-37,010
	Paredes laterais	148,084	-127,758
90,00	Aduela de topo	66,553	-53,666
	Paredes laterais	104,922	-144,344

Tabela C.29 Distribuição dos esforços $H = 1$ m

H [m]	2,00		
θ_s [°]	Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]
0,00	Paredes laterais	99,394	-107,816
32,73	Aduela de topo	63,935	-32,912
	Paredes laterais	4,929	-204,628
49,09	Aduela de topo	116,564	-11,468
	Paredes laterais	37,812	-142,203
65,49	Aduela de topo	121,745	10,360
	Paredes laterais	136,821	-64,131
73,66	Aduela de topo	97,736	-3,206
	Paredes laterais	160,645	-62,099
81,82	Aduela de topo	72,813	-24,030
	Paredes laterais	104,921	-102,059
90,00	Aduela de topo	56,749	-56,462
	Paredes laterais	104,921	-102,059

Tabela C.30 Distribuição dos esforços $H = 2$ m

H [m]	5,00		
θ_s [°]	Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]
0,00	Paredes laterais	99,420	-288,737
32,73	Aduela de topo	93,626	-6,962
	Paredes laterais	0,000	-329,448
49,09	Aduela de topo	212,650	-4,981
	Paredes laterais	38,112	-235,695
65,49	Aduela de topo	241,921	-6295
	Paredes laterais	140,135	-57,557
73,66	Aduela de topo	216,034	-3,226
	Paredes laterais	160,741	-2,660
81,82	Aduela de topo	180,998	-51,223
	Paredes laterais	148,388	-53,680
90,00	Aduela de topo	151,594	-173,189
	Paredes laterais	104,964	-70,488

Tabela C.31 Distribuição dos esforços para $H = 5$ m

H [m]	10,00		
θ_s [°]	Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]
0,00	Paredes laterais	116,974	-594,909
32,73	Aduela de topo	319,268	-4,912
	Paredes laterais	34,884	-640,809
49,09	Aduela de topo	537,549	-5,064
	Paredes laterais	55,658	-447,380
65,49	Aduela de topo	533,283	-7,881
	Paredes laterais	190,162	-99,842
73,66	Aduela de topo	494,531	-5,325
	Paredes laterais	189,596	-22,887
81,82	Aduela de topo	450,014	-129,727
	Paredes laterais	179,089	-158,908
90,00	Aduela de topo	412,881	-332,562
	Paredes laterais	129,605	-142,229

Tabela C.32 Distribuição dos esforços $H = 10$ m

H [m]	15,00		
θ_s [°]	Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]
0,00	Paredes laterais	149,422	-963,087
32,73	Aduela de topo	584,201	-8,772
	Paredes laterais	64,257	-989,883
49,09	Aduela de topo	870,541	-25,203
	Paredes laterais	84,780	-701,494
65,49	Aduela de topo	814,27	-11,137
	Paredes laterais	191,740	-300,476
73,66	Aduela de topo	764,874	-11,165
	Paredes laterais	218,668	-142,332
81,82	Aduela de topo	717,203	-155,745
	Paredes laterais	207,263	-359,782
90,00	Aduela de topo	659,817	-375,318
	Paredes laterais	157,175	-274,982

Tabela C.33 Distribuição dos esforços $H = 15$ m

H [m]	20,00		
θ_s [°]	Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]
0,00	Paredes laterais	170,289	-1482,502
32,73	Aduela de topo	826,084	-17,156
	Paredes laterais	91,894	-1489,246
49,09	Aduela de topo	1146,563	-25,164
	Paredes laterais	101,736	-1125,331
65,49	Aduela de topo	064,831	-23,515
	Paredes laterais	209,197	-554,471
73,66	Aduela de topo	1002,915	-19,372
	Paredes laterais	239,153	-252,317
81,82	Aduela de topo	903,432	-175,611
	Paredes laterais	224,317	-356,810
90,00	Aduela de topo	823,405	-409,762
	Paredes laterais	175,286	-288,574

Tabela C.34 Distribuição dos esforços $H = 20$ m

**ANEXO D | VARIAÇÃO DOS CASOS DE CARGA SEM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO
AXIAL**

D.1. ÂNGULO 0,00

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A. A disposição das sapatas é igual aos modelos com variação da altura de aterro e encontra-se apresentado no ANEXO C.

Modelo	Elemento	Caso de carga	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}	μ_{global}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	
											$A_{s,Mmax}$	$A_{s,Mmin}$
M9I4_1	Paredes laterais	C9C1	116,974	-574,617	0,204	0,041	0,201	0,201	0,043	0,241	10,002	56,690
M9I4_2	Paredes laterais	C9C2	119,762	-593,659	0,202	0,042	0,208	0,208	0,044	0,251	10,250	58,893
M9I4_3	Paredes laterais	C9C3	119,762	-562,144	0,213	0,042	0,197	0,197	0,044	0,235	10,250	55,257
M7I4_1	Paredes laterais	C9C6	116,974	-594,909	0,197	0,041	0,208	0,208	0,043	0,251	10,002	59,038
M9I4_4	Paredes laterais	C9C4	116,884	-564,191	0,207	0,041	0,197	0,197	0,043	0,236	9,994	55,492
M9I4_5	Paredes laterais	C9C5	117,230	-593,510	0,198	0,041	0,208	0,208	0,043	0,251	10,025	58,876

Tabela D.1 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}	μ_{global}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
Paredes laterais	119,762	-594,909	0,201	0,042	0,208	0,208	0,044	0,251

Tabela D.2 Esforços críticos e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

$A_{s,calc}$ [cm ² /m]		$A_{s,ef,Mmax}$ [cm ² /m]			$A_{s,ef,Mmin}$ [cm ² /m]		
$A_{s,Mmax}$	$A_{s,Mmin}$	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total
10,250	59,038	12	10,0	11,310	20	5,0	62,832

Tabela D.3 Armaduras correspondentes aos esforços críticos

Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
Fibra inferior	Fibra superior	Total	
230,932	1284,687	1515,618	145,700

Tabela D.4 Pesos correspondentes aos esforços críticos

D.2. ÂNGULO 32,73

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A. A disposição das sapatas é igual aos modelos com variação da altura de aterro e encontra-se apresentado no ANEXO C.

Modelo	Elemento	Casos de carga	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}	μ_{global}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	
											$A_{s,Mmax}$	$A_{s,Mmin}$
M9I2_1	Aduela de topo	C9C1	306,890	-9,946	30,856	0,107	0,003	0,187	0,119	0,003	27,915	0,820
	Paredes laterais		61,354	-630,331	0,097	0,021	0,221				5,148	63,195
M9I2_2	Aduela de topo	C9C2	347,868	-8,049	43,219	0,122	0,003	0,191	0,137	0,003	32,053	0,663
	Paredes laterais		49,063	-631,032	0,078	0,017	0,221				4,099	63,278
M9I2_3	Aduela de topo	C9C3	309,193	-8,049	38,414	0,108	0,003	0,180	0,120	0,003	28,145	0,663
	Paredes laterais		37,350	-600,774	0,062	0,013	0,210				3,108	59,722
M7I2_1	Aduela de topo	C9C6	319,268	-4,912	64,998	0,112	0,002	0,191	0,124	0,002	29,155	0,404
	Paredes laterais		34,884	-640,809	0,054	0,012	0,224				2,900	64,439
M9I2_4	Aduela de topo	C9C4	316,674	-5,419	58,438	0,111	0,002	0,181	0,123	0,002	28,894	0,446
	Paredes laterais		48,305	-599,964	0,081	0,017	0,210				4,035	59,627
M9I2_5	Aduela de topo	C9C5	328,717	-7,099	46,305	0,115	0,002	0,192	0,128	0,002	30,107	0,585
	Paredes laterais		68,713	-641,785	0,107	0,024	0,225				5,780	64,555

Tabela D.5 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}	μ_{global}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
Aduela de topo	347,868	-9,946	34,976	0,122	0,003	0,194	0,137	0,003
Paredes laterais	68,713	-641,785	0,107	0,024	0,225		0,025	0,275

Tabela D.6 Esforços críticos e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

$A_{s,calc}$ [cm ² /m]		$A_{s,ef,Mmax}$ [cm ² /m]				$A_{s,ef,Mmin}$ [cm ² /m]			
$A_{s,Mmax}$	$A_{s,Mmin}$	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total		
32,053	0,820	20	16	15,0	34,348	$A_{s,min}$	12	15,0	7,540
5,780	64,555	$A_{s,min}$	12	15,0	7,540	20	25	12,5	64,403

Tabela D.7 Armaduras correspondentes aos esforços críticos

Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
Fibra inferior	Fibra superior	Total	
208,186	45,647	253,833	123,736
108,306	924,995	1033,302	
			1287,135

Tabela D.8 Pesos correspondentes aos esforços críticos

D.3. ÂNGULO 49,09

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A. A disposição das sapatas é igual aos modelos com variação da altura de aterro e encontra-se apresentado no ANEXO C.

Modelo	Elemento	Casos de carga	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}	μ_{global}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	
											$A_{s,Mmax}$	$A_{s,Mmin}$
M9I3_1	Aduela de topo	C9C1	521,287	-8,664	60,167	0,182	0,003	0,168	0,216	0,003	50,629	0,714
	Paredes laterais		74,254	-445,277	0,167	0,026	0,156		0,027	0,180	6,258	42,274
M9I3_2	Aduela de topo	C9C2	553,914	-5,102	108,568	0,194	0,002	0,172	0,231	0,002	54,318	0,420
	Paredes laterais		58,949	-439,954	0,134	0,021	0,154		0,021	0,178	4,942	41,702
M9I3_3	Aduela de topo	C9C3	503,670	-5,102	98,720	0,176	0,002	0,161	0,207	0,002	48,663	0,420
	Paredes laterais		56,788	-423,245	0,134	0,020	0,148		0,020	0,170	4,757	39,915
M7I3_1	Aduela de topo	C9C6	537,549	-5,064	106,151	0,188	0,002	0,171	0,223	0,002	52,460	0,417
	Paredes laterais		55,658	-447,380	0,124	0,019	0,157		0,020	0,181	4,661	42,501
M9I3_4	Aduela de topo	C9C4	504,599	-6,393	78,930	0,177	0,002	0,164	0,208	0,002	48,766	0,526
	Paredes laterais		64,545	-439,954	0,147	0,023	0,154		0,023	0,178	5,422	41,702
M9I3_5	Aduela de topo	C9C5	544,310	-4,689	116,082	0,190	0,002	0,171	0,227	0,002	53,225	0,386
	Paredes laterais		81,371	-446,530	0,182	0,028	0,156		0,029	0,181	6,874	42,409

Tabela D.9 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}	μ_{global}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
Aduela de topo	553,914	-8,664	63,933	0,194	0,003	0,173	0,231	0,003
Paredes laterais	81,371	-447,380	0,182	0,028	0,157		0,029	0,181

Tabela D.10 Esforços críticos e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

$A_{s,calc}$ [cm ² /m]		$A_{s,ef,Mmax}$ [cm ² /m]			$A_{s,ef,Mmin}$ [cm ² /m]				
$A_{s,Mmax}$	$A_{s,Mmin}$	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total		
54,318	0,714	25	12	10,0	60,397	$A_{s,min}$	12	15,0	7,540
6,874	42,501	$A_{s,min}$	12	15,0	7,540	20	12	10,0	42,726

Tabela D.11 Armaduras correspondentes aos esforços críticos

Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
Fibra inferior	Fibra superior	Total	
549,135	68,468	617,603	1187,991
85,486	484,902	570,388	

Tabela D.12 Pesos correspondentes aos esforços críticos

D.4. ÂNGULO 65,49

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A. A disposição das sapatas é igual aos modelos com variação da altura de aterro e encontra-se apresentado no ANEXO C.

Modelo	Elemento	Casos de carga	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}	μ_{global}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	
											$A_{s,Mmax}$	$A_{s,Mmin}$
M9I8_1	Aduela de topo	C9C1	518,199	-8,844	58,593	0,181	0,003	0,137	0,214	0,003	50,283	0,729
	Paredes laterais		207,948	-106,270	1,957	0,073	0,037		0,078	0,039	18,324	9,054
M9I8_2	Aduela de topo	C9C2	554,653	-7,787	71,228	0,194	0,003	0,143	0,232	0,003	54,402	0,641
	Paredes laterais		197,651	-92,642	2,133	0,069	0,032		0,074	0,033	17,358	7,857
M9I8_3	Aduela de topo	C9C3	510,473	-7,787	65,555	0,179	0,003	0,132	0,210	0,003	49,420	0,641
	Paredes laterais		182,566	-93,930	1,944	0,064	0,033		0,068	0,034	15,954	7,969
M7I8_2	Aduela de topo	C9C6	533,283	-7,881	67,667	0,187	0,003	0,138	0,221	0,003	51,978	0,649
	Paredes laterais		190,162	-99,842	1,905	0,067	0,035		0,071	0,036	16,660	8,488
M9I8_4	Aduela de topo	C9C4	508,519	-11,086	45,870	0,178	0,004	0,133	0,210	0,004	49,203	0,914
	Paredes laterais		196,332	-102,265	1,920	0,069	0,036		0,073	0,037	17,235	8,701
M9I8_5	Aduela de topo	C9C5	539,902	-8,460	63,818	0,189	0,003	0,142	0,225	0,003	52,726	0,697
	Paredes laterais		211,047	-104,193	2,026	0,074	0,036		0,079	0,038	18,616	8,871

Tabela D.13 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}	μ_{global}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
Aduela de topo	554,653	-11,086	50,032	0,194	0,004	0,145	0,232	0,004
Paredes laterais	211,047	-106,270	1,986	0,074	0,037		0,079	0,039

Tabela D.14 Esforços críticos e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

$A_{s,calc}$ [cm ² /m]		$A_{s,ef,Mmax}$ [cm ² /m]			$A_{s,ef,Mmin}$ [cm ² /m]				
$A_{s,Mmax}$	$A_{s,Mmin}$	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total		
54,402	0,914	20	16	10,0	51,522	$A_{s,min}$	12	15,0	7,540
18,616	9,054	16	10,0	20,106	12	12,5	9,048		

Tabela D.15 Armaduras correspondentes aos esforços críticos

Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
Fibra inferior	Fibra superior	Total	
624,907	91,344	716,251	92,141
167,101	75,132	242,233	
			958,484

Tabela D.16 Pesos correspondentes aos esforços críticos

D.5. ÂNGULO 73,66

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A. A disposição das sapatas é igual aos modelos com variação da altura de aterro e encontra-se apresentado no ANEXO C.

