

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

RAFAEL LEANDRO COSTA SILVA

**CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS DE
CONCRETO ARMADO APOIADOS EM BASE DEFORMÁVEL**

Maceió
2017

RAFAEL LEANDRO COSTA SILVA

**CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS DE
CONCRETO ARMADO APOIADOS EM BASE DEFORMÁVEL**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Alagoas, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Severino Pereira Cavalcanti Marques

Maceió
2017

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca Central

Bibliotecária Responsável: Janaina Xisto de Barros Lima

S586c Silva, Rafael Leandro Costa.
Contribuição ao projeto de reservatórios cilíndricos de concreto armado apoiados em base deformável / Rafael Leandro Costa Silva. – 2017.
208 f.: il

Orientador: Severino Pereira Cavalcante Marques.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Estruturas) – Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Maceió, 2017.

Bibliografia: f. 182-185.
Apêndices: f. 186-208.

1. Concreto armado. 2. Reservatórios cilíndricos. 3. Interação solo-estrutura.
I. Título.

CDU: 624.953



Universidade Federal de Alagoas – UFAL
Unidade Acadêmica Centro de Tecnologia – CTEC
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC

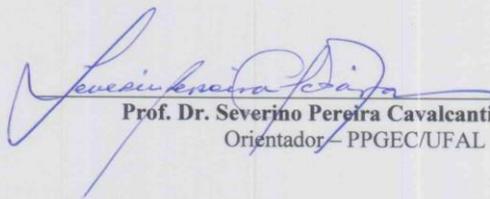


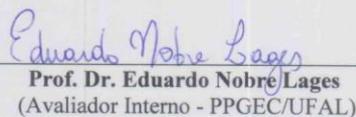
**CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS DE
CONCRETO ARMADO APOIADOS EM BASE DEFORMÁVEL**

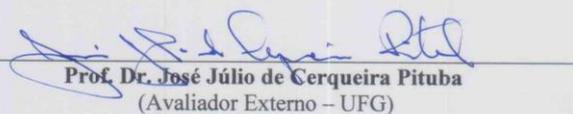
RAFAEL LEANDRO COSTA SILVA

Dissertação submetida à banca examinadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas e aprovada no dia 25 do mês de agosto do ano de 2017.

Banca Examinadora:


Prof. Dr. Severino Pereira Cavalcanti Marques
Orientador – PPGEC/UFAL


Prof. Dr. Eduardo Nobre Lages
(Avaliador Interno - PPGEC/UFAL)


Prof. Dr. José Júlio de Cerqueira Pituba
(Avaliador Externo – UFG)

Campus A. C. Simões, Av. Lourival de Melo Mota, S/N
Tabuleiro do Martins – CEP 57072-970 – Maceió – Alagoas
Tel/Fax: (82) 3214-1863
E-mail: ppgec@ctec.ufal.br
Homepage: www.ctec.ufal.br/posgraduacao/ppgec

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, a minha Nossa Senhora e a Jesus Cristo por me darem a oportunidade de chegar até aqui, bem como a força para atravessar todas as dificuldades.

Aos meus pais Audênio e Edina e ao meu irmão Danillo, pelo apoio incondicional em todos os momentos dessa caminhada, por representarem a melhor família que eu poderia ter, por entenderem minha ausência em muitos momentos e especialmente aos meus pais, por terem me incentivado a estudar sempre. Hoje eu percebo o quanto toda a cobrança foi importante.

A minha noiva Juliane por todo o apoio, amor e compreensão nesse longo período de mestrado e por entender minha ausência em muitos momentos.

Ao meu professor e orientador Severino pela paciência e liderança, direcionando-me para que o estudo fosse feito da forma mais objetiva e eficiente possível.

A minha amiga/cunhada Danúbia por estar comigo desde o início, pela amizade e pelos momentos difíceis em que estive ao meu lado.

Aos meus amigos pelos momentos de diversão e lazer durante toda essa jornada e por compreenderem minhas ausências.

A UFAL e a CAPES pelo apoio financeiro e pela estrutura disponibilizada para que este trabalho fosse realizado.

A COPPE/UFRJ, aos seus professores e aos meus colegas de mestrado, pois representaram o início dessa jornada, contribuíram para o aprendizado e me proporcionaram momentos de diversão.

Aos meus colegas de trabalho na empresa E. M. Uchôa pelo altruísmo, pelas brincadeiras e pelo aprendizado que me foi passado.

RESUMO

Muitos reservatórios de abastecimento d'água, ou armazenamento de outros líquidos em indústrias, são projetados diretamente apoiados no terreno de fundação. Considerando que o solo de fundação é um material que se deforma ao ser carregado, efeitos da interação solo-estrutura, em geral, são importantes e, conseqüentemente devem ser considerados no projeto estrutural dos mencionados reservatórios. O presente trabalho estuda os efeitos da deformabilidade do solo de fundação sobre os esforços e deslocamentos de reservatórios apoiados na superfície do terreno. As estruturas dos reservatórios em questão possuem duas configurações: uma delas é composta por uma parede em casca cilíndrica, placa circular de fundo, cobertura na forma de cúpula de revolução e anel de rigidez na ligação entre as cascas, enquanto a outra possui apenas a parede cilíndrica e a placa de fundo. O solo é admitido como um material elástico linear representado por molas independentes distribuídas continuamente (Modelo de Winkler). Os procedimentos de análise são baseados nas teorias de cascas (membrana e flexão) e placas delgadas e a análise da estrutura global é feita por meio do Método das Forças. A influência da deformabilidade do solo sobre os esforços e deslocamentos na estrutura é estudada por meio de análises paramétricas envolvendo a rigidez do solo e parâmetros relacionados com a geometria do reservatório. Além da análise estrutural, que é efetuada utilizando-se um programa computacional elaborado pelo autor, o trabalho também abrange um estudo sobre diretrizes de projeto para reservatórios, tendo como base recomendações e prescrições disponíveis na literatura, bem como em normas nacionais e internacionais. Os resultados mostram diferenças relevantes nas análises considerando a deformabilidade do solo, inclusive, podendo ocorrer inversão do sentido de momentos fletores na parede e na placa de fundo. Dessa forma, conclui-se que a rigidez do solo tem forte influência sobre os esforços e deslocamentos dos reservatórios.

Palavras-chave: Reservatórios cilíndricos, concreto armado, interação solo-estrutura, diretrizes de projeto.

ABSTRACT

Many water supply tanks or storage of other liquids in industries are designed directly supported on foundation ground. Considering the foundation soil is a deformable material on loading, effects of soil-structure interaction are, generally, important and therefore should be considered in the structural design of such tanks. This work proposes to study the effects of deformability of the foundation soil on the stresses and displacements of tanks on ground surface. The structure of the tank in question consists of a cylindrical shell wall, circular bottom plate, roof in the shape of a revolution dome, and rigid ring in the connection between the shells. The soil is admitted as a linear elastic material represented by continuously distributed springs (Winkler's Model). The analysis procedures are based on the shell theories (membrane and flexion) and thin plate theory and the analysis of the global structure is done through the Force Method. The influence of soil deformability on the stresses and displacements in the structure will be studied through parametric analyses involving soil stiffness and parameters related to the tank geometry. In addition to the structural analysis, which is carried out through a computer code prepared by the author, the work also covers a study on design guidelines for tanks based on recommendations and prescriptions available in the literature, as well as national and international codes. The results show significant differences in the tests considering the deformability of the soil, including, it may occur inversion of the signal of bending moments in the wall and in the bottom slab. Thus, it's concluded that soil stiffness has a direct influence on the stresses and displacements of the tanks on ground surface.

Keywords: Cylindrical tanks, reinforced concrete, soil-structure interaction, design guidelines.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Posições de reservatórios em relação ao nível do terreno.	30
Figura 2 - Comportamento de reservatórios em função de sua geometria para um carregamento T : (a) Reservatório circular; (b) Reservatório quadrado.....	32
Figura 3 - Elementos que compõem a estrutura do reservatório.	34
Figura 4 - Tipos de cobertura: (a) Cúpula esférica; (b) Cônica; (c) Laje plana.	36
Figura 5 - Solução de cobertura composta.	37
Figura 6 – Ação da cúpula e reação da parede.	39
Figura 7 - Protensão do anel de borda.	39
Figura 8 - Chanfros localizados no encontro entre parede e fundo.	42
Figura 9 - Localização dos furos de sondagem: (a) Diâmetro menor que 60 m ; (b) Diâmetro maior que 60 m	43
Figura 10 - Aumento da espessura da placa de fundo no contorno e em regiões de inserção de cargas concentradas.	44
Figura 11 - Tipos de ligações parede-fundo: (a) engastada; (b) articulada; (c) deslizante.	45
Figura 12 - Comportamento da ligação parede fundo considerando os casos mencionados.	46
Figura 13 - Ligação parede-fundo com aparelho de apoio.....	47
Figura 14 - Fita Fungenband. (a) Perfil da fita; (b) Disposição construtiva.....	47
Figura 15 - Revolução de uma curva plana em torno de um eixo contido no mesmo plano da curva.....	49
Figura 16 - Superfície média da casca.....	50
Figura 17 - Forma das cascas de acordo com a Curvatura de Gauss.....	51
Figura 18 - Situações que condicionam o comportamento de membrana: (a) Reação de apoio tangente ao plano; (b) Carga concentrada.	52
Figura 19 - Esforços de membrana em um elemento diferencial de casca cilíndrica. ...	53
Figura 20 - Componentes de esforços normais na direção θ	54
Figura 21 - Cargas cilíndricas submetidas aos carregamentos de gravidade e de pressão radial.	55
Figura 22– Deslocamentos de membrana da casca cilíndrica.	56
Figura 23 - Esforços de flexão em um elemento diferencial de casca cilíndrica.	59

Figura 24 - Denominação das cascas de acordo a influência dos efeitos de bordo. (a) Longas. (b) Curtas.	62
Figura 25 - Parede submetida a carregamentos de bordo.	63
Figura 26 – Esforços de membrana em um elemento diferencial de casca esférica.	66
Figura 27 - Casca esférica submetida a carregamento externo.	68
Figura 28 - Deslocamentos na casca esférica.	69
Figura 29 - Esforços de flexão em um elemento diferencial de casca esférica.	72
Figura 30 - Casca esférica submetida a carregamentos de bordo.	74
Figura 31 - Carregamento radial agindo no anel.	75
Figura 32 – Carregamento radial.	76
Figura 33 - Momento fletor M_θ agindo nas seções transversais do anel.	77
Figura 34 - Deslocamentos do anel de rigidez devido à ação do momento fletor.	78
Figura 35 - Comportamento da estrutura do reservatório. (a) Apoiado em base rígida. (b) Apoiado em base deformável.	79
Figura 36 - Solo modelado por meio de molas elásticas (Modelo de Winkler).	80
Figura 37 – Comportamento das molas de forma isolada no modelo de Winkler.	80
Figura 38 - Comportamento do fundo de um reservatório apoiado em base rígida.	83
Figura 39 - Placa circular apoiada em base rígida submetida aos carregamentos de bordo. (a) Ação da força horizontal distribuída ao longo da borda. (b) Ação do momento distribuído ao longo da borda.	83
Figura 40 – Placa circular apoiada em base deformável.	84
Figura 41 - Placa circular apoiada em base deformável submetida aos mencionados carregamentos de bordo. (a) Força vertical distribuída ao longo da borda. (b) Momento distribuído ao longo da borda.	87
Figura 42 - Ligações cobertura-anel e anel-parede submetidas aos esforços hiperestáticos.	89
Figura 43 – Convenção de deslocamentos positivos.	89
Figura 44 - Anel de rigidez submetido às ações provenientes da cúpula e da parede.	92
Figura 45 - Ligação parede-fundo submetida a carregamentos hiperestáticos.	97
Figura 46 – Esforços hiperestáticos nas bordas superior e inferior de um reservatório curto atuando de forma conjunta.	102
Figura 47 - Gráficos das funções G_1 e G_2	111
Figura 48 - Exemplo 1 – Reservatório com parede longa e com cobertura.	114
Figura 49 - Exemplo 2 - Reservatório com parede longa sem cobertura.	115

Figura 50 - Exemplo 3 – Reservatório com parede curta e com cobertura.	115
Figura 51 - Exemplo 4 – Reservatório com parede curta sem cobertura	116
Figura 52 - Convenção de esforços positivos para efeito do traçado dos diagramas de esforços internos.	117
Figura 53 - Momento fletor (M_y) da parede.	118
Figura 54 - Esforço normal (N_θ) da parede.	118
Figura 55 - Momento fletor (M_r) da placa de fundo.	119
Figura 56 - Esforço cortante (Q_r) da placa de fundo.	119
Figura 57 - Deflexão (w_r) da placa de fundo devido à carga vertical da parede e ao momento transmitido pela parede.	120
Figura 58 - Momento fletor (M_y) da parede.	122
Figura 59 - Esforço normal (N_θ) da parede.	122
Figura 60 - Momento fletor (M_r) da placa de fundo.	123
Figura 61 - Esforço cortante (Q_r) da placa de fundo.	123
Figura 62 - Deflexão (w_r) da placa de fundo devido à carga vertical da parede e ao momento transmitido pela parede.	124
Figura 63 - Momento fletor (M_θ) da cúpula.	126
Figura 64 - Esforço normal anelar (N_θ) da cúpula.	126
Figura 65 - Esforço normal meridional (N_θ) da cúpula.	127
Figura 66 – Momento fletor (M_y) da parede.	127
Figura 67 - Esforço normal (N_θ) da parede.	128
Figura 68 - Momento fletor (M_r) da placa de fundo.	128
Figura 69 - Esforço cortante (Q_r) da placa de fundo.	129
Figura 70 – Deflexão (w_r) da placa de fundo devido à carga vertical da parede e ao momento transmitido pela parede.	129
Figura 71 - Momento fletor (M_y) na parede.	131
Figura 72 - Esforço normal (N_θ) da parede.	132
Figura 73 - Momento fletor (M_r) da placa de fundo.	132
Figura 74 - Esforço cortante (Q_r) na placa de fundo.	133
Figura 75 – Deflexão (w_r) da placa de fundo devido à carga vertical da parede e ao momento transmitido pela parede.	133
Figura 76 - Comportamento de reservatórios apoiados em solos deformáveis.	135

Figura 77 - Momento fletor na ligação parede-fundo devido ao peso próprio da parede.	151
Figura 78 - Variação do momento fletor devido à ação da parede em função da espessura da mesma considerando a placa de fundo com $t = 0,2m$	153
Figura 79 - Variação do momento fletor devido à ação da parede em função da espessura da mesma considerando a placa de fundo com $t = 1,0 m$	153
Figura A.1 - Principais carregamentos incidentes em paredes de reservatórios.	165
Figura A.2 - Concreto de envolvimento da armadura.	167
Figura A.3 - Tração centrada.	168
Figura A.4 - Parede restringida pela placa de fundo.	169
Figura A.5 - Formação de fissuras na parede devido à retração ou temperatura.	170
Figura A.6 - Ábacos para determinação da grandeza $T1$. (a) Fôrmas em aço e (b) fôrmas em madeira.	172
Figura A.7 - Seção submetida à flexão.	173
Figura A.8 - Casos típicos para obtenção de hc, ef	174
Figura A.9 - Armadura na direção dos momentos principais.	175
Figura A.10 - Arranjo com barras paralelas a eixos ortogonais.	176
Figura A.11 - Detalhe da ligação tipo deslizante.....	177
Figura A.12 - Ligação articulada.	177
Figura A.13 - Ligação articulada.	178
Figura A.14 - Distribuição de tensões para momento positivo.	179
Figura A.15 - Forças resultantes para o caso de momento fletor positivo.	179
Figura A.16 - Fissura causada pelas tensões na direção diagonal.	180
Figura A.17 - Tipos de arranjos para momentos positivos na ligação.	180
Figura A.18 - Arranjos estudados por Meneses (2013).....	181
Figura A.19 - Resistência de cada arranjo segundo Meneses (2013).....	181
Figura A.20 - Arranjos com melhor desempenho de acordo com Meneses (2013). (a) A2 e (b) A8.	182
Figura A.21 - Arranjo de armadura para momento positivo. (a) Sem armadura diagonal. (b) Com armadura diagonal.	183
Figura A.22 - Forças resultantes para momento negativo.	183
Figura A.23 - Arranjo indicado por Leonhardt e Mönning (1978) com armadura contra fendilhamento.	184
Figura A.24 - Traspasse de laços em ganchos.....	185

Figura A.25 - Arranjo indicado pelo ACI 315 (1999) para momentos negativos.	185
Figura A.26 - Fôrma trepante.	186
Figura A.27 - Fôrma deslizante.	186
Figura A.28 - Composição do sistema de fôrma deslizante.	187
Figura A.29 - Tipos de juntas de contração. (a) Junta de contração completa. (b) Junta de contração parcial.	189
Figura A.30 - Junta de expansão.	189
Figura A.31 - Tipo de junta deslizante.	190
Figura A.32 - Juntas temporárias.	191
Figura B.1 – Sequência de processamento do algoritmo.	192

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação dos reservatórios de acordo com o volume armazenado.....	33
Tabela 2 - Classes de grau de vazamentos permitidos do EC2-3.....	40
Tabela 3 - Deslocamentos de bordo da parede em reservatórios longos.....	63
Tabela 4 - Deslocamentos e rotações da borda carregada de reservatórios curtos considerando a outra borda livre.	64
Tabela 5 - Deslocamentos e rotações da borda carregada de reservatórios curtos considerando a outra borda articulada.	64
Tabela 6 - Deslocamentos e rotações da borda carregada de reservatórios curtos considerando a outra borda engastada.	65
Tabela 7 – Deslocamentos e rotações na borda oposta à carregada de reservatórios curtos.	65
Tabela 8 – Expressões para determinação dos esforços de flexão em cascas cilíndricas.	66
Tabela 9 - Deslocamentos de bordo em cascas esféricas.	74
Tabela 10 – Expressões para determinação dos esforços de flexão em cascas esféricas.	75
Tabela 11 - Valores de k_s (kN/m ² /m) recomendados por Terzaghi (1955).	81
Tabela 12 - Valores de k_s (kN/m ² /m) propostos por Moraes (1976).	81
Tabela 13 - Correlação entre o N_{spt} e o valor de k_s (10 ³ kN/m ² /m).	82
Tabela 14 – Deslocamentos e rotações de bordo na cúpula.	90
Tabela 15 - Deslocamentos e rotações na borda superior da parede.	91
Tabela 16 – Deslocamentos horizontais e rotações de bordo na extremidade superior do anel.	94
Tabela 17 - Deslocamentos horizontais e rotações de bordo na extremidade inferior do anel.	95
Tabela 18 - Deslocamentos da borda inferior da parede.	97
Tabela 19 - Deslocamentos da placa de fundo considerando o apoio em base rígida....	98
Tabela 20 - Rotação da placa apoiada em base deformável devido à carga da parede. .	99
Tabela 21 - Rotação da placa apoiada em base deformável devido ao carregamento de bordo.	100
Tabela 22 - Deslocamentos da borda superior da parede em reservatórios cilíndricos curtos.	103

Tabela 23 - Deslocamentos da borda inferior da parede em reservatórios cilíndricos curtos.	104
Tabela 24 - Deslocamentos na borda inferior da parede em reservatórios curtos sem cobertura.	105
Tabela 25 - Dados dos exemplos.	114
Tabela 26 - Classificação dos reservatórios de acordo com a dependência entre os bordos.	114
Tabela 27 – Esforços hiperestáticos de bordo do exemplo 1 – reservatório com parede longa e com cobertura.	116
Tabela 28 - Esforços do anel de rigidez do exemplo 1 – reservatório com parede longa e com cobertura.	117
Tabela 29 - Esforços máximos por elemento para o exemplo 1 – reservatório com parede longa e com cobertura.	120
Tabela 30 - Esforços mínimos por elemento para o exemplo 1 – reservatório com parede longa e com cobertura.	121
Tabela 31 – Esforços hiperestáticos de bordo do exemplo 2 – reservatório com parede longa e sem cobertura.	121
Tabela 32 - Esforços máximos por elemento para o exemplo 2 – reservatório com parede longa e sem cobertura.	124
Tabela 33 - Esforços mínimos por elemento para o exemplo 2 – reservatório com parede longa e sem cobertura.	124
Tabela 34 – Esforços hiperestáticos de bordo do exemplo 3 – reservatório com parede curta e com cobertura.	125
Tabela 35 - Esforços do anel de rigidez do exemplo 3 – reservatório com parede curta e com cobertura.	125
Tabela 36 - Esforços máximos por elemento para o exemplo 3 – reservatório com parede curta e com cobertura.	130
Tabela 37 - Esforços mínimos por elemento para o exemplo 3 – reservatório com parede curta e com cobertura.	130
Tabela 38 – Esforços hiperestáticos de bordo do exemplo 4 – reservatório com parede curta e sem cobertura.	131
Tabela 39 - Esforços máximos por elemento para o exemplo 4 – reservatório com parede curta e sem cobertura.	134

Tabela 40 - Esforços mínimos por elemento para o exemplo 4 – reservatório com parede curta e sem cobertura.....	134
Tabela 41 - Recalque vertical (mm) devido ao peso próprio da placa de fundo.	136
Tabela 42 - Recalque vertical (mm) devido à ação conjunta dos pesos próprios do líquido e da placa de fundo.....	136
Tabela 43 - Hiperestáticos e esforços no anel para as duas situações mencionadas. ...	138
Tabela 44 - Hiperestáticos e esforços no anel para as duas situações mencionadas. ...	138
Tabela 45 - Hiperestáticos para as duas situações mencionadas.	139
Tabela 46 - Hiperestáticos para as duas situações mencionadas.	139
Tabela 47 - Hiperestáticos e esforços no anel para as duas situações mencionadas. ...	140
Tabela 48 - Hiperestáticos e esforços no anel para as duas situações mencionadas. ...	140
Tabela 49 - Hiperestáticos as duas situações mencionadas.	141
Tabela 50 - Hiperestáticos as duas situações mencionadas.	141
Tabela 51 - Valores de α para um solo com $k_s = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	142
Tabela 52 - Valores de α para um solo com $k_s = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	142
Tabela 53 - Valores de α para um solo com $k_s = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	143
Tabela 54 - Momento fletor na ligação devido ao peso próprio da parede para um solo com $k_s = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	144
Tabela 55 - Momento fletor na ligação devido ao peso próprio da parede para um solo com $k_s = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	145
Tabela 56 - Momento fletor na ligação devido ao peso próprio da parede para um solo com $k_s = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	146
Tabela 57 - Momento fletor na ligação devido à ação da carga hidrostática para um solo com $k_s = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	147
Tabela 58 - Momento fletor na ligação devido à ação da carga hidrostática para um solo com $k_s = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	148
Tabela 59 - Momento fletor na ligação devido à ação da carga hidrostática para um solo com $k_s = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	149
Tabela 60 - Conclusões relativas à análise paramétrica.	155
Tabela A.1 - Valores máximos de diâmetro e espaçamento, com barras de alta aderência.....	169
Tabela C.1 – Valores das funções G_1 e G_2	193

Tabela D.1 - Momento fletor total na ligação para um solo com $ks = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	195
Tabela D.2 - Momento fletor total na ligação para um solo com $ks = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	196
Tabela D.3 - Momento fletor total na ligação para um solo com $ks = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	197
Tabela D.4 - Momento fletor na ligação devido ao peso próprio para um solo com $ks = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	198
Tabela D.5 - Momento fletor na ligação devido ao peso próprio para um solo com $ks = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	199
Tabela D.6 - Momento fletor na ligação devido ao peso próprio para um solo com $ks = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	200
Tabela D.7 - Momento fletor na ligação devido à carga hidrostática para um solo com $ks = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	201
Tabela D.8 - Momento fletor na ligação devido à carga hidrostática para um solo com $ks = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	202
Tabela D.9 - Momento fletor na ligação devido à carga hidrostática para um solo com $ks = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	203
Tabela D.10 - Momento fletor total na ligação para um solo com $ks = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	204
Tabela D.11 - Momento fletor total na ligação para um solo com $ks = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	205
Tabela D.12 - Momento fletor total na ligação para um solo com $ks = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	206
Tabela D.13 - Momento fletor na ligação devido ao peso próprio para um solo com $ks = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	207
Tabela D.14 - Momento fletor na ligação devido ao peso próprio para um solo com $ks = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	208
Tabela D.15 - Momento fletor na ligação devido ao peso próprio para um solo com $ks = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	209
Tabela D.16 - Momento fletor na ligação devido à carga hidrostática para um solo com $ks = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	210

Tabela D.17 - Momento fletor na ligação devido à carga hidrostática para um solo com $k_s = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	211
Tabela D.18 - Momento fletor na ligação devido à carga hidrostática para um solo com $k_s = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	212
Tabela D.19 - Momento fletor total na ligação para um solo com $k_s = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	213
Tabela D.20 - Momento fletor total na ligação para um solo com $k_s = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	214
Tabela D.21 - Momento fletor total na ligação para um solo com $k_s = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	215

LISTA DE SÍMBOLOS

CAPÍTULO 2

E	Módulo de elasticidade do concreto
β_i	Parâmetro definido pelo ACI 373R
β_c	Parâmetro definido pelo ACI 373R
ϕ	Parâmetro definido pelo ACI 373R
P_u	Parâmetro definido pelo ACI 373R
E_s	Módulo de elasticidade do aço
f_s	Tensão admissível do aço
f_c	Tensão admissível do concreto
C	Coefficiente de retração
n	Relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto
T_p	Tração na parede

CAPÍTULO 3

K	Curvatura de Gauss
D	Diâmetro do reservatório
H	Altura do reservatório
h	Espessura da parede
t	Espessura da placa de fundo
e	Espessura da cúpula
R	Raio do reservatório
p_y	Componente de carregamento na direção y
p_θ	Componente de carregamento na direção θ
p_z	Componente de carregamento na direção z
p_ϕ	Componente de carregamento na direção ϕ
N'_θ	Esforço normal de membrana na direção θ
N_θ	Esforço normal de flexão na direção θ
N'_y	Esforço normal de membrana na direção y
N_y	Esforço normal de flexão na direção y
$N'_{y\theta}$	Esforço cisalhante de membrana contido na superfície média
$N_{y\theta}$	Esforço cisalhante de flexão contido na superfície média
$N'_{\theta y}$	Esforço cisalhante de membrana contido na superfície média
$N_{\theta y}$	Esforço cisalhante de flexão contido na superfície média
N'_ϕ	Esforço normal de membrana na direção ϕ
N_ϕ	Esforço normal de flexão na direção ϕ
$N'_{\phi\theta}$	Esforço cisalhante de membrana contido na superfície média
$N_{\phi\theta}$	Esforço cisalhante de flexão contido na superfície média
$N'_{\theta\phi}$	Esforço cisalhante de membrana contido na superfície média
$N_{\theta\phi}$	Esforço cisalhante de flexão contido na superfície média
M_y	Momento fletor fletindo na direção y
M_θ	Momento fletor fletindo na direção θ

$M_{y\theta}$	Momento torsor torcendo na direção θ
$M_{\theta y}$	Momento torsor torcendo na direção y
Q_y	Esforço cortante entre duas seções paralelas em relação ao eixo y
Q_θ	Esforço cortante entre duas seções paralelas em relação ao eixo θ
$\varepsilon_y, \varepsilon_\theta, \varepsilon_\phi$	Deformações
ϕ_y	Rotação da parede
v e w	Deslocamentos
σ_y, σ_θ e σ_z	Tensões
γ_a	Peso específico da água
γ_c	Peso específico do concreto
q_y	Carga distribuída na vertical
D_c	Rigidez à flexão da parede
β	Constante que corresponde a uma rigidez relativa entre os anéis e as vigas verticais que formam a parede
ν	Coefficiente de Poisson
λ_0	Comprimento da onda
Q_0	Carregamento horizontal de bordo
M_0	Carregamento de momento no bordo
Δ	Deslocamentos de bordo
r_0	Raio horizontal da casca esférica em certa altura
r_1	Raio de curvatura dos meridianos da casca esférica
r_2	Raio de curvatura dos paralelos da casca esférica
a	Raio da cúpula
ϕ_c	Ângulo de abertura da cúpula
f	Comprimento da flecha da cúpula
e	Espessura da cúpula
λ	Constante que corresponde a uma rigidez relativa entre os paralelos e os meridianos da casca esférica
K_c	Constante da casca esférica
q e g	Cargas distribuídas
T	Tração no anel de rigidez
ε_r e ε_θ	Deformações no anel de rigidez
H_r	Força resultante horizontal no anel
M_r	Momento na direção radial
M_θ	Momento na direção circunferencial
h_a e b_a	Dimensões da seção do anel
A_R	Área da seção transversal do anel
I_R	Momento de inércia da seção do anel
k_s	Coefficiente de reação vertical
w	Deflexão da placa
p	Reação vertical do solo
M_A e M_B	Momentos de engastamento em uma viga bi-engastada
φ	Rotação na extremidade de uma viga bi-engastada
b	Largura da coroa fletida
t	Espessura da placa de fundo
D_p	Rigidez à flexão da placa de fundo
Q	Carga aplicada pela parede

l	Rigidez relativa entre a placa a o solo de apoio
V_p	Reação da parede no anel

CAPÍTULO 5

Q	Carga aplicada pela parede
α	Rigidez relativa entre a placa e o solo
H_{liq}	Altura do líquido armazenado

APÊNDICE A

w_k	Estimativa da abertura de fissura
w_{k1}	Estimativa da abertura de fissura
x_{min}	Limite inferior da altura da linha neutra definido pelo Eurocode
$M_{d,ser}$	Momento fletor de serviço
M_{rc}	Momento de fissuração
f_{ct}	Tensão admissível do concreto à tração
$f_{ct,min}$	Tensão admissível mínima do concreto à tração
I_c	Momento de inércia da seção
y_t	Distância do centroide para a fibra mais tracionada
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
b	Largura da seção retangular
h	Altura da seção retangular
A_{cri}	Área de envolvimento de uma barra na seção
σ_{si}	Tensão de tração no concreto no centro de gravidade da barra
E_{si}	Módulo de elasticidade da barra de aço envolvida pelo concreto
ρ_{cri}	Taxa de aço em relação à área de envolvimento da armadura A_{cri}
η_i	Coefficiente de conformação superficial
α_e	Relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto
x_{II}	Altura da linha neutra no estágio II
I_{II}	Momento de inércia no estágio II

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	24
1.1	Considerações iniciais	24
1.2	Objetivos	26
1.3	Justificativa	27
1.4	Metodologia	27
1.5	Síntese dos capítulos	28
2	CONSIDERAÇÕES SOBRE PROJETO ESTRUTURAL DE RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS	29
2.1	Classificação dos reservatórios	29
2.1.1	Posição em relação ao nível do terreno	29
2.1.2	Geometria em planta	31
2.1.3	Natureza do líquido armazenado	32
2.1.4	Capacidade de armazenamento	33
2.2	Elementos estruturais dos reservatórios cilíndricos	33
2.2.1	Cobertura	35
2.2.2	Anel de rigidez	38
2.2.3	Parede	40
2.2.4	Fundo	42
2.2.5	Ligação parede-fundo	45
3	PROCEDIMENTO PARA ANÁLISE ESTRUTURAL DE RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS	49
3.1	Considerações gerais sobre cascas	49
3.2	Cascas cilíndricas	52
3.2.1	Teoria de membrana	52
3.2.2	Relações esforços-deslocamentos de membrana	56
3.2.3	Teoria de flexão	58
3.2.4	Influência dos efeitos de bordo em cascas cilíndricas	61
3.2.5	Deslocamentos horizontais e rotações nos bordos	63
3.3	Cascas esféricas	66
3.3.1	Teoria de membrana	66
3.3.2	Relações esforços-deslocamentos de membrana	68
3.3.3	Teoria de flexão	71
3.4	Anel de rigidez	75

3.5	Placas sobre bases deformáveis.....	78
3.5.1	Considerações gerais.....	78
3.5.2	Cálculo de placas apoiadas em bases rígidas.....	82
3.5.3	Cálculo de placas apoiadas em bases deformáveis.....	84
4	ANÁLISE DA ESTRUTURA DO RESERVATÓRIO	88
4.1	Compatibilização dos deslocamentos de bordo nas ligações cobertura-anel e anel-parede em reservatórios longos	88
4.2	Compatibilização dos deslocamentos na ligação parede-fundo em reservatórios longos	97
4.2.1	Base infinitamente rígida	97
4.2.2	Base deformável.....	99
4.3	Compatibilização dos deslocamentos em reservatórios curtos.....	101
4.3.1	Base infinitamente rígida	102
4.3.2	Base deformável.....	106
4.4	Análise dos hiperestáticos de bordo na ligação entre a parede e a placa de fundo	108
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS	113
5.1	Considerações gerais.....	113
5.2	Exemplos analisados	113
5.3	Hiperestáticos e esforços internos.....	116
5.3.1	Exemplo 1 - Reservatório com parede longa e com cobertura.....	116
5.3.2	Exemplo 2 - Reservatório com parede longa sem cobertura.....	121
5.3.3	Exemplo 3 - Reservatório com parede curta e com cobertura	125
5.3.4	Exemplo 4 - Reservatório com parede curta sem cobertura	130
5.3.5	Considerações sobre os exemplos analisados	134
5.4	Comparação entre o cálculo de reservatórios curtos e longos.....	137
5.4.1	Exemplo 1 - Reservatório com parede longa e com cobertura.....	138
5.4.2	Exemplo 2 - Reservatório com parede longa sem cobertura.....	139
5.4.3	Exemplo 3 - Reservatório com parede curta e com cobertura	139
5.4.4	Exemplo 4 - Reservatório com parede curta sem cobertura	140
5.5	Comportamento do reservatório em função das características geométricas.....	141
5.5.1	Considerações gerais.....	141
5.5.2	Influência do diâmetro	150
5.5.3	Influência da altura da parede	151
5.5.4	Influência da espessura da placa de fundo	152
5.5.5	Influência da espessura da parede.....	152

6	CONCLUSÕES.....	154
6.1	Sugestão de trabalhos futuros	155
	REFERÊNCIAS	157
	APÊNDICE A – DIRETRIZES DE PROJETO	161
A.1	Considerações gerais	161
A.2	Principais causas de fissuração em reservatórios.....	162
A.3	Verificação do estado de fissuração	163
A.3.1	Verificação do estado limite de formação de fissura	165
A.3.2	Estimativa da abertura de fissuras.....	166
A.4	Controle de fissuração da parede devido à retração do concreto e a variação térmica....	169
A.5	Disposições das armaduras.....	175
A.5.1	Placa de fundo	175
A.5.2	Ligação tipo deslizante.....	176
A.5.3	Ligação articulada	177
A.5.4	Ligação parede-placa de fundo monolítica.....	178
A.6	Disposições construtivas.....	185
A.6.1	Método construtivo	185
A.6.2	Tipos de juntas	188
	APÊNDICE B – FLUXOGRAMA DO ALGORITMO COMPUTACIONAL DO RCABE (RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS DE CONCRETO ARMADO APOIADOS EM BASE ELÁSTICA)	192
	APÊNDICE C – VALORES DAS FUNÇÕES G_1 E G_2	193
	APÊNDICE D – MOMENTOS FLETORES NA LIGAÇÃO PAREDE-FUNDO	194

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Os reservatórios cilíndricos (ou circulares) de concreto armado são estruturas utilizadas para armazenamento de água e outros produtos. São empregados, principalmente, em estações de armazenamento de água, tratamento de esgoto e na indústria. Existem diversos trabalhos sobre os procedimentos de análise e dimensionamento dessas estruturas, visto que os reservatórios foram umas das primeiras construções em concreto armado.

Os reservatórios, em sua maioria, têm geometrias em planta retangulares ou circulares. As circulares se comportam melhor quanto à distribuição de esforços devido à simetria axial da superfície e dos carregamentos, tornando-se, portanto, mais econômica para construções de maior porte.

Eles têm a função de proteger o líquido armazenado e, dessa forma, é necessário dispor de elementos estruturais com características que propiciem, além da estabilidade estrutural, impermeabilidade e durabilidade. Normalmente estão presentes três principais componentes estruturais: placa de fundo, parede e cobertura. Esta última pode ser suprimida em alguns casos, dependendo da necessidade. De acordo com o porte, pode ser necessário adicionar um anel de rigidez à estrutura com o intuito de melhorar as condições de transferência de esforços entre a cobertura e a parede do reservatório.