Modelo	Elemento	Casos de carga	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}	μ_{global}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	
											$A_{s,Mmax}$	$A_{s,Mmin}$
M9I5_1	Aduela de topo	C9C1	501,319	-4,058	123,538	0,175	0,001	0,137	0,206	0,001	48,402	0,334
	Paredes laterais		175,601	-172,866	1,016	0,061	0,060		0,065	0,064	15,311	15,058
M9I5_2	Aduela de topo	C9C2	531,400	-4,440	119,685	0,186	0,002	0,145	0,220	0,002	51,766	0,365
	Paredes laterais		176,617	-183,276	0,964	0,062	0,064		0,066	0,068	15,404	16,020
M9I5_3	Aduela de topo	C9C3	488,932	-4,440	110,120	0,171	0,002	0,138	0,200	0,002	47,032	0,365
	Paredes laterais		176,617	-206,917	0,854	0,062	0,072		0,066	0,078	15,404	18,227
M7I5_7	Aduela de topo	C9C6	494,531	-5,325	92,870	0,173	0,002	0,138	0,203	0,002	47,650	0,438
	Paredes laterais		189,596	-22,887	8,284	0,066	0,008		0,071	0,008	16,607	1,895
M9I5_4	Aduela de topo	C9C4	480,866	-4,016	119,738	0,168	0,001	0,133	0,197	0,001	46,145	0,330
	Paredes laterais		175,763	-173,531	1,013	0,061	0,061		0,065	0,064	15,325	15,120
M9I5_5	Aduela de topo	C9C5	518,912	-4,205	123,404	0,182	0,001	0,143	0,215	0,001	50,363	0,346
	Paredes laterais		176,903	-183,633	0,963	0,062	0,064		0,066	0,068	15,431	16,053

Tabela D.17 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}	μ_{global}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
Aduela de topo	531,400	-5,325	99,793	0,186	0,002	0,148	0,220	0,002
Paredes laterais	189,596	-206,917	0,916	0,066	0,072		0,071	0,078

Tabela D.18 Esforços críticos e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

$A_{s,calc}$ [cm ² /m]		$A_{s,ef,Mmax}$ [cm ² /m]			$A_{s,ef,Mmin}$ [cm ² /m]			
$A_{s,Mmax}$	$A_{s,Mmin}$	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total	
51,766	0,438	20	16	10,0	51,522	$A_{s,min}$ 12	15,0	7,540
16,607	18,227	16	12,5	16,085	20	15,0	20,944	

Tabela D.19 Armaduras correspondentes aos esforços críticos

Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
Fibra inferior	Fibra superior	Total	
702,894	102,744	805,638	101,653
109,341	142,443	251,784	
			1057,422

Tabela D.20 Pesos correspondentes aos esforços críticos

D.6. ÂNGULO 81,82

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A. A disposição das sapatas é igual aos modelos com variação da altura de aterro e encontra-se apresentado no ANEXO C.

Modelo	Elemento	Casos de carga	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}	μ_{global}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	
											$A_{s,Mmax}$	$A_{s,Mmin}$
M9I7_1	Aduela de topo	C9C1	438,489	-138,199	3,173	0,153	0,048	0,130	0,177	0,051	41,544	11,901
	Paredes laterais		179,089	-148,552	1,206	0,063	0,052				15,633	12,837
M9I7_2	Aduela de topo	C9C2	464,624	-137,713	3,374	0,163	0,048	0,137	0,189	0,051	44,369	11,857
	Paredes laterais		179,371	-160,049	1,121	0,063	0,056				15,659	13,883
M9I7_3	Aduela de topo	C9C3	424,684	-121,804	3,487	0,149	0,043	0,127	0,171	0,044	40,068	10,432
	Paredes laterais		179,371	-181,383	0,989	0,063	0,063				15,659	15,845
M7I7_6	Aduela de topo	C9C6	450,014	-129,727	3,469	0,157	0,045	0,133	0,182	0,047	42,785	11,140
	Paredes laterais		179,089	-158,908	1,127	0,063	0,056				15,633	13,779
M9I7_4	Aduela de topo	C9C4	418,840	-128,281	3,265	0,147	0,045	0,125	0,168	0,047	39,446	11,010
	Paredes laterais		176,894	-154,636	1,144	0,062	0,054				15,430	13,389
M9I7_5	Aduela de topo	C9C5	454,626	-142,616	3,188	0,159	0,050	0,134	0,184	0,052	43,284	12,299
	Paredes laterais		178,351	-160,130	1,114	0,062	0,056				15,564	13,890

Tabela D.21 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}	μ_{global}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
Aduela de topo	464,624	-142,616	3,258	0,163	0,050	0,137	0,189	0,052
Paredes laterais	179,371	-181,383	0,989	0,063	0,063		0,067	0,067

Tabela D.22 Esforços críticos e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

$A_{s,calc}$ [cm ² /m]		$A_{s,ef,Mmax}$ [cm ² /m]			$A_{s,ef,Mmin}$ [cm ² /m]			
$A_{s,Mmax}$	$A_{s,Mmin}$	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total	
44,369	12,299	20	16	10,0	51,522	12	10,0	11,310
15,659	15,845	16	12,5	16,085	16	12,5	16,085	

Tabela D.23 Armaduras correspondentes aos esforços críticos

Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
Fibra inferior	Fibra superior	Total	
780,791	171,196	951,987	1122,046
85,029	85,029	170,059	

Tabela D.24 Pesos correspondentes aos esforços críticos

D.7. ÂNGULO 90,00

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A. A disposição das sapatas é igual aos modelos com variação da altura de aterro e encontra-se apresentado no ANEXO C.

Modelo	Elemento	Casos de carga	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}	μ_{global}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	
											$A_{s,Mmax}$	$A_{s,Mmin}$
M9I6_1	Aduela de topo	C9C1	401,501	-332,367	1,208	0,140	0,116	0,123	0,160	0,130	37,613	30,476
	Paredes laterais		129,605	-132,934	0,975	0,045	0,047		0,047	0,049	11,129	11,427
M9I6_2	Aduela de topo	C9C2	429,405	-338,406	1,269	0,150	0,118	0,132	0,173	0,132	40,572	31,089
	Paredes laterais		129,411	-146,017	0,886	0,045	0,051		0,047	0,054	11,111	12,607
M9I6_3	Aduela de topo	C9C3	389,308	-318,050	1,224	0,136	0,111	0,122	0,155	0,124	36,334	29,033
	Paredes laterais		129,411	-166,340	0,778	0,045	0,058		0,047	0,062	11,111	14,459
M7I6_6	Aduela de topo	C9C6	412,881	-332,562	1,242	0,144	0,116	0,127	0,165	0,130	38,814	30,496
	Paredes laterais		129,605	-142,229	0,911	0,045	0,050		0,047	0,052	11,129	12,264
M9I6_4	Aduela de topo	C9C4	387,758	-322,065	1,204	0,136	0,113	0,119	0,154	0,125	36,172	29,436
	Paredes laterais		128,383	-134,822	0,952	0,045	0,047		0,047	0,049	11,019	11,597
M9I6_5	Aduela de topo	C9C5	418,140	-339,231	1,233	0,146	0,119	0,129	0,168	0,133	39,372	31,173
	Paredes laterais		128,523	-146,600	0,877	0,045	0,051		0,047	0,054	11,032	12,660

Tabela D.25 Esforços e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	M_{max}/M_{min}	μ_{Mmax}	μ_{Mmin}	μ_{global}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
Aduela de topo	429,405	-339,231	1,266	0,150	0,119	0,133	0,173	0,133
Paredes laterais	129,605	-166,340	0,779	0,045	0,058		0,047	0,062

Tabela D.26 Esforços críticos e correspondentes momentos flectores reduzidos e taxas de armaduras

$A_{s,calc}$ [cm ² /m]		$A_{s,ef,Mmax}$ [cm ² /m]			$A_{s,ef,Mmin}$ [cm ² /m]		
$A_{s,Mmax}$	$A_{s,Mmin}$	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total	ϕ_l [mm]	s [cm]	Total
40,572	31,173	16	5,0	40,212	20	10,0	31,416
11,129	14,459	12	10,0	11,310	16	12,5	16,085

Tabela D.27 Armaduras correspondentes aos esforços críticos

Peso [kg]			ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
Fibra inferior	Fibra superior	Total	
670,103	523,783	1193,887	124,701
42,624	60,672	103,296	

Tabela D.28 Pesos correspondentes aos esforços críticos

D.8. DISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS SEGUNDO O CASO DE CARGA

Caso de carga	C9C1		
	Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]
θ_s [°]			
0,00	Paredes laterais	116,974	-574,617
32,73	Aduela de opo	36,890	-9,946
	Paredes laterais	61,354	-630,331
49,09	Aduela de topo	521,287	-8,664
	Paredes laterais	74,254	-445,277
65,49	Aduela de topo	518,199	-8,844
	Paredes laterais	207,948	-106,270
73,66	Aduela de topo	501,319	-4,058
	Paredes laterais	175,601	-172,866
81,82	Aduela de topo	438,489	-138,199
	Paredes laterais	179,089	-148,552
90,00	Aduela de topo	401,501	-332,367
	Paredes laterais	129,605	-132,934

Tabela D.29 Distribuição dos esforços para C9C1

Caso de carga	C9C2		
	Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]
θ_s [°]			
0,00	Paredes laterais	119,762	-593,659
32,73	Aduela de topo	347,868	-8,049
	Paredes laterais	49,063	-631,032
49,09	Aduela de topo	553,914	-5,102
	Paredes laterais	58,949	-439,954
65,49	Aduela de top	554,3	-7,787
	Paredes laterais	197,651	-92,642
73,66	Aduela de topo	531,400	-4,440
	Paredes laterais	176,617	-183,276
81,82	Aduela de topo	464,624	-137,713
	Paredes laterais	179,371	-160,049
90,00	Aduela de topo	429,405	-338,406
	Paredes laterais	129,411	-146,017

Tabela D.30 Distribuição dos esforços para C9C2

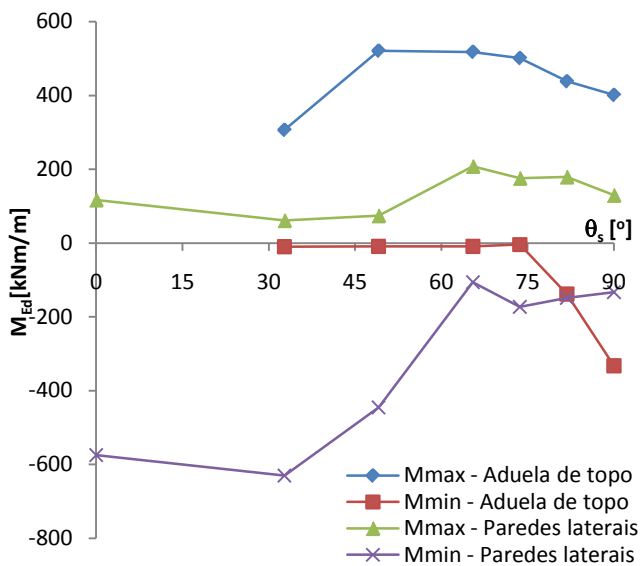


Figura D.1 $M_{Ed} = f(\theta_s)$ para C9C1

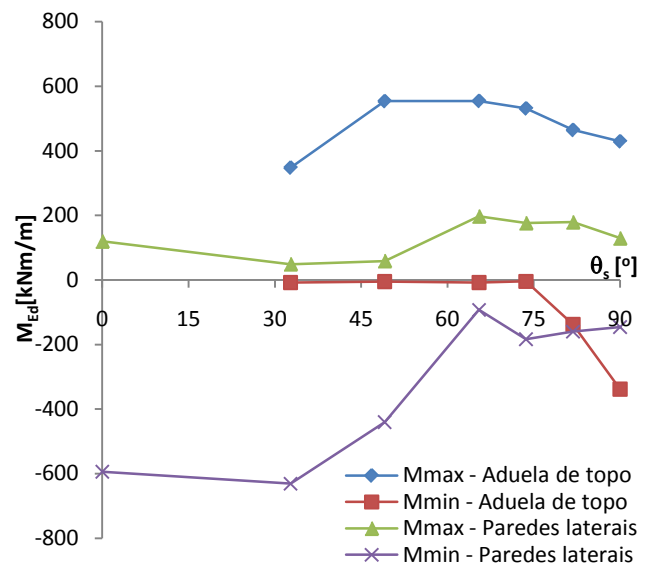


Figura D.2 $M_{Ed} = f(\theta_s)$ para C9C2

Caso de carga	C9C3		
	Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]
θ_s [°]			
0,00	Paredes laterais	119,762	-562,144
32,73	Aduela de topo	309,193	-8,049
	Paredes laterais	37,350	-60,774
49,09	Aduela de topo	503,670	-5,102
	Paredes laterais	56,788	-423,245
65,49	Aduela de topo	510,473	-7,787
	Paredes laterais	182,566	-93,930
73,66	Aduela de topo	488,932	-4,440
	Paredes laterais	176,617	-206,917
81,82	Aduela de topo	424,684	-121,804
	Paredes laterais	179,371	-181,383
90,00	Aduela de topo	389,308	-318,050
	Paredes laterais	129,411	-166,340

Tabela D.31 Distribuição dos esforços

Caso de carga	C9C4		
	Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]
θ_s [°]			
0,00	Paredes laterais	116,884	-564,191
32,73	Aduela de topo	316,674	-5,419
	Paredes laterais	48,305	-599,964
49,09	Aduela de topo	504,599	-6,393
	Paredes laterais	64,545	-439,954
65,49	Aduela de topo	508,519	-11,086
	Paredes laterais	196,332	-102,265
73,66	Aduela de topo	480,866	-4,016
	Paredes laterais	175,763	-173,531
81,82	Aduela de topo	418,840	-128,281
	Paredes laterais	176,894	-154,636
90,00	Aduela de topo	387,758	-322,065
	Paredes laterais	128,383	-134,822

Tabela D.32 Distribuição dos esforços

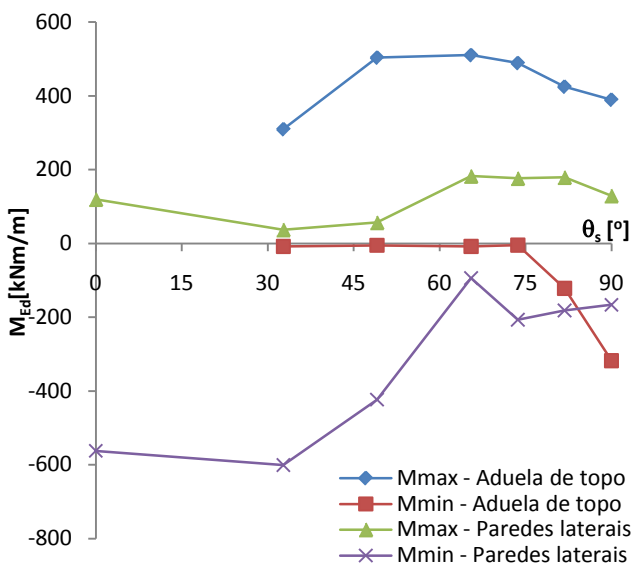


Figura D.3 $M_{Ed} = f(\theta_s)$ para C9C3

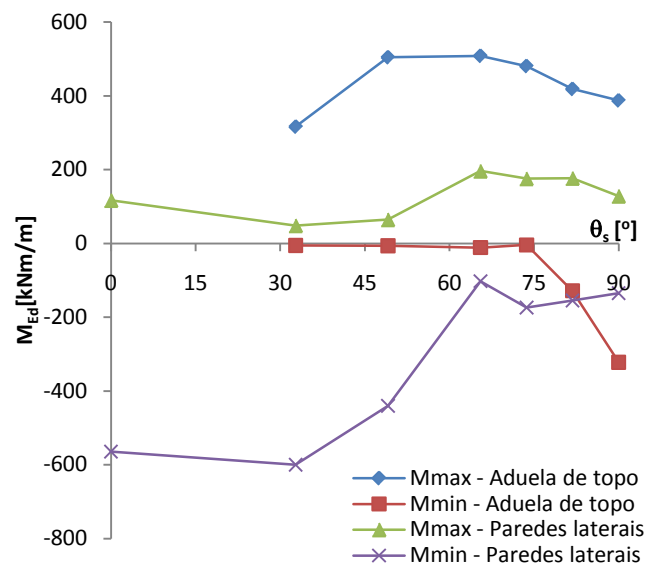


Figura D.4 $M_{Ed} = f(\theta_s)$ para C9C4

Caso de carga	C9C5		
	Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]
θ_s [°]			
0,00	Paredes laterais	117,230	-593,510
32,73	Aduela de topo	328,717	-7,099
	Paredes laterais	68,713	-41,785
49,09	Aduela de topo	544,310	-4,689
	Paredes laterais	81,371	-446,530
65,49	Aduela de topo	539,902	-8,460
	Paredes laterais	211,047	-104,193
73,66	Aduela de topo	518,912	-4,205
	Paredes laterais	176,903	-183,633
81,82	Aduela de topo	454,626	-142,616
	Paredes laterais	178,351	-160,130
90,00	Aduela de topo	418,140	-339,231
	Paredes laterais	128,523	-146,600

Tabela D.33 Distribuição dos esforços

Caso de carga	C9C6		
	Elemento	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]
θ_s [°]			
0,00	Paredes laterais	116,974	-594,909
32,73	Aduela de topo	319,268	-4,912
	Paredes laterais	34,884	-640,809
49,09	Aduela de topo	537,549	-5,064
	Paredes laterais	55,658	-447,380
65,49	Aduela de topo	533,283	-7,881
	Paredes laterais	190,162	-99,842
73,66	Aduela de topo	494,531	-5,325
	Paredes laterais	189,596	-22,887
81,82	Aduela de topo	450,014	-129,727
	Paredes laterais	179,089	-158,908
90,00	Aduela de topo	412,881	-332,562
	Paredes laterais	129,605	-142,229

Tabela D.34 Distribuição dos esforços

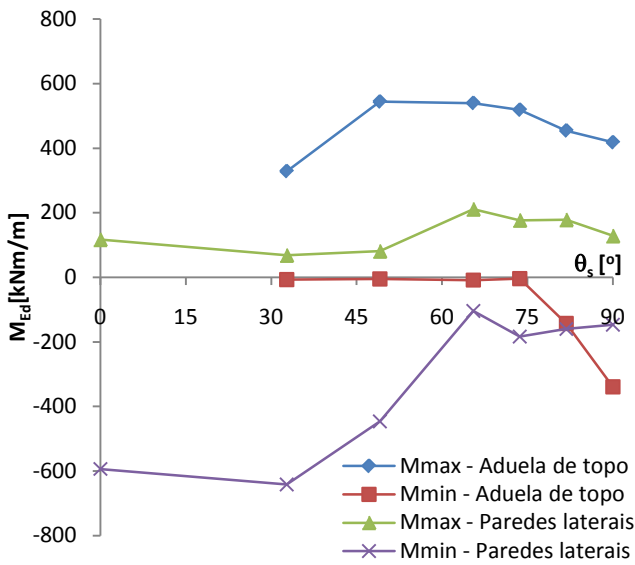


Figura D.5 $M_{Ed} = f(\theta_s)$ para C9C5

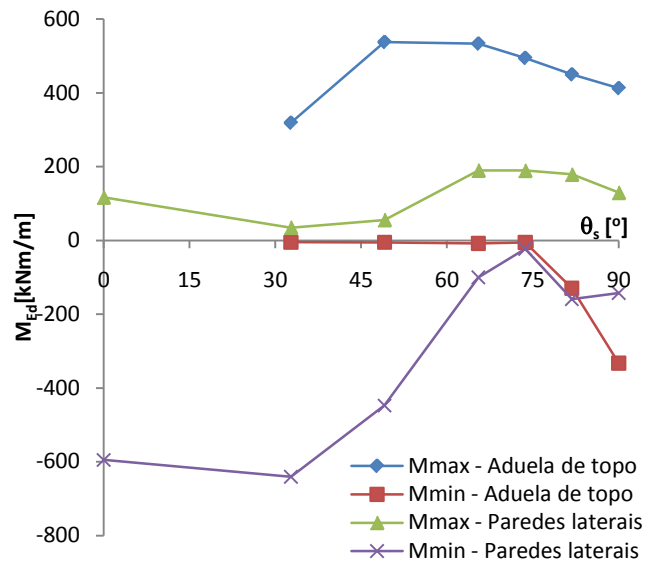


Figura D.6 $M_{Ed} = f(\theta_s)$ para C9C6

**ANEXO E | VARIAÇÃO DOS CASOS DE CARGA COM INFLUÊNCIA DO ESFORÇO
AXIAL**

E.1. ÂNGULO 0,00

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

E.1.1. MODELOS COM DISPOSIÇÃO DAS SAPATAS RESULTANTES DA VARIAÇÃO DAS RÓTULAS SEM A CONSIDERAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

a [m]	b [m]	L [m]
0,94	1,06	2,00

Tabela E.1 Disposição das sapatas

Modelo	Elemento	Caso de carga	M _{1,max} [kNm/m]	N _{1,min} [kN/m]	M _{2,min} [kNm/m]	N _{2,min} [kN/m]
M9I4_1	Paredes laterais	C9C1	116,974	-3042,757	-574,617	-2731,214
M9I4_2	Paredes laterais	C9C2	119,762	-3016,233	-593,659	-2731,544
M9I4_3	Paredes laterais	C9C3	119,762	-3017,742	-562,144	-2719,771
M7I4_1	Paredes laterais	C9C6	116,974	-3082,537	-594,909	-2793,602
M9I4_4	Paredes laterais	C9C4	116,884	-3010,265	-564,191	-2701,463
M9I4_5	Paredes laterais	C9C5	117,230	-3070,096	-593,510	-2768,481

Tabela E.2 Esforços

Modelo	μ _{Mmax}	v _{Mmax}	v _{c,Mmax}	β _{Mmax}	μ _{Mmin}	v _{Mmin}	v _{c,Mmin}	β _{Mmin}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M9I4_1	0,031	0,326	-0,524	1,000	0,154	0,293	-0,557	1,000	-0,167	0,171
M9I4_2	0,032	0,323	-0,527	1,000	0,159	0,293	-0,557	1,000	-0,164	0,185
M9I4_3	0,032	0,323	-0,527	1,000	0,151	0,291	-0,559	1,000	-0,164	0,163
M7I4_1	0,031	0,330	-0,520	1,000	0,159	0,299	-0,551	1,000	-0,168	0,183
M9I4_4	0,031	0,323	-0,527	1,000	0,151	0,289	-0,561	1,000	-0,166	0,165
M9I4_5	0,031	0,329	-0,521	1,000	0,159	0,297	-0,553	1,000	-0,168	0,183

Tabela E.3 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Elemento	Casos de carga	ω _{Crítico}	A _{s,calc} [cm ² /m]	A _{s,ef} [cm ² /m]			A _{s,total} [cm ² /m]	Peso [kg]	ξ _{sc} [kg aço/m ³ betão]	
				φl [mm]	s [cm]	Total		Fibra		
Paredes laterais	C9C2	0,185	49,591	16	12	12,5	25,133	50,265	1026,917	98,720

Tabela E.4 Taxas de armadura, armaduras e pesos correspondentes aos esforços críticos

E.1.2. MODELOS COM DISPOSIÇÃO DAS SAPATAS RESULTANTES DA VARIAÇÃO DAS RÓTULAS COM A CONSIDERAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

a [m]	b [m]	L [m]
1,15	0,85	2,00

Tabela E.5 Disposição das sapatas

Elemento	Carregamento desfavorável
Paredes laterais	C9C2
	C9C5

Tabela E.6 Carregamentos desfavoráveis

Modelo	Elemento	Caso de carga	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	μ	ν	ν_c	β	ω
M9I4_6	Paredes laterais	C9C2	-575,098	-3042,821	0,154	0,326	-0,524	1,000	0,160
	Paredes laterais	C9C2	-536,216	-2623,836	0,144	0,281	-0,569	1,000	0,148
M9I5_7	Paredes laterais	C9C5	-598,171	-3066,669	0,160	0,329	-0,521	1,000	0,176
	Paredes laterais	C9C5	-548,056	-2692,691	0,147	0,289	-0,561	1,000	0,154

Tabela E.7 Esforços críticos e correspondentes esforços reduzidos e taxas de armadura

Elemento	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	$A_{s,ef}$ [cm ² /m]			$A_{s,total}$ [cm ² /m]	Peso [kg]	ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	
		ϕ [mm]	s [cm]	Total				
Paredes laterais	47,223	20	12	17,5	24,415	48,829	998,028	95,943

Tabela E.8 Armaduras e pesos correspondentes aos esforços críticos

E.2. ÂNGULO 32,73

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

E.2.1. MODELOS COM DISPOSIÇÃO DAS SAPATAS RESULTANTES DA VARIAÇÃO DAS RÓTULAS SEM A CONSIDERAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

a [m]	b [m]	L [m]
0,94	1,06	2,00

Tabela E.9 Disposição das sapatas

Modelo	Elemento	Caso de carga	M _{1,max} [kNm/m]	N _{1,min} [kN/m]	M _{2,min} [kNm/m]	N _{2,min} [kN/m]
M9I2_1	Aduela de topo	C9C1	306,890	-1714,450	-9,946	-1949,940
	Paredes laterais		61,354	-3045,785	-630,331	-2725,963
M9I2_2	Aduela de topo	C9C2	347,868	-1692,036	-8,049	-1936,975
	Paredes laterais		49,063	-3007,881	-631,032	-2723,712
M9I2_3	Aduela de topo	C9C3	309,193	-1729,747	-8,049	-1950,725
	Paredes laterais		37,350	-3010,791	-600,774	-2715,284
M7I2_1	Aduela de topo	C9C6	319,268	-1755,068	-4,912	-1987,656
	Paredes laterais		34,884	-3084,913	-640,809	-2786,415
M9I2_4	Aduela de topo	C9C4	316,674	-1702,964	-5,419	-1936,976
	Paredes laterais		48,305	-2993,793	-599,964	-2671,356
M9I2_5	Aduela de topo	C9C5	328,717	-1726,390	-7,099	-1959,994
	Paredes laterais		68,713	-3073,111	-641,785	-2760,528

Tabela E.10 Esforços

Modelo	μ _{Mmax}	V _{Mmax}	V _{c,Mmax}	β _{Mmax}	μ _{Mmin}	V _{Mmin}	V _{c,Mmin}	β _{Mmin}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M9I2_1	0,082	0,184	-0,666	1,000	0,003	0,209	-0,641	1,000	0,040	-0,189
	0,016	0,326	-0,524	1,000	0,169	0,292	-0,558	1,000	-0,207	0,211
M9I2_2	0,093	0,181	-0,669	1,000	0,002	0,208	-0,642	1,000	0,071	-0,190
	0,013	0,322	-0,528	1,000	0,169	0,292	-0,558	1,000	-0,214	0,212
M9I2_3	0,083	0,185	-0,665	1,000	0,002	0,209	-0,641	1,000	0,040	-0,191
	0,010	0,323	-0,527	1,000	0,161	0,291	-0,559	1,000	-0,223	0,191
M7I2_1	0,086	0,188	-0,662	1,000	0,001	0,213	-0,637	1,000	0,045	-0,195
	0,009	0,331	-0,519	1,000	0,172	0,299	-0,551	1,000	-0,227	0,216
M9I2_4	0,085	0,182	-0,668	1,000	0,001	0,208	-0,642	1,000	0,048	-0,192
	0,013	0,321	-0,529	1,000	0,161	0,286	-0,564	1,000	-0,214	0,192
M9I2_5	0,088	0,185	-0,665	1,000	0,002	0,210	-0,640	1,000	0,054	-0,192
	0,018	0,329	-0,521	1,000	0,172	0,296	-0,554	1,000	-0,202	0,218

Tabela E.11 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Elemento	Caso de carga	$\omega_{\text{Crítico}}$	$A_{s,\text{calc}}$ [cm ² /m]	$A_{s,\text{ef}}$ [cm ² /m]			$A_{s,\text{total}}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
				ϕ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total	
Aduela de topo	C9C2	0,071	18,964	16	20,0	10,053	20,106	121,827	1025,600	98,594
Paredes laterais	C9C5	0,218	58,495	20	10,0	31,416	62,832	903,773		

Tabela E.12 Taxas de armadura, armaduras e pesos correspondentes aos esforços críticos