A parede do reservatório cilíndrico é uma casca cilíndrica ligada na extremidade superior à cobertura e na inferior à placa de fundo. Suas principais funções são resistir à pressão lateral do líquido, sem permitir vazamento, bem como transmitir a carga da cobertura para a fundação.

O fundo do reservatório tem a função de transmitir as cargas do líquido e da parede ao solo de fundação. Geralmente, esse elemento consiste em uma placa circular, que pode ou não conter estruturas de reforço para melhorar a distribuição de tensões transmitidas ao solo.

As condições de apoio da placa de fundo podem variar de acordo com as características de rigidez do solo que constitui a base do reservatório. Dependendo do tipo de material,

o solo pode apresentar grande rigidez ao recalque da placa, comportando-se como uma base aproximadamente rígida. Porém, a condição de rigidez infinita é uma idealização, não sendo alcançada, o que muda o comportamento previsto da estrutura.

A necessidade do elemento de cobertura depende dos fins do reservatório. Nos casos em que o líquido armazenado não necessita de proteção quanto a impurezas, intempéries atmosféricas e outros fatores que possam contaminar o material armazenado, pode-se dispensar a cobertura. Já em situações em que o líquido armazenado deve permanecer protegido de agentes externos, o elemento de cobertura se faz necessário.

Os principais tipos de cobertura utilizados são placas e cascas. Estas últimas têm melhor comportamento quanto à distribuição de esforços, pois enquanto as placas são majoritariamente submetidas a esforços de flexão, nas cascas predominam esforços de membrana, que exigem espessuras menores e mais baixo consumo de armaduras. Devido ao surgimento de esforços de flexão consideráveis nas proximidades da ligação com a parede, as coberturas em casca normalmente exigem espessuras maiores nas regiões vizinhas às suas bordas.

Os exemplos estudados neste trabalho têm duas configurações estruturais. Em uma delas, estão presentes todos os elementos estruturais: cobertura, anel de rigidez, parede e placa de fundo. A outra configuração corresponde a um reservatório somente com parede e placa de fundo, pois nesses casos é mais fácil estudar a influência de parâmetros geométricos e físicos e os resultados podem ainda ser extrapolados para reservatórios com cobertura.

No decorrer do trabalho são apresentados procedimentos para análise de reservatórios cilíndricos de concreto armado apoiados em solos deformáveis e, posteriormente, verifica-se a influência da deformabilidade desses e de características geométricas no comportamento estrutural.

No caso de reservatórios apoiados na superfície do terreno, a interação da estrutura com o solo de fundação não é usualmente considerada na prática de projetos estruturais. Na maioria dos casos esse efeito é negligenciado como um meio de simplificar os procedimentos de projeto. Usualmente, admite-se a existência de um engastamento elástico entre a parede e a placa de fundo do reservatório e a base de apoio como sendo infinitamente rígida (HANGAN-SOARE, 1959; PCA, 1993).

Entretanto, estudos que consideram a interação solo-estrutura em reservatórios de superfície mostram que a deformabilidade do solo de fundação pode ter grande influência sobre os esforços e deslocamentos que ocorrem ao longo da parede e da placa de fundo (MEZAINI, 2006; VICHARE e INANDAR, 2010; MISTRÍKOVÁ e JENDZELOVSKÝ, 2011; DEHADRAI e INGLE, 2016).

Cabe ressaltar que já foram realizados na Universidade Federal de Alagoas alguns estudos sobre reservatórios cilíndricos, como por exemplo, os de Ferreira (2010) e Lima Junior (2004).

1.2 Objetivos

O presente trabalho estuda procedimentos de análise estrutural de reservatórios cilíndricos de concreto armado considerando o efeito da deformabilidade do solo e sua influência no comportamento estrutural.

Como objetivos específicos, têm-se:

- a) Estudar os procedimentos de obtenção de esforços e deslocamentos em cascas por meio das teorias de membrana e flexão;
- b) Estudar os procedimentos de avaliação de esforços e deslocamentos de placas delgadas utilizando a teoria clássica e enfatizando o caso de apoio em base elástica;
- c) Analisar a influência do valor do coeficiente de reação vertical sobre o comportamento estrutural;
- d) Comparar os resultados obtidos considerando a interação entre bordas da parede cilíndrica com aqueles encontrados desprezando-se essa interação;
- e) Estudar a influência de características geométricas, como a altura do reservatório, diâmetro e espessuras da parede e da placa de fundo, no comportamento estrutural;
- f) Desenvolver um algoritmo computacional em MATLAB para sistematização da análise estrutural de reservatórios cilíndricos de superfície.

- g) Reunir considerações relacionadas com a concepção estrutural e diretrizes de projeto, prescritas em normas internacionais e publicações, sobre a durabilidade e detalhamento de armaduras das estruturas de reservatórios de concreto armado.

1.3 Justificativa

Os reservatórios superficiais de concreto são bastante utilizados em sistemas de saneamento e abastecimento d'água e em setores industriais. Dessa forma, é necessário que os projetos estruturais abordem de forma correta os fatores que interferem no comportamento estrutural, de modo que os reservatórios apresentem melhor desempenho durante o período de vida útil.

Os procedimentos tradicionais de análise estrutural não levam em conta a influência da deformabilidade do solo no comportamento da estrutura, como mencionado anteriormente. Tais considerações podem ocasionar esforços e deslocamentos que não representam a realidade. Portanto, com o intuito de determinar estes resultados de forma mais realística é importante um estudo que considere a real condição de rigidez do solo na análise estrutural.

Além do mais, não existem na literatura nacional trabalhos que reúnam recomendações e diretrizes de projeto para reservatórios de concreto armado. Assim sendo, é interessante um estudo que agrupe essas informações, presentes em normas e publicações internacionais, para nortear a elaboração desses projetos. Sendo assim, no Apêndice A apresentam-se prescrições com o intuito de abordar as informações mencionadas.

1.4 Metodologia

O estudo é realizado por meio da utilização das teorias clássicas das cascas e placas delgadas. A placa de fundo é considerada apoiada em base elástica, simulando o solo por molas distribuídas continuamente por meio do modelo de Winkler (TIMOSHENKO e KRIEGER, 1987). A análise estrutural é feita por meio do Método das Forças, impondo-se compatibilização dos deslocamentos ao longo das ligações entre os elementos. O procedimento de análise é implementado usando o ambiente de programação MATLAB.

Adicionalmente, é realizada uma análise paramétrica para estudar o comportamento do momento fletor na ligação parede-fundo quando a rigidez do solo e os parâmetros geométricos são alterados.

1.5 Síntese dos capítulos

O Capítulo 2 contém considerações de projeto sobre reservatórios de concreto armado.

No Capítulo 3 estudam-se os procedimentos de análise estrutural dos elementos do reservatório. São abordadas as teorias de membrana e flexão para cálculo de cascas finas e teoria das placas delgadas apoiadas em solos deformáveis. Também são apresentados os esforços e deslocamentos do anel de rigidez.

No Capítulo 4 é feita a compatibilização dos deslocamentos por meio do Método das Forças.

O Capítulo 5 contém os exemplos analisados utilizando-se os procedimentos descritos nos capítulos anteriores. Além disso, é apresentada a análise paramétrica que estuda o momento fletor na ligação.

O Capítulo 6 apresenta as conclusões do trabalho.

2 CONSIDERAÇÕES SOBRE PROJETO ESTRUTURAL DE RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS

Este capítulo tem o objetivo de apresentar algumas considerações relativas à concepção de projetos estruturais de reservatórios de concreto armado. São mostradas recomendações relativas aos tipos de elemento, ao pré-dimensionamento, às dimensões mínimas, aos materiais utilizados, entre outras, que visam melhorar o desempenho da estrutura. No Apêndice A são apresentadas diretrizes de projeto e disposições construtivas sobre reservatórios de concreto armado.

2.1 Classificação dos reservatórios

Os reservatórios podem ser classificados de acordo com:

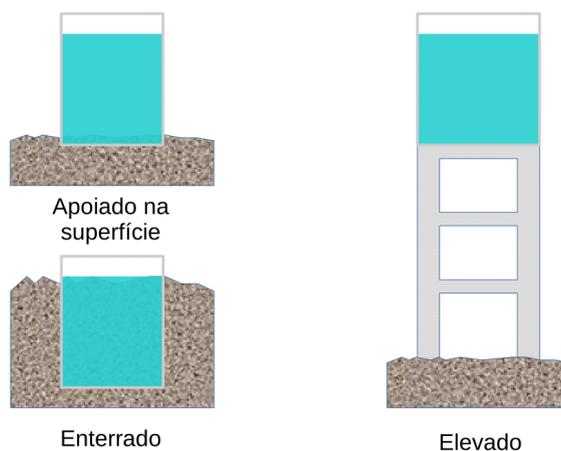
- a) A posição em relação ao solo;
- b) A geometria;
- c) A natureza do líquido armazenado;
- d) A capacidade de armazenamento.

2.1.1 Posição em relação ao nível do terreno

Os reservatórios são posicionados em relação à superfície basicamente de três formas (Figura 1):

- a) Apoiados na superfície do terreno;
- b) Elevados em relação à superfície;
- c) Enterrados ou semienterrados.

Figura 1 - Posições de reservatórios em relação ao nível do terreno.



Fonte: Autor (2017).

A placa de fundo de reservatórios de superfície pode ser apoiada em elementos de fundações (superficiais ou profundas) ou diretamente no solo. Para Cruz (2009) esta última apresenta vantagens com relação à outra:

- a) Menor custo de construção para uma mesma capacidade;
- b) Maior facilidade de inspeção, de exploração e de ampliação futura;
- c) Menor impacto paisagístico, quando se comparado ao reservatório elevado.

Os reservatórios enterrados se comportam bem quando submetidos a terremotos, característica importante em países onde a atividade sísmica é intensa. Também apresentam boa adaptabilidade paisagística, ficando quase imperceptível. Porém, é necessário tomar cuidado com o nível do lençol freático na região onde o reservatório está localizado, pois existe o risco de flutuação da estrutura quando o reservatório estiver vazio.

Antes de se executar a placa de fundo recomenda-se aplicar uma camada de concreto magro com espessura entre 5 e 10 *cm* para regularizar a região de contato e reduzir a perda de água do concreto fresco. Ressalta-se a importância em se reproduzir as condições de rigidez da fundação *in loco* semelhantes aquelas definidas nos projetos de estrutura e de fundação.

A escolha por reservatórios elevados é corroborada por características da região onde o mesmo será instalado. Quando há a necessidade de maior energia hidráulica para distribuição do líquido armazenado, esse tipo de estrutura apresenta maior viabilidade. Eles podem estar apoiados em estruturas específicas, mas também podem ser construídos em estruturas existentes.

Tendo em vista os aspectos mencionados, o presente trabalho se concentra no estudo de reservatórios de concreto apoiados diretamente no solo. Contudo, as considerações apresentadas neste capítulo podem ser extrapoladas para outros tipos de reservatórios.

2.1.2 Geometria em planta

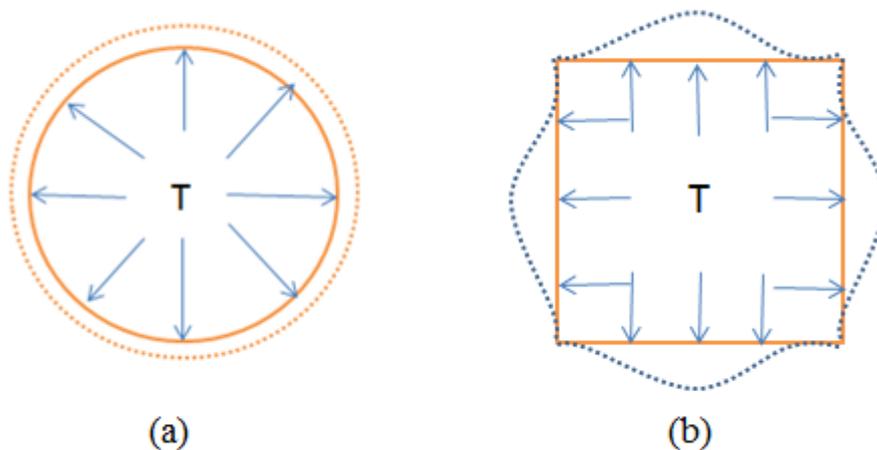
Os reservatórios são classificados quanto à geometria em planta, em:

- a) Quadrado;
- b) Retangular;
- c) Circular;
- d) De forma qualquer.

As geometrias circulares são mais econômicas que as quadradas e retangulares, pois o perímetro do reservatório circular projetado para determinada capacidade é menor que o perímetro dos outros dois, para a mesma quantidade armazenada.

Além do mais, as paredes de reservatórios cilíndricos submetidas à pressão lateral do líquido ficam sujeitas majoritariamente a tensões normais. No caso de geometrias quadradas e retangulares, aparecem momentos fletores elevados que tendem a consumir mais material (Figura 2).

Figura 2 - Comportamento de reservatórios em função de sua geometria para um carregamento T : (a) Reservatório circular; (b) Reservatório quadrado.



Fonte: Autor (2017)

Observando-se a Figura 2 percebe-se que as paredes do reservatório circular trabalham tracionadas circunferencialmente quando submetidas à pressão radial, caso não exista restrição em suas bordas. Por outro lado, nos reservatórios quadrados ou retangulares sujeitos à pressão interna, as quinas (encontro entre as paredes) são praticamente indeslocáveis, funcionando como apoios laterais para as paredes, as quais ficam solicitadas predominantemente por esforços de flexão.

2.1.3 Natureza do líquido armazenado

Quando se trata do tipo de líquido a ser armazenado existem reservatórios para:

- a) Armazenamento de água;
- b) Tratamento de esgoto e efluentes;
- c) Armazenamento de vinho, cerveja, cidra, etc.;
- d) Cisternas de produtos negros (alcatrão, betume);
- e) Armazenamento de hidrocarbonetos (petróleo, gasolina, óleo diesel, etc.).

Segundo Cruz (2009), depósitos de água integrados a redes de distribuição são os tipos mais comuns de reservatórios de concreto. Porém, já existem estudos, como o de Alves

(2013), que verificam a viabilidade do uso de tais estruturas em indústrias com alta demanda de armazenamento de líquidos, como é o caso do setor petrolífero. As empresas desse setor usualmente utilizam tanques que, em sua maioria, são projetados em chapas e perfis metálicos, implicando em alto custo construtivo e de manutenção, com o agravamento de que o tempo de vida útil é de aproximadamente 20 anos. O emprego de reservatórios de concreto armado em indústrias de petróleo traria grande redução dos custos, visto que as despesas de manutenção são menores e o tempo de vida útil é de aproximadamente 50 anos.

2.1.4 Capacidade de armazenamento

Cruz (2009) classifica os tanques de armazenamento de água com menos de 500 m^3 de capacidade em reservatórios de pequeno porte e em grandes os que ultrapassam os 5000 m^3 . Consequentemente, valores intermediários representam os médios.

Para o caso particular das indústrias petrolíferas, nas quais os volumes de armazenamento são em geral muito grandes, Alves (2013) sugere a classificação apresentada na Tabela 1:

Tabela 1 - Classificação dos reservatórios de acordo com o volume armazenado.

Classificação	Capacidade
Pequenos	16 a 8.000 m^3
Médios	8.000 a 87.500m^3
Grandes	Acima de 87.500m^3

Fonte: Alves (2013)

2.2 Elementos estruturais dos reservatórios cilíndricos

Diversos aspectos são levados em conta na concepção de reservatórios para armazenamento de líquidos, tais como: localização, demanda, topografia, economia, entre outros. Devido ao alto investimento exigido para execução dessas estruturas, torna-se necessário buscar diretrizes que racionalizem seu projeto. Sobre isso, Alves (2013) afirma que, em um estudo inicial, a definição da localização é regida por aspectos como natureza do solo da região, previsão para ampliação, facilidade de operação, etc.

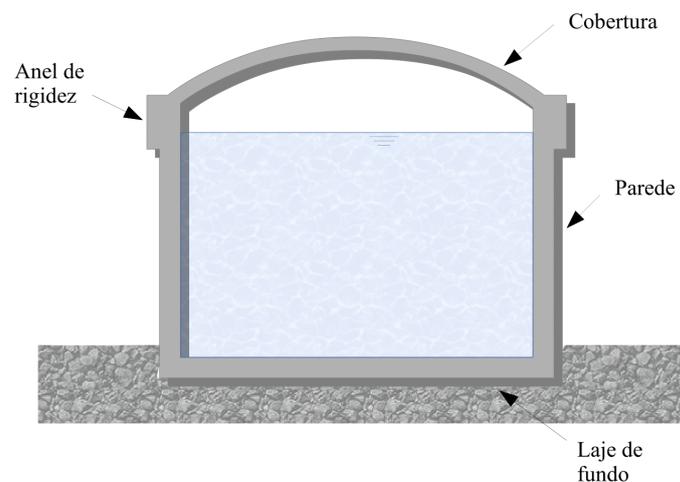
A premissa inicial para concepção de reservatórios é a definição da capacidade de armazenamento de líquidos necessária para determinada demanda. Atualmente no Brasil são construídos tanques que vão desde alguns metros cúbicos de armazenamento até $200.000 m^3$.

Outro aspecto importante que orienta a concepção estrutural é a finalidade para a qual o reservatório será construído. Em reservatórios que abrigam rejeitos de esgoto não é necessária utilização de coberturas, pois o material armazenado não corre risco de contaminação, em contraponto, os que abrigam água ou produtos químicos devem estar totalmente isolados do ambiente.

Visando a durabilidade da estrutura, a NBR 6118 (2014) recomenda que se considere a classe de agressividade CAA IV (Agressividade Alta) devido à alta exposição a agentes agressivos. Por conseguinte, o concreto utilizado deverá ter um f_{ck} maior ou igual a 40 *MPa*. Isto pode ser justificado pelo fato de que a estrutura do reservatório é um meio primário de proteção contra vazamentos. Ressalta-se a importância da estanqueidade no caso de armazenamento de produtos químicos que, em caso de vazamento, podem ocasionar fortes impactos ambientais.

Os reservatórios cilíndricos apoiados ao nível do solo possuem basicamente quatro tipos de elementos estruturais: cobertura, anel de rigidez, parede e fundo (Figura 3), os quais serão descritos detalhadamente em seguida.

Figura 3 - Elementos que compõem a estrutura do reservatório.



Fonte: Autor (2017)

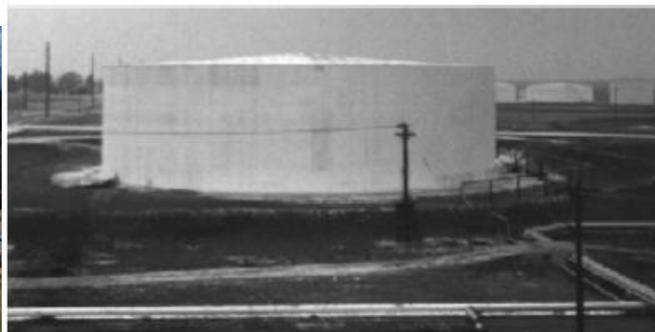
2.2.1 Cobertura

As coberturas têm a função de proteger o líquido contra os agentes agressivos externos e também de minimizar perdas por evaporação. Elas podem conter aberturas para inspeção, limpeza e manutenção, bem como serem lacradas. As coberturas podem ser em formato de cúpula (esféricas ou elípticas), cônicas ou planas. Cruz (2009) comenta que as cúpulas geralmente são mais utilizadas em projetos de reservatórios. As lajes planas (placas circulares) também são usadas, porém, em situações de grandes vãos requerem a adoção de apoios intermediários, o que pode encarecer a estrutura e também dificultar a construção. As cascas cônicas são menos usadas como cobertura que as esféricas e as lajes planas. Nawy (2009) indica que o custo de construção das coberturas em cúpula geralmente representa um terço do valor total da estrutura, justificando a importância desta. Os tipos de cobertura mais comuns são mostrados na Figura 4.

Figura 4 - Tipos de cobertura: (a) Cúpula esférica; (b) Cônica; (c) Laje plana.



(a)



(b)



(c)

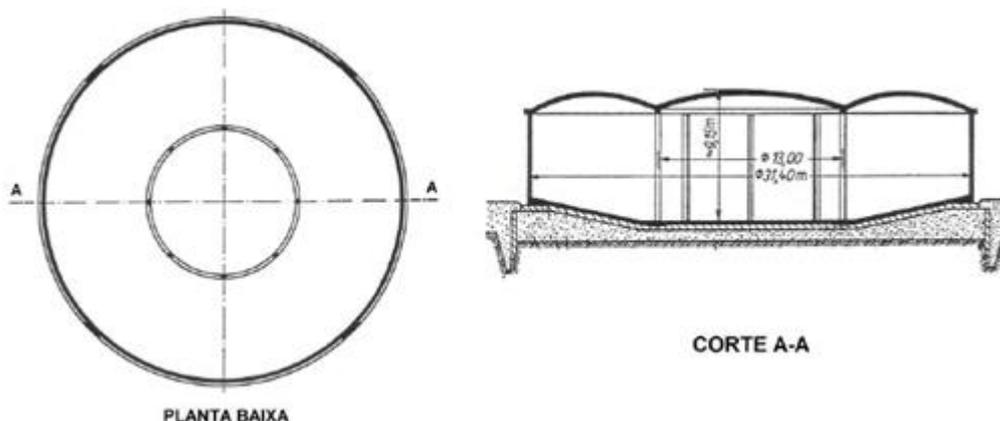
Fonte: (a) CROM, (b) SUSCOS (2014) e (c) SWCT.

Segundo o PCA (1992), é mais recomendável optar por lajes de cobertura em reservatórios com diâmetro menor que 10 m. Para diâmetros maiores, a utilização de coberta em cúpula ou cônica torna-se mais adequada. Estas cascas com geometria de revolução apresentam um comportamento melhor na distribuição de esforços quando comparadas às coberturas planas.

Nos casos de reservatórios maiores, o emprego de lajes planas usualmente exige a disposição de pilares internos e, conseqüentemente, de elementos de fundação, o que implica em maior custo da estrutura.

Mesmo nos casos de cobertura em casca, a extensão do diâmetro do reservatório pode tornar inviável a utilização de cascas simples. Nestes casos, podem-se utilizar coberturas compostas, como por exemplo, uma cúpula central integrada com uma toroidal adjacente. A união dos domos é feita por um anel interposto na ligação entre os dois elementos e apoiado em pilares que chegam à fundação (Figura 5). As coberturas podem ser projetadas tanto em concreto armado como em concreto protendido.

Figura 5 - Solução de cobertura composta.



Fonte: Alves (2013)

Além de seu peso próprio, as coberturas de reservatórios podem receber cargas de revestimento e acidentais, pesos de equipamentos e de acessórios, assim como ações ambientais (chuva, vento, neve, etc.) que atuarão durante o período de construção e vida útil do projeto.

As cúpulas, em sua maioria, são projetadas com grande esbeltez. Esta característica é possível devido ao fato das cascas com essa geometria trabalharem predominantemente sujeitas a esforços normais, como se verá nos próximos capítulos. É comum que nas regiões próximas às bordas a espessura exigida seja um pouco maior do que no restante da casca, o que se explica pelo aparecimento de maiores momentos fletores nas proximidades das ligações com outros elementos estruturais.

A determinação da espessura da cobertura em um pré-dimensionamento deve ser feita buscando-se respeitar o atendimento relativo às condições ambientais em que a mesma encontra-se inserida. No caso de cascas, o PCA (1992) recomenda uma espessura mínima de 9 cm, enquanto que o ACI 373R (1997) apresenta uma fórmula para estimativa da espessura mínima de cúpulas:

$$e_{min} = a \sqrt{\frac{1,5 P_u}{\phi \beta_i \beta_c E}} \quad (1)$$

na qual:

a - raio de curvatura do meridiano da cúpula em *in*;

P_u - a carga distribuída multiplicada pelos coeficientes de ponderação em *psf*;

$\phi = 0,7$ – representa um coeficiente de ponderação para a força;

$\beta_i = 0,5$ – fator de flambagem para cascas esféricas que leva em conta imperfeições geométricas;

$\beta_c = 0,44 + 0,003L$ para cargas acidentais entre 12 e 30 *psf* e $\beta_c = 0,53$ para cargas acidentais maiores que 30 *psf*. L representa a carga acidental em *psf*. Este parâmetro representa um fator de flambagem que leva em conta a atuação da retra

$E = 57.000\sqrt{f_c}$ em *psi*.

O procedimento para determinação da expressão (1) leva em conta o comportamento à flambagem da casca, deformações admissíveis e possíveis imperfeições.

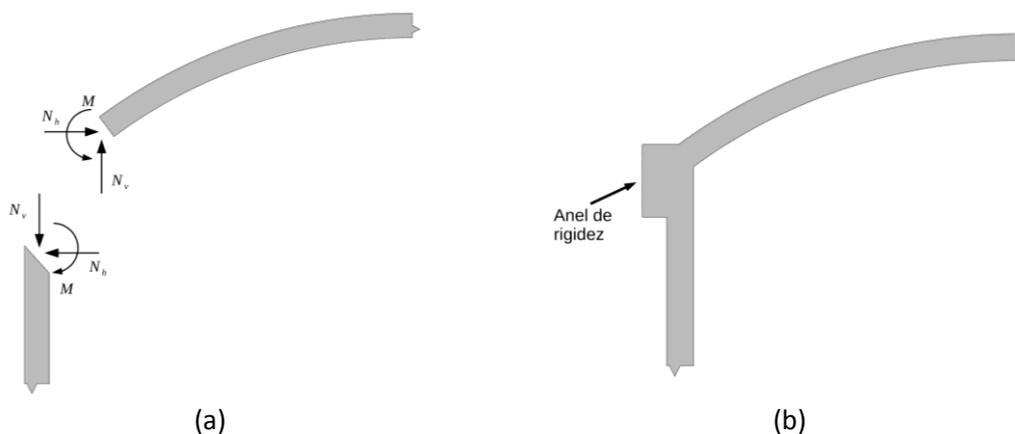
O PCA (1992) exige que sejam verificadas as condições de flambagem para cascas que obedeçam à relação $D/e > 500$.

Para lajes planas sem apoio interno, o ACI 373R (1997) recomenda uma espessura mínima de $D/28$ para os casos de lajes engastadas na parede e $D/20$ se a laje for simplesmente apoiada.

2.2.2 Anel de rigidez

Os esforços transmitidos pela cúpula podem ocasionar grandes deformações na borda superior da parede. Por esse motivo, usualmente é necessário a disposição de um anel de rigidez entre os dois elementos (Figura 6).

Figura 6 – Ação da cúpula e reação da parede.

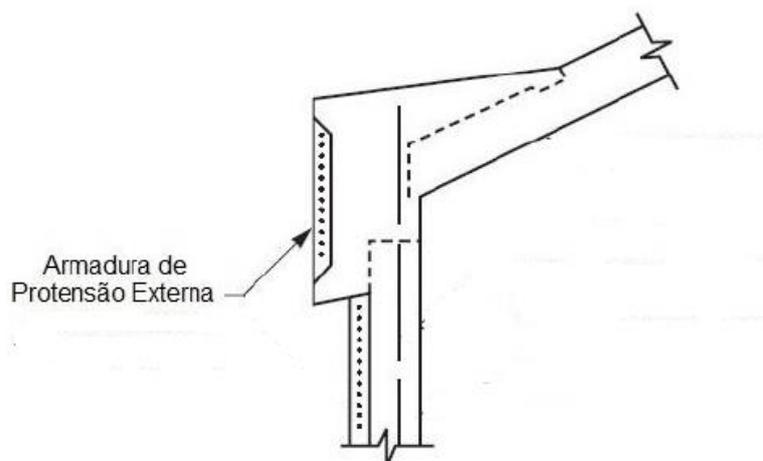


Fonte: Autor (2017)

Segundo o ACI 373R (1997), o anel de rigidez é utilizado para minimizar ou até anular as tensões circunferenciais na região de borda da parede e da cúpula. O referido código americano ainda estabelece que a taxa mínima de armadura passiva em anéis de rigidez seja de 0,25 %.

Quando as dimensões do anel não são suficientes para equilibrar as tensões de tração na seção transversal, pode-se lançar mão da protensão (Figura 7) para aplicar pré-compressão na seção, reduzindo a intensidade da fissuração.

Figura 7 - Protensão do anel de borda.



Fonte: Adaptado de Alves (2013)

2.2.3 Parede

As paredes são cascas cilíndricas que têm a função de resistir à pressão lateral do líquido e transmitir ao solo o carregamento proveniente da cobertura. Em reservatórios de grande porte, esses elementos geralmente são projetados com protensão.

O mecanismo de funcionamento de reservatórios cilíndricos pode ser comparado ao de vigas verticais em balanço, submetidas ao carregamento do líquido, com engastamento elástico na placa de fundo. Tais vigas são consideradas apoiadas em anéis horizontais que trabalham como apoios elásticos.

As principais precauções relativas às paredes de reservatórios se referem aos vazamentos. Diversas normas e publicações apresentam especificações de projeto com a finalidade de reduzir o risco de fissuração na mesma.

O EC2-3 (2002) classifica as dimensões mínimas de paredes de acordo com classes de grau de proteção contra o vazamento do líquido, como descrito na Tabela 2.

Tabela 2 - Classes de grau de vazamentos permitidos do EC2-3.

Classe	Tolerância quanto a vazamentos
0	Certa quantidade de vazamento é aceitável
1	Vazamentos limitados a pequenas quantidades. Manchas de umidade são aceitáveis.
2	Vazamentos mínimos. Não são aceitáveis manchas de umidade na superfície.
3	Vazamentos não são permitidos

Fonte: Adaptado do EC2-3 (1992)

A recomendação é de que a espessura da parede não seja menor que 12 *cm* para a classe 0, e de 15 *cm* para as outras classes.

De modo a auxiliar o projetista no pré-dimensionamento da parede, o PCA (1993) apresenta uma expressão para o seu pré-dimensionamento. A expressão leva em conta

que a parede está submetida aos esforços de retração e força normal de tração e é dada por:

$$h = \frac{CE_s + f_s - nf_c}{12f_s f_c} T_p \quad (2)$$

sendo, E_s o módulo de elasticidade do aço (*psi*), f_s e f_c as tensões admissíveis do aço e concreto (*psi*) respectivamente, C o coeficiente de retração, n a relação E_s/E_c , e T_p o valor do esforço de tração na parede (*lb/in*). A mesma publicação recomenda que paredes com mais de 3 m de altura tenham pelo menos 30 cm de espessura. O valor recomendado para o coeficiente de retração é de 0,0003.

De acordo com o ACI 350 (2001), paredes de reservatório com espessuras maiores que 60 cm devem conter armadura contra retração e temperatura nas duas faces, recomendando ainda que as barras se encontrem em maior quantidade e com menor diâmetro possível, resistindo melhor à fissuração.

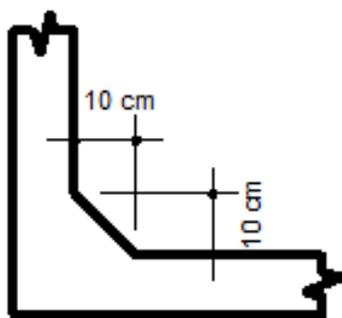
Segundo Cruz (2009), reservatórios com até 10.000 m³ devem ter paredes com espessura constantes, enquanto que para capacidades maiores é mais razoável a adoção de parede variável.

Em reservatórios de grande porte é necessário utilizar a protensão na parede. Cruz (2009) aconselha usar a protensão em reservatórios com volume superior a 1.500 m³ de capacidade, pois a não utilização de pré-esforço, nestes casos, resultaria em uma estrutura despendiosa.

No que tange ao tipo de pré-esforço, Alves (2013) recomenda que seja adotada a protensão completa, que deve satisfazer as verificações de Estado Limite de Descompressão (ELS-D) e o de Formação de Fissuras (ELS-F), procurando reduzir os riscos de fissuração no reservatório.

Alguns cuidados construtivos são essenciais em um projeto de reservatório. Cruz (2009) recomenda utilizar chanfros (Figura 8) com lados de no mínimo 10 cm nos encontros entre parede e fundo, seja este nó articulado ou engastado. A funcionalidade desta saliência é de evitar a deposição de resíduos sólidos nos cantos do reservatório e favorecer a operação de limpeza. Porém, soma-se a estas funções a utilidade estrutural dos chanfros, os quais melhoram a resistência à fissuração no encontro parede-fundo.

Figura 8 - Chanfros localizados no encontro entre parede e fundo.



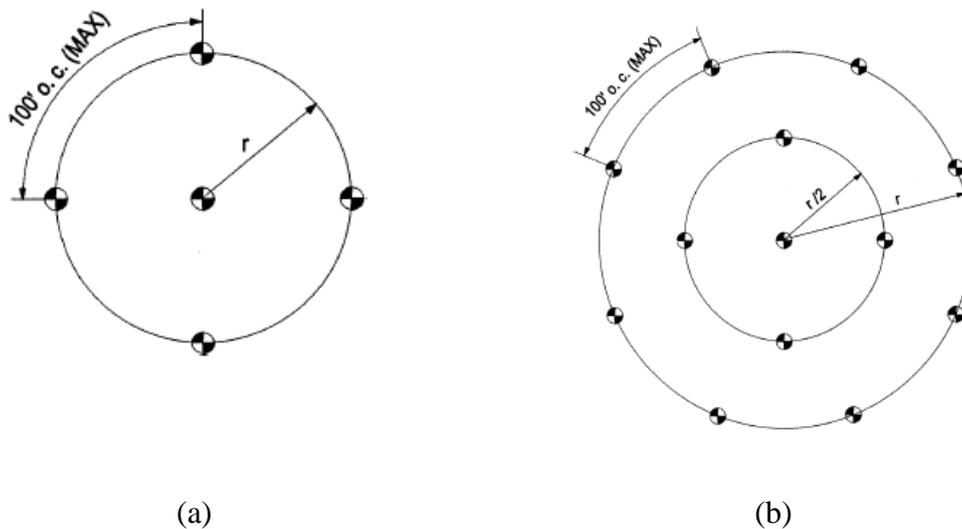
Fonte: Autor (2017)

Em termos de detalhamento, o PCA recomenda que o espaçamento entre barras da armadura circunferencial não exceda 30 *cm* e o cobrimento da armadura seja de pelo menos 5 *cm*. O documento ainda afirma que as emendas por traspasses nas barras devem ser escalonadas de modo a evitar várias emendas em uma mesma seção vertical.

2.2.4 Fundo

Antes da elaboração dos projetos estruturais e geotécnicos para fundação, deve-se ter em mãos as sondagens do terreno onde será instalado o reservatório. No que tange a este aspecto, o ACI 372R (2000) discorre sobre a localização dos furos de sondagem na projeção da estrutura (Figura 9). A recomendação é que, para reservatórios com até 60 *m* de diâmetro, seja feito um furo localizado no centro geométrico da projeção, mais tantos furos dispostos no perímetro da parede quanto necessário para não exceder um espaçamento de 30 *m*. Em reservatórios com diâmetro superior a 60 *m*, a orientação é de que, além dos furos recomendados anteriormente, sejam feitos mais 4 furos, igualmente espaçados, em uma circunferência média entre o centro e a parede do reservatório (Figura 9b).

Figura 9 - Localização dos furos de sondagem: (a) Diâmetro menor que 60 m; (b) Diâmetro maior que 60 m.



Fonte: Adaptado de ACI 372 R

Além disso, para os casos especiais a seguir, recomenda-se a colocação de mais furos:

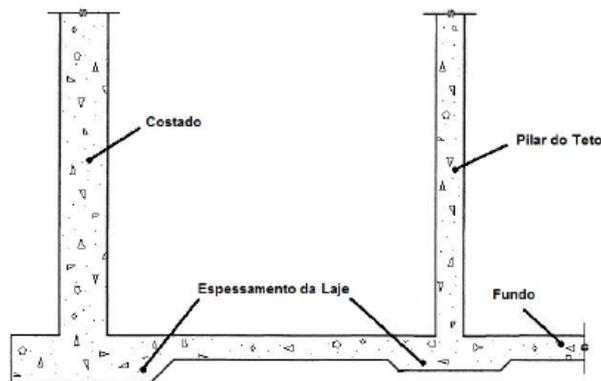
- A topografia do local é irregular;
- Presença de aterros anteriores à construção da obra;
- Variação horizontal do extrato de solo;
- Previsão de construção de aterros nas adjacências da obra.