E.2.2. MODELOS COM DISPOSIÇÃO DAS SAPATAS RESULTANTES DA VARIAÇÃO DAS RÓTULAS COM A CONSIDERAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

a [m]	b [m]	L [m]
1,15	0,85	2,00

Tabela E.13 Disposição das sapatas

Elemento	Carregamento desfavorável
Aduela de topo	C9C2
Paredes laterais	C9C5

Tabela E.14 Carregamentos desfavoráveis

Modelo	Elemento	Caso de carga	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	μ	ν	ν_c	β	ω
M912_6	Aduela de topo	C9C2	336,348	-2777,241	0,090	0,298	-0,552	1,000	-0,001
M912_7	Paredes laterais	C9C5	540,123	-3064,456	0,145	0,328	-0,522	1,000	0,135
	Paredes laterais	C9C5	-567,859	-2741,064	0,152	0,294	-0,556	1,000	0,166

Tabela E.15 Esforços críticos e correspondentes esforços reduzidos e taxas de armadura

Elemento	$A_{s,\text{calc}}$ [cm ² /m]	$A_{s,\text{ef}}$ [cm ² /m]				$A_{s,\text{total}}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
		$A_{s,\text{min}}$	ϕ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total	
Aduela de topo	0,000	$A_{s,\text{min}}$	12	20,0	5,655	11,310	68,470	770,580	74,078
Paredes laterais	44,540	20	12	17,5	24,415	48,829	702,110		

Tabela E.16 Armaduras e pesos correspondentes aos esforços críticos

E.3. ÂNGULO 49,09

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

E.3.1. MODELOS COM DISPOSIÇÃO DAS SAPATAS RESULTANTES DA VARIAÇÃO DAS RÓTULAS SEM A CONSIDERAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

a [m]	b [m]	L [m]
0,94	1,06	2,00

Tabela E.17 Disposição das sapatas

Modelo	Elemento	Caso de carga	M _{1,max} [kNm/m]	N _{1,min} [kN/m]	M _{2,min} [kNm/m]	N _{2,min} [kN/m]
M9I3_1	Aduela de topo	C9C1	521,287	-1691,725	-8,664	-2198,448
	Paredes laterais		74,254	-3049,534	-445,277	-2728,109
M9I3_2	Aduela de topo	C9C2	553,914	-1669,009	-5,102	-2195,704
	Paredes laterais		58,949	-3017,369	-439,954	-2727,564
M9I3_3	Aduela de topo	C9C3	503,670	-1709,424	-5,102	-2198,203
	Paredes laterais		56,788	-3020,850	-423,245	-2721,912
M7I3_1	Aduela de topo	C9C6	537,549	-1732,169	-5,064	-2248,136
	Paredes laterais		55,658	-3086,618	-447,380	-2786,170
M9I3_4	Aduela de topo	C9C4	504,599	-1683,571	-6,393	-2172,569
	Paredes laterais		64,545	-3016,177	429,516	-2698,190
M9I3_5	Aduela de topo	C9C5	544,310	-1702,609	-4,689	-2229,076
	Paredes laterais		81,371	-3073,122	-446,530	-2759,032

Tabela E.18 Esforços

Modelo	μ _{Mmax}	V _{Mmax}	v _{c,Mmax}	β _{Mmax}	μ _{Mmin}	V _{Mmin}	v _{c,Mmin}	β _{Mmin}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M9I3_1	0,140	0,181	-0,669	1,000	0,002	0,236	-0,614	1,000	0,195	-0,206
	0,020	0,327	-0,523	1,000	0,119	0,292	-0,558	1,000	-0,198	0,079
M9I3_2	0,148	0,179	-0,671	1,000	0,001	0,235	-0,615	1,000	0,220	-0,208
	0,016	0,323	-0,527	1,000	0,118	0,292	-0,558	1,000	-0,208	0,075
M9I3_3	0,135	0,183	-0,667	1,000	0,001	0,236	-0,614	1,000	0,181	-0,209
	0,015	0,324	-0,526	1,000	0,113	0,292	-0,558	1,000	-0,209	0,063
M7I3_1	0,144	0,186	-0,664	1,000	0,001	0,241	-0,609	1,000	0,203	-0,212
	0,015	0,331	-0,519	1,000	0,120	0,299	-0,551	1,000	-0,212	0,078
M9I3_4	0,135	0,180	-0,670	1,000	0,002	0,233	-0,617	1,000	0,183	-0,206
	0,017	0,323	-0,527	1,000	0,115	0,289	-0,561	1,000	-0,204	0,069
M9I3_5	0,146	0,182	-0,668	1,000	0,001	0,239	-0,611	1,000	0,210	-0,211
	0,022	0,329	-0,521	1,000	0,120	0,296	-0,554	1,000	-0,193	0,079

Tabela E.19 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Elemento	Caso de carga	$\omega_{\text{Crítico}}$	$A_{s,\text{calc}}$ [cm ² /m]	$A_{s,\text{ef}}$ [cm ² /m]			$A_{s,\text{total}}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
				ϕ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total	
Aduela de topo	C9C2	0,220	58,932	20	10,0	31,416	62,832	571,341	832,089	79,991
Paredes laterais	C9C5	0,079	21,189	16	17,5	11,489	22,979	260,749		

Tabela E.20 Taxas de armadura, armaduras e pesos correspondentes aos esforços críticos

E.3.2. MODELOS COM DISPOSIÇÃO DAS SAPATAS RESULTANTES DA VARIAÇÃO DAS RÓTULAS COM A CONSIDERAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

a [m]	b [m]	L [m]
1,11	0,89	2,00

Tabela E.21 Disposição das sapatas

Elemento	Carregamento desfavorável
Aduela de topo	C9C2
Paredes laterais	C9C5

Tabela E.22 Carregamentos desfavoráveis

Modelo	Elemento	Caso de carga	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	μ	ν	ν_c	β	ω
M9I3_6	Aduela de topo	C9C2	520,254	-1711,161	0,139	0,183	-0,667	1,000	0,192
M9I3_7	Paredes laterais	C9C5	474,487	-3078,686	0,127	0,330	-0,520	1,000	0,087
	Paredes laterais	C9C5	-392,034	-2778,693	0,105	0,298	-0,552	1,000	0,039

Tabela E.23 Esforços críticos e correspondentes esforços reduzidos e taxas de armadura

Elemento	$A_{s,\text{calc}}$ [cm ² /m]	$A_{s,\text{ef}}$ [cm ² /m]			$A_{s,\text{total}}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
		ϕ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total	
Aduela de topo	51,613	16	7,5	26,808	53,617	487,297	777,642	74,757
Paredes laterais	23,420	12	10	15,0	12,776	290,344		

Tabela E.24 Armaduras e pesos correspondentes aos esforços críticos

E.4. ÂNGULO 65,49

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

E.4.1. MODELOS COM DISPOSIÇÃO DAS SAPATAS RESULTANTES DA VARIAÇÃO DAS RÓTULAS SEM A CONSIDERAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

a [m]	b [m]	L [m]
0,94	1,06	2,00

Tabela E.25 Disposição das sapatas

Modelo	Elemento	Caso de carga	$M_{1,max}$ [kNm/m]	$N_{1,min}$ [kN/m]	$M_{2,min}$ [kNm/m]	$N_{2,min}$ [kN/m]
M918_1	Aduela de topo	C9C1	518,199	-1712,565	-8,844	-2532,218
	Paredes laterais		207,948	-2989,089	-106,270	-2850,090
M918_2	Aduela de topo	C9C2	554,653	-1696,162	-7,787	-2544,808
	Paredes laterais		197,651	-2956,197	-92,642	-2726,451
M918_3	Aduela de topo	C9C3	510,473	-1732,325	-7,787	-2538,301
	Paredes laterais		182,566	-2960,714	-93,930	-2837,571
M718_2	Aduela de topo	C9C6	533,283	-1753,102	-7,881	-2596,134
	Paredes laterais		190,162	-3069,317	-99,842	-2899,139
M918_4	Aduela de topo	C9C4	508,519	-1703,424	-11,086	-2499,756
	Paredes laterais		196,332	-2951,323	-102,265	-2811,998
M918_5	Aduela de topo	C9C5	539,902	-1727,124	-8,460	-2579,462
	Paredes laterais		211,047	-3012,134	-104,193	-2977,428

Tabela E.26 Esforços

Modelo	μ_{Mmax}	V_{Mmax}	$V_{c,Mmax}$	β_{Mmax}	μ_{Mmin}	V_{Mmin}	$V_{c,Mmin}$	β_{Mmin}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
M918_1	0,139	0,183	-0,667	1,000	0,002	0,271	-0,579	1,000	0,191	-0,224
	0,056	0,320	-0,530	1,000	0,028	0,305	-0,545	1,000	-0,100	-0,168
M918_2	0,149	0,182	-0,668	1,000	0,002	0,273	-0,577	1,000	0,218	-0,225
	0,053	0,317	-0,533	1,000	0,025	0,292	-0,558	1,000	-0,107	-0,173
M918_3	0,137	0,186	-0,664	1,000	0,002	0,272	-0,578	1,000	0,184	-0,225
	0,049	0,317	-0,533	1,000	0,025	0,304	-0,546	1,000	-0,117	-0,176
M718_2	0,143	0,188	-0,662	1,000	0,002	0,278	-0,572	1,000	0,198	-0,228
	0,051	0,329	-0,521	1,000	0,027	0,311	-0,539	1,000	-0,116	-0,174
M918_4	0,136	0,183	-0,667	1,000	0,003	0,268	-0,582	1,000	0,185	-0,221
	0,053	0,316	-0,534	1,000	0,027	0,301	-0,549	1,000	-0,107	-0,169
M918_5	0,145	0,185	-0,665	1,000	0,002	0,276	-0,574	1,000	0,205	-0,226
	0,057	0,323	-0,527	1,000	0,028	0,319	-0,531	1,000	-0,099	-0,174

Tabela E.27 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Elemento	Caso de carga	$\omega_{\text{Crítico}}$	$A_{s,\text{calc}}$ [cm ² /m]	$A_{s,\text{ef}}$ [cm ² /m]			$A_{s,\text{total}}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
				ϕ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total	
Aduela de topo	C9C2	0,218	58,513	20	10,0	31,416	62,832	762,232	856,147	82,303
Paredes laterais	C9C5	-0,099	0,000	$A_{s,\text{min}}$	12	20,0	5,655	11,310		

Tabela E.28 Taxas de armadura, armaduras e pesos correspondentes aos esforços críticos

E.4.2. MODELOS COM DISPOSIÇÃO DAS SAPATAS RESULTANTES DA VARIAÇÃO DAS RÓTULAS COM A CONSIDERAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

a [m]	b [m]	L [m]
1,00	1,00	2,00

Tabela E.29 Disposição das sapatas

Elemento	Carregamento desfavorável
Aduela de topo	C9C2
Paredes laterais	C9C5

Tabela E.30 Carregamentos desfavoráveis

Modelo	Elemento	Caso de carga	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	μ	ν	ν_c	β	ω
M918_6	Aduela de topo	C9C2	527,203	-1709,956	0,141	0,183	-0,667	1,000	0,197
M918_7	Paredes laterais	C9C5	302,851	-3062,410	0,081	0,328	-0,522	1,000	-0,035

Tabela E.31 Esforços críticos e correspondentes esforços reduzidos e taxas de armadura

Elemento	$A_{s,\text{calc}}$ [cm ² /m]	$A_{s,\text{ef}}$ [cm ² /m]			$A_{s,\text{total}}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
		ϕ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total	
Aduela de topo	52,970	16	7,5	26,808	53,617	650,109	744,024	71,525
Paredes laterais	0,000	$A_{s,\text{min}}$	12	20,0	5,655	11,310		

Tabela E.32 Armaduras e pesos correspondentes aos esforços críticos

E.5. ÂNGULO 73,66

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

E.5.1. MODELOS COM DISPOSIÇÃO DAS SAPATAS RESULTANTES DA VARIAÇÃO DAS RÓTULAS SEM A CONSIDERAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

a [m]	b [m]	L [m]
0,88	1,12	2,00

Tabela E.33 Disposição das sapatas

Modelo	Elemento	Caso de carga	$M_{1,max}$ [kNm/m]	$N_{1,min}$ [kN/m]	$M_{2,min}$ [kNm/m]	$N_{2,min}$ [kN/m]
M9I5_1	Aduela de topo	C10C1	501,319	-1725,859	-4,058	-2669,176
	Paredes laterais		175,601	-2963,754	-172,866	-2963,754
M9I5_2	Aduela de topo	C10C2	531,400	-1678,290	-4,440	-2659,465
	Paredes laterais		176,617	-2931,886	-183,276	-2931,886
M9I5_3	Aduela de topo	C10C3	488,932	-1714,580	-4,440	-2654,309
	Paredes laterais		176,617	-2927,429	-206,917	-2927,429
M7I5_7	Aduela de topo	C10C6	494,531	-1759,621	-5,325	-2748,188
	Paredes laterais		189,596	-3030,188	-22,887	-3030,188
M9I5_4	Aduela de topo	C10C4	480,866	-1689,894	-4,016	-2640,626
	Paredes laterais		175,763	-2935,087	-173,531	-2935,087
M9I5_5	Aduela de topo	C10C5	518,912	-1714,849	-4,205	-2705,560
	Paredes laterais		176,903	-2989,763	-183,633	-2989,763

Tabela E.34 Esforços

Modelo	μ_{Mmax}	V_{Mmax}	$V_{c,Mmax}$	β_{Mmax}	μ_{Mmin}	V_{Mmin}	$V_{c,Mmin}$	β_{Mmin}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
M9I5_1	0,134	0,185	-0,665	1,000	0,001	0,286	-0,564	1,000	0,178	-0,234
	0,047	0,318	-0,532	1,000	0,046	0,318	-0,532	1,000	-0,123	-0,125
M9I5_2	0,142	0,180	-0,670	1,000	0,001	0,285	-0,565	1,000	0,203	-0,233
	0,047	0,314	-0,536	1,000	0,049	0,314	-0,536	1,000	-0,121	-0,116
M9I5_3	0,131	0,184	-0,666	1,000	0,001	0,284	-0,566	1,000	0,170	-0,233
	0,047	0,314	-0,536	1,000	0,055	0,314	-0,536	1,000	-0,121	-0,099
M7I5_7	0,132	0,189	-0,661	1,000	0,001	0,294	-0,556	1,000	0,170	-0,236
	0,051	0,325	-0,525	1,000	0,006	0,325	-0,525	1,000	-0,115	-0,234
M9I5_4	0,129	0,181	-0,669	1,000	0,001	0,283	-0,567	1,000	0,166	-0,232
	0,047	0,314	-0,536	1,000	0,046	0,314	-0,536	1,000	-0,121	-0,123
M9I5_5	0,139	0,184	-0,666	1,000	0,001	0,290	-0,560	1,000	0,191	-0,235
	0,047	0,320	-0,530	1,000	0,049	0,320	-0,530	1,000	-0,122	-0,118

Tabela E.35 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Elemento	Caso de carga	$\omega_{\text{Crítico}}$	$A_{s,\text{calc}}$ [cm ² /m]	$A_{s,\text{ef}}$ [cm ² /m]			$A_{s,\text{total}}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
				ϕ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total	
Aduela de topo	C9C2	0,203	54,424	20	12	15,0	28,484	56,968	777,059	82,085
Paredes laterais	C9C3	-0,099	0,000	$A_{s,\text{min}}$	12	20,0	5,655	11,310	76,816	

Tabela E.36 Taxas de armadura, armaduras e pesos correspondentes aos esforços críticos

E.5.2. MODELOS COM DISPOSIÇÃO DAS SAPATAS RESULTANTES DA VARIAÇÃO DAS RÓTULAS COM A CONSIDERAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

a [m]	b [m]	L [m]
1,00	1,00	2,00

Tabela E.37 Disposição das sapatas

Elemento	Carregamento desfavorável
Aduela de topo	C9C2
Paredes laterais	C9C3

Tabela E.38 Carregamentos desfavoráveis

Modelo	Elemento	Caso de carga	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	μ	ν	ν_c	β	ω
M9I5_6	Aduela de topo	C9C2	456,422	-1728,574	0,122	0,185	-0,665	1,000	0,145
M9I5_7	Paredes laterais	C9C3	346,159	-2998,316	0,093	0,321	-0,529	1,000	-0,002

Tabela E.39 Esforços críticos e correspondentes esforços reduzidos e taxas de armadura

Elemento	$A_{s,\text{calc}}$ [cm ² /m]	$A_{s,\text{ef}}$ [cm ² /m]			$A_{s,\text{total}}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
		ϕ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total	
Aduela de topo	39,025	20	15,0	20,944	41,888	571,571	648,387	62,331
Paredes laterais	0,000	$A_{s,\text{min}}$	12	20,0	5,655	11,310		

Tabela E.40 Armaduras e pesos correspondentes aos esforços críticos

E.6. ÂNGULO 81,82

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

E.6.1. MODELOS COM DISPOSIÇÃO DAS SAPATAS RESULTANTES DA VARIAÇÃO DAS RÓTULAS SEM A CONSIDERAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

a [m]	b [m]	L [m]
0,80	1,20	2,00

Tabela E.41 Disposição das sapatas

Modelo	Elemento	Caso de carga	$M_{1,max}$ [kNm/m]	$N_{1,min}$ [kN/m]	$M_{2,min}$ [kNm/m]	$N_{2,min}$ [kN/m]
M9I7_1	Aduela de topo	C9C1	438,489	-1734,071	-138,199	-2663,325
	Paredes laterais		179,089	-2949,884	-148,552	-2949,884
M9I7_2	Aduela de topo	C9C2	464,624	-1691,699	-137,713	-2675,049
	Paredes laterais		179,371	-2928,170	-160,049	-2928,170
M9I7_3	Aduela de topo	C9C3	424,684	-1726,876	-121,804	-2667,782
	Paredes laterais		179,371	-2927,464	-181,383	-2927,464
M7I7_6	Aduela de topo	C9C6	450,014	-1749,343	-129,727	-2578,193
	Paredes laterais		179,089	-2986,397	-158,908	-2986,397
M9I7_4	Aduela de topo	C9C4	418,840	-1698,275	-128,281	-2488,150
	Paredes laterais		176,894	-2920,295	-154,636	-2920,295
M9I7_5	Aduela de topo	C9C5	454,626	-1722,057	-142,616	-2698,994
	Paredes laterais		178,351	-2976,965	-160,130	-2976,965

Tabela E.42 Esforços

Modelo	μ_{Mmax}	V_{Mmax}	$V_{c,Mmax}$	β_{Mmax}	μ_{Mmin}	V_{Mmin}	$V_{c,Mmin}$	β_{Mmin}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
M9I7_1	0,117	0,186	-0,664	1,000	0,037	0,285	-0,565	1,000	0,132	-0,138
	0,048	0,316	-0,534	1,000	0,040	0,316	-0,534	1,000	-0,120	-0,141
M9I7_2	0,124	0,181	-0,669	1,000	0,037	0,287	-0,563	1,000	0,154	-0,138
	0,048	0,314	-0,536	1,000	0,043	0,314	-0,536	1,000	-0,119	-0,132
M9I7_3	0,114	0,185	-0,665	1,000	0,033	0,286	-0,564	1,000	0,123	-0,150
	0,048	0,314	-0,536	1,000	0,049	0,314	-0,536	1,000	-0,119	-0,117
M7I7_6	0,121	0,187	-0,663	1,000	0,035	0,276	-0,574	1,000	0,139	-0,140
	0,048	0,320	-0,530	1,000	0,043	0,320	-0,530	1,000	-0,121	-0,135
M9I7_4	0,112	0,182	-0,668	1,000	0,034	0,267	-0,583	1,000	0,121	-0,136
	0,047	0,313	-0,537	1,000	0,041	0,313	-0,537	1,000	-0,120	-0,136
M9I7_5	0,122	0,185	-0,665	1,000	0,038	0,289	-0,561	1,000	0,145	-0,136
	0,048	0,319	-0,531	1,000	0,043	0,319	-0,531	1,000	-0,121	-0,134

Tabela E.43 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Elemento	Caso de carga	$\omega_{\text{Crítico}}$	$A_{s,\text{calc}}$ [cm ² /m]	$A_{s,\text{ef}}$ [cm ² /m]			$A_{s,\text{total}}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
				ϕ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total	
Aduela de topo	C10C2	0,154	41,349	20	15,0	20,944	41,888	634,915	694,651	66,778
Paredes laterais	C10C3	-0,117	0,000	$A_{s,\text{min}}$	12	20,0	5,655	11,310		

Tabela E.44 Taxas de armadura, armaduras e pesos correspondentes aos esforços críticos

E.6.2. MODELOS COM DISPOSIÇÃO DAS SAPATAS RESULTANTES DA VARIAÇÃO DAS RÓTULAS COM A CONSIDERAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

a [m]	b [m]	L [m]
1,00	1,00	2,00

Tabela E.45 Disposição das sapatas

Elemento	Carregamento desfavorável
Aduela de topo	C9C2
Paredes laterais	C9C3

Tabela E.46 Carregamentos desfavoráveis

Modelo	Elemento	Caso de carga	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	μ	ν	ν_c	β	ω
M9I7_6	Aduela de topo	C9C2	402,348	-1737,222	0,108	0,186	-0,664	1,000	0,106
M9I7_7	Paredes laterais	C9C3	360,817	-2996,181	0,097	0,321	-0,529	1,000	0,009

Tabela E.47 Esforços críticos e correspondentes esforços reduzidos e taxas de armadura

Elemento	$A_{s,\text{calc}}$ [cm ² /m]	$A_{s,\text{ef}}$ [cm ² /m]			$A_{s,\text{total}}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]
		ϕ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total	
Aduela de topo	28,486	20	20,0	15,708	31,416	476,186	535,922	51,519
Paredes laterais	2,326	$A_{s,\text{min}}$	12	20,0	5,655	11,310		

Tabela E.48 Armaduras e pesos correspondentes aos esforços críticos

E.7. ÂNGULO 90,00

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A.

E.7.1. MODELOS COM DISPOSIÇÃO DAS SAPATAS RESULTANTES DA VARIAÇÃO DAS RÓTULAS SEM A CONSIDERAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

a [m]	b [m]	L [m]
0,80	1,20	2,00

Tabela E.49 Disposição das sapatas

Modelo	Elemento	Caso de carga	M _{1,max} [kNm/m]	N _{1,min} [kN/m]	M _{2,min} [kNm/m]	N _{2,min} [kN/m]
M9I6_1	Aduela de topo	C9C1	401,501	-1727,462	-332,367	-2677,521
	Paredes laterais		129,605	-2968,231	-132,934	-2968,231
M9I6_2	Aduela de topo	C9C2	429,405	-1682,747	-338,406	-2683,903
	Paredes laterais		129,411	-2940,896	-146,017	-2940,896
M9I6_3	Aduela de topo	C9C3	389,308	-1719,783	-318,050	-2678,030
	Paredes laterais		129,411	-2942,928	-166,340	-2942,928
M7I6_6	Aduela de topo	C9C6	412,881	-1742,617	-332,562	-2738,359
	Paredes laterais		129,605	-3003,836	-142,229	-3003,836
M9I6_4	Aduela de topo	C9C4	387,758	-1691,866	322,065	-2642,930
	Paredes laterais		128,383	-2932,579	-134,822	-2932,579
M9I6_5	Aduela de topo	C9C5	418,140	-1714,211	-339,231	-2709,140
	Paredes laterais		128,523	-2993,051	-146,600	-2993,051

Tabela E.50 Esforços

Modelo	μ _{Mmax}	V _{Mmax}	v _{c,Mmax}	β _{Mmax}	μ _{Mmin}	V _{Mmin}	v _{c,Mmin}	β _{Mmin}	ω _{Mmax}	ω _{Mmin}
M9I6_1	0,108	0,185	-0,665	1,000	0,089	0,287	-0,563	1,000	0,106	0,000
	0,035	0,318	-0,532	1,000	0,036	0,318	-0,532	1,000	-0,156	-0,153
M9I6_2	0,115	0,180	-0,670	1,000	0,091	0,288	-0,562	1,000	0,130	0,005
	0,035	0,315	-0,535	1,000	0,039	0,315	-0,535	1,000	-0,155	-0,143
M9I6_3	0,104	0,184	-0,666	1,000	0,085	0,287	-0,563	1,000	0,098	-0,010
	0,035	0,315	-0,535	1,000	0,045	0,315	-0,535	1,000	-0,155	-0,128
M7I6_6	0,111	0,187	-0,663	1,000	0,089	0,293	-0,557	1,000	0,113	-0,002
	0,035	0,322	-0,528	1,000	0,038	0,322	-0,528	1,000	-0,157	-0,148
M9I6_4	0,104	0,181	-0,669	1,000	0,086	0,283	-0,567	1,000	0,099	-0,005
	0,034	0,314	-0,536	1,000	0,036	0,314	-0,536	1,000	-0,155	-0,151
M9I6_5	0,112	0,184	-0,666	1,000	0,091	0,290	-0,560	1,000	0,119	0,004
	0,034	0,321	-0,529	1,000	0,039	0,321	-0,529	1,000	-0,157	-0,144

Tabela E.51 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Elemento	Caso de carga	$\omega_{\text{Crítico}}$	$A_{s,\text{calc}}$ [cm ² /m]	$A_{s,\text{ef}}$ [cm ² /m]			$A_{s,\text{total}}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	
				ϕ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total		
Aduela de topo	C9C2	0,130	34,783	20	12	22,5	18,989	37,978	632,970	675,594	64,946
Paredes laterais	C9C3	-0,128	0,000	$A_{s,\text{min}}$	12	20,0	5,655	11,310	42,624		

Tabela E.52 Taxas de armadura, armaduras e pesos correspondentes aos esforços críticos

E.7.2. MODELOS COM DISPOSIÇÃO DAS SAPATAS RESULTANTES DA VARIAÇÃO DAS RÓTULAS COM A CONSIDERAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ESFORÇO AXIAL

a [m]	b [m]	L [m]
1,00	1,00	2,00

Tabela E.53 Disposição das sapatas

Elemento	Carregamento desfavorável
Aduela de topo	C9C2
Paredes laterais	C9C3

Tabela E.54 Carregamentos desfavoráveis

Modelo	Elemento	Caso de carga	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	μ	ν	ν_c	β	ω
M9I6_6	Aduela de topo	C9C2	375,341	-1722,137	0,101	0,185	-0,665	1,000	0,088
M9I6_7	Paredes laterais	C9C3	256,752	-3013,124	0,069	0,323	-0,527	1,000	-0,066

Tabela E.55 Esforços críticos e correspondentes esforços reduzidos e taxas de armadura

Elemento	$A_{s,\text{calc}}$ [cm ² /m]	$A_{s,\text{ef}}$ [cm ² /m]			$A_{s,\text{total}}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	
		ϕ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total		
Aduela de topo	23,615	12	10	15,0	12,776	25,552	426,378	469,002	45,086
Paredes laterais	0,000	$A_{s,\text{min}}$	12	20,0	5,655	11,310	42,624		

Tabela E.56 Armaduras e pesos correspondentes aos esforços críticos

**ANEXO F | VARIAÇÃO DA ESPESSURA DAS CAMADAS DE ATERRO DE
COMPACTAÇÃO**

F.1. ÂNGULOS DE VARIAÇÃO DOS SECCIONAMENTOS TRANSVERSAIS

A geometria das sapatas, a altura do aterro, o comprimento dos elementos da estrutura e a localização e definição das rótulas são similares aos modelos com variação das rótulas sem influência do esforço axial e encontram-se apresentados no ANEXO A. A disposição das sapatas provém dos modelos com disposição das sapatas resultantes da variação das rótulas com a consideração da influência do esforço axial apresentado no ANEXO E.