A concepção estrutural do fundo do reservatório requer a definição do tipo de fundação sobre o qual este será apoiado. Nos casos em que o solo raso possui capacidade de carga suficiente para suportar o peso próprio da estrutura e do líquido armazenado, cargas acidentais, dentre outras, as fundações superficiais são mais viáveis. Quando o solo superficial tem baixa capacidade de suporte, existem duas alternativas: preparar este solo aplicando reforços com substratos mais resistentes ou adotar fundações profundas.

No caso de fundações superficiais, estas funcionam como um radier, submetido às cargas distribuídas linearmente na projeção das paredes, bem como as provenientes do peso do material armazenado. Em alguns casos, podem existir cargas concentradas oriundas de pilares dispostos no interior do reservatório para apoio da cobertura.

As cargas transmitidas pela parede e eventuais cargas concentradas aplicadas à placa de fundo podem ocasionar forças cortantes excessivas e, conseqüentemente, exigir maior espessura da placa nas regiões onde tais esforços atuam. Quando o carregamento concentrado for proveniente da parede, toda a borda do fundo terá sua espessura aumentada (Figura 10).

Figura 10 - Aumento da espessura da placa de fundo no contorno e em regiões de inserção de cargas concentradas.



Fonte: Alves (2013)

É necessário tomar cuidado com o nível do lençol freático no terreno. Quando o reservatório está vazio a subpressão exercida pelo lençol pode levantar a estrutura se o peso próprio dela for menor que a resultante da pressão da água. Essa verificação deve ser feita e, em caso de risco, recomenda-se projetar um sistema de drenagem abaixo da placa de fundo. Dessa forma, quando o nível da água subir, esta não exercerá pressão sob a placa e será drenada para fora da projeção do reservatório.

Cruz (2009) recomenda que em reservatórios de grandes dimensões deve-se estudar a possibilidade de dividir a placa de fundo em painéis independentes com juntas flexíveis, porém estanques, de modo a reduzir a possibilidade de problemas com recalques diferenciais.

Também podem ser adotados fundos cônicos que se comportam melhor quanto à distribuição de esforços, pois quando carregados, os esforços predominantes são normais, como pode ser visto no estudo de Mezaini (2006), reduzindo o consumo de materiais.

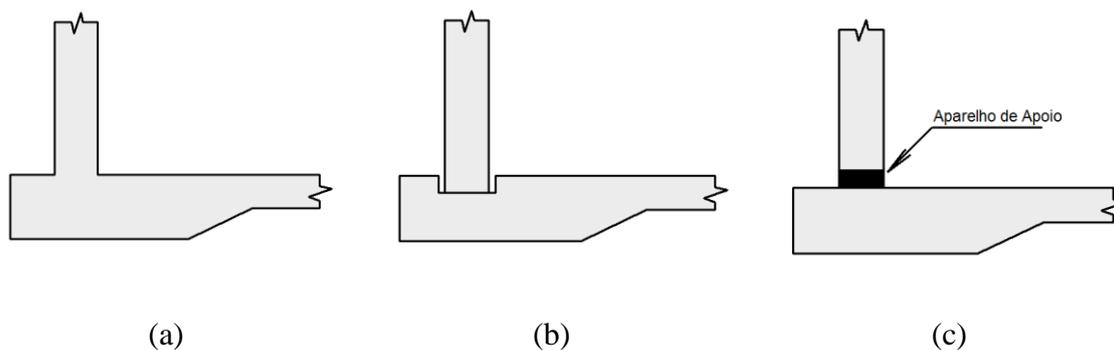
Quando a fundação superficial se torna inviável, pode-se optar por fundações profundas. Estas fundações podem ser estacas associadas à placa de fundo por blocos de coroamento e quaisquer outros elementos necessários à execução da estaca.

2.2.5 Ligação parede-fundo

A região de ligação entre os elementos do reservatório exige atenção especial, especialmente quando se refere à ligação parede-fundo. Nestas regiões se concentram grandes esforços internos, o que demanda cuidados especiais em termos de dimensionamento e detalhamento.

A despeito dos tipos de ligações existentes entre os elementos do reservatório, existem diversas formas de se promover estas vinculações, porém as normas internacionais que tratam do assunto o fazem de forma dispersa e pouco correlata, de modo a existir grandes variações de definições que, sucintamente, desempenham a mesma função. Consoante, o presente trabalho decide por classificar as ligações em: monolítica, articulada e deslizante (Figura 11). Existem ainda ligações semi-engastadas, as quais apresentam um comportamento intermediário entre ligações monolíticas e articuladas, porém sua adoção pode ser feita em analogia com as demais, de modo que este trabalho não trará maiores detalhes sobre a mesma.

Figura 11 - Tipos de ligações parede-fundo: (a) engastada; (b) articulada; (c) deslizante.



Fonte: Adaptado de Alves (2013)

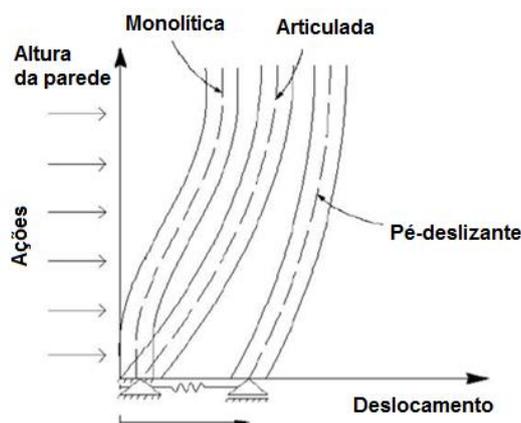
As ligações monolíticas são mais comumente utilizadas pela facilidade construtiva e também por terem manutenção mais simples. Além do mais, asseguram uma boa estanqueidade ao reservatório. Em contraponto com as vantagens mencionadas, este tipo

de ligação em geral produz esforços de flexão elevados nos trechos adjacentes, aumentando o consumo de material.

Em uniões articuladas, o nó de ligação entre a parede e o fundo gira sem que haja nenhum tipo de restrição, de modo que naquele ponto não atuam esforços de flexão. Isso faz com que aumentem as deformações e os esforços no decorrer da parede, porém, eliminam-se os grandes momentos fletores na região de ligação.

As juntas deslizantes são muito usadas em reservatórios de grande porte (VENTURINI, 1977), pela necessidade de redução do consumo de material ocasionado pela eliminação dos momentos fletores na ligação. A Figura 12 compara o comportamento dos três tipos de ligação:

Figura 12 - Comportamento da ligação parede fundo considerando os casos mencionados.

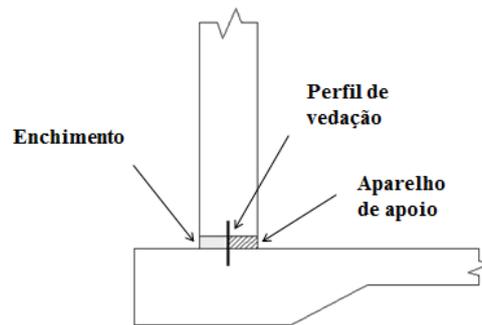


Fonte: Pereira (2010)

De acordo com Venturini (1977), para se projetar uma junta deslizante na prática, é necessário utilizar materiais capazes de suportar a parede sem restringir o deslocamento horizontal da mesma. Estes materiais são chamados de aparelhos de apoio e geralmente consiste de um material elastômero.

Alves (2013) especifica em seu trabalho que aparelhos de neoprene devem apresentar um alongamento mínimo de 500%, compressibilidade máxima de 50 % e resistência à tração entre 10 MPa e 14 MPa, além de uma dureza Shore A entre 30 e 60. A Figura 13 ilustra o esquema da ligação deslizante.

Figura 13 - Ligação parede-fundo com aparelho de apoio.



Fonte: Alves (2013)

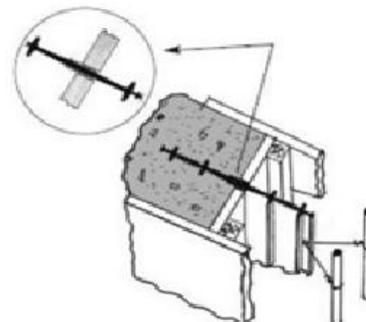
Para o adequado funcionamento das juntas deslizantes, é necessária a especificação de aparelhos auxiliares que protejam a ligação de agentes prejudiciais. Os enchimentos são materiais esponjosos que trabalham em conjunto com os aparelhos de apoio, com a função de isolar a ligação de um possível contato com concretos e argamassas. Eles devem suportar uma coluna de concreto líquido de 15 m, sem absorver a nata de cimento que o faria endurecer.

Os perfis de vedação, também denominados *watertops* ou perfis *fungenband*, têm a função de dar estanqueidade ao reservatório. Os perfis de vedação devem apresentar adequadas características de flexibilidade e durabilidade, sendo geralmente constituído por material plástico. Também existem perfis constituídos por material metálico, como aço inoxidável e cobre. A Figura 14 mostra um perfil de material plástico e sua disposição construtiva.

Figura 14 - Fita Fungenband. (a) Perfil da fita; (b) Disposição construtiva.



(a)



(b)

Fonte: Alves (2013)

O ACI 350.1R (2011) especifica que as dimensões mínimas de fitas de vedação sejam de 10 x 150 *mm* para ligação parede-fundo, de 10 x 230 *mm* para juntas de dilatação e 6 x 150 *mm* para junta de concretagem ou retração. Casos particulares podem exigir dimensões maiores.

Em se tratando das condições de serviço, a fissuração também é função do tipo de ligação. Em reservatórios com paredes deslizantes, a possibilidade de fissuração é menor quando comparado com a monolítica, pois os momentos fletores na ligação, onde se localizam grandes concentrações de tensão, são menores.

Os materiais utilizados nas ligações podem ser de diversas naturezas, como também servir para distintas funções, tais como: perfis de vedação, aparelhos de apoio, enchimentos, selantes adesivos, dentre uma gama de outros materiais construtivos, que visam principalmente uma adequada impermeabilização do reservatório.

Neste trabalho são consideradas apenas as ligações monolíticas por serem mais comumente usadas e por proporcionarem um estudo mais rico da influência da rigidez do solo sobre o comportamento reservatório.

3 PROCEDIMENTO PARA ANÁLISE ESTRUTURAL DE RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS

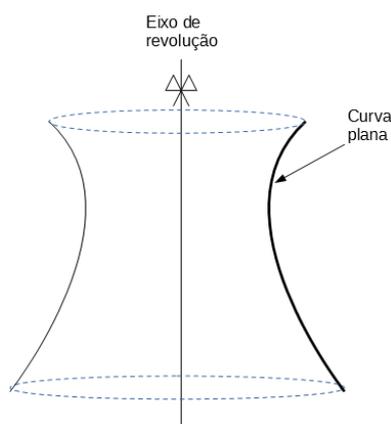
3.1 Considerações gerais sobre cascas

Anteriormente foram apresentadas recomendações que auxiliam na concepção de reservatórios cilíndricos de concreto armado. Este capítulo apresenta procedimentos para determinação dos esforços e deslocamentos em cada elemento estrutural do reservatório.

As cascas são elementos estruturais de superfície média curva que possuem espessura muito menor que as outras dimensões, inclusive o próprio raio. Segundo Hauso (2014), as cascas são elementos estruturais que combinam o comportamento de membrana com o de placa para obter um acréscimo de rigidez. Elas são utilizadas usualmente como artifício para vencer grandes vãos.

Os elementos em casca tratados neste trabalho são de revolução, ou seja, a superfície média pode ser gerada pela rotação de uma curva plana em torno de um eixo contido no mesmo plano (Figura 15). Os carregamentos atuantes também apresentam simetria de revolução.

Figura 15 - Revolução de uma curva plana em torno de um eixo contido no mesmo plano da curva.

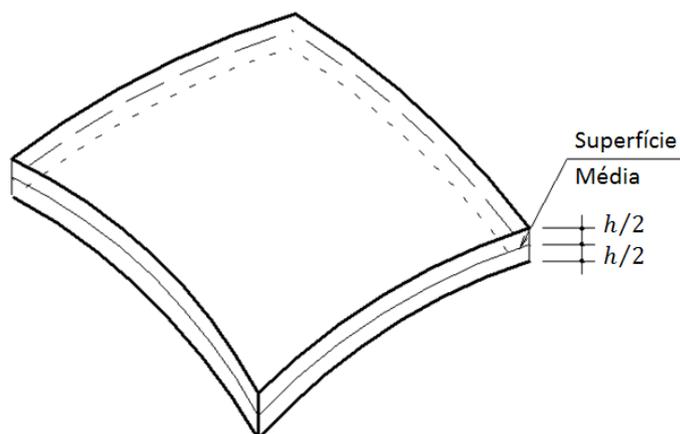


Fonte: Autor (2017)

A análise aqui realizada tem por delimitação estudar cascas esbeltas ou delgadas, com relação entre espessura e raio da casca menor que $1/20$. Para a análise destas cascas,

algumas simplificações das equações gerais da teoria da elasticidade são admitidas de modo que o estudo seja reduzido à análise do comportamento da superfície média (Figura 16).

Figura 16 - Superfície média da casca



Fonte: Autor (2017)

O estudo é realizado considerando as hipóteses definidas por Kirchhoff-Love (BILLINGTON, 1982) listadas a seguir:

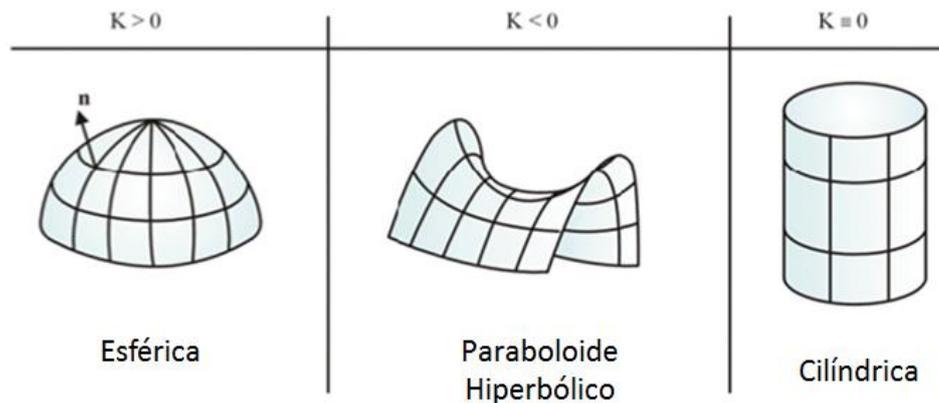
- a) O material é homogêneo, isótropo e segue a lei de Hooke;
- b) A espessura do elemento é pequena quando comparada às dimensões da superfície média;
- c) As tensões normais à superfície média têm valores muito menores que aquelas das outras direções e, por esse motivo, são desprezadas;
- d) Uma reta normal à superfície média em um ponto na configuração inicial permanece normal na configuração deformada;
- e) Os deslocamentos são muito pequenos se comparados à espessura da peça, dessa forma pode-se desprezar seus efeitos no equilíbrio do elemento;
- f) As deformações correspondentes aos esforços cortantes são desprezadas.

Uma forma adequada de classificar as cascas delgadas é pela curvatura de Gauss (BILLINGTON, 1982), dada por:

$$K = \frac{1}{r_1 r_2} \quad (3)$$

sendo r_1 e r_2 os raios principais de curvatura. A Figura 17 apresenta exemplos de cascas de acordo com suas curvaturas de Gauss.

Figura 17 - Forma das cascas de acordo com a Curvatura de Gauss.



Fonte: Adaptado de Hauso (2014)

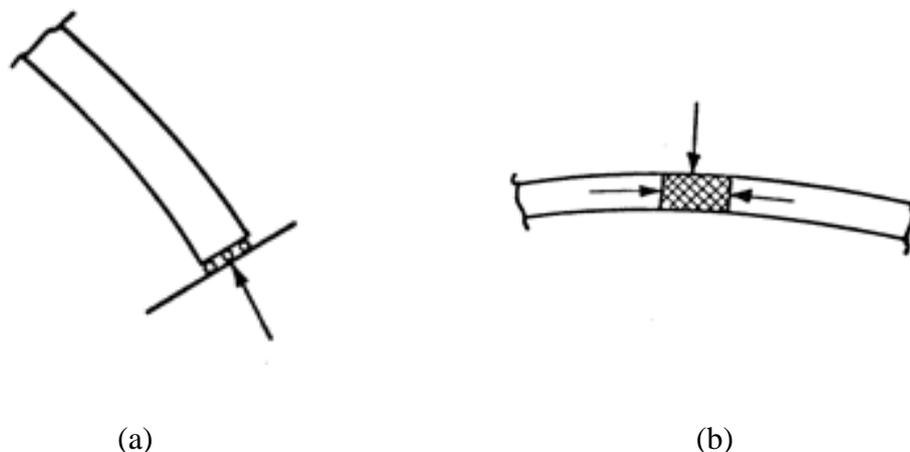
Para cascas com curvatura positiva, os efeitos de bordo são amortecidos rapidamente e, em geral, são importantes apenas nas proximidades dessas regiões. Dessa forma, a teoria de membrana é suficiente para a maior parte da casca, exceto para as regiões de contorno, onde os efeitos de flexão são somados aos de membrana. No caso de curvatura de Gauss menor que zero, os efeitos de bordo se propagam para uma grande extensão da casca, ou seja, os efeitos de flexão atuam em grande parte da superfície e não apenas em regiões próximas ao contorno, como no primeiro caso. As cascas com K igual a zero representam situações intermediárias entre as anteriores.

A teoria de membrana considera apenas esforços agindo na superfície média da casca para obtenção do equilíbrio e, de fato, esse regime prevalece para a maior parte da extensão da casca. Para que este elemento se encontre submetido apenas a esforços de membrana, Gravina (1958 apud Cruz, 2009) cita algumas condições:

- a) Apoios que apliquem reações com linhas de ação tangencial ao plano da casca (Figura 18);
- b) Não pode estar submetida à carga concentrada (Figura 18);

c) Não deve haver mudanças bruscas de geometria.

Figura 18 - Situações que condicionam o comportamento de membrana: (a) Reação de apoio tangente ao plano; (b) Carga concentrada.



Fonte: Alves (2013)

Quando as condições anteriores não são atendidas, podem ocorrer momentos fletores e forças cortantes significantes na extensão da casca, tornando-se necessário lançar mão da teoria de flexão para determinação mais precisa dos esforços. Nesse sentido, Baker *et al.* (1968) afirmam que as tensões e deformações têm comportamento semelhante em toda a superfície da casca, exceto para uma faixa que vai até $\sqrt{R h}$ da borda, ou seja, a teoria de membrana é válida para grande parte da extensão da casca, porém, nas regiões de borda surgem perturbações que devem ser estudadas pela teoria de flexão.

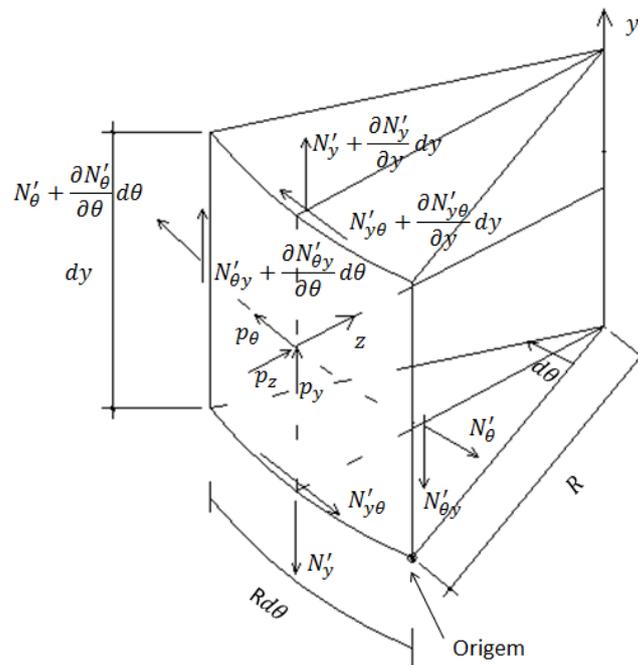
3.2 Cascas cilíndricas

3.2.1 Teoria de membrana

As cascas cilíndricas são bastante usadas em projetos estruturais devido às suas características estéticas e por facilidades construtivas frente a outros tipos de cascas. Estão presentes não só em reservatórios, mas também em vasos de pressão, colunas de apoio para tanques elevados, coberturas, etc.

A Figura 19 apresenta os esforços de membrana em um elemento infinitesimal de casca cilíndrica (BILLINGTON, 1982). Os símbolos com apóstrofo sobrescrito indicam os esforços de membrana.

Figura 19 - Esforços de membrana em um elemento diferencial de casca cilíndrica.



Fonte: Autor (2017)

A casca está submetida a um carregamento externo distribuído por área, com componentes p_y , p_θ e p_z . Os esforços provenientes do comportamento de membrana são obtidos fazendo-se o equilíbrio de forças nas direções y , θ e z .

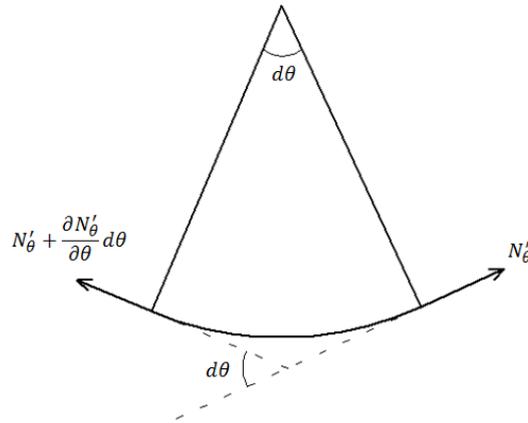
O somatório de forças na direção θ pode ser escrito da seguinte forma:

$$\begin{aligned} \left(N'_\theta + \frac{\partial N'_\theta}{\partial \theta} d\theta \right) dy \cos d\theta - N'_\theta dy + \left(N'_{y\theta} + \frac{\partial N'_{y\theta}}{\partial y} dy \right) R d\theta \\ - N'_{y\theta} R d\theta + p_\theta R d\theta dy = 0 \end{aligned} \quad (4)$$

O $\cos d\theta$ no primeiro termo da equação representa a projeção de $N'_\theta + \frac{\partial N'_\theta}{\partial \theta} d\theta$ na direção de N'_θ (Figura 20). A Expressão (4) pode ser representada por:

$$\frac{\partial N'_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial N'_{y\theta}}{\partial y} R + p_\theta R = 0 \quad (5)$$

Figura 20 - Componentes de esforços normais na direção θ .



Fonte: Autor (2017)

A segunda equação é encontrada fazendo-se o equilíbrio na direção y , assim sendo, tem-se:

$$\left(N'_y + \frac{\partial N'_y}{\partial y} dy\right) R d\theta - N'_y R d\theta + \left(N'_{\theta y} + \frac{\partial N'_{\theta y}}{\partial \theta} d\theta\right) dy - N'_{\theta y} dy + p_y R d\theta dy = 0 \quad (6)$$

A Expressão (6) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$R \frac{\partial N'_y}{\partial y} + \frac{\partial N'_{\theta y}}{\partial \theta} + p_y R = 0 \quad (7)$$

Como o somatório das forças em z é feito em relação ao ponto de origem, além da componente p_z da carga externa, existe uma projeção de $N'_\theta + \frac{\partial N'_\theta}{\partial \theta} d\theta$ na direção z ,

$\left(N'_\theta + \frac{\partial N'_\theta}{\partial \theta} d\theta\right) dy \sin d\theta$, de tal forma que o equilíbrio nesta direção é dado por:

$$\left(N'_\theta + \frac{\partial N'_\theta}{\partial \theta} d\theta\right) dy \sin d\theta + p_z R d\theta dy = 0 \quad (8)$$

Tendo em vista que o ângulo $d\theta$ é infinitesimal, então $\sin d\theta \approx d\theta$, dessa forma, pode-se simplificar a Equação (8) que se torna:

$$N'_\theta dy d\theta + \frac{\partial N'_\theta}{\partial \theta} d\theta dy d\theta + p_z R d\theta dy = 0 \quad (9)$$

Dividindo-se todos os termos da Equação (9) por $dyd\theta$ e desprezando-se o termo de ordem superior, essa expressão pode ser reescrita como:

$$N'_{\theta} + p_z R = 0 \quad (10)$$

Desta forma, as três equações que representam o equilíbrio da casca cilíndrica pela teoria de membrana, são dadas por:

$$\frac{\partial N'_{\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial N'_{y\theta}}{\partial y} R + p_{\theta} R = 0$$

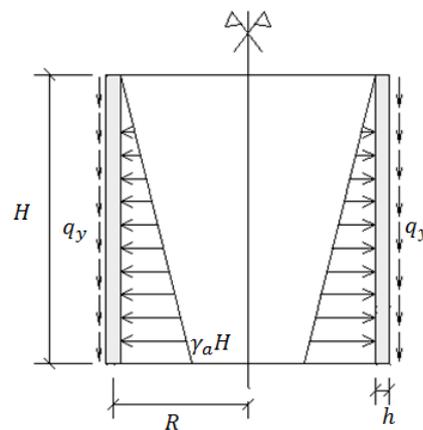
$$R \frac{\partial N'_y}{\partial y} + \frac{\partial N'_{\theta y}}{\partial \theta} + p_y R = 0 \quad (11)$$

$$N'_{\theta} + p_z R = 0$$

Devido às simplificações apresentadas em Billington (1982), pode-se considerar que $N'_{y\theta} = N'_{\theta y}$, desta forma, o sistema composto pelas Equações (11) possui três equações e três incógnitas, sendo, portanto, estaticamente determinado.

A Figura 21 apresenta uma casca cilíndrica de raio R , altura H e espessura h submetida aos carregamentos de gravidade e de pressão radial. Os esforços de membrana são apresentados em seguida (BILLINGTON, 1982).

Figura 21 - Cargas cilíndricas submetidas aos carregamentos de gravidade e de pressão radial.



Fonte: Autor (2017)

- **Esforços gerados pela carga gravitacional**

$$N'_{y\theta} = N'_{\theta y} = N'_\theta = 0 \quad (12)$$

$$N'_y = -q_y(H - y) \quad (13)$$

- **Esforços gerados pela pressão radial**

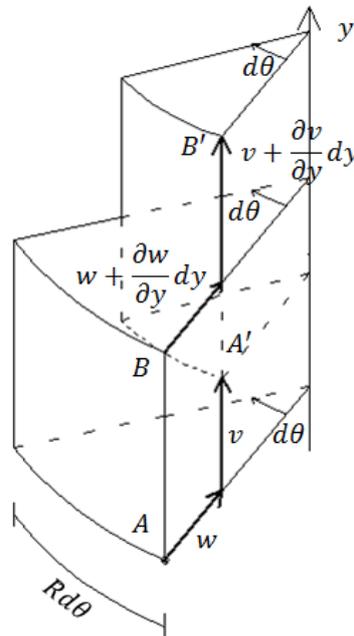
$$N'_{y\theta} = N'_{\theta y} = N'_y = 0 \quad (14)$$

$$N'_\theta = \gamma_a(H - y)R \quad (15)$$

3.2.2 Relações esforços-deslocamentos de membrana

A Figura 22 apresenta os deslocamentos de membrana em um elemento infinitesimal de casca cilíndrica.

Figura 22– Deslocamentos de membrana da casca cilíndrica.



Fonte: Autor (2017)

A deformação vertical e a circunferencial, bem como a rotação em um plano yz , são dadas por:

$$\varepsilon_Y = \frac{v + \frac{dv}{dy} dy - v}{dy} = \frac{dv}{dy}$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{(R - w) d\theta - R d\theta}{R d\theta} = \frac{-w}{R} \quad (16)$$

$$\phi_y = \frac{w + \frac{dw}{dy} dy - w}{dy} = \frac{dw}{dy}$$

Com a Lei de Hooke, determinam-se as deformações em termos das tensões:

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E} [\sigma_\theta - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]$$

$$\varepsilon_Y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_\theta + \sigma_z)] \quad (17)$$

$$\gamma_{\theta z} = \frac{1}{G} \tau_{\theta y}$$

Pela hipótese (c) de Kirchhoff-Love, a tensão σ_z pode ser desprezada. As deformações em termos de esforços são apresentadas a seguir:

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{Eh} [N'_\theta - \nu N'_y]$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{Eh} [N'_y - \nu N'_\theta] \quad (18)$$

Escrevendo as Equações (18) em termo de N'_θ e N'_y , obtêm-se os esforços em termos de deformações:

$$N'_\theta = \frac{Eh}{1 - \nu^2} (\varepsilon_\theta + \nu \varepsilon_y)$$

$$N'_y = \frac{Eh}{1 - \nu^2} (\varepsilon_y + \nu \varepsilon_\theta) \quad (19)$$

Com a substituição de (16) em (19), têm-se:

$$N'_\theta = \frac{Eh}{1-\nu^2} \left(-\frac{w}{R} + \nu \frac{dv}{dy} \right) \quad (20)$$

$$N'_y = \frac{Eh}{1-\nu^2} \left(\frac{dv}{dy} - \nu \frac{w}{R} \right)$$

Substituindo-se a Equação (15) na primeira de (18) e tomando $N'_{y\theta} = N'_y = 0$, obtém-se:

$$\varepsilon_\theta = \frac{N'_\theta}{Eh} = \frac{\gamma_a R}{Eh} (H - y) = \frac{-w}{R} \quad (21)$$

Dessa forma, o deslocamento horizontal e a rotação na parede no regime de membrana são dados por:

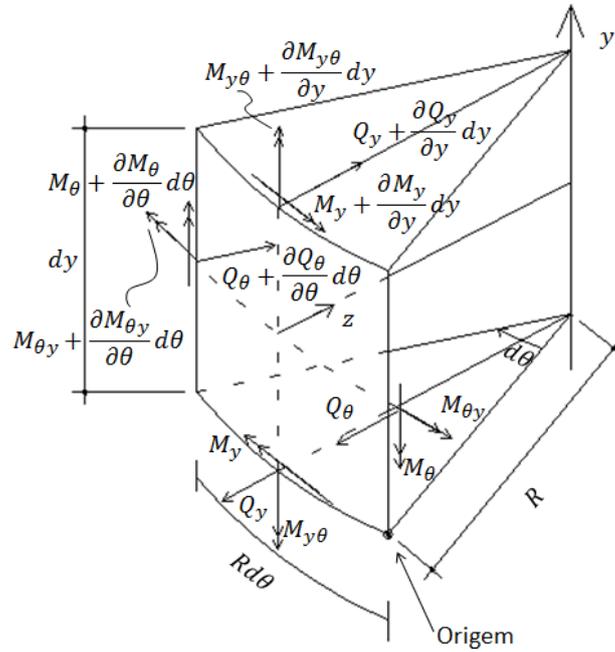
$$w = \frac{-\gamma_a R^2}{Eh} (H - y) \quad (22)$$

$$\phi_y = \frac{\gamma_a R^2}{Eh} \quad (23)$$

3.2.3 Teoria de flexão

A Figura 23 apresenta os esforços cortantes e momentos fletores da teoria de flexão em um elemento infinitesimal de casca cilíndrica. A mencionada teoria também leva em conta esforços tangenciais e carregamentos externos agindo na casca similares aos ilustrados na Figura 19 para a teoria de membrana, entretanto, para facilitar a visualização, esses esforços e carregamentos são omitidos na figura a seguir. Além disso, as equações de equilíbrio obtidas para o regime de membrana serão aproveitadas nas deduções a seguir, porém, os símbolos que representam os esforços não terão o apóstrofo sobrescrito, com o intuito de diferenciar os esforços tangenciais de flexão daqueles pertencentes à teoria de membrana, pois estes são diferentes.

Figura 23 - Esforços de flexão em um elemento diferencial de casca cilíndrica.



Fonte: Autor (2017)

A equação de equilíbrio na direção θ é obtida adicionando-se a parcela correspondente a $Q_\theta + \frac{\partial Q_\theta}{\partial \theta} d\theta$ na primeira equação de (11), desta forma, tem-se:

$$\frac{\partial N_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial N_{y\theta}}{\partial y} R - Q_\theta + p_\theta R = 0 \quad (24)$$

No caso da direção y , a equação de equilíbrio é idêntica à segunda expressão de (11). O equilíbrio na direção z pode ser escrito adicionando-se as parcelas correspondentes às forças $Q_\theta + \frac{\partial Q_\theta}{\partial \theta} d\theta$ e $Q_y + \frac{\partial Q_y}{\partial y} dy$ na terceira equação de (11), logo:

$$\frac{\partial Q_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} R + N_\theta + p_z R = 0 \quad (25)$$

O equilíbrio de momentos fletores nas direções y e θ é dado, respectivamente, por:

$$\frac{\partial M_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial M_{y\theta}}{\partial y} R - Q_\theta R = 0 \quad (26)$$

$$-\frac{\partial M_y}{\partial y} R + \frac{\partial M_{\theta y}}{\partial \theta} - Q_y R = 0 \quad (27)$$

Dessa forma, as equações diferenciais de equilíbrio da teoria de flexão para cascas cilíndricas são:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial N_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial N_{y\theta}}{\partial y} R - Q_\theta + p_\theta R &= 0 \\
\frac{\partial N_y}{\partial y} R + \frac{\partial N_{\theta y}}{\partial \theta} + p_y R &= 0 \\
\frac{\partial Q_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} R + N_\theta + p_z R &= 0 \\
\frac{\partial M_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial M_{y\theta}}{\partial y} R - Q_\theta R &= 0 \\
-\frac{\partial M_y}{\partial y} R + \frac{\partial M_{\theta y}}{\partial \theta} - Q_y R &= 0
\end{aligned} \tag{28}$$

Nos casos de cargas de revolução, não aparecem esforços de cisalhamento tangentes à superfície, nem momentos de torção, de modo que $N_{y\theta} = N_{\theta y} = M_{y\theta} = M_{\theta y} = 0$. Assim, as Equações (28) podem ser reescritas da seguinte forma:

$$\begin{aligned}
\frac{dN_y}{dy} R + p_y R &= 0 \\
\frac{dQ_y}{dy} R + N_\theta + p_z R &= 0 \\
-\frac{dM_y}{dy} R - Q_y R &= 0
\end{aligned} \tag{29}$$

As Equações (29) possuem cinco incógnitas e, portanto, formam um sistema indeterminado. Para ajudar na resolução do sistema, utilizam-se as relações esforços-deslocamentos e a relação momento-curvatura $M_y = D_c \frac{d\phi_y}{dy}$. A constante D_c é a rigidez à flexão da casca cilíndrica, dada por:

$$D_c = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \tag{30}$$

Resolvendo-se o sistema composto pelas Equações (29), encontra-se a seguinte equação diferencial:

$$D_c \frac{d^4 w}{dy^4} + \frac{Eh}{R^2} w - p_z = 0 \quad (31)$$

Para facilitar a resolução da equação anterior, introduz-se o parâmetro β , de modo que:

$$\beta^4 = \frac{Eh}{4R^2 D_c} = \frac{3(1-\nu^2)}{R^2 h^2} \quad (32)$$

Dessa forma, pode-se reescrever a Equação (31) da seguinte forma:

$$\frac{d^4 w}{dy^4} + 4\beta^4 w - \frac{p_z}{D_c} = 0 \quad (33)$$

Esta expressão, que rege o comportamento das cascas cilíndricas, é idêntica à equação das vigas apoiadas em base elástica. Resolvendo-se a Equação (33), tem-se:

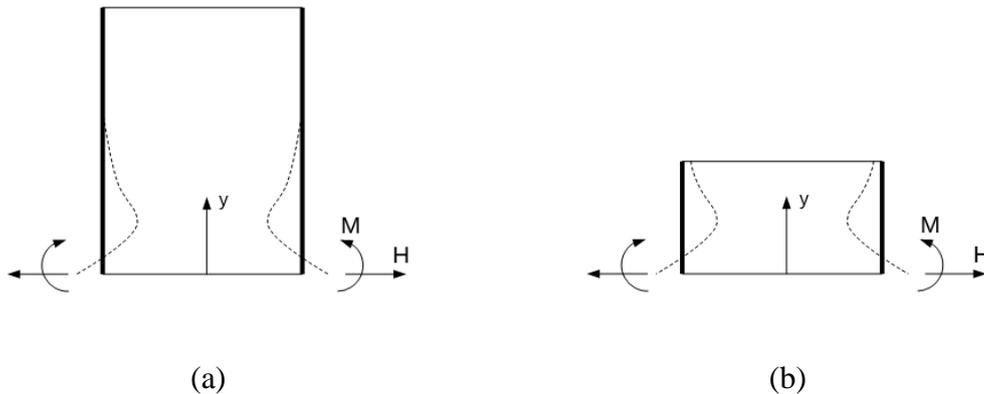
$$w = C_1 e^{\beta y} \cos \beta y + C_2 e^{\beta y} \sen \beta y + C_3 e^{-\beta y} \cos \beta y + C_4 e^{-\beta y} \sen \beta y + f(y) \quad (34)$$

Na Equação (34), w representa a linha elástica da casca. As constantes C_1 , C_2 , C_3 e C_4 são determinadas a partir das condições de contorno. A função $f(y)$ é a solução particular da Equação (33), ou seja, a solução de membrana, que é dada pela Expressão (22).

3.2.4 Influência dos efeitos de bordo em cascas cilíndricas

De acordo com a influência dos efeitos de bordo, as cascas cilíndricas podem ser denominadas curtas ou longas. Nestas últimas, as perturbações oriundas de uma borda têm efeitos praticamente desprezíveis na borda oposta (Figura 24a), por outro lado, nas cascas curtas existe implicação dos efeitos de uma borda sobre a outra (Figura 24b).

Figura 24 - Denominação das cascas de acordo a influência dos efeitos de bordo. (a) Longas. (b) Curtas.



Fonte: Autor (2017)

Observando a Equação (34), percebe-se que os dois primeiros termos crescem exponencialmente à medida que y aumenta, o que é incoerente do ponto de vista físico, levando em conta que os carregamentos estão distribuídos na borda com ordenada zero (Figura 24). Dessa forma, para cascas longas deve-se tomar $C_1 = C_2 = 0$ e a expressão da linha elástica para estas cascas, considerando-se apenas os efeitos devidos aos carregamentos de bordo, torna-se:

$$w = C_3 e^{-\beta y} \cos \beta y + C_4 e^{-\beta y} \sin \beta y \quad (35)$$

Seguindo o procedimento descrito em Belluzzi (1967), denotando $C_3 = C \cos \psi$ e $C_4 = C \sin \psi$, em que C e ψ são as novas constantes, a Equação (35) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$w = C e^{-\beta y} \sin(\beta y + \psi) \quad (36)$$

Observando-se a Equação (36) percebe-se que o termo $e^{-\beta y}$ é um fator amortizador da função. Para valores de $\beta y > \pi$, os efeitos devidos aos carregamentos de bordo são praticamente desprezíveis. Dessa forma, consideram-se longas, as cascas que obedecem a seguinte desigualdade:

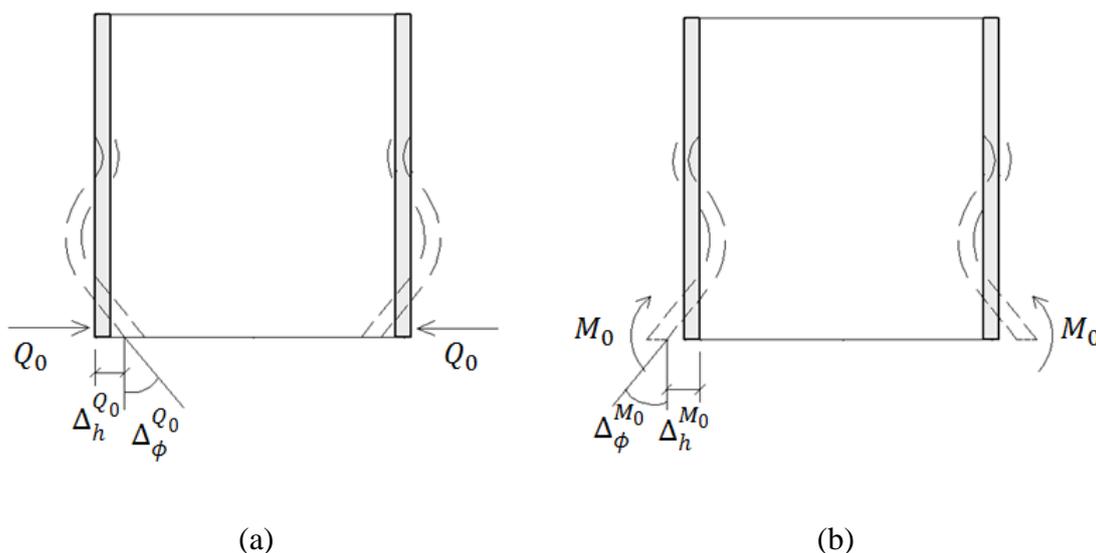
$$\beta H > \pi \quad (37)$$

O amortecimento dos esforços é uma característica intrínseca das cascas de revolução. Fisicamente, o fenômeno é atribuído à restrição oferecida pelos anéis horizontais aos deslocamentos laterais das faixas verticais.

3.2.5 Deslocamentos horizontais e rotações nos bordos

O deslocamento horizontal Δ_h e a rotação Δ_ϕ ao longo de um bordo da casca longa produzidos por um momento M_0 e uma força Q_0 distribuídas no mesmo bordo (Figura 25) podem ser obtidos usando as expressões de momento fletor e força cortante, em função de w representada pela equação (35), como feito em Billington (1982). A Tabela 3 apresenta as expressões de tais deslocamentos horizontais e rotações.

Figura 25 - Parede submetida a carregamentos de bordo.



Fonte: Autor (2017)

Tabela 3 - Deslocamentos de bordo da parede em reservatórios longos.

$\Delta_h^{Q_0} = 2\beta \frac{R^2}{Eh} Q_0$	$\Delta_h^{M_0} = -2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} M_0$
$\Delta_\phi^{Q_0} = -2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} Q_0$	$\Delta_\phi^{M_0} = 4\beta^3 \frac{R^2}{Eh} M_0$

Fonte: Autor (2017)

No caso de cascas curtas, os deslocamentos horizontais e rotações também são encontrados por meio das equações de momento fletor e força cortante citadas

anteriormente, porém, a expressão para w é aquela encontrada na Equação (34), composta por quatro constantes.

Os deslocamentos horizontais e rotações em cascas curtas podem ser encontrados em Belluzzi (1967). Os valores para a borda carregada são mostrados nas Tabelas 4, 5 e 6, levando em conta os casos possíveis de vinculação da borda oposta: livre, articulada e engastada. Os deslocamentos horizontais e rotações da borda apostada são apresentados na Tabela 7.

Tabela 4 - Deslocamentos e rotações da borda carregada de reservatórios curtos considerando a outra borda livre.

$\Delta_h^{Q_0} = 2\beta \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh(\beta H) \cosh(\beta H) - \sin(\beta H) \cos(\beta H)}{\sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)} Q_0$
$\Delta_h^{M_0} = -2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh^2(\beta H) + \sin^2(\beta H)}{\sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)} M_0$
$\Delta_\phi^{Q_0} = -2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh^2(\beta H) + \sin^2(\beta H)}{\sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)} Q_0$
$\Delta_\phi^{M_0} = 4\beta^3 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh(\beta H) \cosh(\beta H) + \sin(\beta H) \cos(\beta H)}{\sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)} M_0$

Fonte: Autor (2017)

Tabela 5 - Deslocamentos e rotações da borda carregada de reservatórios curtos considerando a outra borda articulada.

$\Delta_h^{Q_0} = 2\beta \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh^2(\beta H) + \sin^2(\beta H)}{\sinh(\beta H) \cosh(\beta H) - \sin(\beta H) \cos(\beta H)} Q_0$
$\Delta_h^{M_0} = -2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh(\beta H) \cosh(\beta H) + \sin(\beta H) \cos(\beta H)}{\sinh(\beta H) \cosh(\beta H) - \sin(\beta H) \cos(\beta H)} M_0$
$\Delta_\phi^{Q_0} = -2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh(\beta H) \cosh(\beta H) + \sin(\beta H) \cos(\beta H)}{\sinh(\beta H) \cosh(\beta H) - \sin(\beta H) \cos(\beta H)} Q_0$
$\Delta_\phi^{M_0} = 4\beta^3 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh^2(\beta H) + \cos^2(\beta H)}{\sinh(\beta H) \cosh(\beta H) - \sin(\beta H) \cos(\beta H)} M_0$

Fonte: Autor (2017)

Tabela 6 - Deslocamentos e rotações da borda carregada de reservatórios curtos considerando a outra borda engastada.

$\Delta_h^{Q_0} = 2\beta \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh(\beta H) \cosh(\beta H) - \sin(\beta H) \cos(\beta H)}{\cosh^2(\beta H) + \cos^2(\beta H)} Q_0$
$\Delta_h^{M_0} = -2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\cosh^2(\beta H) - \cos^2(\beta H)}{\cosh^2(\beta H) + \cos^2(\beta H)} M_0$
$\Delta_\phi^{Q_0} = -2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\cosh^2(\beta H) - \cos^2(\beta H)}{\cosh^2(\beta H) + \cos^2(\beta H)} Q_0$
$\Delta_\phi^{M_0} = 4\beta^3 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh^2(\beta H) + \cos^2(\beta H)}{\cosh^2(\beta H) + \cos^2(\beta H)} M_0$

Fonte: Autor (2017)

Tabela 7 – Deslocamentos e rotações na borda oposta à carregada de reservatórios curtos.

$\Delta_h^{Q_{0'}} = 2\beta \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\cos(\beta H) \sinh(\beta H) - \sin(\beta H) \cosh(\beta H)}{\sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)} Q_0$
$\Delta_h^{M_{0'}} = 2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{2\sin(\beta H) \sinh(\beta H)}{\sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)} M_0$
$\Delta_\phi^{Q_{0'}} = -2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{2\sin(\beta H) \sinh(\beta H)}{\sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)} Q_0$
$\Delta_\phi^{M_{0'}} = 4\beta^3 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\cos(\beta H) \sinh(\beta H) + \sin(\beta H) \cosh(\beta H)}{\sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)} M_0$

Fonte: Autor (2017)

Na Tabela 7 o sinal de $\Delta_h^{M_{0'}}$ é positivo, pois o deslocamento devido à M_0 no bordo oposto tem sentido contrário ao deslocamento no bordo carregado.

Comparando os deslocamentos e rotações da Tabela 3 com os das Tabelas 4 a 7, conclui-se que as diferenças entre estes últimos e os primeiros são apenas fatores de correção que dependem da altura, raio e espessura da casca, bem como do coeficiente de Poisson.

Os esforços de flexão em qualquer ponto da casca são apresentados na Tabela 8 (BILLINGTON, 1982).

Tabela 8 – Expressões para determinação dos esforços de flexão em cascas cilíndricas.

$$N_{\theta} = \frac{Eh}{2R\beta^3 D_c} [\beta M_0 \psi(\beta y) + Q_0 \theta(\beta y)]$$

$$M_y = \frac{1}{2\beta} [2\beta M_0 \phi(\beta y) + 2Q_0 \zeta(\beta y)]$$

$$Q_y = -[2\beta M_0 \zeta(\beta y) - Q_0 \psi(\beta y)]$$

$$M_{\theta} = \nu M_y$$

$$\phi(\beta y) = e^{-\beta y} (\cos \beta y + \sin \beta y)$$

$$\psi(\beta y) = e^{-\beta y} (\cos \beta y - \sin \beta y)$$

$$\theta(\beta y) = e^{-\beta y} \cos \beta y$$

$$\zeta(\beta y) = e^{-\beta y} \sin \beta y$$

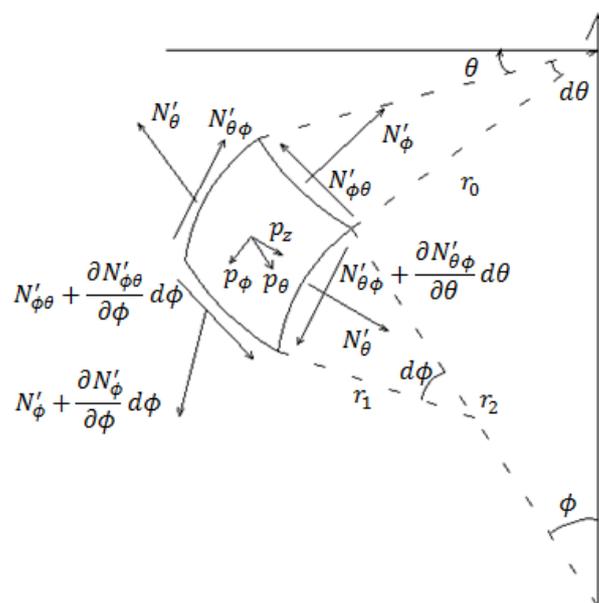
Fonte: Autor (2017)

3.3 Cascas esféricas

3.3.1 Teoria de membrana

Nas cascas esféricas é mais conveniente utilizar coordenadas esféricas, de modo que as direções às quais o equilíbrio é analisado são θ , ϕ e z . A Figura 26 apresenta os esforços de membrana em um elemento diferencial desta casca:

Figura 26 – Esforços de membrana em um elemento diferencial de casca esférica.



Fonte: Autor (2017)

Na direção θ , o equilíbrio é dado pela equação abaixo:

$$r_1 \frac{\partial N'_\theta}{\partial \theta} + N'_{\theta\phi} \frac{\partial r_0}{\partial \phi} + \frac{\partial(N'_\phi r_0)}{\partial \phi} + p_\theta r_0 r_1 = 0 \quad (38)$$

No entanto, para carregamentos de revolução, não ocorre variação de N'_θ na direção θ . Pelo mesmo motivo, as forças cortantes e a componente de carga na direção circunferencial são nulas. Dessa forma, a equação (38) não aparece no equilíbrio da casca esférica submetida a carregamento de revolução.

A equação de equilíbrio na direção ϕ é dada por:

$$\frac{\partial(N'_\phi r_0)}{\partial \phi} - N'_\theta \frac{\partial r_0}{\partial \phi} + \frac{\partial N'_{\theta\phi}}{\partial \theta} r_1 + p_\phi r_0 r_1 = 0 \quad (39)$$

Esta expressão também apresenta força cortante que, pelo mesmo motivo mencionado anteriormente, é considerada nula. Assim, a equação (39) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\frac{\partial(N'_\phi r_0)}{\partial \phi} - N'_\theta \frac{\partial r_0}{\partial \phi} + p_\phi r_0 r_1 = 0 \quad (40)$$

Na direção z a equação de equilíbrio pode ser escrita como:

$$\frac{N'_\theta}{r_2} + \frac{N'_\phi}{r_1} + p_z = 0 \quad (41)$$

Dessa forma, as equações que representam o equilíbrio no regime de membrana são dadas por:

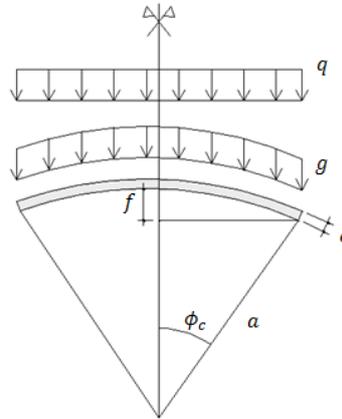
$$\frac{\partial(N'_\phi r_0)}{\partial \phi} - N'_\theta \frac{\partial r_0}{\partial \phi} + p_\phi r_0 r_1 = 0 \quad (42)$$

$$\frac{N'_\theta}{r_2} + \frac{N'_\phi}{r_1} + p_z = 0$$

A Figura 27 apresenta uma casca esférica de raio a , ângulo de abertura ϕ_c , espessura e e flecha f , submetida a cargas acidentais e gravitacionais denotadas, respectivamente,

por q e g . Os esforços de membrana são apresentados em seguida (BILLINGTON, 1982).

Figura 27 - Casca esférica submetida a carregamento externo.



Fonte: Autor (2017)

- **Esforços gerados pela carga gravitacional**

$$N'_\phi = -ag \frac{1}{1 + \cos \phi} \quad (43)$$

$$N'_\theta = ag \left(\frac{1}{1 + \cos \phi} - \cos \phi \right) \quad (44)$$

- **Esforços gerados pelas cargas acidentais**

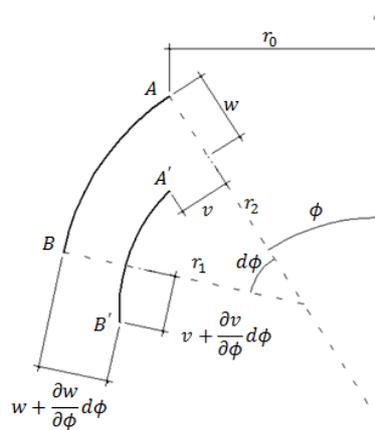
$$N'_\phi = -\frac{aq}{2} \quad (45)$$

$$N'_\theta = -\frac{aq}{2} \cos 2\phi \quad (46)$$

3.3.2 Relações esforços-deslocamentos de membrana

A Figura 28 apresenta as configurações original (AB) e deformada ($A'B'$) de um segmento meridional pertencente a uma casca esférica.

Figura 28 - Deslocamentos na casca esférica.



Fonte: Autor (2017)

Os deslocamentos v e w provocam deformação na direção circunferencial, a qual pode ser escrita como:

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{v}{r_0} \cos \phi - \frac{w}{r_2} \quad (47)$$

De forma similar, a deformação na direção ϕ , é dada por:

$$\varepsilon_{\phi} = \frac{dv}{r_1 d\phi} - \frac{w}{r_1} \quad (48)$$

Isolando w na Equação (48) e substituindo em (47), obtém-se uma expressão em função de v :

$$\frac{dv}{d\phi} - v \cot \phi = r_1 \varepsilon_{\phi} - r_2 \varepsilon_{\theta} \quad (49)$$

Adicionalmente, as relações esforços-deformações são dadas pelas seguintes expressões:

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{1}{Ee} (N'_{\theta} - \nu N'_{\phi}) \quad (50)$$

$$\varepsilon_{\phi} = \frac{1}{Ee} (N'_{\phi} - \nu N'_{\theta})$$

Substituindo-se as Equações (50) em (49), obtém-se:

$$\frac{dv}{d\phi} - v \cot \phi = \frac{1}{Ee} [N'_\phi(r_1 + vr_2) - N'_\theta(r_2 + vr_1)] \quad (51)$$

Denotando por:

$$f(\phi) = \frac{1}{Ee} [N'_\phi(r_1 + vr_2) - N'_\theta(r_2 + vr_1)] \quad (52)$$

tem-se a seguinte equação diferencial:

$$\frac{dv}{d\phi} - v \cot \phi = f(\phi) \quad (53)$$

A solução geral dessa equação é dada por:

$$v = \text{sen } \phi \left(\int \frac{f(\phi)}{\text{sen } \phi} d\phi + C \right) \quad (54)$$

na qual C é uma constante determinada pelas condições de contorno da casca. Substituindo-se (54) em (47), obtém-se uma expressão para w:

$$w = v \cot \phi - \frac{r_2}{Ee} (N'_\theta - vN'_\phi) \quad (55)$$

Além do mais, a rotação na direção ϕ é escrita como:

$$\Delta_\phi = \frac{v}{r_1} + \frac{w}{r_1 d\phi} \quad (56)$$

As Equações (54), (55) e (56) fornecem os deslocamentos e rotações em qualquer ponto de uma casca esférica sob o regime de membrana. A componente horizontal do deslocamento e a rotação na borda da casca são dadas respectivamente, por:

$$\Delta_H = \frac{r_2 \text{sen } \phi}{Ee} (N'_\theta - vN'_\phi) \quad (57)$$

$$\Delta_\phi = \frac{\cot \phi}{r_1 Ee} [N'_\phi(r_1 + vr_2) - N'_\theta(r_2 + vr_1)] - \frac{d}{r_1 d\phi} \left(\frac{\Delta_H}{\text{sen } \phi} \right) \quad (58)$$

Os deslocamentos horizontais e as rotações de membrana nas bordas causadas pela carga gravitacional são encontrados substituindo-se as Equações (43) e (44) em (57) e (58), respectivamente.

$$\Delta_h = \frac{ga^2}{Ee} \operatorname{sen} \phi_c \left(\frac{1 + \nu}{1 + \cos \phi_c} - \cos \phi_c \right) \quad (59)$$

$$\Delta_\phi = \frac{ag}{Ee} (2 + \nu) \operatorname{sen} \phi_c \quad (60)$$

De forma similar, para o carregamento acidental, substitui-se (45) e (46) em (57) e (58), respectivamente:

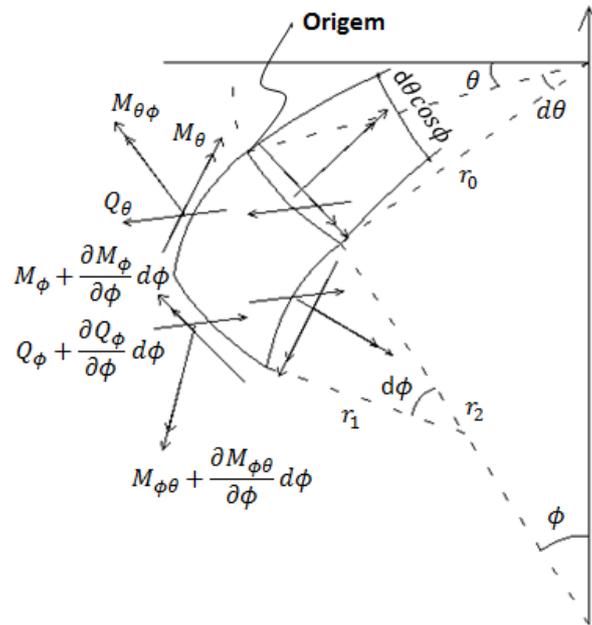
$$\Delta_h = \frac{qa^2}{Ee} \operatorname{sen} \phi_c \left(\frac{1 + \nu}{2} + \cos^2 \phi_c \right) \quad (61)$$

$$\Delta_\phi = \frac{aq}{Ee} (3 + \nu) \operatorname{sen} \phi_c \cos \phi_c \quad (62)$$

3.3.3 Teoria de flexão

A Figura 29 apresenta os esforços cortantes e momentos fletores da teoria de flexão em um elemento infinitesimal de casca esférica. Por motivo similar àquele mencionado para a mesma teoria das cascas cilíndricas, são omitidos da figura seguinte os esforços tangenciais e os carregamentos externos. Adicionalmente, as equações de equilíbrio do regime de membrana das cascas esféricas também são aproveitadas nas deduções a seguir, porém, os esforços pertencentes à teoria de flexão não possuem o apóstrofo sobrescrito.

Figura 29 - Esforços de flexão em um elemento diferencial de casca esférica.



Fonte: Autor (2017)

O sistema de equações que representa o equilíbrio da casca esférica sob o regime de flexão é obtido considerando as contribuições das forças cortantes nas equações de membrana apresentadas na subseção 3.3.1, bem como as equações de equilíbrio de momento fletor nas direções θ e ϕ . Tal sistema pode ser expresso da seguinte forma (BILLINGTON, 1982):

$$\begin{aligned}
 r_1 \frac{\partial N_\theta}{\partial \theta} + N_{\theta\phi} \frac{\partial r_0}{\partial \phi} + \frac{\partial(N_{\phi\theta} r_0)}{\partial \phi} - Q_\theta r_1 \sin \phi + p_\theta r_0 r_1 &= 0 \\
 \frac{\partial(N_\phi r_0)}{\partial \phi} - N_\theta \frac{\partial r_0}{\partial \phi} + \frac{\partial N_{\theta\phi}}{\partial \theta} r_1 - Q_\phi r_0 + p_\phi r_0 r_1 &= 0 \\
 r_1 \frac{\partial Q_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial(Q_\phi r_0)}{\partial \phi} + N_\theta r_1 \sin \phi + N_\phi r_0 + p_z r_0 r_1 &= 0 \quad (63) \\
 -\frac{\partial(M_\phi r_0)}{\partial \phi} + M_\theta \frac{\partial r_0}{\partial \phi} + r_1 \frac{\partial M_{\theta\phi}}{\partial \theta} + Q_\phi r_0 r_1 &= 0 \\
 -r_1 \frac{\partial M_\theta}{\partial \theta} - \frac{\partial(M_{\phi\theta} r_0)}{\partial \phi} + M_{\theta\phi} \frac{\partial r_0}{\partial \phi} + Q_\theta r_0 r_1 &= 0
 \end{aligned}$$

Considerando carregamentos de revolução e assumindo que $\frac{\partial r_0}{\partial \phi} = r_1 \cos \phi$, o sistema anterior é reduzido a:

$$\begin{aligned} \frac{d(N_\phi r_0)}{d\phi} - N_\theta r_1 \cos \phi - Q_\phi r_0 + p_\phi r_0 r_1 &= 0 \\ \frac{d(Q_\phi r_0)}{d\phi} + N_\theta r_1 \sin \phi - N_\phi r_0 + p_z r_0 r_1 &= 0 \\ -\frac{d(M_\phi r_0)}{d\phi} + M_\theta r_1 \cos \phi + Q_\phi r_0 r_1 &= 0 \end{aligned} \quad (64)$$

Adicionalmente, podem-se levar em conta as Equações (50) reescritas em termos de N_ϕ e N_θ :

$$\begin{aligned} N_\theta &= K_c \left(\frac{v}{r_0} \cos \phi - \frac{w}{r_2} + \frac{v}{r_1} \frac{dv}{d\phi} - \frac{vw}{r_1} \right) \\ N_\phi &= K_c \left(\frac{1}{r_1} \frac{dv}{d\phi} - \frac{w}{r_1} - \frac{vv}{r_0} \cos \phi - \frac{vw}{r_2} \right) \end{aligned} \quad (65)$$

nas quais $K_c = \frac{Ee}{1-\nu^2}$ representa a rigidez axial da casca.

Além do mais, considerando-se as equações de momento em função dos deslocamentos, as quais são dadas por:

$$\begin{aligned} M_\theta &= -D_{cp} \left[\left(\frac{v}{r_1} + \frac{dw}{r_1 d\phi} \right) \frac{\cos \phi}{r_0} + \frac{v}{r_1} \frac{d}{d\phi} \left(\frac{v}{r_1} + \frac{dw}{r_1 d\phi} \right) \right] \\ M_\phi &= -D_{cp} \left[\frac{1}{r_1} \frac{d}{d\phi} \left(\frac{v}{r_1} + \frac{dw}{r_1 d\phi} \right) + v \left(\frac{v}{r_1} + \frac{dw}{r_1 d\phi} \right) \frac{\cos \phi}{r_0} \right] \end{aligned} \quad (66)$$

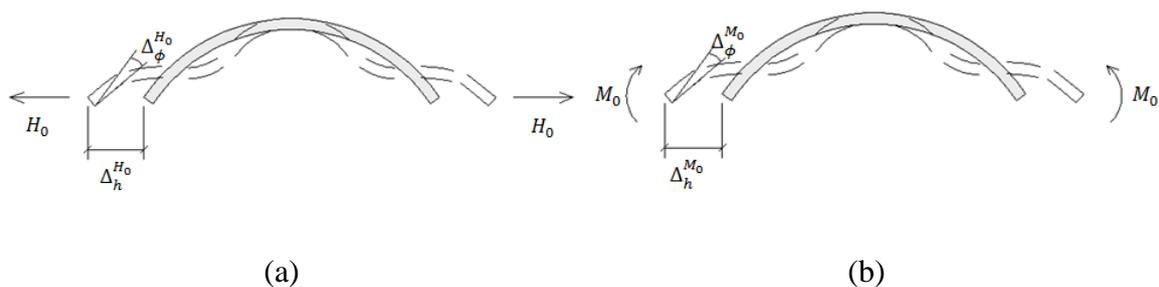
sendo $D_{cp} = \frac{Ee^3}{12(1-\nu^2)}$ a rigidez à flexão da casca, as expressões de (64) a (66) formam um sistema com sete incógnitas ($N_\theta, N_\phi, M_\theta, M_\phi, Q_\phi, w, v$) e sete equações, logo, trata-se de um sistema determinado. Devido às dificuldades encontradas na solução do sistema definido pelas equações mencionadas, vários pesquisadores buscaram formas simplificadas de determinar os esforços e deslocamentos em cascas esféricas sob o

regime de flexão. Como exemplo clássico, pode ser citada a aproximação de Geckeler (BILLINGTON, 1982).

A ideia básica de Geckeler foi resolver os esforços de membrana por meio das equações de equilíbrio, incluindo carregamentos externos e, a partir daí, estudar os efeitos de flexão em regiões específicas da casca, como nas proximidades da borda. Esta solução partiu do princípio de que as cascas possuem grande capacidade de amortecimento de momentos fletores, levando Geckeler a aproximar os coeficientes de flexibilidades das cascas esféricas daqueles deduzidos para cascas cilíndricas.

Os deslocamentos horizontais e rotações ao longo do bordo da casca esférica produzidos por uma força H_0 e um momento fletor M_0 distribuídos no mesmo bordo (Figura 30), são indicados na Tabela 9.

Figura 30 - Casca esférica submetida a carregamentos de bordo.



Fonte: Autor (2017)

Tabela 9 - Deslocamentos de bordo em cascas esféricas.

$\Delta_h^{H_0} = \frac{2a\lambda \sin^2 \phi_c}{Ee} H_0$	$\Delta_h^{M_0} = \frac{2\lambda^2 \sin \phi_c}{Ee} M_0$
$\Delta_\phi^{H_0} = \frac{2\lambda^2 \sin \phi_c}{Ee} H_0$	$\Delta_\phi^{M_0} = \frac{4\lambda^3}{Eae} M_0$

Fonte: Autor (2017)

O parâmetro λ em função de β , é dado por:

$$\lambda = \sqrt[4]{3(1 - \nu^2) \left(\frac{a}{e}\right)^2} = a\beta \quad (67)$$

Os esforços em qualquer ponto da casca esférica podem ser encontrados com as expressões da Tabela 10 (BILLINGTON, 1982).

Tabela 10 – Expressões para determinação dos esforços de flexão em cascas esféricas.

$$N_{\theta} = -2\lambda \sin \phi_c \sin \left(\lambda\phi - \frac{\pi}{2} \right) e^{-\lambda\phi} H_0 - \frac{2\sqrt{2}}{a} \sin \left(\lambda\phi - \frac{\pi}{4} \right) e^{-\lambda\phi} M_0$$

$$N_{\phi} = -\sqrt{2} \cot(\phi_c - \phi) \sin \phi_c \sin \left(\lambda\phi - \frac{\pi}{4} \right) e^{-\lambda\phi} H_0 - \frac{2\lambda}{a} \cot(\phi_c - \phi) \sin \lambda\phi e^{-\lambda\phi} M_0$$

$$M_{\phi} = \frac{a}{\lambda} \sin \phi_c \sin \lambda\phi e^{-\lambda\phi} H_0 + \sqrt{2} \sin \left(\lambda\phi + \frac{\pi}{4} \right) e^{-\lambda\phi} M_0$$

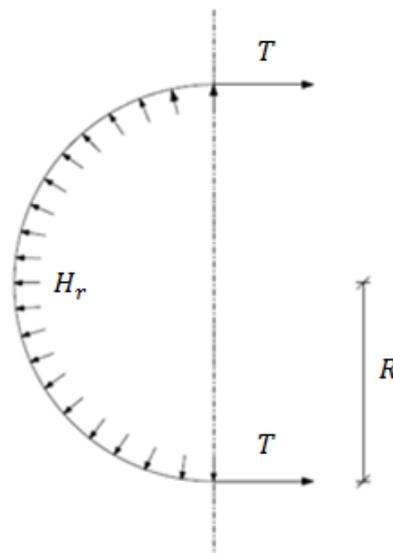
$$M_{\theta} = \nu M_{\phi}$$

Fonte: Autor (2017)

3.4 Anel de rigidez

A Figura 31 mostra a metade de um anel de rigidez de raio R submetido a forças radiais H_r , as quais produzem tensões normais de tração nas seções transversais.

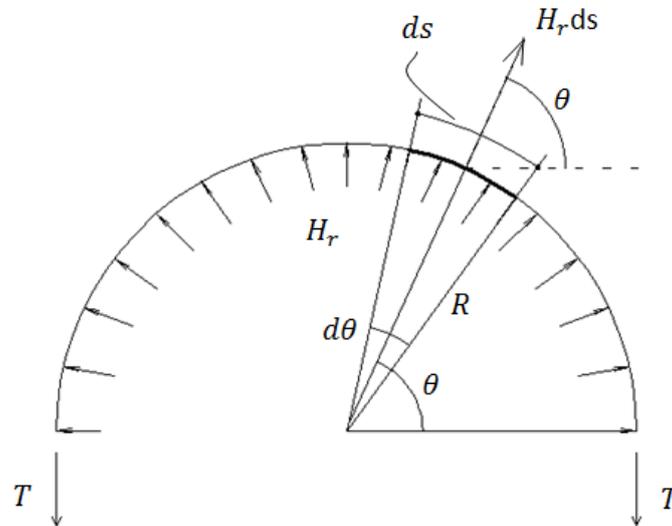
Figura 31 - Carregamento radial agindo no anel.



Fonte: Hauso (2014)

A resultante T (Figura 32) das tensões normais em uma seção transversal genérica do anel é dada por:

Figura 32 – Carregamento radial.



Fonte: Autor (2017)

$$2T = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} H_r ds \sin \theta = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} H_r R d\theta \sin \theta = 2H_r R \cos 0$$

$$T = H_r R \quad (68)$$

A deformação circunferencial ocasionada pelos deslocamentos radiais do anel provocados pela ação de H_r é dada por:

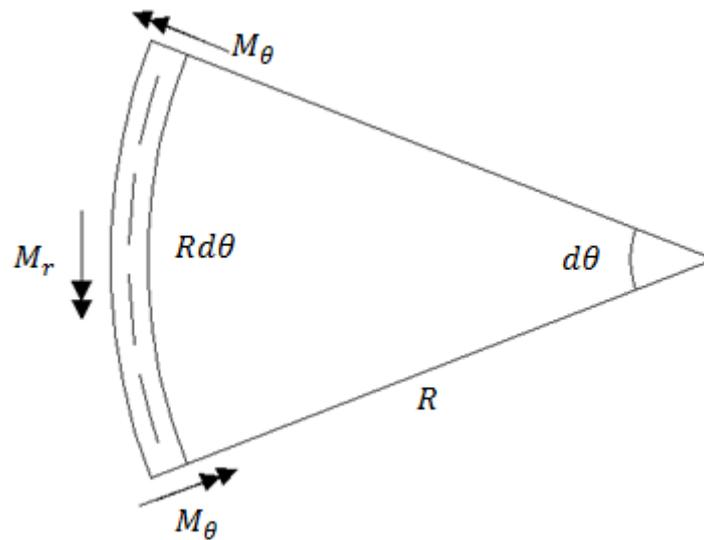
$$\varepsilon_\theta = \frac{T}{EA_R} = \frac{H_r R}{EA_R} \quad (69)$$

sendo A_R a área da seção transversal. Constatando-se que a deformação radial é igual à circunferencial, em razão disso, o deslocamento radial do anel pode ser escrito da seguinte forma:

$$\Delta_h^H = R\varepsilon_r = \frac{H_r R^2}{EA_R} \quad (70)$$

Para o caso de momentos fletores distribuídos radialmente ao longo do eixo do anel, M_r , aparecem nas seções transversais momentos M_θ (Figura 33) dados por:

Figura 33 - Momento fletor M_θ agindo nas seções transversais do anel.



Fonte: Adaptado de Hauso (2014)

$$M_\theta = RM_r \quad (71)$$

O momento fletor M_θ provoca deformações circunferenciais máximas obtidas pela expressão:

$$\varepsilon_\theta = \frac{M_\theta \frac{h_a}{2}}{EI_R} = \frac{RM_r h_a}{2EI_R} \quad (72)$$

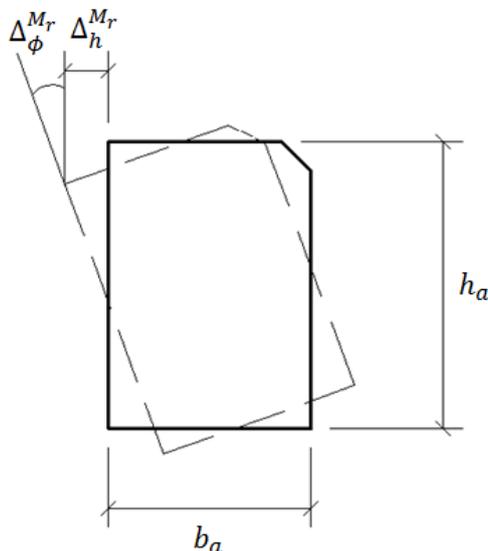
sendo I_R o momento de inércia da seção em relação ao eixo horizontal que passa pelo seu centroide e h_a a altura da seção. Similarmente ao caso de forças radiais, as deformações circunferencial e radial são iguais. Dessa forma, o deslocamento radial do anel devido ao momento M_r é dado por:

$$\Delta_h^{M_r} = R\varepsilon_r = \frac{R^2 h_a}{2EI_R} M_r \quad (73)$$

Enquanto a rotação da seção transversal (Figura 34) pode ser obtida pela expressão:

$$\Delta_{\phi}^{M_r} = \frac{\Delta_h^{M_r}}{h_a/2} = \frac{R^2}{EI_R} M_r \quad (74)$$

Figura 34 - Deslocamentos do anel de rigidez devido à ação do momento fletor.