Modelo	Elemento	n_{at}	h_{at} [m]	$M_{1,max}$ [kNm/m]	$N_{1,min}$ [kN/m]	$M_{2,min}$ [kNm/m]	$N_{2,min}$ [kN/m]
M7I3_3	Aduela de topo	1	19,15	499,640	-1776,857	0,000	-2298,603
	Paredes laterais			447,396	-3110,933	-392,962	-2814,638
M10I2_1	Aduela de topo	2	9,60	372,348	-1728,652	-135,007	-1728,652
	Paredes laterais			383,921	-2902,666	-353,333	-2686,483
M10I2_2	Aduela de topo	3	6,40	439,993	-1702,898	0,000	-2218,813
	Paredes laterais			391,110	-2907,045	-347,094	-2668,720
M10I2_3	Aduela de topo	4	4,80	403,098	-1689,857	-113,551	-1689,857
	Paredes laterais			378,754	-2870,485	-345,589	-2645,947
M10I2_4	Aduela de topo	5	3,80	413,336	-1680,335	-45,275	-1680,335
	Paredes laterais			378,734	-2871,142	-347,396	-2643,419
M10I2_5	Aduela de topo	10	1,90	417,728	-1665,842	-99,969	-1665,842
	Paredes laterais			371,076	-2852,598	-338,578	-2624,711
M10I2_6	Aduela de topo	20	0,95	417,129	-1660,616	-127,476	-1660,616
	Paredes laterais			364,099	-2839,803	-334,810	-2617,196

Tabela F.1 Esforços resultantes para $\theta_s = 49,09^\circ$

Modelo	Elemento	n_{at}	h_{at} [m]	$M_{1,max}$ [kNm/m]	$N_{1,min}$ [kN/m]	$M_{2,min}$ [kNm/m]	$N_{2,min}$ [kN/m]
M7I8_3	Aduela de topo	1	19,15	518,452	-1770,372	0,000	-2612,867
	Paredes laterais			280,826	-3076,332	-84,374	-2793,360
M10I1_1	Aduela de topo	2	9,60	415,093	-1726,695	-65,793	-1726,695
	Paredes laterais			257,392	-2790,428	-182,816	-2852,680
M10I1_2	Aduela de topo	3	6,40	450,676	-1702,709	0,000	-2514,548
	Paredes laterais			274,481	-2813,532	-103,480	-2871,620
M10I1_3	Aduela de topo	4	4,80	433,250	-1690,230	-56,320	-1690,230
	Paredes laterais			269,950	-2769,667	-165,376	-2833,119
M10I1_4	Aduela de topo	5	3,80	429,591	-1682,330	-29,052	-1682,330
	Paredes laterais			256,346	-2768,048	-180,181	-2829,907
M10I1_5	Aduela de topo	10	1,90	431,130	-1670,498	-59,025	-1670,498
	Paredes laterais			257,432	-2751,577	-187,766	-2812,091
M10I1_6	Aduela de topo	20	0,95	426,611	-1667,656	-87,592	-1667,656
	Paredes laterais			251,765	-2736,545	-221,844	-2798,114
M10I1_7	Aduela de topo	30	0,64	425,552	-1666,753	-93,288	-1666,753
	Paredes laterais			251,127	-2737,749	-224,473	-2797,383

Tabela F.2 Esforços resultantes para $\theta_s = 65,49^\circ$

Modelo	Elemento	n_{at}	h_{at} [m]	$M_{1,max}$ [kNm/m]	$N_{1,min}$ [kN/m]	$M_{2,min}$ [kNm/m]	$N_{2,min}$ [kN/m]
M717_3	Aduela de topo	1	19,15	394,685	-1796,270	-186,958	-2625,110
	Paredes laterais			368,562	-3051,111	-0,455	-3051,111
M10I3_1	Aduela de topo	2	9,60	335,965	-1747,743	-153,655	-2552,825
	Paredes laterais			354,938	-2804,500	-147,686	-2864,064
M10I3_2	Aduela de topo	3	6,40	354,694	-1721,601	-175,517	-2524,268
	Paredes laterais			360,456	-2803,290	-94,465	-2859,349
M10I3_4	Aduela de topo	4	4,80	342,350	-1709,214	-163,774	-2514,256
	Paredes laterais			364,525	-2775,879	-136,162	-2836,736
M10I3_3	Aduela de topo	5	3,80	347,222	-1700,055	-165,474	-2507,892
	Paredes laterais			348,260	-2767,824	-156,268	-2825,313
M10I3_5	Aduela de topo	10	1,90	351,293	-1684,530	-167,750	-2490,550
	Paredes laterais			350,169	-2755,944	-164,434	-2813,924
M10I3_6	Aduela de topo	20	0,95	351,391	-1679,529	-165,871	-2483,338
	Paredes laterais			345,356	-2744,350	-190,018	-2802,011

Tabela F.3 Esforços resultantes para o ângulo 81,82°

F.2. VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS DE ACORDO COM O NÚMERO DE CAMADAS CONSTITUINTES O ATERRO

Aduela de topo		$M_{1,max}$ [kNm/m]		
h_{at} [m]	n_{at}	θ_s [°]		
		49,09	65,49	81,82
19,15	1	499,640	518,452	394,685
9,60	2	372,348	415,093	335,965
6,40	3	439,993	450,676	354,694
4,80	4	403,098	433,250	342,350
3,80	5	413,336	429,591	347,222
1,90	10	417,728	431,130	351,293
0,95	20	417,129	426,611	351,391
0,64	30	-	425,552	-

Tabela F.4 Momento flector máximo positivo na aduela de topo

Aduela de topo		$N_{1,min}$ [kN/m]		
h_{at} [m]	n_{at}	θ_s [°]		
		49,09	65,49	81,82
19,15	1	-1776,857	-1770,372	-1796,270
9,60	2	-1728,652	-1726,695	-1747743
6,40	3	-1702,898	-1702,709	-1721,601
4,80	4	-1689,857	-1690,230	-1709,214
3,80	5	-1680,335	-1682,330	-1700,055
1,90	10	-1665,842	-1670,498	-1684,530
0,95	20	-1660,616	-1667,656	-1679,529
0,64	30	-	-1666,753	-

Tabela F.5 Esforço axial máximo na aduela de topo

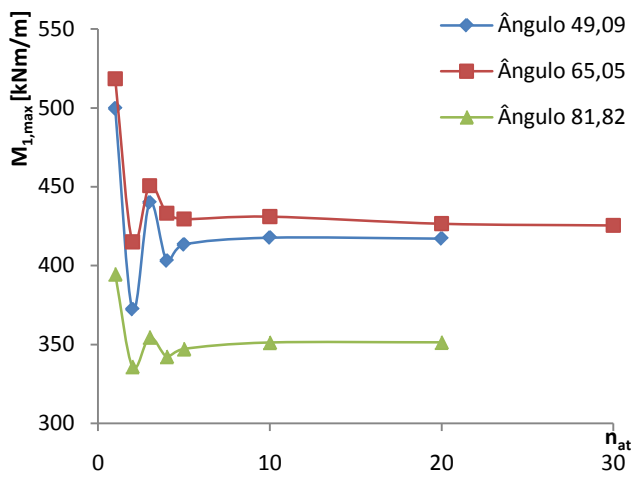


Figura F.1 $M_{1,max} = f(n_{at})$ na aduela de topo

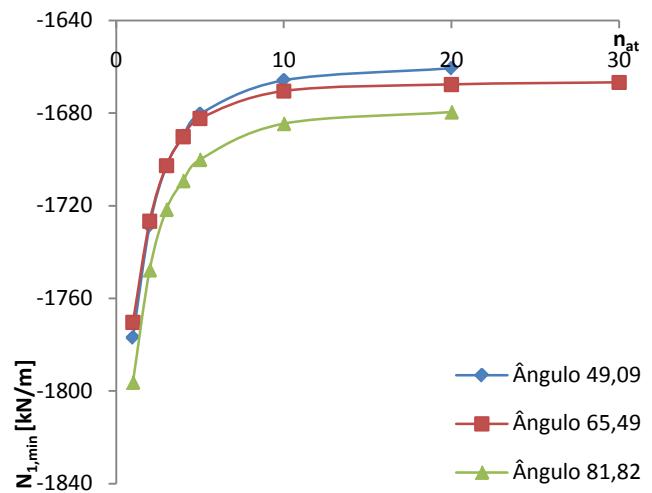


Figura F.2 $N_{1,min} = f(n_{at})$ na aduela de topo

Aduela de topo		$M_{2,min}$ [kNm/m]		
h_{at} [m]	n_{at}	θ_s [°]		
		49,09	65,49	81,82
19,15	1	0,000	0,000	-186,958
9,60	2	-135,007	-65,793	-153,655
6,40	3	0,000	0,000	-175,517
4,80	4	-113,551	-56,320	-163,774
3,80	5	-45,275	-29,052	-165,474
1,90	10	-99,969	-59,025	-167,750
0,95	20	-127,476	-87,592	-165,87
0,64	30	-	-93,288	-

Tabela F.6 Momento flector máximo negativo na aduela de topo

Aduela de topo		$N_{2,min}$ [kN/m]		
h_{at} [m]	n_{at}	θ_s [°]		
		49,09	65,49	81,82
19,15	1	-2298,603	-2612,867	-2625,110
9,60	2	-1728,652	-1726,695	2552,825
6,40	3	-2218,813	-2514,548	-2524,268
4,80	4	-1689,857	-1690,230	-2514,256
3,80	5	-1680,335	-1682,330	-2507,892
1,90	10	-1665,842	-1670,498	-2490,550
0,95	20	-1660,616	-1667,656	-2483,338
0,64	30	-	-1666,753	-

Tabela F.7 Esforço axial na aduela de topo

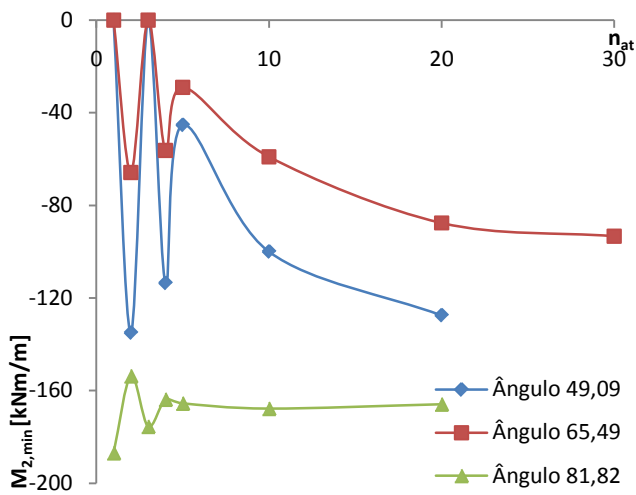


Figura F.3 $M_{2,min} = f(n_{at})$ na aduela de topo

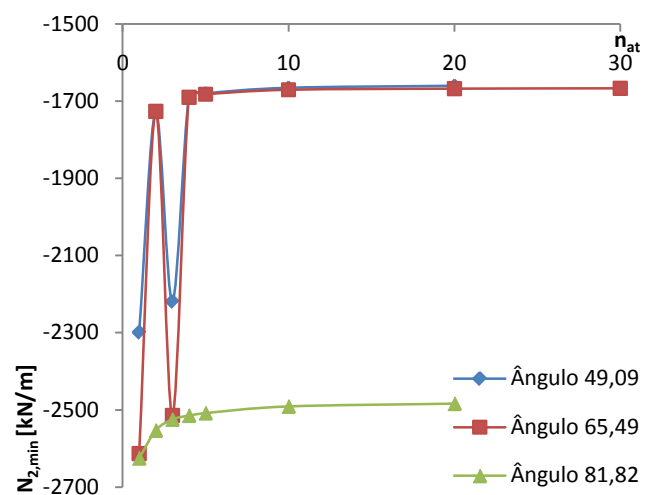


Figura F.4 $N_{2,min} = f(n_{at})$ na aduela de topo

Paredes laterais		$M_{1,max}$ [kNm/m]		
h_{at} [m]	n_{at}	θ_s [°]		
		49,09	65,49	81,82
19,15	1	447,396	280,826	368,562
9,60	2	383,921	257,392	354,938
6,40	3	391,110	274,481	360,456
4,80	4	378,754	269,950	364,525
3,80	5	378,734	256,346	348,260
1,90	10	371,076	257,432	350,169
0,95	20	364,099	251,765	345,356
0,64	30	-	251,127	-

Tabela F.8 Momento flector máximo positivo nas paredes laterais

Paredes laterais		$N_{1,min}$ [kN/m]		
h_{at} [m]	n_{at}	θ_s [°]		
		49,09	65,49	81,82
19,15	1	-3110,933	-3076,332	-3051,111
9,60	2	-2902,666	-2790,428	-2804,500
6,40	3	-2907,045	-2813,532	-2803,290
4,80	4	-2870,485	-2769,667	-2775,879
3,80	5	-2871,142	-2768,048	-2767,824
1,90	10	-2852,598	-2751,577	-2755,944
0,95	20	-2839,803	-2736,545	-2744,350
0,64	30	-	-2737,749	-

Tabela F.9 Esforço axial máximo nas paredes laterais

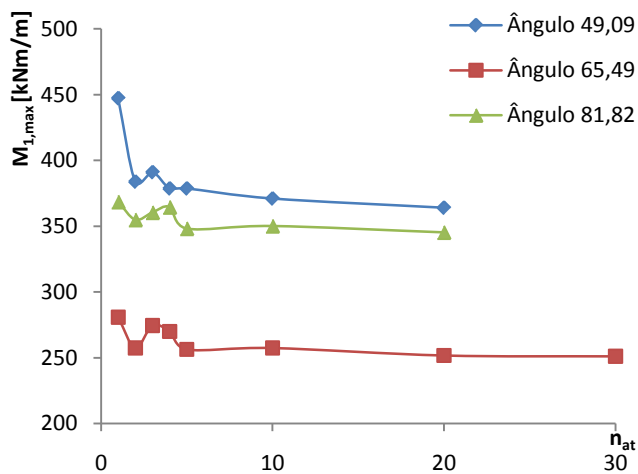


Figura F.5 $M_{1,max} = f(n_{at})$ nas paredes laterais

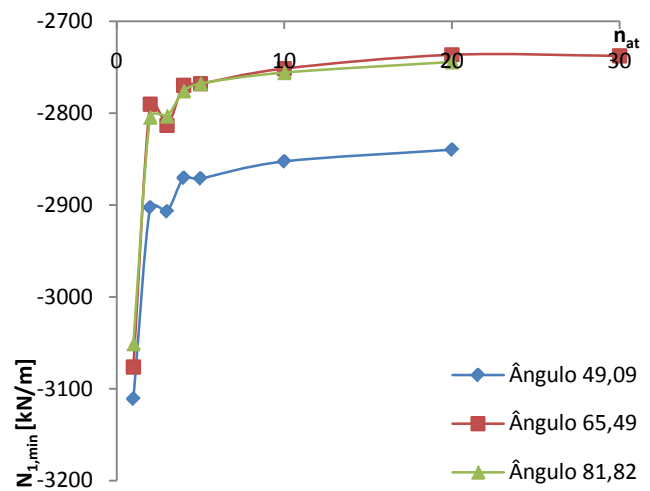


Figura F.6 $N_{1,min} = f(n_{at})$ nas paredes laterais

Paredes laterais		$M_{2,min}$ [kNm/m]		
h_{at} [m]	n_{at}	θ_s [°]		
		49,09	65,49	81,82
19,15	1	-392,962	-84,374	-0,455
9,60	2	-353,333	-182,816	-147,686
6,40	3	-347,094	-103,480	-94,465
4,80	4	-345,589	-165,376	-136,162
3,80	5	-347,396	-180,181	-156,268
1,90	10	-338,578	-187,766	-164,434
0,95	2	-334,810	-221,844	-190,018
0,64	30	-	-224,473	-