Fonte: Autor (2017)

3.5 Placas sobre bases deformáveis

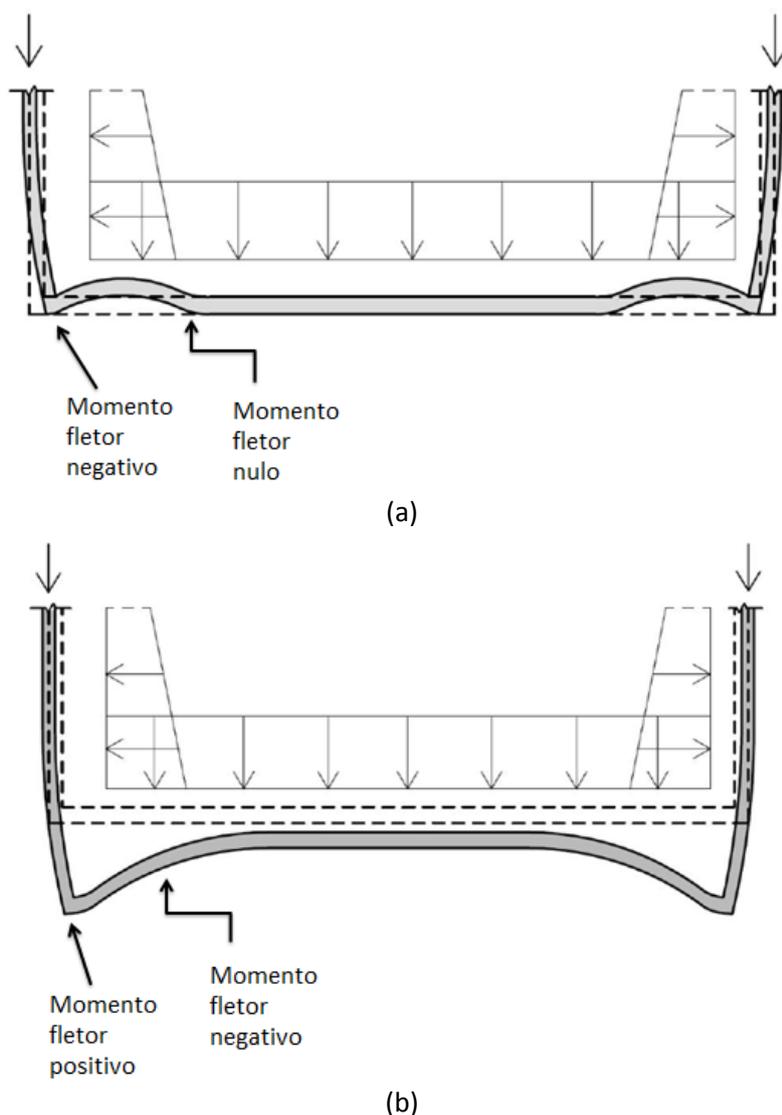
3.5.1 Considerações gerais

A prática corriqueira de projeto costuma introduzir simplificações no intuito de facilitar a análise das estruturas. No caso de reservatórios não é diferente, principalmente para aqueles apoiados no solo. Apesar dos grandes avanços nos modelos de cálculo, a influência do comportamento do solo ainda é difícil de ser estimada, mesmo existindo atualmente modelos interativos tridimensionais que analisam o solo e a estrutura trabalhando de forma integrada.

Frequentemente, em projetos de estruturas de superfície, adota-se a hipótese de solo infinitamente rígido. Entretanto, a condição de rigidez infinita é uma idealização que não se caracteriza na prática, sendo mais coerente considerar o solo como um meio deformável. Mezaini (2006) afirma que a não consideração da deformabilidade do solo pode levar a diferenças discrepantes entre os esforços calculados e os reais. Dependendo do grau de deformabilidade do solo sob um reservatório podem ocorrer momentos fletores com sentidos contrários àqueles correspondentes à hipótese de solo

infinitamente rígido, isto se encontra ilustrado na Figura 35. A inversão do sentido do momento pode ser avaliada de forma aproximada por meio da rigidez do solo obtida pela Expressão (156). Assim, a utilização de modelos para simular o comportamento do solo com mais realismo é um aspecto crucial na análise de estruturas de superfície.

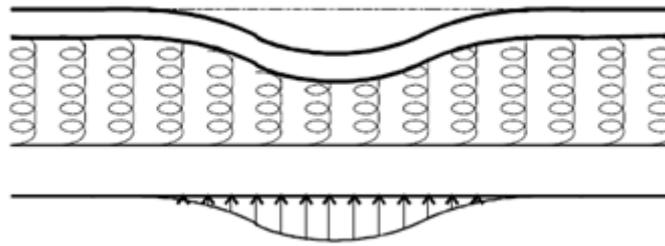
Figura 35 - Comportamento da estrutura do reservatório. (a) Apoiado em base rígida. (b) Apoiado em base deformável.



Fonte: Meneses (2013)

A ideia de modelar o solo como um meio elástico foi concebida inicialmente por Winkler, dando origem ao conhecido modelo de Winkler. Tal modelo simula de forma simplificada a reação do solo e sua interação com a estrutura. De acordo com o procedimento, o solo pode ser representado por um meio constituído por molas elásticas distribuídas continuamente implicando em pressões de contato proporcionais aos deslocamentos (Figura 36).

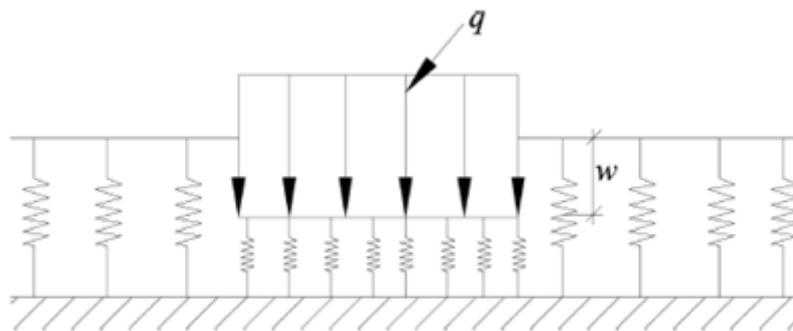
Figura 36 - Solo modelado por meio de molas elásticas (Modelo de Winkler).



Fonte: Paniago (1998)

Vale ressaltar que no modelo de Winkler as molas são independentes como mostrado na Figura 37. Outra consideração em relação a esse modelo é que as molas podem trabalhar tracionadas ou comprimidas. Logo, no caso de estruturas de superfície, o uso do modelo de Winkler requer a verificação da separação entre a estrutura e o solo, uma vez que este apresenta uma rigidez à tração praticamente nula.

Figura 37 – Comportamento das molas de forma isolada no modelo de Winkler.



Fonte: Rao (2011)

A pressão exercida pelo solo na superfície de contato placa-solo (p) é proporcional ao recalque absoluto (w) e é dada pela expressão:

$$p = k_s w \quad (75)$$

em que k_s representa o coeficiente de reação vertical do solo.

Segundo Antoniazzi (2011), o módulo k_s não é uma propriedade intrínseca do solo, mas está relacionado a diversas características da fundação, como forma, dimensões e carregamento. Existem diversas formas de estimar o valor de k_s , como ensaio de placa, correlação com propriedades físicas do solo, tabelas típicas ou ainda por uma análise de

tensões e recalques na fundação. Na ausência de valores mais exatos, podem-se usar as tabelas a seguir:

Tabela 11 - Valores de k_s (kN/m²/m) recomendados por Terzaghi (1955).

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
q_u (MPa)	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	> 0,4
Faixa de valores	16.000 a 32.000	32.000 a 64.000	> 64.000
Valor proposto	24.000	48.000	96.000
Areias	Fofas	Mediamente Compacta	Compacta
Faixa de valores	6.000 a 19.000	19.000 a 96.000	96.000 a 320.000
Areia acima de NA	13.000	42.000	160.000
Areia submersa	8.000	26.000	96.000

Fonte: Antoniazzi (2011)

Tabela 12 - Valores de k_s (kN/m²/m) propostos por Moraes (1976).

Tipo de solo	k_s (kN/m ² /m)
Turfa leve – solo pantanoso	5.000 a 10.000
Turfa pesada – solo pantanoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, areia e cascalho	10.000 a 20.000
Argila molhada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca endurecida	100.000
Silte compactado com areia e pedra	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita pedra	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
Cascalho grosso com pouca areia grossa compactada	200.000 a 250.000

Fonte: Antoniazzi (2011)

Ainda neste contexto, Mendes (2001a) apresenta uma tabela que correlaciona o coeficiente de reação vertical e o módulo de elasticidade do solo com o número de golpes do ensaio SPT (N_{spt}).

Tabela 13 - Correlação entre o N_{spt} e o valor de k_s (10^3 kN/m²/m).

Tipo de solo	N_{spt}	E_{solo} (MPa)	K_s (10^3 kN/m ² /m)
Areias pouco compactas (soltas)	5 - 10	10 - 24	5 - 16
Areias de compactação média	10 - 30		10 - 80
Areias compactas (densas)	30 - 70	48 - 80	65 - 128
Areia siltosa (média)		7 - 21	24 - 48
Areia argilosa (média)			32 - 80
Argilas moles ($q_u < 0,2$ MPa)	< 4	5 - 25	12 - 24
Argilas de consistência média	4 - 15	15 - 50	24 - 48
Argilas duras ($q_u > 0,8$ MPa)	15 - 60	50-100	> 48

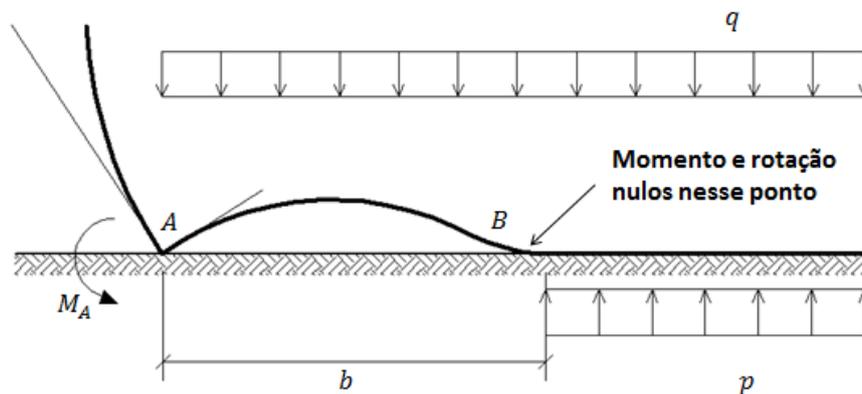
Fonte: Mendes (2001a)

3.5.2 Cálculo de placas apoiadas em bases rígidas

Considerando o caso particular de um reservatório cilíndrico de superfície, admitido sobre uma base infinitamente rígida, a placa de fundo se deforma como mostrado na Figura 38. Neste caso, observa-se que a região central da placa permanece plana e apoiada no solo, enquanto que a coroa circular nas proximidades da borda sofre flexão. Com base neste comportamento, pode-se concluir que o momento fletor e a rotação no ponto B da Figura 38 são nulos. A determinação do comprimento b que define a região em coroa circular pode ser feita aproximadamente considerando o segmento AB como uma viga biapoiada submetida a um momento fletor M_A no ponto A e uma carga uniforme de intensidade q e impondo momento fletor e rotação nulos no ponto B. Usando expressões da Resistência dos Materiais, chega-se à seguinte equação:

$$b = 2 \sqrt{\frac{M_A}{q}} \quad (76)$$

Figura 38 - Comportamento do fundo de um reservatório apoiado em base rígida.



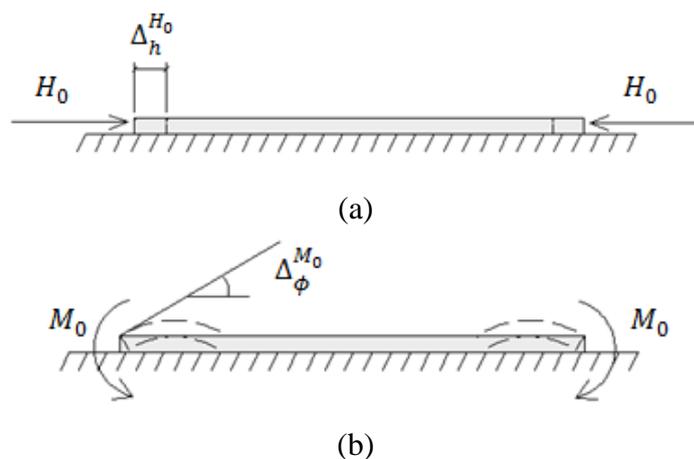
Fonte: Autor

Considerando uma placa circular de raio R e espessura t submetida a uma força horizontal H_0 e um momento fletor M_0 distribuídos na borda (Figura 39), desprezando-se as forças de atrito entre a placa e o solo, o deslocamento horizontal e a rotação produzidos pelos mencionados carregamentos, respectivamente, são dados por:

$$\Delta_h^{H_0} = \frac{(1-\nu)R}{Et} H_0 \quad (77)$$

$$\Delta_\phi^{M_0} = \frac{1}{3D_p} \sqrt{\frac{M_0^3}{q}} \quad (78)$$

Figura 39 - Placa circular apoiada em base rígida submetida aos carregamentos de borda.
(a) Ação da força horizontal distribuída ao longo da borda. (b) Ação do momento distribuído ao longo da borda.



Fonte: Autor (2017)

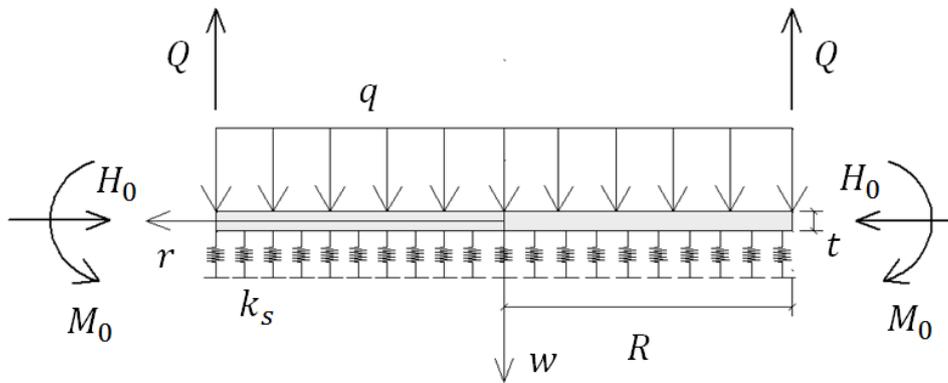
3.5.3 Cálculo de placas apoiadas em bases deformáveis

A equação que expressa o comportamento de uma placa circular de raio R , espessura t e que está submetida a um carregamento distribuído q (Figura 40) é escrita na seguinte forma (TIMOSHENKO e KRIEGER, 1987):

$$\left(\frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d}{dr}\right) \left(\frac{d^2 w}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dw}{dr}\right) = \frac{q - k_s w}{D_p} \quad (79)$$

em que $D_p = Et^3/12(1 - \nu^2)$, representa a rigidez à flexão da placa e $k_s w$ é a reação do solo sobre a mesma.

Figura 40 – Placa circular apoiada em base deformável.



Fonte: Autor (2017)

A carga uniformemente distribuída q não exerce flexão sobre a placa de fundo, pois os recalques ocasionados por ela são uniformes. Dessa forma, para efeitos de flexão, esse valor pode ser considerado nulo e o único carregamento atuante é representado pela reação do solo sobre a placa:

$$\left(\frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d}{dr}\right) \left(\frac{d^2 w}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dw}{dr}\right) = \frac{-k_s w}{D_p} \quad (80)$$

Para facilitar a solução, introduz-se o parâmetro l , o qual representa uma rigidez relativa entre a placa de fundo e o solo, definido por:

$$l^4 = \frac{D_p}{k_s} \quad (81)$$

Existem várias formas de resolver essa equação diferencial. Neste trabalho é adotada a formulação apresentada no trabalho de Vichare e Inamdar (2010), encontrada em Timoshenko e Krieger (1987), na qual são utilizadas funções de Bessel. A solução da Equação (80) é dada por:

$$w = C_1 ber_0 y + C_2 bei_0 y + C_3 kei_0 y + C_4 ker_0 y \quad (82)$$

na qual $y = \frac{r}{l}$, w é a deflexão vertical, C_1 , C_2 , C_3 e C_4 são constantes de integração e ber , bei , kei , ker são funções modificadas de Bessel de ordem zero. As funções de Bessel aparecem em uma gama variada de problemas físicos, principalmente no estudo das ondas. No problema tratado neste trabalho, elas são utilizadas na solução da equação da placa assente sobre base elástica.

As constantes da Equação (82) são encontradas introduzindo as condições de contorno. De início é estabelecido que o deslocamento vertical no centro da placa deve ser finito. Esta condição anula as constantes C_3 e C_4 , pois estes termos crescem infinitamente quando o valor de y tende a zero. Dessa forma, a deflexão da placa pode ser reescrita da seguinte forma (VICHARE e INAMDAR, 2010):

$$w = C_1 ber_0 y + 4C_2 bei_0 y \quad (83)$$

As demais condições de contorno são:

- a) O momento fletor por unidade de comprimento é igual a M_0 em $r = R$;
- b) O esforço cortante por unidade de comprimento é igual a Q em $r = R$.

Usando a primeira condição de contorno, tem-se:

$$\frac{d^2 w}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dw}{dr} = \frac{M_0}{D_p}, \text{ em } (r = R) \quad (84)$$

Substituindo a Equação (83) em (84) e derivando em relação a r , obtém-se:

$$\begin{aligned}
& \frac{C_1}{l} \left(\frac{\nu bei_1 \left(\frac{R}{l} \right)}{\sqrt{2R}} + \frac{bei_2 \left(\frac{R}{l} \right) - bei_0 \left(\frac{R}{l} \right)}{2l} + \frac{\nu ber_1 \left(\frac{R}{l} \right)}{\sqrt{2R}} \right) + \\
& \frac{C_2}{l} \left(\frac{2\sqrt{2}\nu bei_1 \left(\frac{R}{l} \right)}{R} - \frac{2\sqrt{2}\nu ber_1 \left(\frac{R}{l} \right)}{R} + \frac{2 \left(ber_0 \left(\frac{R}{l} \right) - ber_2 \left(\frac{R}{l} \right) \right)}{l} \right) \quad (85) \\
& = \frac{M_0}{D_p}
\end{aligned}$$

Utilizando a segunda condição de contorno, tem-se:

$$\frac{d}{dr} \left(\frac{d^2 w}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dw}{dr} \right) = \frac{Q}{D_p}, \text{ em } (r = R) \quad (86)$$

Substituindo a Equação (83) em (86) e derivando em relação a r , obtém-se:

$$\frac{C_1 \left(ber_1 \left(\frac{R}{l} \right) - bei_1 \left(\frac{R}{l} \right) \right)}{\sqrt{2l^3}} + \frac{4C_2 \left(ber_1 \left(\frac{R}{l} \right) + bei_1 \left(\frac{R}{l} \right) \right)}{\sqrt{2l^3}} = \frac{Q}{D_p} \quad (87)$$

Resolvendo o sistema composto por (85) e (87), determinam-se as constantes C_1 e C_2 :

$$\begin{aligned}
C_1 = & \\
& \frac{-l^2 \left[\sqrt{2} (M_0 R - l^2 Q (\nu - 1)) bei_1 \left(\frac{R}{l} \right) - 2l Q a ber_0 \left(\frac{R}{l} \right) + \sqrt{2} (M_0 R + l^2 Q (\nu - 1)) ber_1 \left(\frac{R}{l} \right) \right]}{D_p \left[\sqrt{2} R \left(ber_0 \left(\frac{R}{l} \right) \left(ber_1 \left(\frac{R}{l} \right) - bei_1 \left(\frac{R}{l} \right) \right) + bei_0 \left(\frac{R}{l} \right) \left(ber_1 \left(\frac{R}{l} \right) + bei_1 \left(\frac{R}{l} \right) \right) \right) - 2l(\nu - 1) \left(ber_1^2 \left(\frac{R}{l} \right) + bei_1^2 \left(\frac{R}{l} \right) \right) \right]} \quad (88)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_2 = & \\
& \frac{-l^2 \left[\sqrt{2} (l^2 Q (\nu - 1) - M_0 R) ber_1 \left(\frac{R}{l} \right) - 2l Q a bei_0 \left(\frac{R}{l} \right) + \sqrt{2} (l^2 Q (\nu - 1) + M_0 R) bei_1 \left(\frac{R}{l} \right) \right]}{4D_p \left[\sqrt{2} R \left(ber_0 \left(\frac{R}{l} \right) \left(ber_1 \left(\frac{R}{l} \right) - bei_1 \left(\frac{R}{l} \right) \right) + bei_0 \left(\frac{R}{l} \right) \left(ber_1 \left(\frac{R}{l} \right) + bei_1 \left(\frac{R}{l} \right) \right) \right) - 2l(\nu - 1) \left(ber_1^2 \left(\frac{R}{l} \right) + bei_1^2 \left(\frac{R}{l} \right) \right) \right]} \quad (89)
\end{aligned}$$

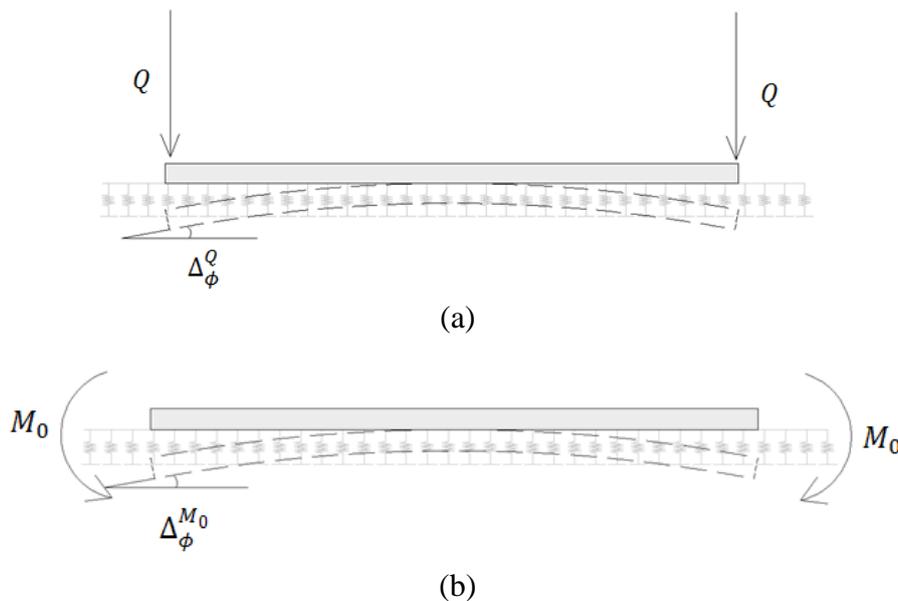
Os índices subscritos nas funções modificadas de Bessel indicam a ordem da função. Substituindo essas constantes na Equação (83), obtém-se a deflexão da placa em qualquer ponto. Os momentos fletores e esforços cortantes são calculados com as Equações (84) e (86), respectivamente.

Considerando uma placa circular de raio R e espessura t submetida a um carregamento vertical Q e a um momento M_0 distribuídos na borda (Figura 41), as rotações produzidas por esses carregamentos na mesma borda são dadas por:

$$\Delta_{\phi}^Q = \frac{-lR \left(lQ \operatorname{ber}_0 \left(\frac{R}{l} \right) \left(\operatorname{bei}_1 \left(\frac{R}{l} \right) - \operatorname{ber}_1 \left(\frac{R}{l} \right) \right) + lQ \operatorname{ber}_0 \left(\frac{R}{l} \right) \left(\operatorname{bei}_1 \left(\frac{R}{l} \right) + \operatorname{ber}_1 \left(\frac{R}{l} \right) \right) \right)}{D_p \left[R \left(\operatorname{ber}_0 \left(\frac{R}{l} \right) \left(\operatorname{ber}_1 \left(\frac{R}{l} \right) - \operatorname{bei}_1 \left(\frac{R}{l} \right) \right) + \operatorname{bei}_0 \left(\frac{R}{l} \right) \left(\operatorname{ber}_1 \left(\frac{R}{l} \right) + \operatorname{bei}_1 \left(\frac{R}{l} \right) \right) \right) - \sqrt{2}l(\nu-1) \left(\operatorname{ber}_1^2 \left(\frac{R}{l} \right) + \operatorname{bei}_1^2 \left(\frac{R}{l} \right) \right) \right]} \quad (90)$$

$$\Delta_{\phi}^{M_0} = \frac{-\sqrt{2}lR \left(\operatorname{ber}_1 \left(\frac{R}{l} \right)^2 + \operatorname{bei}_1 \left(\frac{R}{l} \right)^2 \right)}{D_p \left[R \left(\operatorname{ber}_0 \left(\frac{R}{l} \right) \left(\operatorname{ber}_1 \left(\frac{R}{l} \right) - \operatorname{bei}_1 \left(\frac{R}{l} \right) \right) + \operatorname{bei}_0 \left(\frac{R}{l} \right) \left(\operatorname{ber}_1 \left(\frac{R}{l} \right) + \operatorname{bei}_1 \left(\frac{R}{l} \right) \right) \right) - \sqrt{2}l(\nu-1) \left(\operatorname{ber}_1^2 \left(\frac{R}{l} \right) + \operatorname{bei}_1^2 \left(\frac{R}{l} \right) \right) \right]} M_0 \quad (91)$$

Figura 41 - Placa circular apoiada em base deformável submetida aos mencionados carregamentos de borda. (a) Força vertical distribuída ao longo da borda. (b) Momento distribuído ao longo da borda.



Fonte: Autor (2017)

4 ANÁLISE DA ESTRUTURA DO RESERVATÓRIO

A análise estrutural é definida como a determinação dos esforços e deformações de uma estrutura quando solicitada por agentes externos (cargas, variações térmicas, recalques de apoios, etc.). As principais estruturas utilizadas na Engenharia Civil são classificadas quanto à estaticidade em isostáticas ou hiperestáticas.

Em estruturas hiperestáticas o número de reações é maior que o de equações de equilíbrio. Os elementos do reservatório são interligados monoliticamente e, dessa forma, os esforços e deslocamentos de extremidade não são determinados apenas pelas equações de equilíbrio.

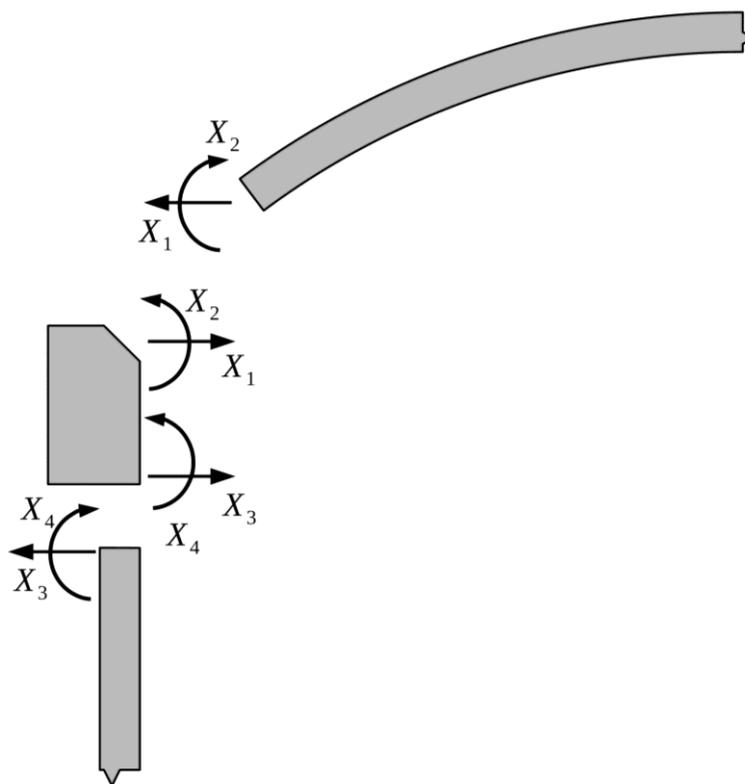
Existem basicamente dois métodos para resolução de estruturas hiperestáticas: o Método das Forças e o Método dos Deslocamentos. A análise seguinte utiliza o Método das Forças para determinação dos hiperestáticos de bordo. Esse processo resolve uma estrutura hiperestática utilizando-se de sistemas estaticamente determinados, os quais são denominados primários e secundários. Os coeficientes de flexibilidades usados no mencionado método foram deduzidos ao longo Capítulo 3.

Cabe ressaltar que, no caso de reservatórios longos, a análise considera as bordas superiores e inferiores da parede cilíndrica trabalhando de forma independente, ou seja, o procedimento de análise pode ser aplicado de forma distinta para as duas bordas (Figuras 42 e 45). Por outro lado, em reservatórios curtos, deve-se considerar as duas bordas atuando de forma simultânea, pois, ocorre dependência de bordo nestes casos (Figura 46).

4.1 Compatibilização dos deslocamentos de bordo nas ligações cobertura-anel e anel-parede em reservatórios longos

A Figura 42 ilustra os esforços hiperestáticos de bordo representados pelas forças horizontais e momentos fletores atuando nas ligações cobertura-anel e anel-parede de um reservatório cilíndrico de concreto armado. Devido à simetria de revolução, pode-se analisar a estrutura por meio de um corte diametral.

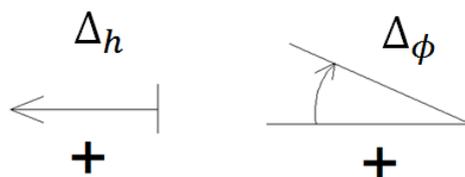
Figura 42 - Ligações cobertura-anel e anel-parede submetidas aos esforços hiperestáticos.



Fonte: Autor (2017)

Os deslocamentos e rotações nas deduções seguintes são designados por Δ_{ij} , em que i indica a direção e j o carregamento atuante, sendo o valor nulo de j correspondente ao sistema primário. Além disso, adota-se a convenção de deslocamentos horizontais e rotações positivos ilustrados na Figura 43.

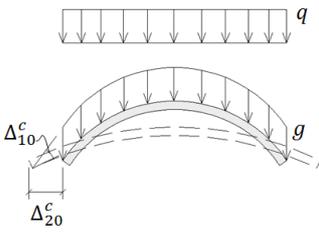
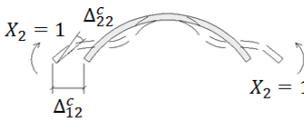
Figura 43 – Convenção de deslocamentos positivos.



Fonte: Autor (2017)

No caso da cúpula, os deslocamentos horizontais e as rotações são apresentados na Tabela 14 (Ver Subseção 3.3.3).

Tabela 14 – Deslocamentos e rotações de bordo na cúpula.

		
$\Delta_{10}^c = \frac{ga^2}{Ee} \operatorname{sen} \phi_c \left(\frac{1+\nu}{1+\cos \phi_c} - \cos \phi_c \right) +$ $\frac{qa^2}{Ee} \operatorname{sen} \phi_c \left(\frac{1+\nu}{2} - \cos^2 \phi_c \right)$	$\Delta_{11}^c = \frac{2a\lambda \operatorname{sen}^2 \phi_c}{Ee}$	$\Delta_{12}^c = \frac{2\lambda^2 \operatorname{sen} \phi_c}{Ee}$
$\Delta_{20}^c = \frac{ag}{Ee} (2 + \nu) \operatorname{sen} \phi_c +$ $\frac{aq}{Ee} (3 + \nu) \operatorname{sen} \phi_c \cos \phi_c$	$\Delta_{21}^c = \frac{2\lambda^2 \operatorname{sen} \phi_c}{Ee}$	$\Delta_{22}^c = \frac{2\lambda^3}{Eae}$

Fonte: Autor (2017)

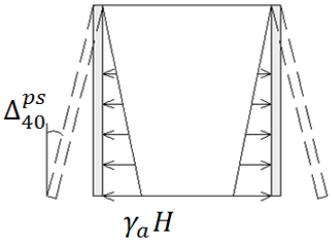
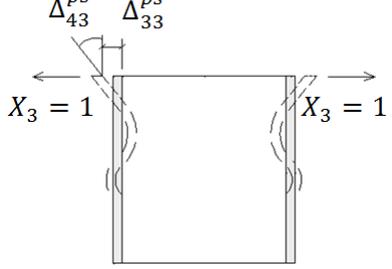
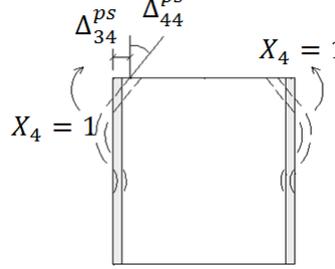
O deslocamento horizontal e a rotação totais da borda da cobertura são dados pelas expressões seguintes:

$$\Delta_h^c = \Delta_{10}^c + \Delta_{11}^c X_1 + \Delta_{12}^c X_2 \quad (92)$$

$$\Delta_\phi^c = \Delta_{20}^c + \Delta_{21}^c X_1 + \Delta_{22}^c X_2 \quad (93)$$

Utilizando os valores deduzidos na Seção 3.2, os deslocamentos horizontais e as rotações da borda superior da parede cilíndrica podem ser escritos na forma apresentada na Tabela 15.

Tabela 15 - Deslocamentos e rotações na borda superior da parede.

		
$\Delta_{30}^{ps} = 0$	$\Delta_{33}^{ps} = 2\beta \frac{R^2}{Eh}$	$\Delta_{34}^{ps} = -2\beta^2 \frac{R^2}{Eh}$
$\Delta_{40}^{ps} = \frac{\gamma_a R^2}{Eh}$	$\Delta_{43}^{ps} = -2\beta^2 \frac{R^2}{Eh}$	$\Delta_{44}^{ps} = 4\beta^3 \frac{R^2}{Eh}$

Fonte: Autor (2017)

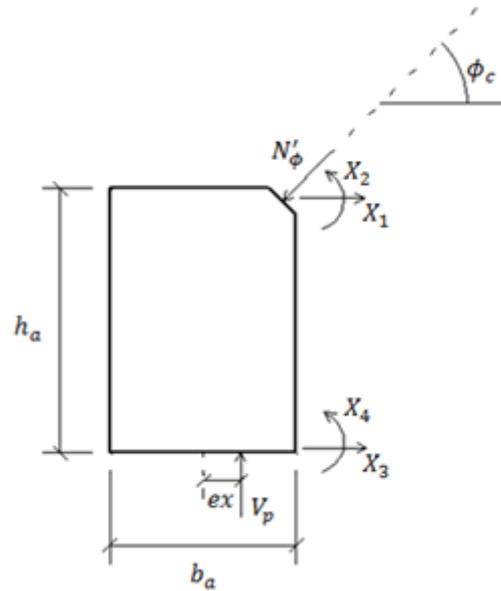
Usando a superposição dos efeitos na borda superior da parede, o deslocamento horizontal e a rotação totais podem ser escritos da seguinte forma:

$$\Delta_h^{ps} = \Delta_{30}^{ps} + \Delta_{33}^{ps}X_3 + \Delta_{34}^{ps}X_4 \quad (94)$$

$$\Delta_\phi^{ps} = \Delta_{40}^{ps} + \Delta_{43}^{ps}X_3 + \Delta_{44}^{ps}X_4 \quad (95)$$

No caso do anel de rigidez, a Figura 44 ilustra as ações provenientes da cúpula (N'_ϕ , X_1 e X_2) e da parede (V_p , X_3 e X_4).

Figura 44 - Anel de rigidez submetido às ações provenientes da cúpula e da parede.



Fonte: Autor (2017)

Considerando a condição de equilíbrio na direção vertical, a força V_P pode ser escrita na seguinte forma:

$$V_P = N'_\phi \sen \phi_c + h_a b_a \gamma_c \quad (96)$$

em que γ_c é o peso específico do concreto armado.

Levando em conta as ações apresentadas na Figura 44, a força horizontal e o momento resultantes agindo no centroide da seção transversal do anel são dados por:

$$H_r = N_\phi \cos \phi_c - X_1 - X_3 \quad (97)$$

$$M_r = V_P e - \frac{N_\phi}{2} (b_a \sen \phi_c - h_a \cos \phi_c) - \frac{h_a}{2} X_1 + \frac{h_a}{2} X_3 + X_2 + X_4 \quad (98)$$

Usando as expressões obtidas na Seção 3.4, o deslocamento horizontal e a rotação do anel podem ser escritos como:

$$\Delta_h^a = \frac{R^2}{E b_a h_a} H_r \quad (99)$$

$$\Delta_{\phi}^a = -12 \frac{R^2}{Eb_a h_a^3} M_r \quad (100)$$

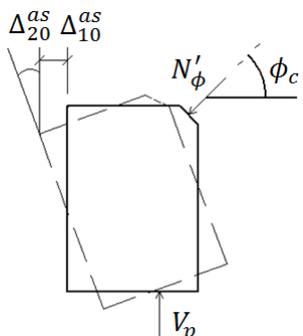
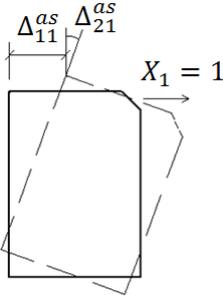
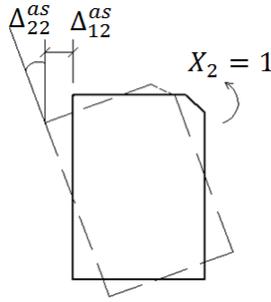
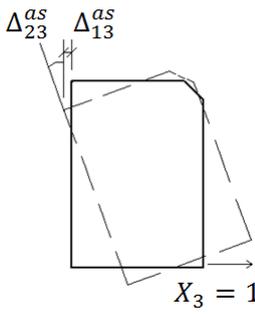
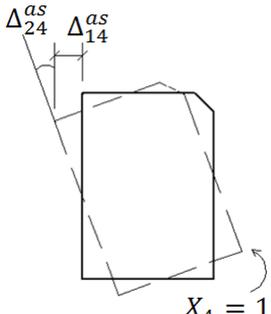
Os deslocamentos horizontais das bordas superior e inferior do anel de rigidez são dados, respectivamente, por:

$$\Delta_h^{as} = \Delta_h^a - \frac{h_a}{2} \Delta_{\phi}^a \quad (101)$$

$$\Delta_h^{ai} = \Delta_h^a + \frac{h_a}{2} \Delta_{\phi}^a \quad (102)$$

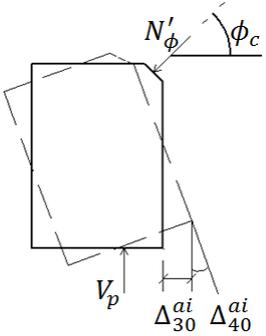
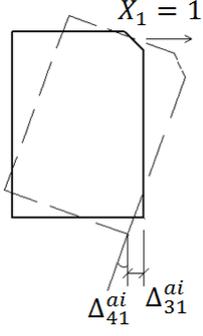
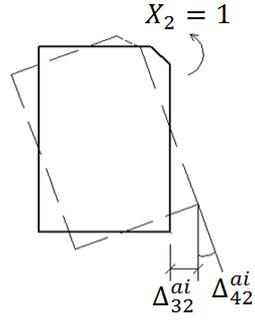
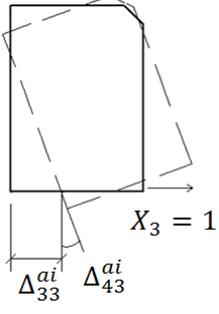
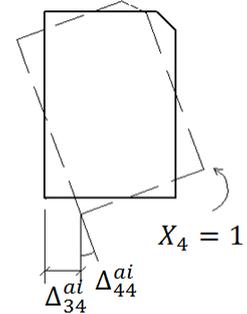
Empregando as Equações (100), (101) e (102), os deslocamentos horizontais e as rotações do anel de rigidez nas bordas superior e inferior podem ser obtidos para cada uma das ações ilustradas na Figura 44. Estes valores são apresentados nas Tabelas 16 e 17:

Tabela 16 – Deslocamentos horizontais e rotações de bordo na extremidade superior do anel.

		
$\Delta_{10}^{as} = \frac{R^2}{h_a b_a E} N_\phi \cos \phi_c + 6 \frac{R^2}{h_a^2 b_a E} \left[V_p e - \frac{N_\phi}{2} (b_a \sin \phi_c - h_a \cos \phi_c) \right]$	$\Delta_{11}^{as} = -4 \frac{R^2}{h_a b_a E}$	$\Delta_{12}^{as} = 6 \frac{R^2}{h_a^2 b_a E}$
	$\Delta_{21}^{as} = 6 \frac{R^2}{h_a^2 b_a E}$	$\Delta_{22}^{as} = -12 \frac{R^2}{h_a^3 b_a E}$
$\Delta_{20}^{as} = -12 \frac{R^2}{h_a^3 b_a E} \left[V_p e - \frac{N_\phi}{2} (b_a \sin \phi_c - h_a \cos \phi_c) \right]$		
	$\Delta_{13}^{as} = 2 \frac{R^2}{h_a b_a E}$	$\Delta_{14}^{as} = 6 \frac{R^2}{h_a^2 b_a E}$
	$\Delta_{23}^{as} = -6 \frac{R^2}{h_a^2 b_a E}$	$\Delta_{24}^{as} = -12 \frac{R^2}{h_a^3 b_a E}$

Fonte: Autor (2017)

Tabela 17 - Deslocamentos horizontais e rotações de bordo na extremidade inferior do anel.

		
	$\Delta_{31}^{ai} = 2 \frac{R^2}{h_a b_a E}$	$\Delta_{32}^{ai} = -6 \frac{R^2}{h_a^2 b_a E}$
$\Delta_{30}^{ai} = \frac{R^2}{h_a b_a E} N_\phi \cos \phi_c - 6 \frac{R^2}{h_a^2 b_a E} \left[V_p e - \frac{N_\phi}{2} (b_a \sin \phi_c - h_a \cos \phi_c) \right]$		
	$\Delta_{41}^{ai} = 6 \frac{R^2}{h_a^2 b_a E}$	$\Delta_{42}^{ai} = -12 \frac{R^2}{h_a^3 b_a E}$
$\Delta_{40}^{ai} = -12 \frac{R^2}{h_a^3 b_a E} \left[V_p e - \frac{N_\phi}{2} (b_a \sin \phi_c - h_a \cos \phi_c) \right]$	$\Delta_{33}^{ai} = -4 \frac{R^2}{h_a b_a E}$	$\Delta_{34}^{ai} = -6 \frac{R^2}{h_a^2 b_a E}$
	$\Delta_{43}^{ai} = -6 \frac{R^2}{h_a^2 b_a E}$	$\Delta_{44}^{ai} = -12 \frac{R^2}{h_a^3 b_a E}$

Fonte: Autor (2017)

Utilizando a superposição dos efeitos, os deslocamentos horizontais e as rotações totais nas bordas superior e inferior do anel são dados, respectivamente, por:

$$\Delta_h^{as} = \Delta_{10}^{as} + \Delta_{11}^{as} X_1 + \Delta_{12}^{as} X_2 + \Delta_{13}^{as} X_3 + \Delta_{14}^{as} X_4 \quad (103)$$

$$\Delta_\phi^{as} = \Delta_{20}^{as} + \Delta_{21}^{as} X_1 + \Delta_{22}^{as} X_2 + \Delta_{23}^{as} X_3 + \Delta_{24}^{as} X_4 \quad (104)$$

$$\Delta_h^{ai} = \Delta_{30}^{ai} + \Delta_{31}^{ai}X_1 + \Delta_{32}^{ai}X_2 + \Delta_{33}^{ai}X_3 + \Delta_{34}^{ai}X_4 \quad (105)$$

$$\Delta_\phi^{ai} = \Delta_{40}^{ai} + \Delta_{41}^{ai}X_1 + \Delta_{42}^{ai}X_2 + \Delta_{43}^{ai}X_3 + \Delta_{44}^{ai}X_4 \quad (106)$$

As equações de compatibilidade de deslocamentos e rotações ao longo das ligações cobertura-anel e anel-parede podem ser escritas na seguinte forma:

$$a) \Delta_h^c = \Delta_h^{as}$$

$$(\Delta_{11}^{as} - \Delta_{11}^c)X_1 + (\Delta_{12}^{as} - \Delta_{12}^c)X_2 + \Delta_{13}^{as}X_3 + \Delta_{14}^{as}X_4 = \Delta_{10}^c - \Delta_{10}^{as} \quad (107)$$

$$b) \Delta_\phi^c = \Delta_\phi^{as}$$

$$(\Delta_{21}^{as} - \Delta_{21}^c)X_1 + (\Delta_{22}^{as} - \Delta_{22}^c)X_2 + \Delta_{23}^{as}X_3 + \Delta_{24}^{as}X_4 = \Delta_{20}^c - \Delta_{20}^{as} \quad (108)$$

$$c) \Delta_h^{ai} = \Delta_h^{ps}$$

$$\Delta_{31}^{ai}X_1 + \Delta_{32}^{ai}X_2 + (\Delta_{33}^{ai} - \Delta_{33}^{ps})X_3 + (\Delta_{34}^{ai} - \Delta_{34}^{ps})X_4 = \Delta_{30}^{ps} - \Delta_{30}^{ai} \quad (109)$$

$$d) \Delta_\phi^{ai} = \Delta_\phi^{ps}$$

$$\Delta_{41}^{ai}X_1 + \Delta_{42}^{ai}X_2 + (\Delta_{43}^{ai} - \Delta_{43}^{ps})X_3 + (\Delta_{44}^{ai} - \Delta_{44}^{ps})X_4 = \Delta_{40}^{ps} - \Delta_{40}^{ai} \quad (110)$$

As Equações (107) a (110) formam um sistema linear de equações com X_1 , X_2 , X_3 e X_4 como incógnitas. Representando o sistema matricialmente, tem-se:

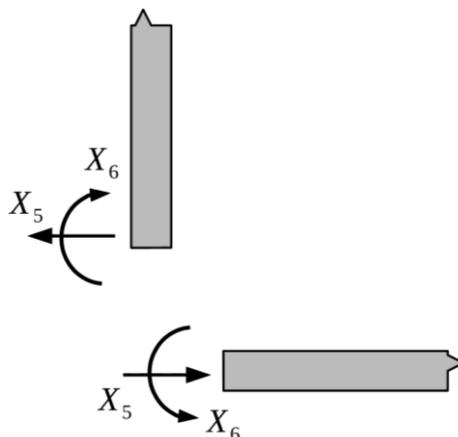
$$\begin{bmatrix} (\Delta_{11}^{as} - \Delta_{11}^c) & (\Delta_{12}^{as} - \Delta_{12}^c) & \Delta_{13}^{as} & \Delta_{14}^{as} \\ (\Delta_{21}^{as} - \Delta_{21}^c) & (\Delta_{22}^{as} - \Delta_{22}^c) & \Delta_{23}^{as} & \Delta_{24}^{as} \\ \Delta_{31}^{ai} & \Delta_{32}^{ai} & (\Delta_{33}^{ai} - \Delta_{33}^{ps}) & (\Delta_{34}^{ai} - \Delta_{34}^{ps}) \\ \Delta_{41}^{ai} & \Delta_{42}^{ai} & (\Delta_{43}^{ai} - \Delta_{43}^{ps}) & (\Delta_{44}^{ai} - \Delta_{44}^{ps}) \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta_{10}^c - \Delta_{10}^{as} \\ \Delta_{20}^c - \Delta_{20}^{as} \\ \Delta_{30}^{ps} - \Delta_{30}^{ai} \\ \Delta_{40}^{ps} - \Delta_{40}^{ai} \end{bmatrix} \quad (111)$$

Resolvendo-se este sistema encontram-se os hiperestáticos de bordo X_i nas ligações cobertura-anel e anel-parede.

4.2 Compatibilização dos deslocamentos na ligação parede-fundo em reservatórios longos

Os hiperestáticos de bordo na ligação parede-fundo são indicados na Figura 45. A compatibilização dos deslocamentos é feita considerando-se duas situações distintas para a base do reservatório: infinitamente rígida e elástica.

Figura 45 - Ligação parede-fundo submetida a carregamentos hiperestáticos.



Fonte: Autor (2017)

4.2.1 Base infinitamente rígida

Os deslocamentos horizontais e as rotações localizados na borda inferior da parede são mostrados na Tabela 18 (Ver Seção 3.2).

Tabela 18 - Deslocamentos da borda inferior da parede.

$\Delta_{50}^{pi} = \frac{\gamma_a HR^2}{Eh}$	$\Delta_{55}^{pi} = 2\beta \frac{R^2}{Eh}$	$\Delta_{56}^{pi} = 2\beta^2 \frac{R^2}{Eh}$
$\Delta_{60}^{pi} = \frac{\gamma_a R^2}{Eh}$	$\Delta_{65}^{pi} = 2\beta^2 \frac{R^2}{Eh}$	$\Delta_{66}^{pi} = 4\beta^3 \frac{R^2}{Eh}$

Fonte: Autor (2017)

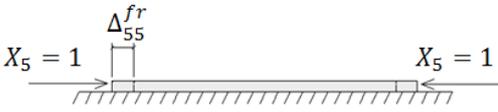
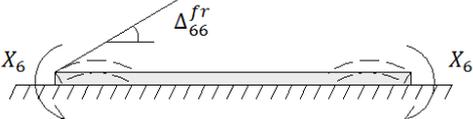
Usando a superposição dos efeitos, os deslocamentos horizontais e rotações totais na borda inferior da parede cilíndrica são dados, respectivamente, por:

$$\Delta_h^{pi} = \Delta_{50}^{pi} + \Delta_{55}^{pi}X_5 + \Delta_{56}^{pi}X_6 \quad (112)$$

$$\Delta_\phi^{pi} = \Delta_{60}^{pi} + \Delta_{65}^{pi}X_5 + \Delta_{66}^{pi}X_6 \quad (113)$$

No caso da placa de fundo, o deslocamento horizontal radial e a rotação produzidos pelos esforços hiperestáticos na referida placa podem ser obtidos pelas expressões deduzidas na Subseção 3.5.2, as quais são indicadas na Tabela 19.

Tabela 19 - Deslocamentos da placa de fundo considerando o apoio em base rígida.

	
$\Delta_{55}^{fr} = -\frac{(1-\nu)R}{Et}$	-
-	$\Delta_\phi^{fr} = \Delta_{66}^{fr} = -\frac{1}{3D_p\sqrt{q}}\sqrt{X_6^3}$

Fonte: Autor (2017)

Sendo Δ_{55}^{fr} um deslocamento provocado por uma solicitação unitária, seu valor total pode ser escrito na seguinte forma:

$$\Delta_h^{fr} = \Delta_{55}^{fr}X_5 \quad (114)$$

As equações de compatibilização dos deslocamentos e rotações ao longo da ligação da parede com a placa de fundo apoiada em uma base infinitamente rígida são expressas como:

$$a) \Delta_h^{pi} = \Delta_h^{fr}$$

$$(\Delta_{55}^{pi} - \Delta_{55}^{fr})X_5 + \Delta_{56}^{pi}X_6 = -\Delta_{50}^{pi} \quad (115)$$

$$b) \Delta_\phi^{pi} = \Delta_\phi^{fr}$$

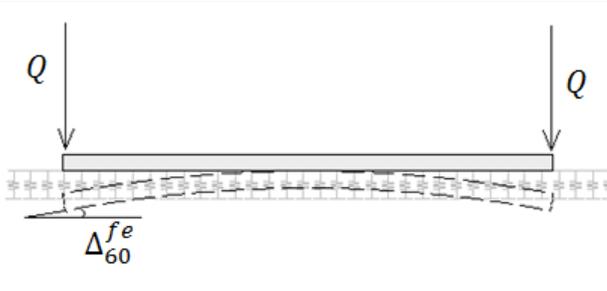
$$\Delta_{65}^{pi}X_5 + \Delta_{66}^{pi}X_6 - \frac{1}{3D_p\sqrt{q}}\sqrt{X_6^3} = -\Delta_{60}^{pi} \quad (116)$$

Resolvendo-se o sistema não linear formado pelas Equações (115) e (116), obtêm-se os valores dos hiperestáticos de bordo X_5 e X_6 atuantes na ligação entre a parede e a placa de fundo.

4.2.2 Base deformável

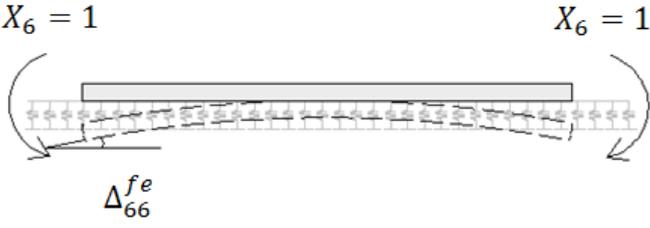
Considerando o disposto na Subseção 3.5.3, as rotações produzidas ao longo da borda de uma placa circular, apoiada em uma base elástica com coeficiente de reação vertical k_s , por uma carga vertical Q e um momento X_6 , transmitidos pela parede, podem ser avaliadas pelas expressões contidas nas Tabelas 20 e 21 [Ver Equações (90) e (91)].

Tabela 20 - Rotação da placa apoiada em base deformável devido à carga da parede.


$\Delta_{60}^{fe} =$ $\frac{lR \left(lQbei\left(\frac{R}{l}\right)\left(bei_1\left(\frac{R}{l}\right) - ber_1\left(\frac{R}{l}\right)\right) + lQber_0\left(\frac{R}{l}\right)\left(bei_1\left(\frac{R}{l}\right) + ber_1\left(\frac{R}{l}\right)\right) \right)}{D_p \left[R \left(ber_0\left(\frac{R}{l}\right)\left(ber_1\left(\frac{R}{l}\right) - bei_1\left(\frac{R}{l}\right)\right) + bei_0\left(\frac{R}{l}\right)\left(ber_1\left(\frac{R}{l}\right) + bei_1\left(\frac{R}{l}\right)\right) \right) - \sqrt{2}l(\nu-1)\left(ber_1^2\left(\frac{R}{l}\right) + bei_1^2\left(\frac{R}{l}\right)\right) \right]}$

Fonte: Autor (2017)

Tabela 21 - Rotação da placa apoiada em base deformável devido ao carregamento de bordo.


$\Delta_{66}^{fe} = \frac{\sqrt{2}lR \left(ber_1 \left(\frac{R}{l} \right)^2 + bei_1 \left(\frac{R}{l} \right)^2 \right)}{D_p \left[R \left(ber_0 \left(\frac{R}{l} \right) \left(ber_1 \left(\frac{R}{l} \right) - bei_1 \left(\frac{R}{l} \right) \right) + bei_0 \left(\frac{R}{l} \right) \left(ber_1 \left(\frac{R}{l} \right) + bei_1 \left(\frac{R}{l} \right) \right) \right) - \sqrt{2}l(\nu-1) \left(ber_1^2 \left(\frac{R}{l} \right) + bei_1^2 \left(\frac{R}{l} \right) \right) \right]}$

Fonte: Autor (2017)

A carga vertical Q representa a ação da parede distribuída sobre a borda da placa de fundo, sendo calculada somando-se as ações verticais provenientes da cúpula com os pesos próprios do anel de rigidez e da parede cilíndrica. A expressão que representa tal força distribuída é escrita como:

$$Q = hH\gamma_c + \left(\frac{ag}{1 + \cos \phi_c} + \frac{aq}{2} \right) \sin \phi_c + h_a b_a \gamma_c \quad (117)$$

Como se despreza a rigidez horizontal das molas que representam a base elástica, os deslocamentos horizontais devidos a uma carga horizontal radialmente distribuída são idênticos àqueles de uma placa apoiada em base rígida. A rotação total na borda da placa é dada por:

$$\Delta_{\phi}^{fe} = \Delta_{60}^{fe} + \Delta_{66}^{fe} X_6 \quad (118)$$

As equações de compatibilização dos deslocamentos e rotações ao longo da ligação da parede com a placa de fundo apoiada em uma base elástica são expressas como:

$$a) \Delta_h^{pi} = \Delta_h^{fe}$$

$$(\Delta_{55}^{pi} - \Delta_{55}^{fe})X_5 + \Delta_{56}^{pi}X_6 = -\Delta_{50}^{pi} \quad (119)$$

$$b) \Delta_\phi^{pi} = \Delta_\phi^{fe}$$

$$\Delta_{65}^{pi}X_5 + (\Delta_{66}^{pi} - \Delta_{66}^{fe})X_6 = \Delta_{60}^{fe} - \Delta_{60}^{pi} \quad (120)$$

Em forma matricial, obtém-se:

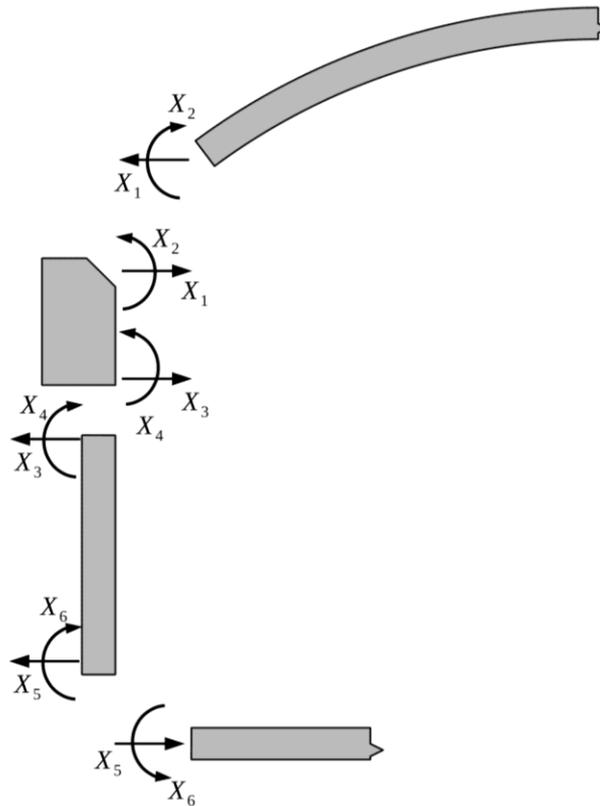
$$\begin{bmatrix} (\Delta_{55}^{pi} - \Delta_{55}^{fe}) & \Delta_{56}^{pi} \\ \Delta_{65}^{pi} & (\Delta_{66}^{pi} - \Delta_{66}^{fe}) \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} X_5 \\ X_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\Delta_{50}^{pi} \\ \Delta_{60}^{fe} - \Delta_{60}^{pi} \end{bmatrix} \quad (121)$$

Resolvendo-se o sistema formado pelas equações (119) e (120), obtêm-se os valores dos hiperestáticos de bordo X_5 e X_6 atuantes na ligação entre a parede e a placa de fundo considerando a situação do reservatório apoiado em base elástica.

4.3 Compatibilização dos deslocamentos em reservatórios curtos

No caso dos reservatórios curtos ocorre a influência dos efeitos de um bordo sobre o outro, exigindo que a análise da estrutura seja feita de forma global, ou seja, levando em consideração que as duas bordas trabalham de forma conjunta. A Figura 46 ilustra os esforços hiperestáticos nas ligações de um reservatório considerado curto. Neste caso, os efeitos oriundos dos hiperestáticos X_5 e X_6 são transmitidos ao bordo superior da parede, de modo que estes esforços interferem no comportamento das ligações cobertura-anel e anel-parede. De forma similar, os esforços e deslocamentos da ligação entre a parede e a placa de fundo são influenciados pelos hiperestáticos X_3 e X_4 .

Figura 46 – Esforços hiperestáticos nas bordas superior e inferior de um reservatório curto atuando de forma conjunta.

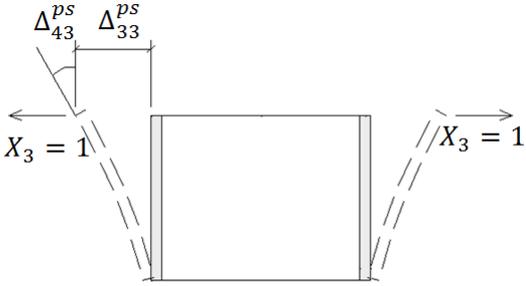
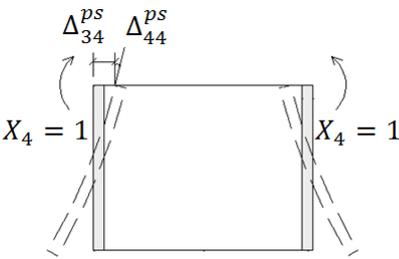
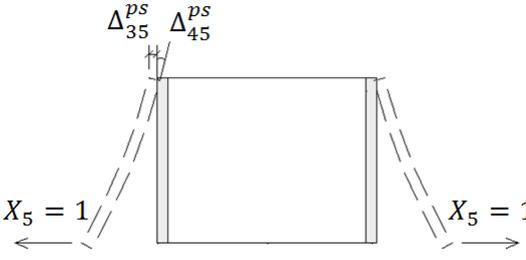
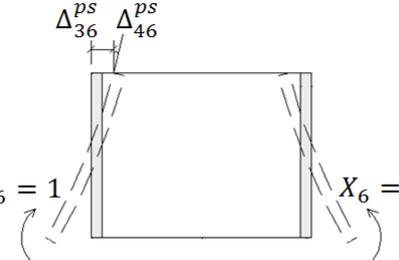


Fonte: Autor (2017)

4.3.1 Base infinitamente rígida

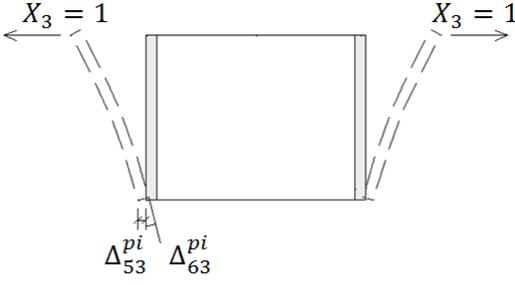
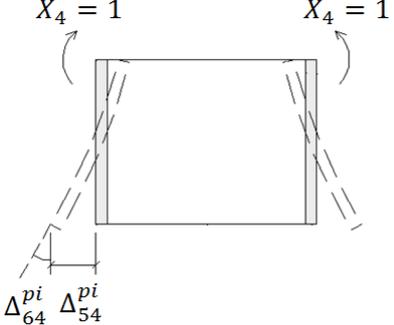
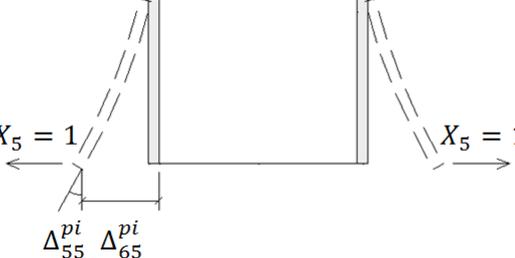
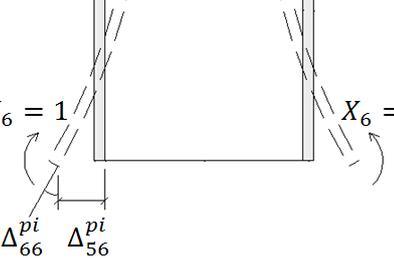
Os deslocamentos e rotações de membrana da parede cilíndrica curta permanecem iguais àqueles apresentados para o caso de reservatórios longos, pois esses valores independem do comprimento da casca. Por outro lado, os valores provenientes do regime de flexão são obtidos levando em conta a independência entre as bordas, como foi visto nas Subseções 3.2.4 e 3.2.5. As Tabelas 22 e 23 apresentam tais valores para as bordas superiores e inferiores, respectivamente, de reservatórios cilíndricos (Ver Subseção 3.2.5). Os coeficientes relativos às bordas carregadas são escolhidos considerando a outra extremidade com vinculação articulada (Tabela 5).

Tabela 22 - Deslocamentos da borda superior da parede em reservatórios cilíndricos curtos.

	
$\Delta_{33}^{ps} = 2\beta \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh^2(\beta H) + \sin^2(\beta H)}{\sinh(\beta H) \cosh(\beta H) - \sin(\beta H) \cos(\beta H)}$	$\Delta_{34}^{ps} = -2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh(\beta H) \cosh(\beta H) + \sin(\beta H) \cos(\beta H)}{\sinh(\beta H) \cosh(\beta H) - \sin(\beta H) \cos(\beta H)}$
$\Delta_{43}^{ps} = -2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh(\beta H) \cosh(\beta H) + \sin(\beta H) \cos(\beta H)}{\sinh(\beta H) \cosh(\beta H) - \sin(\beta H) \cos(\beta H)}$	$\Delta_{44}^{ps} = 4\beta^3 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh^2(\beta H) + \cos^2(\beta H)}{\sinh(\beta H) \cosh(\beta H) - \sin(\beta H) \cos(\beta H)}$
	
$\Delta_{35}^{ps} = 2\beta \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\cos(\beta H) \sinh(\beta H) - \sin(\beta H) \cosh(\beta H)}{\sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)}$	$\Delta_{36}^{ps} = -2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{2\sin(\beta H) \sinh(\beta H)}{\sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)}$
$\Delta_{45}^{ps} = 2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{2\sin(\beta H) \sinh(\beta H)}{\sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)}$	$\Delta_{46}^{ps} = 4\beta^3 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\cos(\beta H) \sinh(\beta H) + \sin(\beta H) \cosh(\beta H)}{\sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)}$

Fonte: Autor (2017)

Tabela 23 - Deslocamentos da borda inferior da parede em reservatórios cilíndricos curtos.

	
$\Delta_{53}^{pi} = 2\beta \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\cos(\beta H)\sinh(\beta H) - \sin(\beta H)\cosh(\beta H)}{\sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)}$	$\Delta_{54}^{pi} = 2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{2\sin(\beta H)\sinh(\beta H)}{\sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)}$
$\Delta_{63}^{pi} = -2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{2\sin(\beta H)\sinh(\beta H)}{\sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)}$	$\Delta_{64}^{pi} = 4\beta^3 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\cos(\beta H)\sinh(\beta H) + \sin(\beta H)\cosh(\beta H)}{\sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)}$
	
$\Delta_{55}^{pi} = 2\beta \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh^2(\beta H) + \sin^2(\beta H)}{\sinh(\beta H)\cosh(\beta H) - \sin(\beta H)\cos(\beta H)}$	$\Delta_{56}^{pi} = 2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh(\beta H)\cosh(\beta H) + \sin(\beta H)\cos(\beta H)}{\sinh(\beta H)\cosh(\beta H) - \sin(\beta H)\cos(\beta H)}$
$\Delta_{65}^{pi} = 2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh(\beta H)\cosh(\beta H) + \sin(\beta H)\cos(\beta H)}{\sinh(\beta H)\cosh(\beta H) - \sin(\beta H)\cos(\beta H)}$	$\Delta_{66}^{pi} = 4\beta^3 \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh^2(\beta H) + \cos^2(\beta H)}{\sinh(\beta H)\cosh(\beta H) - \sin(\beta H)\cos(\beta H)}$

Fonte: Autor (2017)

Usando a superposição dos efeitos, os deslocamentos horizontais e as rotações totais ao longo das bordas superior e inferior são dados, respectivamente, por:

$$\Delta_h^{ps} = \Delta_{30}^{ps} + \Delta_{33}^{ps}X_3 + \Delta_{34}^{ps}X_4 + \Delta_{35}^{ps}X_5 + \Delta_{36}^{ps}X_6 \quad (122)$$

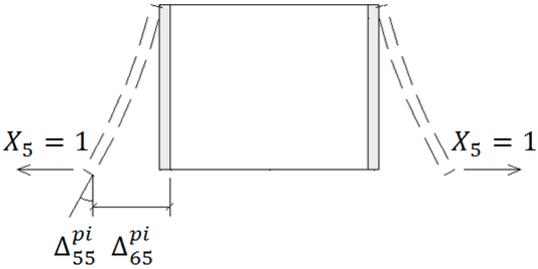
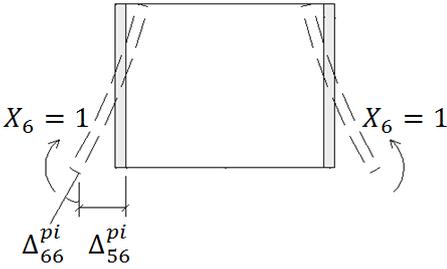
$$\Delta_\phi^{ps} = \Delta_{40}^{ps} + \Delta_{43}^{ps}X_3 + \Delta_{44}^{ps}X_4 + \Delta_{45}^{ps}X_5 + \Delta_{46}^{ps}X_6 \quad (123)$$

$$\Delta_h^{pi} = \Delta_{50}^{pi} + \Delta_{53}^{pi}X_3 + \Delta_{54}^{pi}X_4 + \Delta_{55}^{pi}X_5 + \Delta_{56}^{pi}X_6 \quad (124)$$

$$\Delta_\phi^{pi} = \Delta_{60}^{pi} + \Delta_{63}^{pi}X_3 + \Delta_{64}^{pi}X_4 + \Delta_{65}^{pi}X_5 + \Delta_{66}^{pi}X_6 \quad (125)$$

Para reservatórios sem cobertura, os deslocamentos e rotações da borda inferior devem considerar a extremidade oposta livre (Tabela 4), tais valores são apresentados na Tabela 24.

Tabela 24 - Deslocamentos na borda inferior da parede em reservatórios curtos sem cobertura.

	
$\Delta_{55}^{pi} = 2\beta \frac{R^2}{Eh} \cdot \frac{\sinh(\beta H) \cosh(\beta H) - \sin(\beta H) \cos(\beta H)}{\sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)}$	$\Delta_{56}^{pi} = 2\beta^2 \frac{R^2 \sinh^2(\beta H) + \sin^2(\beta H)}{Eh \sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)}$
$\Delta_{65}^{pi} = 2\beta^2 \frac{R^2 \sinh^2(\beta H) + \sin^2(\beta H)}{Eh \sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)}$	$\Delta_{66}^{pi} = 4\beta^3 \frac{R^2 \sinh(\beta H) \cosh(\beta H) + \sin(\beta H) \cos(\beta H)}{Eh \sinh^2(\beta H) - \sin^2(\beta H)}$

Fonte: Autor (2017)

Os deslocamentos e rotações totais ao longo dos bordos da cobertura, do anel de rigidez e da placa de fundo apoiados em base rígida foram obtidos nas seções anteriores. As equações de compatibilidade devem levar em conta as duas extremidades da casca cilíndrica trabalhando de forma simultânea, dessa forma, tais expressões são dadas por:

$$a) \Delta_h^c = \Delta_h^{as}$$

$$(\Delta_{11}^{as} - \Delta_{11}^c)X_1 + (\Delta_{12}^{as} - \Delta_{12}^c)X_2 + \Delta_{13}^{as}X_3 + \Delta_{14}^{as}X_4 = \Delta_{10}^c - \Delta_{10}^{as} \quad (126)$$

$$b) \Delta_\phi^c = \Delta_\phi^{as}$$

$$(\Delta_{21}^{as} - \Delta_{21}^c)X_1 + (\Delta_{22}^{as} - \Delta_{22}^c)X_2 + \Delta_{23}^{as}X_3 + \Delta_{24}^{as}X_4 = \Delta_{20}^c - \Delta_{20}^{as} \quad (127)$$

$$c) \Delta_h^{ai} = \Delta_h^{ps}$$

$$\Delta_{31}^{ai}X_1 + \Delta_{32}^{ai}X_2 + (\Delta_{33}^{ai} - \Delta_{33}^{ps})X_3 + (\Delta_{34}^{ai} - \Delta_{34}^{ps})X_4 - \Delta_{35}^{ps}X_5 - \Delta_{36}^{ps}X_6 = \Delta_{30}^{ps} - \Delta_{30}^{ai} \quad (128)$$

$$d) \Delta_\phi^{ai} = \Delta_\phi^{ps}$$

$$\Delta_{41}^{ai}X_1 + \Delta_{42}^{ai}X_2 + (\Delta_{43}^{ai} - \Delta_{43}^{ps})X_3 + (\Delta_{44}^{ai} - \Delta_{44}^{ps})X_4 - \Delta_{45}^{ps}X_5 - \Delta_{46}^{ps}X_6 = \Delta_{40}^{ps} - \Delta_{40}^{ai} \quad (129)$$

$$e) \Delta_h^{pi} = \Delta_h^{fr}$$

$$\Delta_{53}^{pi}X_3 + \Delta_{54}^{pi}X_4 + (\Delta_{55}^{pi} - \Delta_{55}^{fr})X_5 + \Delta_{56}^{pi}X_6 = -\Delta_{50}^{pi} \quad (130)$$

$$f) \Delta_\phi^{pi} = \Delta_\phi^{fr}$$

$$\Delta_{63}^{pi}X_3 + \Delta_{64}^{pi}X_4 + \Delta_{65}^{pi}X_5 + \Delta_{66}^{pi}X_6 - \Delta_{66}^{fr}\sqrt{X_6^3} = -\Delta_{60}^{pi} \quad (131)$$

Resolvendo-se o sistema não linear composto pelas equações (126) a (131) obtêm-se os esforços hiperestáticos de bordo X_i de reservatórios curtos apoiados em base infinitamente rígida.