Tabela F.10 Momento flector máximo negativo nas paredes laterais

Paredes laterais		$N_{2,min}$ [kN/m]		
h_{at} [m]	n_{at}	θ_s [°]		
		49,09	65,49	81,82
19,15	1	-2814,638	-2793,360	-305111
9,60	2	-2686,483	-2852,680	-2864,064
6,40	3	-2668,720	-2871,620	-2859,349
4,80	4	-2645,947	-2833,119	-2836,736
3,80	5	-2643,419	-2829,907	-2825,313
1,90	10	-2624,711	-2812,091	-2813,924
0,95	20	-2617,196	-2798,114	-2802,011
0,64	30	-	-2797,383	-

Tabela F.11 Esforço axial nas paredes laterais

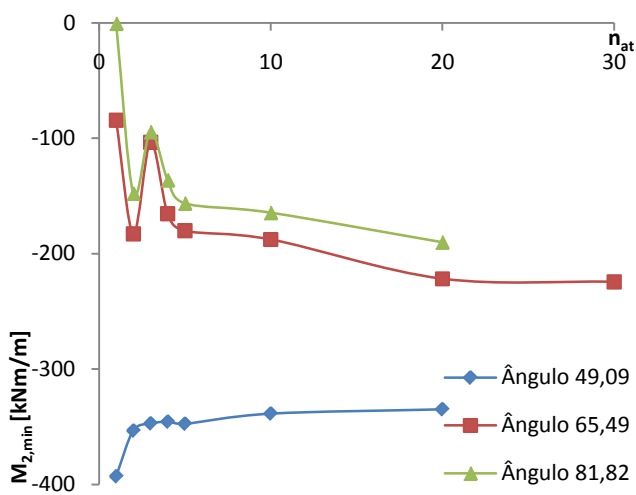


Figura F.7 $M_{2,min} = f(n_{at})$ nas paredes laterais

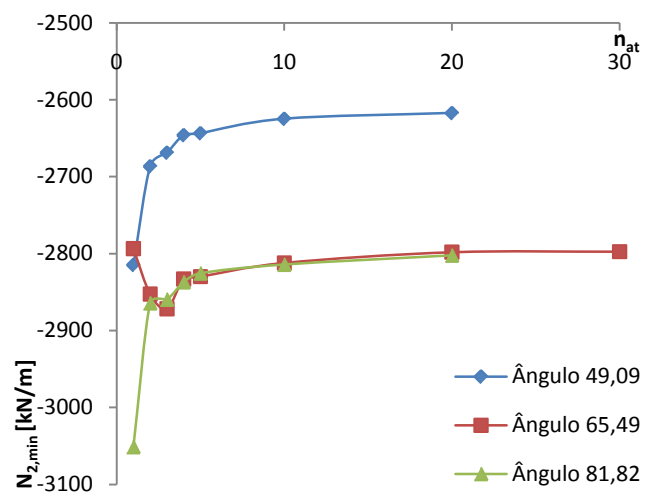


Figura F.8 $N_{2,min} = f(n_{at})$ nas paredes laterais

ANEXO G | VARIAÇÃO DA GEOMETRIA TRANSVERSAL

G.1. ÂNGULO 49,09

G.1.1. SECÇÃO TRANSVERSAL COM INÉRCIA CONSTANTE

A geometria das sapatas, a altura do aterro e a localização e definição das rótulas são similares ao ANEXO A.

Modelo	a [m]	b [m]	a/b	I_a [m]	I_p [m]	I_{total} [m]	f [m]	h_t [m]
M7I3_3	1,11	0,89	1,247	11,566	14,440	26,006	0,000	9,150
M11I2_1	1,11	0,89	1,247	12,870	14,440	27,310	0,988	10,138
M11I2_2	1,00	1,00	1,000	12,870	14,440	27,310	0,988	10,138
M11I2_3	1,11	0,89	1,247	11,060	14,440	25,500	-0,494	8,656
M11I2_4	1,00	1,00	1,000	12,834	14,469	27,303	0,988	10,138
M11I2_5	1,11	0,89	1,247	12,834	14,469	27,303	0,988	10,138
M11I2_6	1,11	0,89	1,247	11,566	14,440	26,006	0,000	9,150
M11I2_7	1,11	0,89	1,247	11,566	14,440	26,006	0,000	9,150
M11I2_8	1,11	0,89	1,247	11,566	14,440	26,006	0,000	9,150

Tabela G.1 Parâmetros geométricos

Modelo	h_c [m]	b_c [m]	d [m]	a_1 [m]	λ	f_{ck} [MPa]	f_{yk} [MPa]	E_{cm} [GPa]	A_c [m ²]	I_c [m ⁴]	w [kN/m]	v
M7I3_3	0,4	1,0	0,35	0,05	0,375	35	400	34	0,400	5,333E-03	10,0	0,2
M11I2_1	0,4	1,0	0,35	0,05	0,375	35	400	34	0,400	5,333E-03	10,0	0,2
M11I2_2	0,4	1,0	0,35	0,05	0,375	35	400	34	0,400	5,333E-03	10,0	0,2
M11I2_3	0,4	1,0	0,35	0,05	0,375	35	400	34	0,400	5,333E-03	10,0	0,2
M11I2_4	0,4	1,0	0,35	0,05	0,375	35	400	34	0,400	5,333E-03	10,0	0,2
M11I2_5	0,4	1,0	0,35	0,05	0,375	35	400	34	0,400	5,333E-03	10,0	0,2
M11I2_6	0,3	1,0	0,25	0,05	0,333	35	400	34	0,300	2,250E-03	7,5	0,2
M11I2_7	0,5	1,0	0,45	0,05	0,400	35	400	34	0,500	1,042E-02	12,5	0,2
M11I2_8	0,4	1,0	0,35	0,05	0,375	45	400	36	0,400	5,333E-03	10,0	0,2

Tabela G.2 Propriedades dos elementos estruturais

Modelo	Elemento	$M_{1,max}$ [kNm/m]	$N_{1,min}$ [kN/m]	$M_{2,min}$ [kNm/m]	$N_{2,min}$ [kN/m]
M7I3_3	Aduela de topo	499,640	-1776,857	-5,064	-2298,603
	Paredes laterais	447,396	-3110,933	-392,962	-2814,638
M11I2_1	Aduela de topo	0,000	-2208,430	-252,649	-1976,141
	Paredes laterais	333,282	-2957,262	-524,244	-2620,860
M11I2_2	Aduela de topo	84,008	-1680,902	-231,927	-1954,410
	Paredes laterais	111,840	-2946,479	562,823	-2601,681
M11I2_3	Aduela de topo	962,643	-1731,883	0,000	-2264,023
	Paredes laterais	466,997	-3125,613	-310,345	-2832,993
M11I2_4	Aduela de topo	95,996	-1682,542	-80,654	-1824,649
	Paredes laterais	117,135	-2965,824	-429,784	-2627,143
M11I2_5	Aduela de topo	95,131	-1707,796	-91,969	-1848,755
	Paredes laterais	346,831	-2968,390	-401,868	-2640,830
M11I2_6	Aduela de topo	278,680	-1787,373	-9,410	-2276,904
	Paredes laterais	377,187	-3054,499	-303,311	-2784,344
M11I2_7	Aduela de topo	744,982	-1757,206	-7,191	-2290,604
	Paredes laterais	467,388	-3134,483	-456,852	-2812,533
M11I2_8	Aduela de topo	513,771	-1775,490	-5,064	-2296,230
	Paredes laterais	448,716	-3112,212	-398,494	-2814,257

Tabela G.3 Esforços

Modelo	μ_{Mmax}	v_{Mmax}	$v_{c,Mmax}$	β_{Mmax}	μ_{Mmin}	v_{Mmin}	$v_{c,Mmin}$	β_{Mmin}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
M7I3_3	0,134	0,190	-0,660	1,000	0,001	0,246	-0,604	1,000	0,173	-0,214
	0,120	0,333	-0,517	1,000	0,105	0,302	-0,548	1,000	0,067	0,038
M11I2_1	0,000	0,237	-0,613	1,000	0,068	0,212	-0,638	1,000	-0,213	-0,018
	0,089	0,317	-0,533	1,000	0,140	0,281	-0,569	1,000	-0,010	0,140
M11I2_2	0,023	0,180	-0,670	1,000	0,062	0,209	-0,641	1,000	-0,117	-0,031
	0,030	0,316	-0,534	1,000	0,151	0,279	-0,571	1,000	-0,168	0,168
M11I2_3	0,258	0,186	-0,664	1,000	0,000	0,243	-0,607	1,000	0,507	-0,216
	0,125	0,335	-0,515	1,000	0,083	0,304	-0,546	1,000	0,081	-0,022
M11I2_4	0,026	0,180	-0,670	1,000	0,022	0,195	-0,655	1,000	-0,109	-0,130
	0,031	0,318	-0,532	1,000	0,115	0,281	-0,569	1,000	-0,164	0,072
M11I2_5	0,025	0,183	-0,667	1,000	0,025	0,198	-0,652	1,000	-0,111	-0,124
	0,093	0,318	-0,532	1,000	0,108	0,283	-0,567	1,000	0,000	0,052
M11I2_6	0,133	0,255	-0,595	1,000	0,004	0,325	-0,525	1,000	0,148	-0,268
	0,180	0,436	-0,414	0,930	0,144	0,398	-0,452	1,000	0,259	0,136
M11I2_7	0,128	0,151	-0,699	1,000	0,001	0,196	-0,654	1,000	0,174	-0,173
	0,080	0,269	-0,581	1,000	0,078	0,241	-0,609	1,000	-0,014	-0,006
M11I2_8	0,107	0,148	-0,702	1,000	0,001	0,191	-0,659	1,000	0,133	-0,182
	0,093	0,259	-0,591	1,000	0,083	0,235	-0,615	1,000	0,025	0,010

Tabela G.4 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	A _{s,calc} [cm ² /m]	A _{s,ef} [cm ² /m]			A _{s,total} [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ _{ssc} [kg aço/m ³ betão]	
		φ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total		
M7I3_3	46,343	16	12	12,5	25,133	50,265	456,702	661,869	63,627
	17,973	12		12,5	9,048	18,096	205,166		
M12I2_1	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	114,284	545,308	49,918
	37,577	20	12	22,5	18,989	37,978	431,024		
M12I2_2	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	114,284	668,457	61,192
	45,206	20	12	17,5	24,415	48,829	554,174		
M12I2_3	135,984	25	16	10,0	69,194	138,387	1201,105	1457,563	142,898
	21,618	12		10,0	11,310	22,619	256,458		
M12I2_4	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	113,968	370,930	33,964
	19,396	12		10,0	11,310	22,619	256,962		
M12I2_5	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	113,968	285,276	26,121
	13,880	12		15,0	7,540	15,080	171,308		
M12I2_6	29,700	16	12,5	16,085	32,170	292,378	900,792	115,460	
	52,156	16	7,5	26,808	53,617	608,414			
M12I2_7	58,509	20		10,0	31,416	62,832	571,341	699,570	53,801
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	128,229		
M12I2_8	45,913	20	12	17,5	24,415	48,829	443,855	572,084	54,996
	8,492	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	128,229		

Tabela G.5 Armaduras longitudinais requeridas e providas e pesos resultantes

G.1.2. SECÇÃO TRANSVERSAL COM INÉRCIA VARIÁVEL

I_a [m]	I_p [m]	I_{total} [m]	f [m]	h_t [m]
11,566	14,440	26,006	0,000	9,150

Tabela G.6 Parâmetros geométricos

Nó	x [m]	y [m]	h_c [m]	A_c [m ²]	I_c [m ⁴]	w [kN/m]
0	-6,75	-9,15	0,8	0,8	4,267E-02	20,00
38	-6,75	-8,55	0,7	0,7	2,858E-02	17,50
36	-6,75	-7,95	0,6	0,6	1,800E-02	15,00
39	-6,75	-7,35	0,5	0,5	1,042E-02	12,50
1	-6,75	-6,75	0,4	0,4	5,333E-03	10,00
23	6,75	-6,75	0,4	0,4	5,333E-03	10,00
41	6,75	-7,35	0,5	0,5	1,042E-02	12,50
37	6,75	-7,95	0,6	0,6	1,800E-02	15,00
40	6,75	-8,55	0,7	0,7	2,858E-02	17,50
24	6,75	-9,15	0,8	0,8	4,267E-02	20,00

Tabela G.7 Propriedades dos elementos estruturais no M12I2_9

Nó	x [m]	y [m]	h_c [m]	A_c [m ²]	I_c [m ⁴]	w [kN/m]
0	-6,95	-9,15	0,8	0,8	4,267E-02	20,00
38	-6,90	-8,55	0,7	0,7	2,858E-02	17,50
36	-6,85	-7,95	0,6	0,6	1,800E-02	15,00
39	-6,80	-7,35	0,5	0,5	1,042E-02	12,50
1	-6,75	-6,75	0,4	0,4	5,333E-03	10,00
23	-6,75	-6,75	0,4	0,4	5,333E-03	10,00
41	-6,80	-7,35	0,5	0,5	1,042E-02	12,50
37	-6,85	-7,95	0,6	0,6	1,800E-02	15,00
40	-6,90	-8,55	0,7	0,7	2,858E-02	17,50
24	-6,95	-9,15	0,8	0,8	4,267E-02	20,00

Tabela G.8 Propriedades dos elementos estruturais no M12I2_10 e M12I2_11

Nó	x [m]	y [m]	h_c [m]	A_c [m ²]	I_c [m ⁴]	w [kN/m]
0	-6,450	-9,15	1,0	1,0	8,333E-02	25,00
38	-6,525	-8,55	0,85	0,9	5,118E-02	21,25
36	-6,600	-7,95	0,70	0,7	2,858E-02	17,50
39	-6,675	-7,35	0,55	0,6	1,386E-02	13,75
1	-6,750	-6,75	0,4	0,4	5,333E-03	10,00
23	-6,750	-6,75	0,4	0,4	5,333E-03	10,00
41	-6,675	-7,35	0,55	0,6	1,386E-02	13,75
37	-6,600	-7,95	0,70	0,7	2,858E-02	17,50
40	-6,525	-8,55	0,85	0,9	5,118E-02	21,25
24	-6,450	-9,15	1,0	1,0	8,333E-02	25,00