4.3.2 Base deformável

No caso de base deformável, utilizam-se as rotações relativas à placa de fundo apoiada na referida base (Ver Subseção 4.2.2). Os demais deslocamentos e rotações são iguais àqueles vistos na subseção anterior.

As equações de compatibilidade dos deslocamentos e rotações para reservatórios cilíndricos apoiados em base elástica podem ser escritas da seguinte forma:

$$\text{a) } \Delta_h^c = \Delta_h^{as}$$

$$(\Delta_{11}^{as} - \Delta_{11}^c)X_1 + (\Delta_{12}^{as} - \Delta_{12}^c)X_2 + \Delta_{13}^{as}X_3 + \Delta_{14}^{as}X_4 = \Delta_{10}^c - \Delta_{10}^{as} \quad (132)$$

$$\text{b) } \Delta_\phi^c = \Delta_\phi^{as}$$

$$(\Delta_{21}^{as} - \Delta_{21}^c)X_1 + (\Delta_{22}^{as} - \Delta_{22}^c)X_2 + \Delta_{23}^{as}X_3 + \Delta_{24}^{as}X_4 = \Delta_{20}^c - \Delta_{20}^{as} \quad (133)$$

$$\text{c) } \Delta_h^{ai} = \Delta_h^{ps}$$

$$\Delta_{31}^{ai}X_1 + \Delta_{32}^{ai}X_2 + (\Delta_{33}^{ai} - \Delta_{33}^{ps})X_3 + (\Delta_{34}^{ai} - \Delta_{34}^{ps})X_4 - \Delta_{35}^{ps}X_5 - \Delta_{36}^{ps}X_6 = \Delta_{30}^{ps} - \Delta_{30}^{ai} \quad (134)$$

$$\text{d) } \Delta_\phi^{ai} = \Delta_\phi^{ps}$$

$$\Delta_{41}^{ai}X_1 + \Delta_{42}^{ai}X_2 + (\Delta_{43}^{ai} - \Delta_{43}^{ps})X_3 + (\Delta_{44}^{ai} - \Delta_{44}^{ps})X_4 - \Delta_{45}^{ps}X_5 - \Delta_{46}^{ps}X_6 = \Delta_{40}^{ps} - \Delta_{40}^{ai} \quad (135)$$

$$\text{e) } \Delta_h^{pi} = \Delta_h^{fe}$$

$$\Delta_{53}^{pi}X_3 + \Delta_{54}^{pi}X_4 + (\Delta_{55}^{pi} - \Delta_{55}^{fe})X_5 + \Delta_{56}^{pi}X_6 = -\Delta_{50}^{pi} \quad (136)$$

$$\text{f) } \Delta_\phi^{pi} = \Delta_\phi^{fe}$$

$$\Delta_{63}^{pi}X_3 + \Delta_{64}^{pi}X_4 + \Delta_{65}^{pi}X_5 + (\Delta_{66}^{pi} - \Delta_{66}^{fe})X_6 = \Delta_{60}^{fe} - \Delta_{60}^{pi} \quad (137)$$

As Equações (132) a (137) formam um sistema linear que representado matricialmente torna-se:

O deslocamento horizontal provocado pela força radial distribuída na borda da placa é desprezado em tal análise, pois seus valores são muito pequenos quando comparado aos demais deslocamentos. Denotando-se os esforços hiperestáticos X_5 e X_6 por H_0 e M_0 , respectivamente, e usando as expressões apresentadas nas Subseções 4.2.1 e 4.2.2 dos deslocamentos e rotações, as equações (139) e (140) podem ser reescritas como segue:

$$2\beta \frac{R^2}{Eh} H_0 + 2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} M_0 + \frac{\gamma_a HR^2}{Eh} = 0 \quad (141)$$

$$2\beta^2 \frac{R^2}{Eh} H_0 + \left(4\beta^3 \frac{R^2}{Eh} - A \right) M_0 = B - \frac{\gamma_a R^2}{Eh} \quad (142)$$

Por convenção, momentos fletores positivos tracionam as faces internas da parede e as fibras superiores da placa de fundo e são negativos em caso contrário.

Os parâmetros A e B presentes nas Equações (141) e (142) são, respectivamente, iguais a Δ_{66}^{fe} e Δ_{60}^{fe} apresentados na Subseção 4.2.2:

$$A = \Delta_{66}^{fe} = \quad (143)$$

$$\frac{\sqrt{2}lR \left(ber_1\left(\frac{R}{l}\right)^2 + bei_1\left(\frac{R}{l}\right)^2 \right)}{D_p \left[R \left(ber_0\left(\frac{R}{l}\right) \left(ber_1\left(\frac{R}{l}\right) - bei_1\left(\frac{R}{l}\right) \right) + bei_0\left(\frac{R}{l}\right) \left(ber_1\left(\frac{R}{l}\right) + bei_1\left(\frac{R}{l}\right) \right) \right) - \sqrt{2}l(\nu-1) \left(ber_1^2\left(\frac{R}{l}\right) + bei_1^2\left(\frac{R}{l}\right) \right) \right]}$$

$$B = \Delta_{60}^{fe} = \quad (144)$$

$$\frac{lR \left(lQ bei_0\left(\frac{R}{l}\right) \left(bei_1\left(\frac{R}{l}\right) - ber_1\left(\frac{R}{l}\right) \right) + lQ ber_0\left(\frac{R}{l}\right) \left(bei_1\left(\frac{R}{l}\right) + ber_1\left(\frac{R}{l}\right) \right) \right)}{D_p \left[R \left(ber_0\left(\frac{R}{l}\right) \left(ber_1\left(\frac{R}{l}\right) - bei_1\left(\frac{R}{l}\right) \right) + bei_0\left(\frac{R}{l}\right) \left(ber_1\left(\frac{R}{l}\right) + bei_1\left(\frac{R}{l}\right) \right) \right) - \sqrt{2}l(\nu-1) \left(ber_1^2\left(\frac{R}{l}\right) + bei_1^2\left(\frac{R}{l}\right) \right) \right]}$$

Fazendo $\alpha = R/l$ em (143) e (144), tem-se:

$$A = \quad (145)$$

$$\frac{\sqrt{2} \left(ber_1(\alpha)^2 + bei_1(\alpha)^2 \right)}{\frac{D_p}{l} \left[ber_0(\alpha) \left(ber_1(\alpha) - bei_1(\alpha) \right) + bei_0(\alpha) \left(ber_1(\alpha) + bei_1(\alpha) \right) - \sqrt{2} \frac{1}{\alpha} (\nu-1) \left(ber_1^2(\alpha) + bei_1^2(\alpha) \right) \right]}$$

$$B = \quad (146)$$

$$\frac{l^2 Q \alpha \left(bei_0(\alpha) \left(bei_1(\alpha) - ber_1(\alpha) \right) + ber_0(\alpha) \left(bei_1(\alpha) + ber_1(\alpha) \right) \right)}{D_p \left[\alpha \left(ber_0(\alpha) \left(ber_1(\alpha) - bei_1(\alpha) \right) + bei_0(\alpha) \left(ber_1(\alpha) + bei_1(\alpha) \right) \right) - \sqrt{2} (\nu-1) \left(ber_1^2(\alpha) + bei_1^2(\alpha) \right) \right]}$$

em que $Q = \gamma_c Hh$.

O parâmetro α pode ser entendido como uma rigidez relativa entre a placa de fundo e o solo. Valores grandes de α indicam placas muito flexíveis apoiadas em solos rígidos, enquanto pequenos valores correspondem a placas rígidas apoiadas em solos flexíveis.

Denotando os termos que contém α nas Equações (145) e (146) por funções $G_1(\alpha)$ e $G_2(\alpha)$, tem-se:

$$G_1(\alpha) = \frac{\sqrt{2}(ber_1(\alpha)^2 + bei_1(\alpha)^2)}{[ber_0(\alpha)(ber_1(\alpha) - bei_1(\alpha)) + bei_0(\alpha)(ber_1(\alpha) + bei_1(\alpha)) - \sqrt{2}\frac{1}{\alpha}(v-1)(ber_1^2(\alpha) + bei_1^2(\alpha))]} \quad (147)$$

$$G_2(\alpha) = \frac{\alpha(bei_0(\alpha)(bei_1(\alpha) - ber_1(\alpha)) + ber_0(\alpha)(bei_1(\alpha) + ber_1(\alpha)))}{[\alpha(ber_0(\alpha)(ber_1(\alpha) - bei_1(\alpha)) + bei_0(\alpha)(ber_1(\alpha) + bei_1(\alpha))) - \sqrt{2}(v-1)(ber_1^2(\alpha) + bei_1^2(\alpha))]} \quad (148)$$

Dessa forma, os parâmetros A e B tornam-se:

$$A = \frac{G_1(\alpha)l}{D_p} \quad (149)$$

$$B = \frac{G_2(\alpha)l^2Q}{D_p} \quad (150)$$

Substituindo-se as expressões (149) e (150) em (142) e resolvendo-se o sistema formado por (141) e (142), tem-se:

$$M_0 = \frac{1}{1 - 2G_1(\alpha)\beta l \left(\frac{h}{t}\right)^3} \left[2\beta l^2 \left(\frac{h}{t}\right)^3 G_2(\alpha)\gamma_c H h + \frac{\gamma_a H}{2\beta^2} - \frac{\gamma_a}{2\beta^3} \right] \quad (151)$$

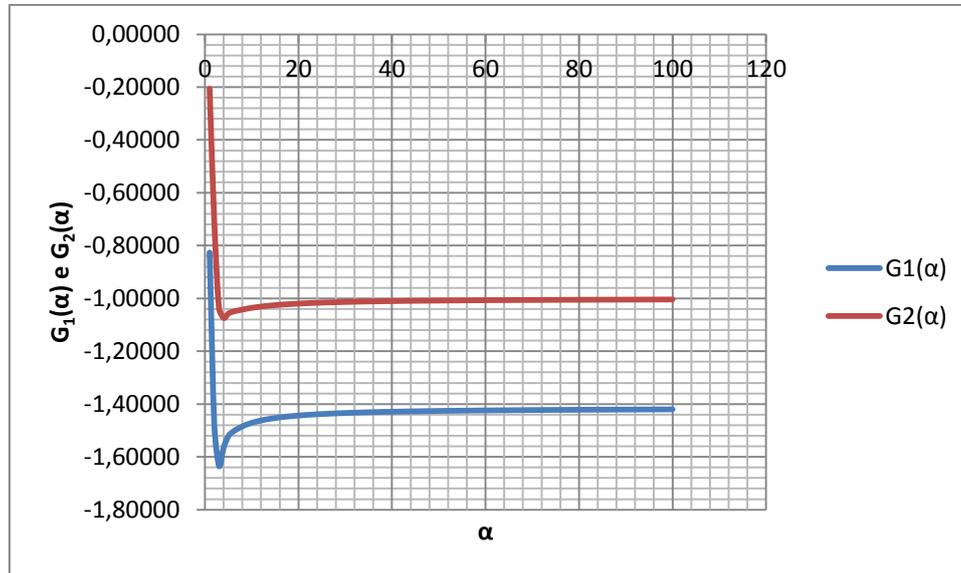
$$H_0 = \frac{1}{1 - 2G_1(\alpha)\beta l \left(\frac{h}{t}\right)^3} \left[-2\beta^2 l^2 \left(\frac{h}{t}\right)^3 G_2(\alpha)\gamma_c H h - \frac{2\gamma_a H \left[1 - G_1(\alpha)\beta l \left(\frac{h}{t}\right)^3 \right]}{2\beta} + \frac{\gamma_a}{2\beta^2} \right] \quad (152)$$

As expressões (151) e (152) fornecem os hiperestáticos de bordo ao longo da ligação entre a parede e a placa de fundo em reservatórios cilíndricos apoiados em base deformável elástica.

Observando-se as Equações (147) e (148), constata-se que as funções $G_1(\alpha)$ e $G_2(\alpha)$ apresentam valores adimensionais, pois, dependem da variável adimensional α e do

coeficiente de Poisson. A Figura 47 ilustra os gráficos das funções $G_1(\alpha)$ e $G_2(\alpha)$. Os valores de tais funções são mostrados no Apêndice C.

Figura 47 - Gráficos das funções G_1 e G_2 .



Fonte: Autor (2017)

Considerando que para $\alpha > 4$ as funções $G_1(\alpha)$ e $G_2(\alpha)$ têm valores praticamente constantes, pode-se admitir que para $\alpha > 4$ tais funções valem, respectivamente, -1,4 e -1,0, em uma avaliação aproximada. Sendo o valor de α dado por:

$$\alpha = \frac{R}{l} = \frac{R}{\left(\frac{D_p}{k_s}\right)^{\frac{1}{4}}} = \frac{R}{\left[\frac{Et^3}{12(1-\nu^2)k_s}\right]^{\frac{1}{4}}} = \frac{R[12k_s(1-\nu^2)]^{1/4}}{(Et^3)^{1/4}} \quad (153)$$

A relação $\alpha > 4$ pode ser rearranjada da seguinte forma:

$$\frac{R}{t^{3/4}} > \frac{4E^{1/4}}{[12k_s(1-\nu^2)]^{1/4}} \quad (154)$$

Para reservatórios que obedecem tal relação, a expressão de M_0 na ligação é simplificada substituindo-se os valores constantes de G_1 e G_2 :

$$M_0 = \frac{1}{1 + 2,8\beta l \left(\frac{h}{t}\right)^3} \left[-2\beta l^2 \left(\frac{h}{t}\right)^3 \gamma_c H h + \frac{\gamma_a H}{2\beta^2} - \frac{\gamma_a}{2\beta^3} \right] \quad (155)$$

Tomando $M_0 = 0$ e isolando o valor de k_s que está implícito em l , pode-se determinar o valor da rigidez do solo para a qual o valor do momento fletor na ligação entre a parede e a laje de fundo é nulo, o qual é dado por:

$$k'_s = \frac{4\beta^4 \sqrt{D_p} \left(\frac{h}{t}\right)^3 hH\gamma_c}{\gamma_a(\beta H - 1)} \quad (156)$$

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 Considerações gerais

Neste capítulo são apresentados exemplos de reservatórios cilíndricos de concreto armado apoiados sobre solo deformável, os quais são analisados utilizando os procedimentos vistos no Capítulo 4. O solo é modelado como uma base elástica considerando três níveis de rigidez: baixa, média e alta. Tais rigidezes são representadas por coeficientes de reação vertical iguais a $25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$, $50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ e $100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$, respectivamente. Os reservatórios também são analisados considerando o solo de apoio com rigidez infinita.

5.2 Exemplos analisados

Os casos estudados neste trabalho são apresentados nas Figuras 48 a 51. Os exemplos 1 e 3 correspondem a reservatórios cilíndricos com anel de rigidez e cobertura, de modo que a análise permita avaliar a influência da rigidez do solo no comportamento destes elementos. Os exemplos 2 e 4 são reservatórios sem cobertura apresentados em Cruz (2009). Estes últimos são interessantes do ponto de vista da análise estrutural, pois a influência da deformabilidade do solo no comportamento da estrutura pode ser observada com mais clareza, principalmente nos esforços da parede cilíndrica. Todos os exemplos mencionados correspondem a reservatórios de armazenamento de água. As características dos materiais que compõem os reservatórios e os carregamentos atuantes nas coberturas de cada um deles são indicados na Tabela 25, enquanto a classificação dos mesmos quanto a dependência entre os bordos é apresentada na Tabela 26. Ressalta-se que para o cálculo da carga hidrostática considera-se o nível de água coincidindo com a borda superior da parede.

Tabela 25 - Dados dos exemplos.

Carga acidental na cobertura	Exemplos 1 e 3	1,0 kN/m ²
	Exemplos 2 e 4	-
Carga de revestimento na cobertura	Exemplos 1 e 3	0,5 kN/m ²
	Exemplos 2 e 4	-
Módulo de elasticidade	Exemplos 1 e 3	2 x 10 ⁷ kN/m ²
	Exemplos 2 e 4	3,3 x 10 ⁷ kN/m ²
Coeficiente de Poisson		0,2
Peso específico da água		10 kN/m ³
Peso específico do concreto armado		25 kN/m ³

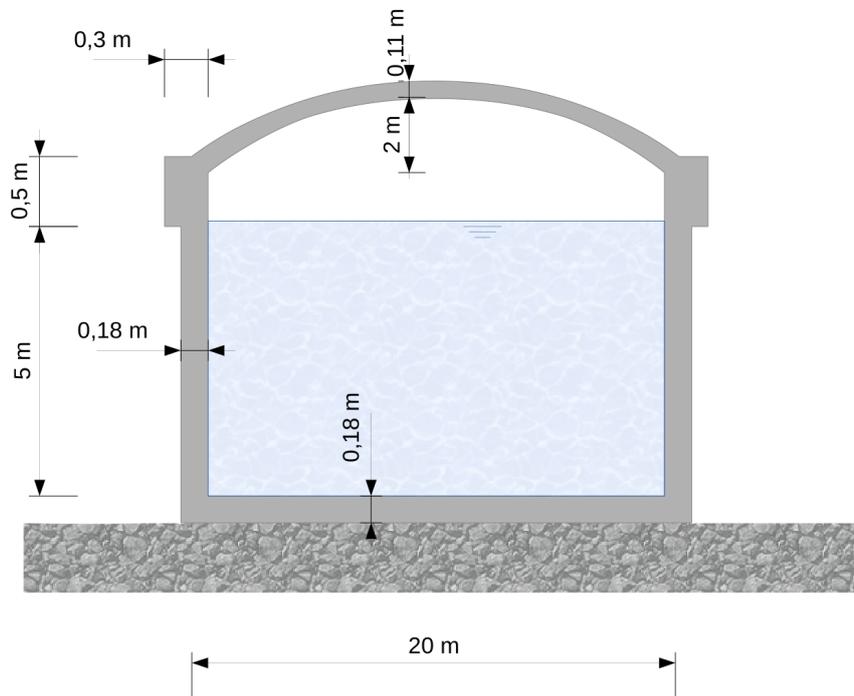
Fonte: Autor (2017)

Tabela 26 - Classificação dos reservatórios de acordo com a dependência entre os bordos.

Exemplo	βH	Classificação
1	4,85	Longo
2	3,81	Longo
3	1,94	Curto
4	2,76	Curto

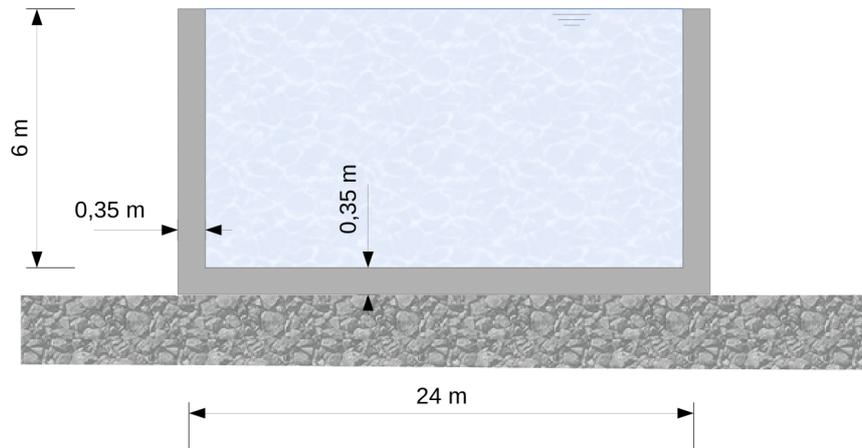
Fonte: Autor (2017)

Figura 48 - Exemplo 1 – Reservatório com parede longa e com cobertura.



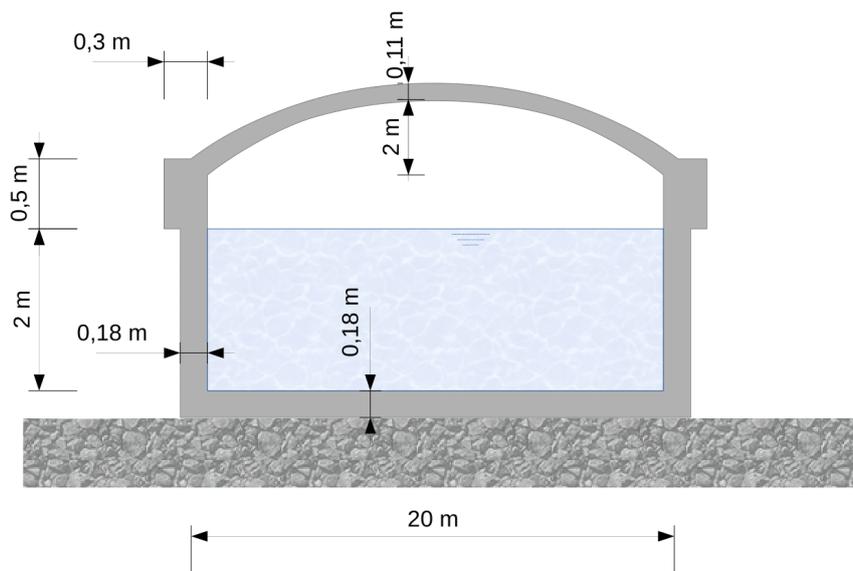
Fonte: Autor (2017)

Figura 49 - Exemplo 2 - Reservatório com parede longa sem cobertura.



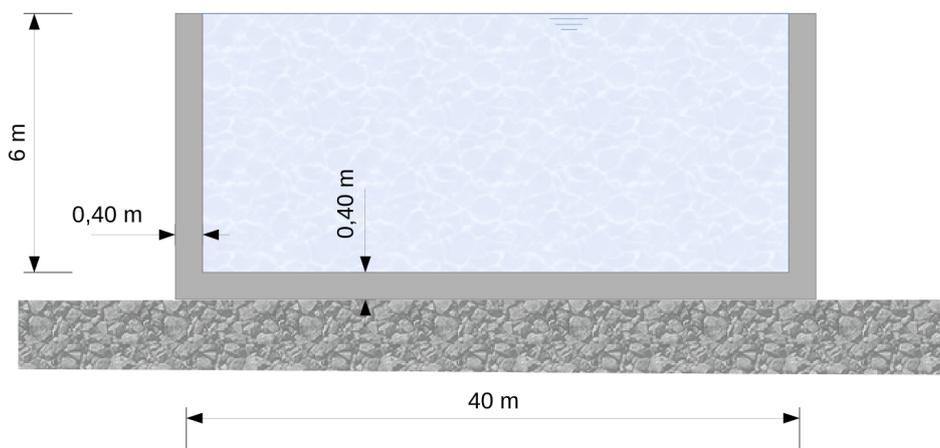
Fonte: Autor (2017)

Figura 50 - Exemplo 3 – Reservatório com parede curta e com cobertura.



Fonte: Autor (2017)

Figura 51 - Exemplo 4 – Reservatório com parede curta sem cobertura



Fonte: Autor (2017)

5.3 Hiperestáticos e esforços internos

Nesta seção são apresentados os esforços hiperestáticos de bordo, bem como os esforços internos para os elementos estruturais que compõem os reservatórios dos exemplos analisados. Além disso, são discutidos os resultados relacionados a estes esforços buscando entender a influência da deformabilidade da base elástica no comportamento estrutural. Cabe ressaltar que as unidades dos momentos fletores correspondem a $m.kN/m$, enquanto que no caso dos esforços normais e das forças cortantes as mesmas são dadas em kN/m .

5.3.1 Exemplo 1 - Reservatório com parede longa e com cobertura

Para este caso, os esforços hiperestáticos de bordo e os esforços no anel de rigidez são apresentados, respectivamente, nas Tabelas 27 e 28.

Tabela 27 – Esforços hiperestáticos de bordo do exemplo 1 – reservatório com parede longa e com cobertura.

	$k_s=25.000$	$k_s=50.000$	$k_s=100.000$	Inf. Rígido
X_1	20,52	20,52	20,52	20,52
X_2	-5,53	-5,53	-5,53	-5,53
X_3	7,78	7,78	7,78	7,78
X_4	-0,58	-0,58	-0,58	-0,58
X_5	-14,47	-18,48	-21,91	-38,31
X_6	-11,00	-6,70	-3,02	14,56

Fonte: Autor (2017)

Tabela 28 - Esforços do anel de rigidez do exemplo 1 – reservatório com parede longa e com cobertura.

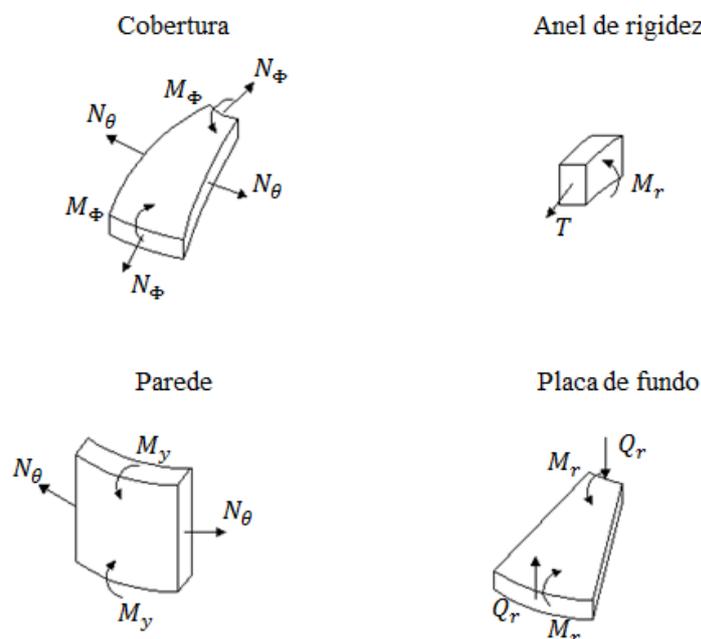
	$k_s=25.000$	$k_s=50.000$	$k_s=100.000$	Inf. Rígido
H_r	14,90	14,90	14,90	14,90
M_r	-7,98	-7,98	-7,98	-7,98
T	149,02	149,02	149,02	149,02

Fonte: Autor (2017)

Os esforços internos em cada elemento estrutural e a deflexão da placa de fundo são mostrados nas Figuras 53 a 57. Os esforços máximos e mínimos são apresentados, respectivamente, nas Tabelas 29 e 30. Como este exemplo consiste em um reservatório considerado longo, ou seja, sem a consideração da interação entre as bordas da parede, os esforços na cobertura não são ilustrados.

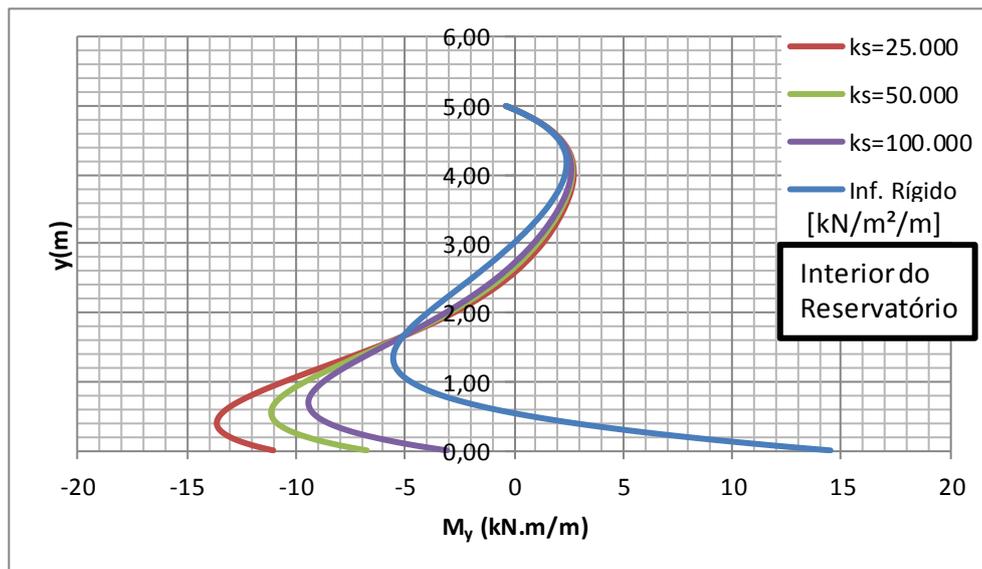
Vale ressaltar que para efeito de traçado dos diagramas de esforços nos elementos que compõem o reservatório, convencionou-se como positivos os esforços orientados segundo a Figura 52.

Figura 52 - Convenção de esforços positivos para efeito do traçado dos diagramas de esforços internos.



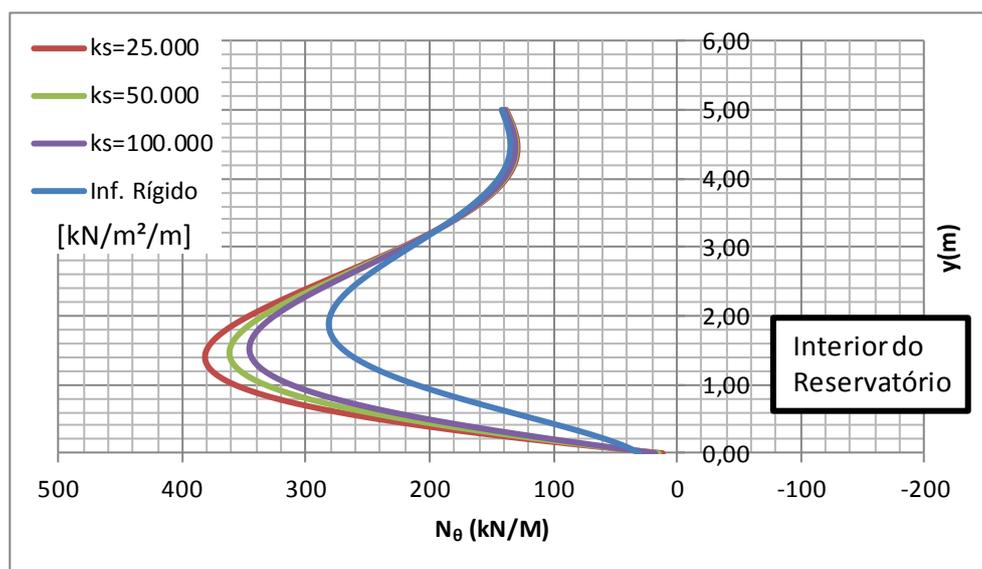
Fonte: Autor (2017)

Figura 53 - Momento fletor (M_y) da parede.



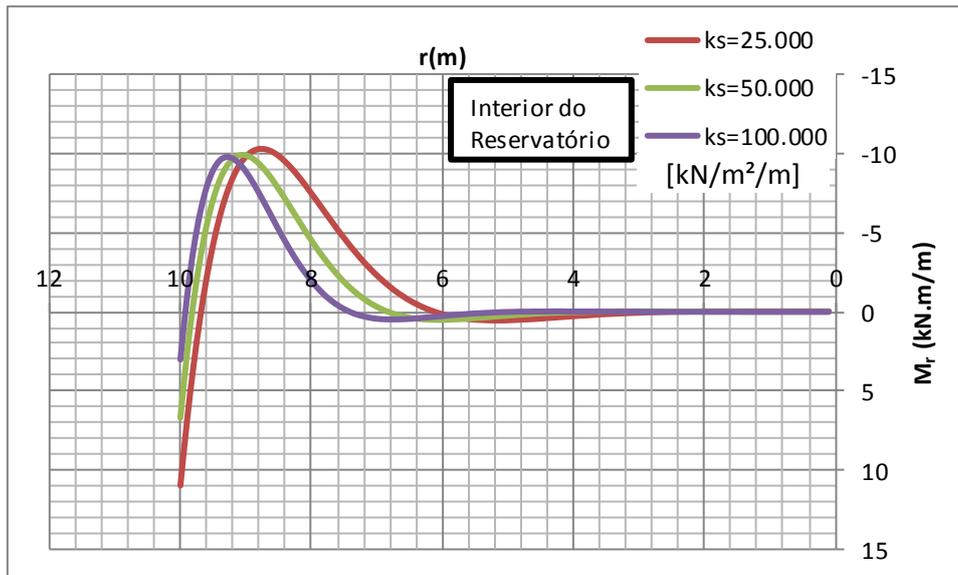
Fonte: Autor (2017)

Figura 54 - Esforço normal (N_θ) da parede.



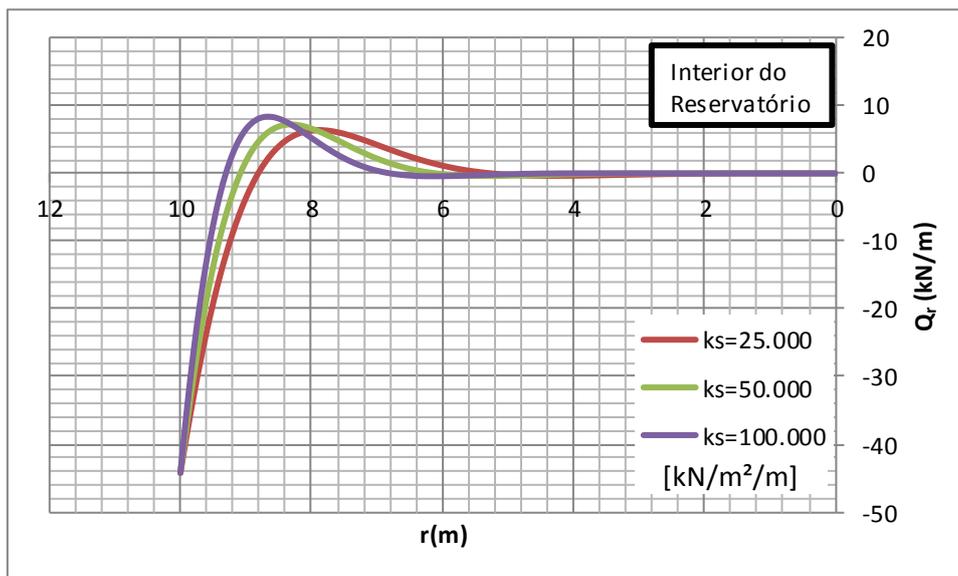
Fonte: Autor (2017)

Figura 55 - Momento fletor (M_r) da placa de fundo.



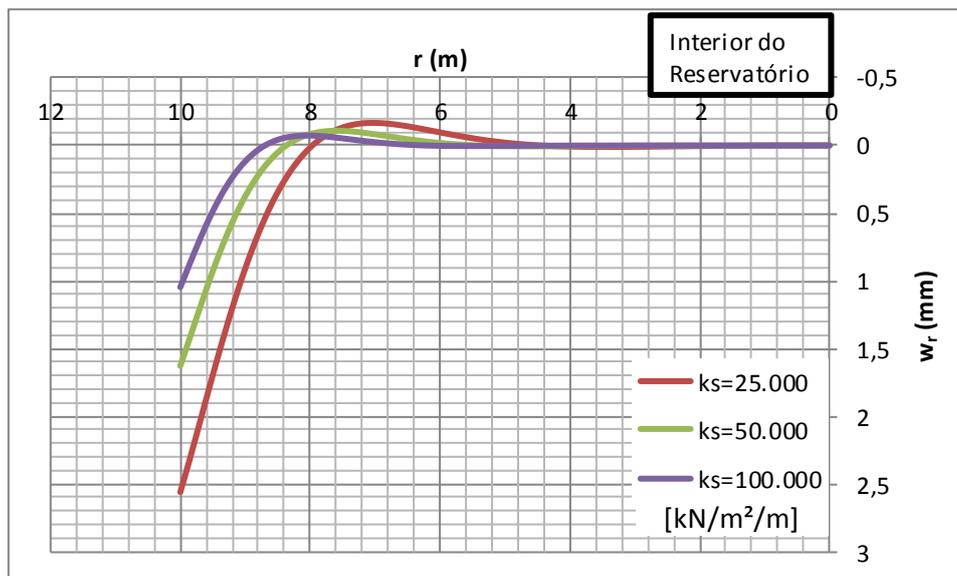
Fonte: Autor (2017)

Figura 56 - Esforço cortante (Q_r) da placa de fundo.