Tabela G.9 Propriedades dos elementos estruturais no M12I2_12

Modelo	a [m]	b [m]	a/b
M7I3_6	1,00	1,00	1,000
M11I2_9	1,00	1,00	1,000

Tabela G.10 Disposição das sapatas

Modelo	a [m]	b [m]	a/b
M7I3_3	1,11	0,89	1,247
M11I2_10	0,91	1,09	0,835

Tabela G.11 Disposição das sapatas

Modelo	a [m]	b [m]	a/b
M7I3_4	1,50	0,50	3,000
M11I2_11	1,30	0,70	1,857

Tabela G.12 Disposição das sapatas

Modelo	a [m]	b [m]	a/b
M7I3_1	0,94	1,06	0,887
M11I2_12	1,24	0,76	1,632

Tabela G.13 Disposição das sapatas

Modelo	Elemento	M _{1,max} [kNm/m]	N _{1,min} [kN/m]	M _{2,min} [kNm/m]	N _{2,min} [kN/m]
M7I3_6	Aduela de topo	526,994	-1748,714	-5,064	-2266,920
	Paredes laterais	180,078	-3089,381	-420,335	-2795,660
M11I2_9	Aduela de topo	509,495	-1751,720	-12,438	-2273,431
	Paredes laterais	209,052	-3114,417	-408,158	-2797,017

Tabela G.14 Esforços

Modelo	Elemento	M _{1,max} [kNm/m]	N _{1,min} [kN/m]	M _{2,min} [kNm/m]	N _{2,min} [kN/m]
M7I3_3	Aduela de topo	499,640	-1776,857	-5,064	-2298,603
	Paredes laterais	447,396	-3110,933	-392,962	-2814,638
M11I2_10	Aduela de topo	501,921	-1783,797	-4,615	-2293,445
	Paredes laterais	116,821	-3073,878	-339,983	-2795,328

Tabela G.15 Esforços

Modelo	Elemento	M _{1,max} [kNm/m]	N _{1,min} [kN/m]	M _{2,min} [kNm/m]	N _{2,min} [kN/m]
M7I3_4	Aduela de topo	413,180	-1869,017	-13,978	-2363,865
	Paredes laterais	1340,784	-3054,041	-240,910	-2842,285
M11I2_11	Aduela de topo	385,795	-1908,868	-13,909	-2400,941
	Paredes laterais	1011,478	-3181,626	-178,803	-2739,171

Tabela G.16 Esforços

Modelo	Elemento	M _{1,max} [kNm/m]	N _{1,min} [kN/m]	M _{2,min} [kNm/m]	N _{2,min} [kN/m]
M7I3_1	Aduela de topo	537,549	-1732,169	-5,064	-2248,136
	Paredes laterais	55,658	-3086,618	-447,380	-2786,170
M11I2_12	Aduela de topo	533,041	-1739,777	-8,579	-2274,533
	Paredes laterais	1032,996	-3083,825	-442,092	-2808,237

Tabela G.17 Esforços

Modelo	μ_{Mmax}	ν_{Mmax}	$\nu_{c,Mmax}$	β_{Mmax}	μ_{Mmin}	ν_{Mmin}	$\nu_{c,Mmin}$	β_{Mmin}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
M713_6	0,141	0,187	-0,663	1,000	0,001	0,243	-0,607	1,000	0,194	-0,213
	0,048	0,331	-0,519	1,000	0,113	0,300	-0,550	1,000	-0,123	0,058
M1112_9	0,136	0,188	-0,662	1,000	0,003	0,244	-0,606	1,000	0,182	-0,208
	0,014	0,167	-0,683	1,000	0,109	0,300	-0,550	1,000	-0,111	0,050

Tabela G.18 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	μ_{Mmax}	ν_{Mmax}	$\nu_{c,Mmax}$	β_{Mmax}	μ_{Mmin}	ν_{Mmin}	$\nu_{c,Mmin}$	β_{Mmin}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
M713_3	0,134	0,190	-0,660	1,000	0,001	0,246	-0,604	1,000	0,173	-0,214
	0,120	0,333	-0,517	1,000	0,105	0,302	-0,548	1,000	0,067	0,038
M1112_10	0,134	0,191	-0,659	1,000	0,001	0,246	-0,604	1,000	0,174	-0,214
	0,014	0,220	-0,630	1,000	0,091	0,299	-0,551	1,000	-0,142	0,001

Tabela G.19 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	μ_{Mmax}	ν_{Mmax}	$\nu_{c,Mmax}$	β_{Mmax}	μ_{Mmin}	ν_{Mmin}	$\nu_{c,Mmin}$	β_{Mmin}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
M713_1	0,144	0,186	-0,664	1,000	0,001	0,241	-0,609	1,000	0,203	-0,212
	0,015	0,331	-0,519	1,000	0,120	0,299	-0,551	1,000	-0,212	0,078
M1112_12	0,143	0,186	-0,664	1,000	0,002	0,244	-0,606	1,000	0,199	-0,211
	0,044	0,132	-0,718	1,000	0,118	0,301	-0,549	1,000	-0,018	0,073

Tabela G.20 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	$A_{s,ef}$ [cm ² /m]			$A_{s,total}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	η
		ϕ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total		
M713_6	52,146	16	7,5	26,808	53,617	487,297	661,869	63,627	1,103
	15,673	12	12,5	9,048	18,096	205,166			
M1112_9	48,732	16	12	25,133	50,265	456,702	627,674	57,678	
	13,325	12	15,0	7,540	15,080	170,972			

Tabela G.21 Armaduras longitudinais requeridas e providas e pesos resultantes

Modelo	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	$A_{s,ef}$ [cm ² /m]			$A_{s,total}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	η
		ϕ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total		
M713_3	46,343	16	12	25,133	50,265	456,702	661,869	63,627	1,132
	17,973	12	12,5	9,048	18,096	205,166			
M1112_10	46,643	16	12	25,133	50,265	456,702	584,931	53,751	
	0,276	$A_{s,min}$	12	20,0	5,655	11,310			

Tabela G.22 Armaduras longitudinais requeridas e providas e pesos resultantes

Modelo	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	$A_{s,ef}$ [cm ² /m]			$A_{s,total}$ [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ_{sc} [kg aço/m ³ betão]	η
		ϕ [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total		
M713_1	54,502	20	12	15,0	28,484	517,830	774,288	74,434	1,041
	20,958	12	10,0	11,310	22,619	256,458			
M1112_12	53,484	16	7,5	26,808	53,617	487,297	743,755	66,871	
	19,711	12	10,0	11,310	22,619	256,458			

Tabela G.23 Armaduras longitudinais requeridas e providas e pesos resultantes

G.2. ÂNGULO 65,49

A geometria das sapatas, a altura do aterro e a localização e definição das rótulas são similares ao ANEXO A.

Modelo	a [m]	b [m]	a/b	l_a [m]	l_p [m]	l_{total} [m]	f [m]	h_t [m]
M7I8_3	1,00	1,00	1,000	15,430	10,576	26,006	0,000	9,150
M11I1_1	1,00	1,00	1,000	13,110	10,576	23,686	-1,975	7,175
M11I1_2	1,50	0,50	3,000	13,110	10,576	23,686	-1,975	7,175
M11I1_3	1,00	1,00	1,000	14,105	10,576	24,681	-0,988	8,163
M11I1_4	1,00	1,00	1,000	17,030	10,576	27,606	0,988	10,138
M11I1_5	1,00	1,00	1,000	17,030	8,176	25,206	0,988	10,138
M11I1_6	1,00	1,00	1,000	17,030	8,176	25,206	0,988	10,138
M11I1_7	1,00	1,00	1,000	12,282	10,576	22,858	-3,950	5,200
M11I1_8	1,00	1,00	1,000	17,015	10,593	27,608	0,988	10,138
M11I1_9	1,00	1,00	1,000	17,030	8,192	25,223	0,988	10,138
M11I1_10	1,00	1,00	1,000	17,030	10,679	27,709	0,988	10,138
M11I1_11	1,00	1,00	1,000	17,030	10,679	27,709	0,988	10,138

Tabela G.24 Parâmetros geométricos

Modelo	Elemento	$M_{1,max}$ [kNm/m]	$N_{1,min}$ [kN/m]	$M_{2,min}$ [kNm/m]	$N_{2,min}$ [kN/m]
M7I8_3	Aduela de topo	518,452	-1770,372	-8,666	-2612,867
	Paredes laterais	280,826	-3076,332	-84,374	-2793,360
M11I1_1	Aduela de topo	1907,129	-1594,186	0,000	-2315,675
	Paredes laterais	455,698	-2970,179	0,000	-3009,931
M11I1_2	Aduela de topo	1746,774	-1724,575	0,000	-2463,086
	Paredes laterais	1522,700	-3035,603	0,000	-3035,603
M11I1_3	Aduela de topo	1137,627	-1795,193	0,000	-2610,033
	Paredes laterais	401,615	-3045,278	0,000	-3083,216
M11I1_4	Aduela de topo	205,513	-1666,038	-197,931	-2250,369
	Paredes laterais	163,766	-2927,008	-206,970	-2762,195
M11I1_5	Aduela de topo	209,921	-1631,927	-195,421	-2199,080
	Paredes laterais	111,316	-2806,535	-213,442	-2689,710
M11I1_6	Aduela de topo	245,185	-1784,067	-222,682	-2408,434
	Paredes laterais	130,002	-3035,141	-232,642	-2922,537
M11I1_7	Aduela de topo	3393,041	-301,084	0,000	-741,919
	Paredes laterais	115,556	-2582,993	-160,379	-2373,317
M11I1_8	Aduela de topo	236,332	-1667,752	-67,865	-2219,472
	Paredes laterais	216,353	-2931,571	-67,799	-2767,932
M11I1_9	Aduela de topo	562,347	-1400,518	0,000	-2346,239
	Paredes laterais	509,450	-2501,229	-102,576	-2487,257
M11I1_10	Aduela de topo	332,890	-1565,565	-120,983	-2303,923
	Paredes laterais	331,696	-2851,614	-475,188	-2816,265
M11I1_11	Aduela de topo	89,823	1756,651	272,500	-2302,314
	Paredes laterais	572,791	-2898,689	-162,238	-2938,887

Tabela G.25 Esforços

Modelo	μ_{Mmax}	ν_{Mmax}	$\nu_{c,Mmax}$	β_{Mmax}	μ_{Mmin}	ν_{Mmin}	$\nu_{c,Mmin}$	β_{Mmin}	ω_{Mmax}	ω_{Mmin}
M7I8_3	0,139	0,190	-0,660	1,000	0,002	0,280	-0,570	1,000	0,187	-0,228
	0,075	0,330	-0,520	1,000	0,023	0,299	-0,551	1,000	-0,051	-0,181
M11I1_1	0,511	0,171	-0,679	1,000	0,000	0,248	-0,602	1,000	1,192	-0,219
	0,122	0,318	-0,532	1,000	0,000	0,322	-0,528	1,000	0,077	-0,250
M11I1_2	0,468	0,185	-0,665	1,000	0,000	0,264	-0,586	1,000	1,067	-0,227
	0,408	0,325	-0,525	1,000	0,000	0,325	-0,525	1,000	0,837	-0,250
M11I1_3	0,305	0,192	-0,658	1,000	0,000	0,280	-0,570	1,000	0,627	-0,234
	0,108	0,326	-0,524	1,000	0,000	0,330	-0,520	1,000	0,036	-0,252
M11I1_4	0,055	0,179	-0,671	1,000	0,053	0,241	-0,609	1,000	-0,029	-0,074
	0,044	0,314	-0,536	1,000	0,055	0,296	-0,554	1,000	-0,130	-0,093
M11I1_5	0,056	0,175	-0,675	1,000	0,052	0,236	-0,614	1,000	-0,023	-0,073
	0,030	0,301	-0,549	1,000	0,057	0,288	-0,562	1,000	-0,163	-0,085
M11I1_6	0,066	0,191	-0,659	1,000	0,060	0,258	-0,592	1,000	-0,010	-0,065
	0,035	0,325	-0,525	1,000	0,062	0,313	-0,537	1,000	-0,157	-0,080
M11I1_7	0,909	0,032	-0,818	1,000	0,000	0,079	-0,771	1,000	2,385	-0,090
	0,031	0,277	-0,573	1,000	0,043	0,254	-0,596	1,000	-0,150	-0,108
M11I1_8	0,063	0,179	-0,671	1,000	0,018	0,238	-0,612	1,000	-0,007	-0,165
	0,058	0,314	-0,536	1,000	0,018	0,297	-0,553	1,000	-0,092	-0,192
M11I1_9	0,151	0,150	-0,700	1,000	0,000	0,251	-0,599	1,000	0,248	-0,221
	0,136	0,268	-0,582	1,000	0,027	0,266	-0,584	1,000	0,135	-0,155
M11I1_10	0,089	0,168	-0,682	1,000	0,032	0,247	-0,603	1,000	0,070	-0,132
	0,089	0,306	-0,544	1,000	0,127	0,302	-0,548	1,000	-0,007	0,097
M11I1_11	0,024	0,188	-0,662	1,000	0,073	0,247	-0,603	1,000	-0,119	-0,024
	0,153	0,311	-0,539	1,000	0,043	0,315	-0,535	1,000	0,163	-0,131

Tabela G.26 Esforços reduzidos e taxas de armaduras

Modelo	A _{s,calc} [cm ² /m]	A _{s,ef} [cm ² /m]			A _{s,total} [cm ² /m]	Peso [kg]		ξ _{sc} [kg aço/m ³ betão]
		φl [mm]	s [cm]	Total		Fibra	Total	
M718_3	50,077	16	12	12,5	25,133	50,265	609,292	67,601
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	93,915	
M1111_1	319,877	32		5,0	160,850	321,699	3309,014	3496,844
	20,742	12		10,0	11,310	22,619	187,830	
M1111_2	286,424	32		5,0	160,850	321,699	3309,014	5458,058
	224,681	32	25	10,0	129,512	259,024	2149,043	
M1111_3	168,262	25		5,0	98,175	196,350	2172,170	2266,085
	9,726	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	93,915	
M1111_4	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	151,230	245,145
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	93,915	
M1111_5	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	151,230	223,833
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	72,603	
M1111_6	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	151,230	223,833
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	72,603	
M1111_7	639,951	32		2,5	321,699	643,398	6199,903	6293,818
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	93,915	
M1111_8	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	151,090	245,155
	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	94,066	
M1111_9	66,448	16	20	15,0	34,348	68,696	919,642	1178,521
	36,261	16		10,0	20,106	40,212	258,880	
M1111_10	18,765	12		10,0	11,310	22,619	302,460	527,427
	25,971	16		15,0	13,404	26,808	224,967	
M1111_11	0,000	A _{s,min}	12	20,0	5,655	11,310	151,230	561,052
	43,852	20	12	17,5	24,415	48,829	409,822	

Tabela G.27 Armaduras longitudinais requeridas e providas e pesos resultantes