Fonte: Autor (2017)

Figura 57 - Deflexão (w_r) da placa de fundo devido à carga vertical da parede e ao momento transmitido pela parede.



Fonte: Autor (2017)

Tabela 29 - Esforços máximos por elemento para o exemplo 1 – reservatório com parede longa e com cobertura.

	$k_s=25.000$	$k_s=50.000$	$k_s=100.000$	Inf. Rígido
M_ϕ	0,99	0,99	0,99	0,99
N_θ (Cúp)	111,03	111,03	111,03	111,03
N_ϕ	-27,86	-27,86	-27,86	-27,86
M_y	2,73	2,67	2,62	14,50
N_θ (Par)	381,64	361,90	345,75	281,53
M_r	11	6,7	3,02	-
Q_r	6,41	7,23	8,37	-
w_r (mm)	2,561	1,628	1,046	-

Fonte: Autor (2017)

Tabela 30 - Esforços mínimos por elemento para o exemplo 1 – reservatório com parede longa e com cobertura.

	$k_s=25.000$	$k_s=50.000$	$k_s=100.000$	Inf. Rígido
M_ϕ	-5,53	-5,53	-5,53	-5,53
N_θ (Cúp)	-48,31	-48,31	-48,31	-48,31
N_ϕ	-47,87	-47,87	-47,87	-47,87
M_y	-13,64	-11,15	-9,44	-5,55
N_θ (Par)	11,65	14,85	17,60	30,72
M_r	-10,31	-9,91	-9,8	-
Q_r	-44,25	-44,25	-44,25	-
w_r (mm)	-0,167	-0,109	-0,073	-

Fonte: Autor (2017)

5.3.2 Exemplo 2 - Reservatório com parede longa sem cobertura

O reservatório do exemplo 2 não possui cobertura nem anel de rigidez, dessa forma, os hiperestáticos para este caso correspondem somente àqueles localizados ao longo da ligação entre a parede e a placa de fundo, tais valores são apresentados na Tabela 31.

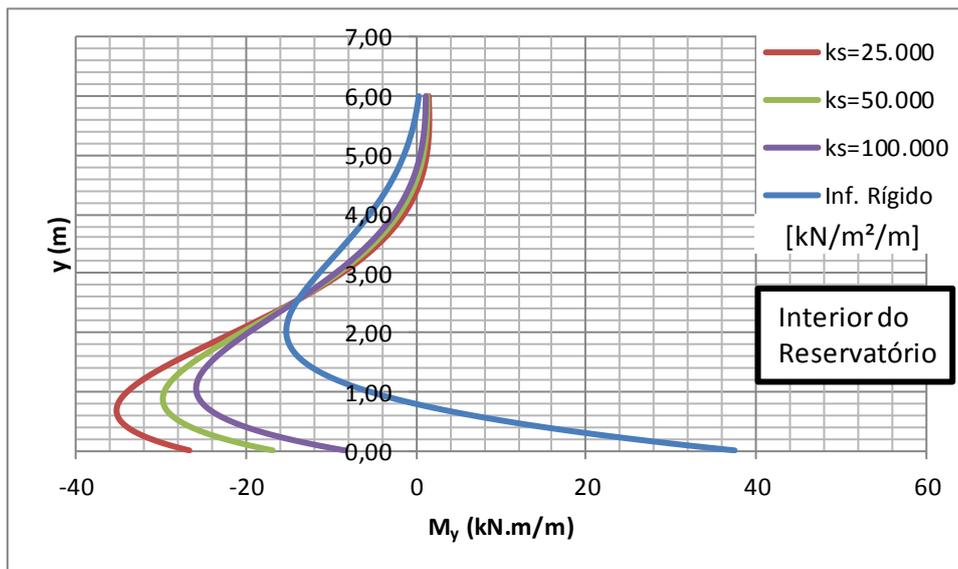
Tabela 31 – Esforços hiperestáticos de bordo do exemplo 2 – reservatório com parede longa e sem cobertura.

	$k_s=25.000$	$k_s=50.000$	$k_s=100.000$	Inf. Rígido
X_5	-28,71	-34,63	-39,77	-67,48
X_6	-26,72	-16,91	-8,40	37,48

Fonte: Autor (2017)

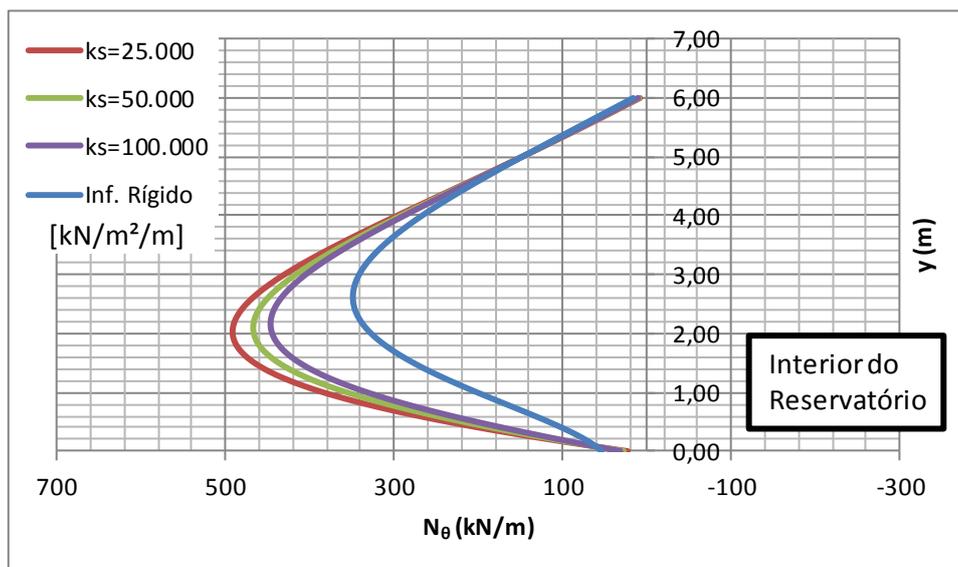
Para este caso, os esforços em cada elemento estrutural e a deflexão na placa de fundo são apresentados nas Figuras 58 a 62. Os esforços máximos e mínimos na parede e na placa de fundo são mostrados, respectivamente, nas Tabelas 32 e 33.

Figura 58 - Momento fletor (M_y) da parede.



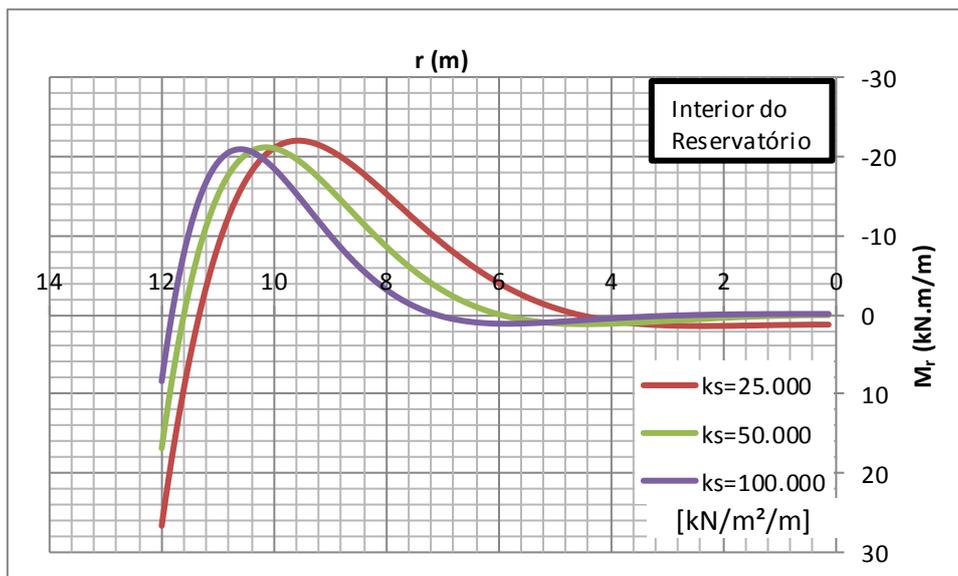
Fonte: Autor (2017)

Figura 59 - Esforço normal (N_θ) da parede.



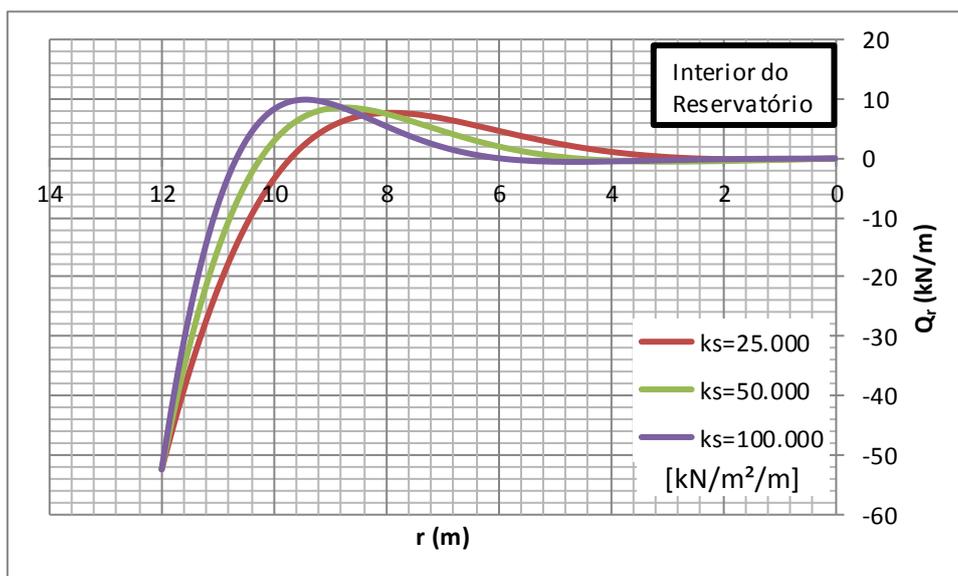
Fonte: Autor (2017)

Figura 60 - Momento fletor (M_r) da placa de fundo.



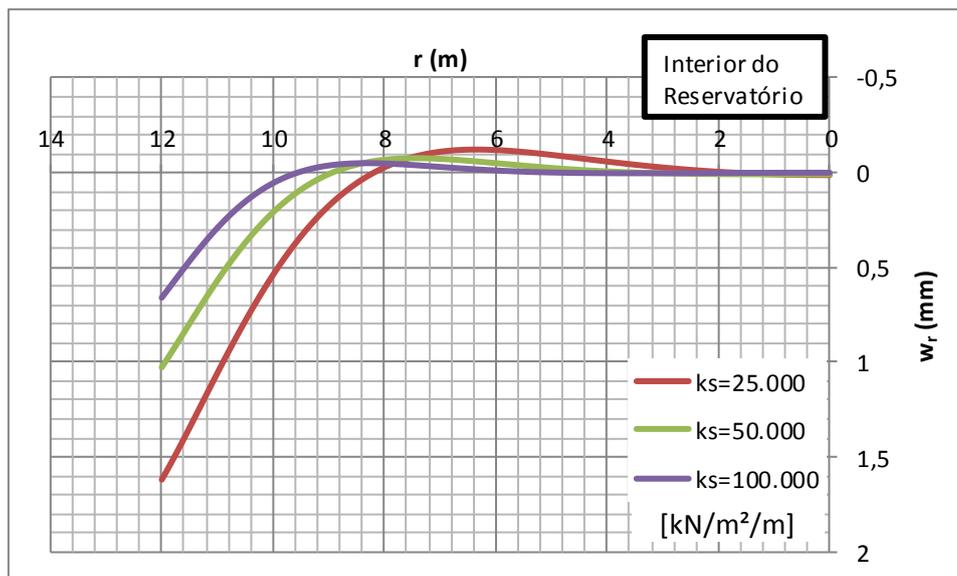
Fonte: Autor (2017)

Figura 61 - Esforço cortante (Q_r) da placa de fundo.



Fonte: Autor (2017)

Figura 62 - Deflexão (w_r) da placa de fundo devido à carga vertical da parede e ao momento transmitido pela parede.



Fonte: Autor (2017)

Tabela 32 - Esforços máximos por elemento para o exemplo 2 – reservatório com parede longa e sem cobertura.

	$k_s=25.000$	$k_s=50.000$	$k_s=100.000$	Inf. Rígido
M_y	1,52	1,29	1,12	37,48
N_θ	491,82	467,37	446,77	349,04
M_r	26,72	16,91	8,40	-
Q_r	7,71	8,61	9,93	-
w_r (mm)	1,620	1,028	0,660	-

Fonte: Autor (2017)

Tabela 33 - Esforços mínimos por elemento para o exemplo 2 – reservatório com parede longa e sem cobertura.

	$k_s=25.000$	$k_s=50.000$	$k_s=100.000$	Inf. Rígido
M_y	-35,29	-29,83	-25,91	-15,30
N_θ	8,47	9,70	10,76	16,49
M_r	-22,05	-21,19	-20,96	-
Q_r	-52,50	-52,50	-52,50	-
w_r (mm)	-0,122	-0,076	-0,050	-

Fonte: Autor (2017)

5.3.3 Exemplo 3 - Reservatório com parede curta e com cobertura

Este caso corresponde a um reservatório com parede curta, ou seja, existe a dependência dos efeitos entre os bordos. Esta situação é interessante para avaliar a influência da deformabilidade do solo nos esforços hiperestáticos das ligações cobertura-anel e anel-parede e, conseqüentemente, o comportamento estrutural do anel de rigidez e da cobertura perante tal influência. Os hiperestáticos de bordo e os esforços no anel de rigidez são apresentados, respectivamente, nas Tabelas 34 e 35.

Tabela 34 – Esforços hiperestáticos de bordo do exemplo 3 – reservatório com parede curta e com cobertura.

	$k_s=25.000$	$k_s=50.000$	$k_s=100.000$	Inf. Rígido
X_1	21,31	21,38	21,44	21,69
X_2	-5,57	-5,64	-5,69	-5,93
X_3	4,86	5,13	5,36	6,33
X_4	0,34	0,38	0,40	0,53
X_5	0,97	-1,30	-3,19	-11,36
X_6	-10,29	-7,61	-5,38	4,28

Fonte: Autor (2017)

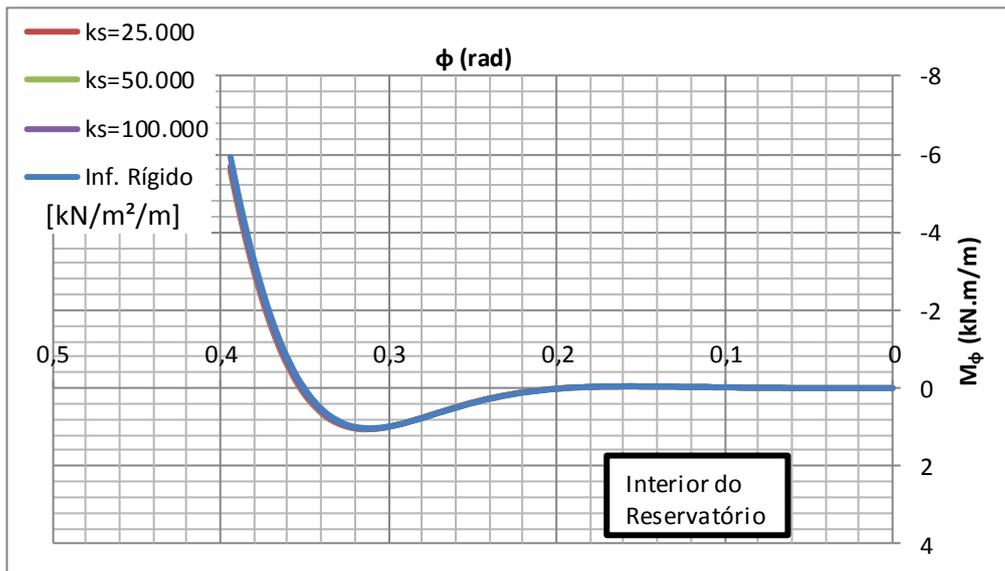
Tabela 35 - Esforços do anel de rigidez do exemplo 3 – reservatório com parede curta e com cobertura.

	$k_s=25.000$	$k_s=50.000$	$k_s=100.000$	Inf. Rígido
H_r	17,03	16,69	16,40	15,18
M_r	-8,04	-8,02	-8,00	-7,94
T	170,27	166,86	164,02	151,75

Fonte: Autor (2017)

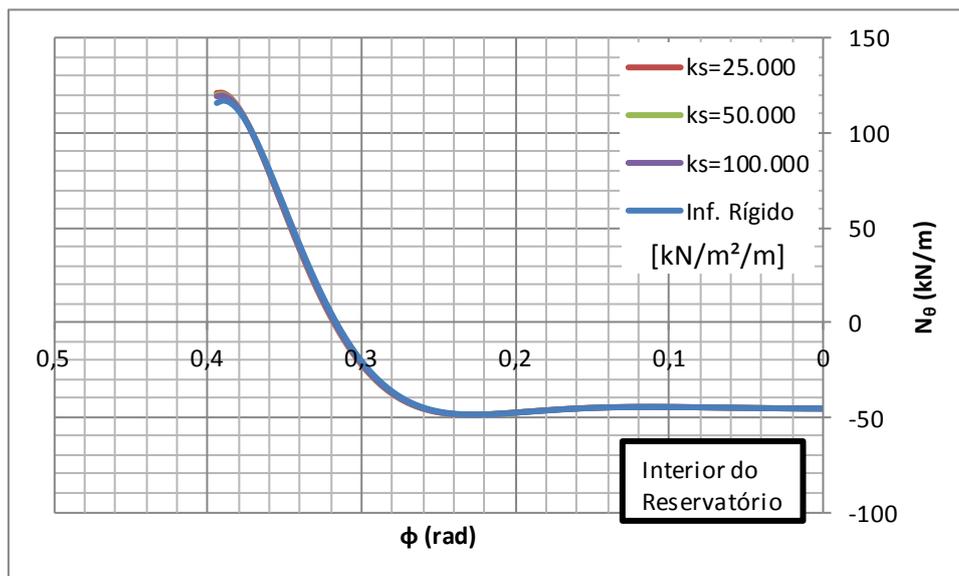
Para este exemplo, os esforços em cada elemento estrutural e a deflexão na placa de fundo são apresentados nas Figuras 63 a 70. Os esforços máximos e mínimos são mostrados, respectivamente, nas Tabelas 36 e 37.

Figura 63 - Momento fletor (M_ϕ) da cúpula.



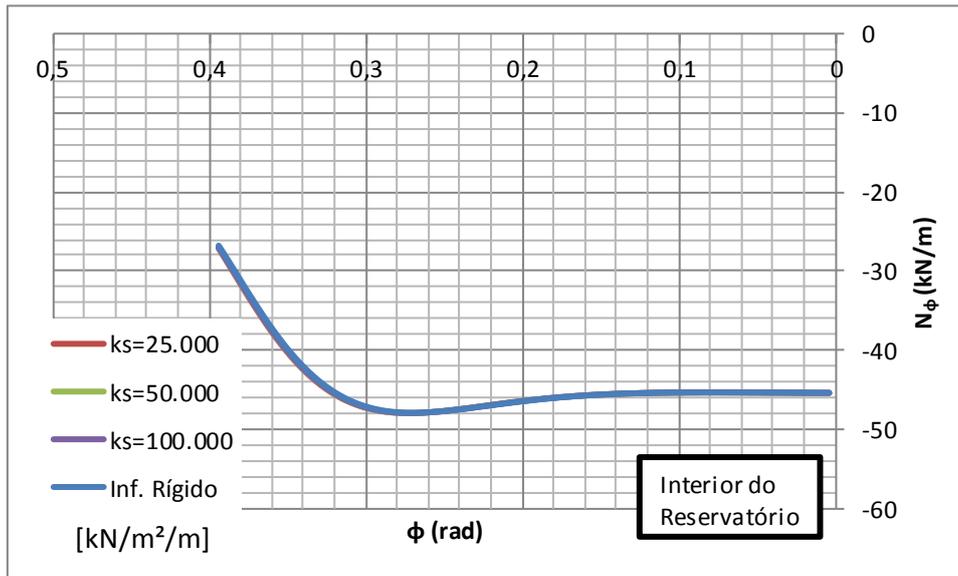
Fonte: Autor (2017)

Figura 64 - Esforço normal anelar (N_θ) da cúpula.



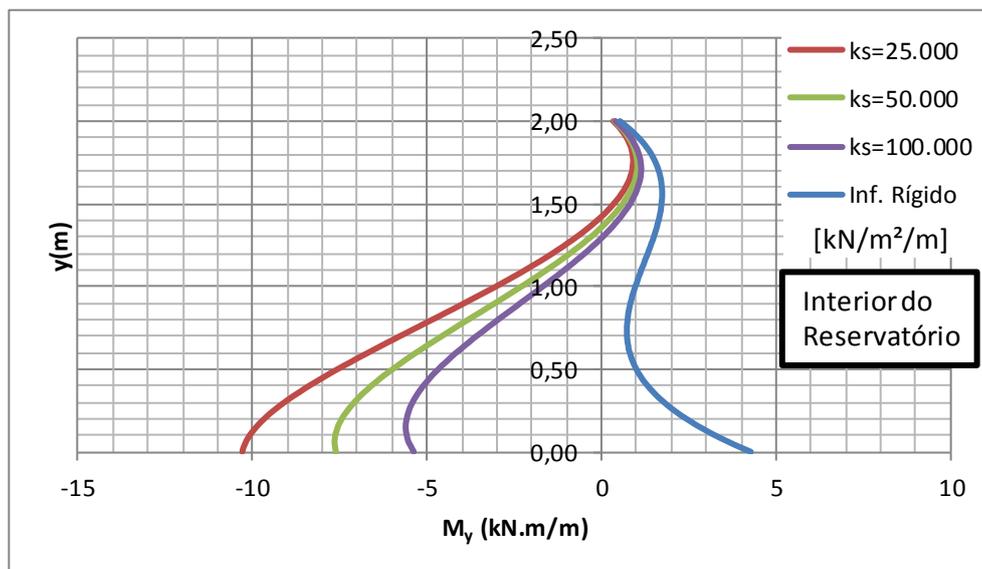
Fonte: Autor (2017)

Figura 65 - Esforço normal meridional (N_ϕ) da cúpula.



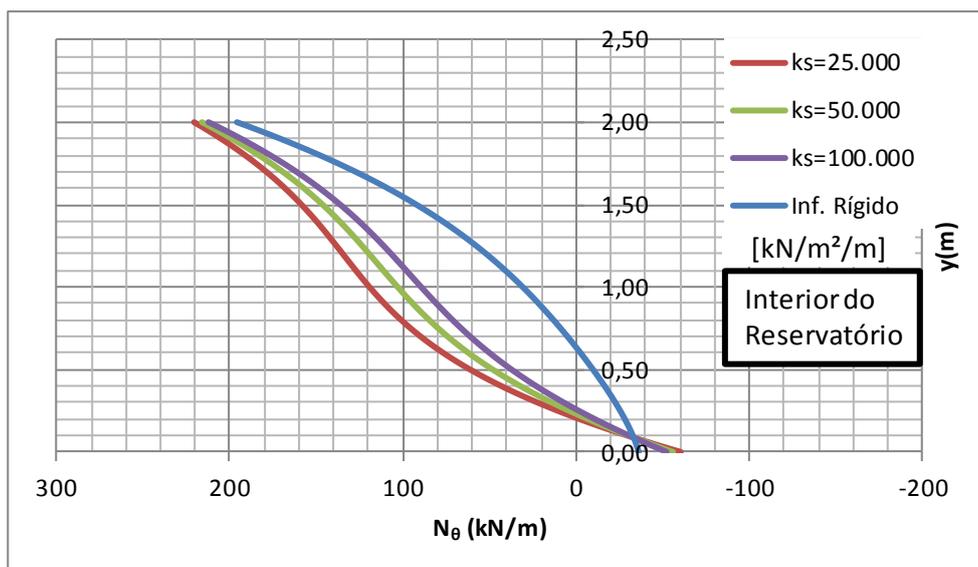
Fonte: Autor (2017)

Figura 66 – Momento fletor (M_y) da parede.



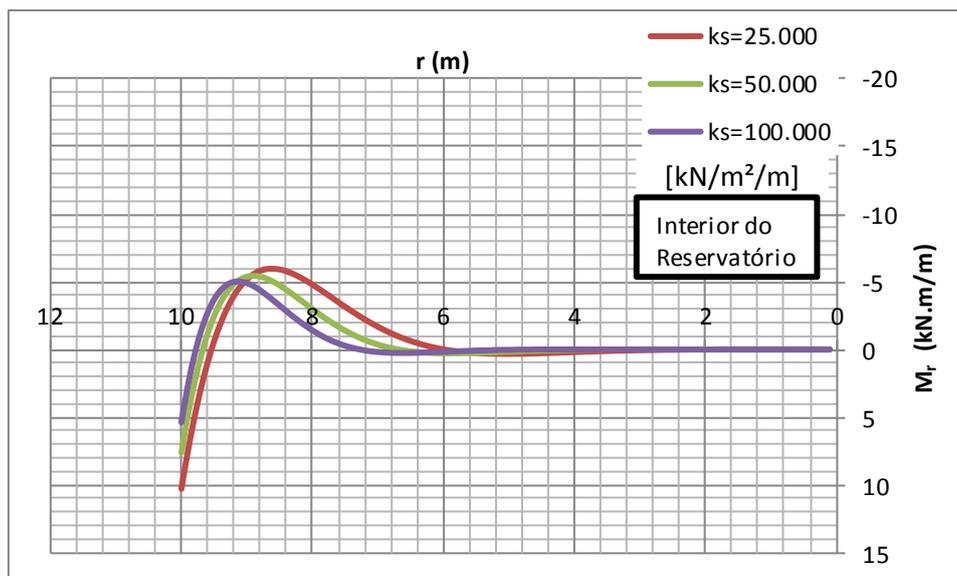
Fonte: Autor (2017)

Figura 67 - Esforço normal (N_θ) da parede.



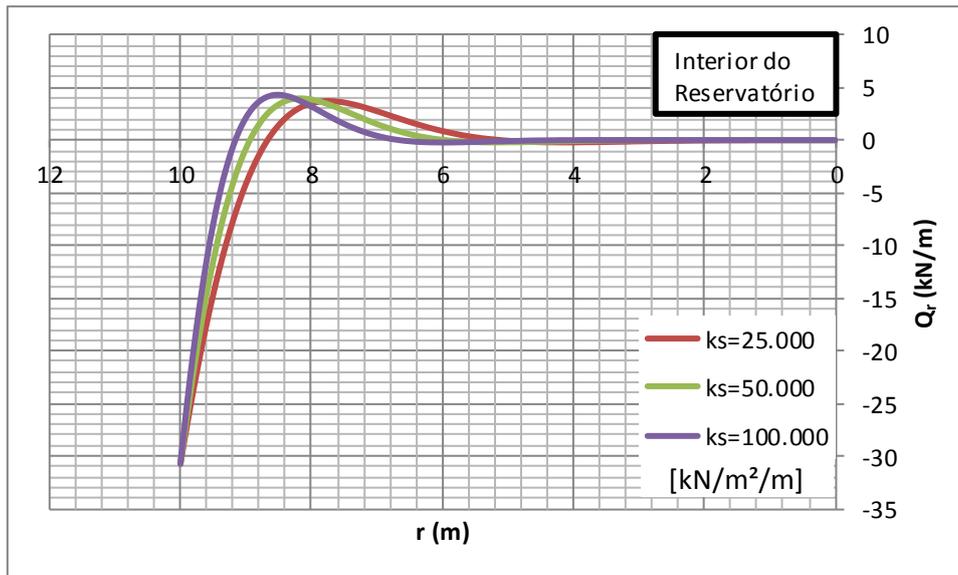
Fonte: Autor (2017)

Figura 68 - Momento fletor (M_r) da placa de fundo.



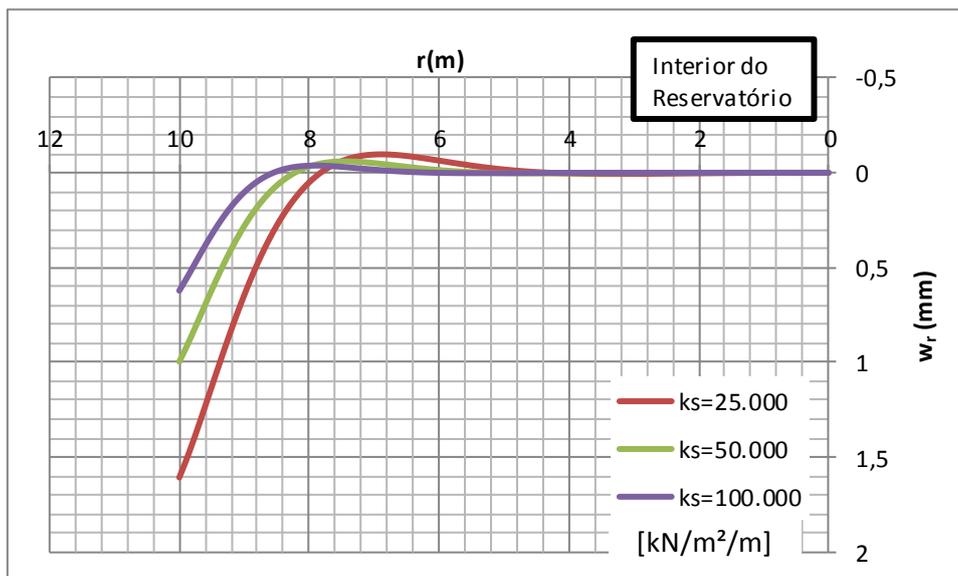
Fonte: Autor (2017)

Figura 69 - Esforço cortante (Q_r) da placa de fundo.



Fonte: Autor (2017)

Figura 70 – Deflexão (w_r) da placa de fundo devido à carga vertical da parede e ao momento transmitido pela parede.



Fonte: Autor (2017)

Tabela 36 - Esforços máximos por elemento para o exemplo 3 – reservatório com parede curta e com cobertura.

	$k_s=25.000$	$k_s=50.000$	$k_s=100.000$	Inf. Rígido
M_ϕ	1,06	1,05	1,05	1,03
N_θ (Cob.)	121,11	120,36	119,73	117,03
N_ϕ	-27,13	-27,06	-27,01	-26,77
M_y	0,91	1,03	1,14	4,28
N_θ (Par.)	220,63	216,08	212,29	195,89
M_r	10,29	7,61	5,38	-
Q_r	3,71	3,96	4,31	-
w_r (mm)	1,608	0,997	0,622	-

Fonte: Autor (2017)

Tabela 37 - Esforços mínimos por elemento para o exemplo 3 – reservatório com parede curta e com cobertura.

	$k_s=25.000$	$k_s=50.000$	$k_s=100.000$	Inf. Rígido
M_ϕ	-5,57	-5,64	-5,69	-5,93
N_θ (Cob.)	-48,7	-48,68	-48,66	-48,59
N_ϕ	-47,98	-47,98	-47,97	-47,94
M_y	-10,29	-7,65	-5,61	0,53
N_θ (Par.)	-60,45	-55,99	-52,27	-36,19
M_r	-5,97	-5,44	-5,02	-
Q_r	-30,75	-30,75	-30,75	-
w_r (mm)	-0,097	-0,060	-0,038	-

Fonte: Autor (2017)

5.3.4 Exemplo 4 - Reservatório com parede curta sem cobertura

O reservatório do exemplo 4, assim como o do exemplo 2, não possui cobertura nem anel de rigidez, dessa forma, os hiperestáticos para este caso correspondem somente àqueles localizados ao longo da ligação entre a parede e a placa de fundo, tais valores são apresentados na Tabela 38.

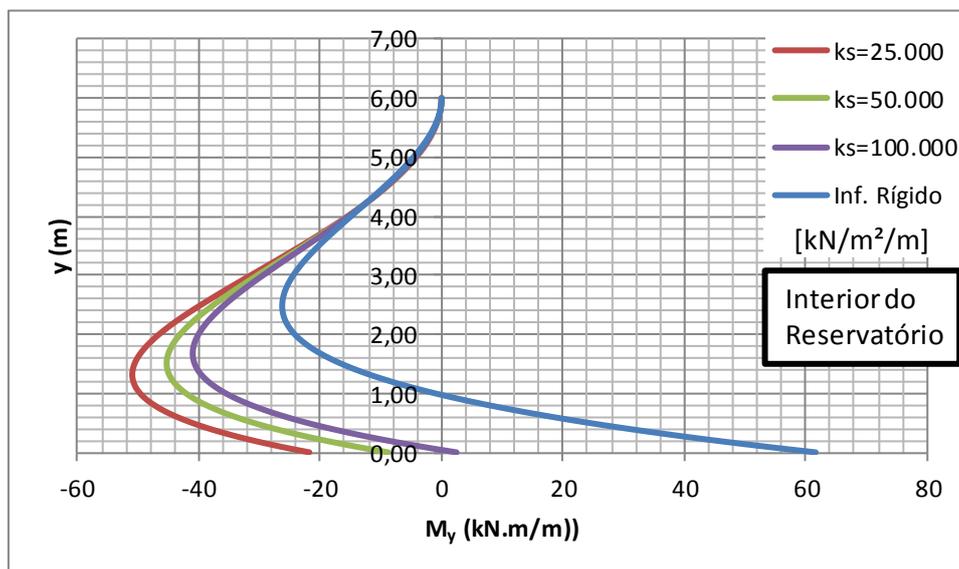
Tabela 38 – Esforços hiperestáticos de bordo do exemplo 4 – reservatório com parede curta e sem cobertura.

	$k_s=25.000$	$k_s=50.000$	$k_s=100.000$	Inf. Rígido
X_5	-51,98	-57,64	-62,57	-88,43
X_6	-21,79	-8,82	2,46	61,66

Fonte: Autor (2017)

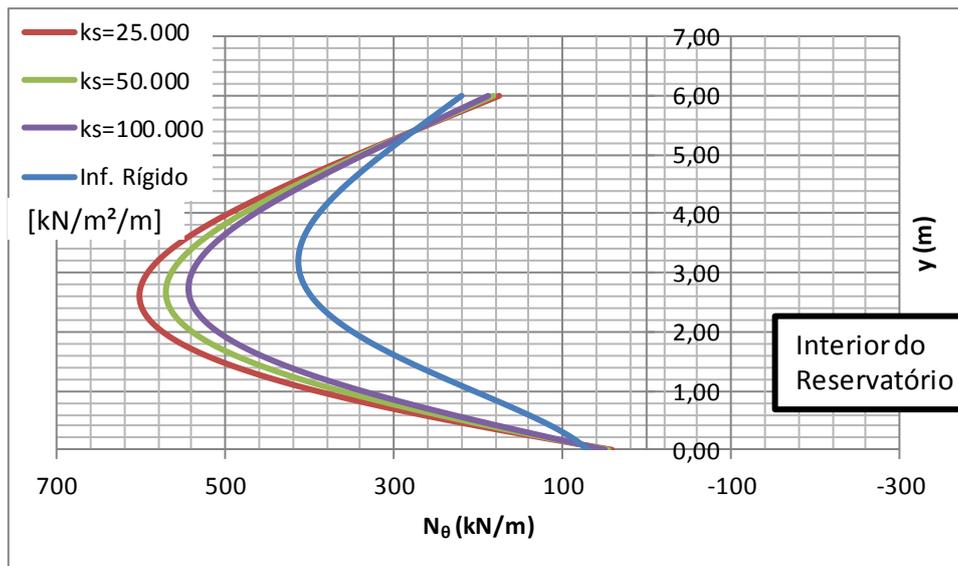
Para este caso, os esforços em cada elemento estrutural e a deflexão na placa de fundo são apresentados nas Figuras 71 a 75. Os esforços máximos e mínimos são mostrados, respectivamente, nas Tabelas 39 e 40.

Figura 71 - Momento fletor (M_y) na parede.



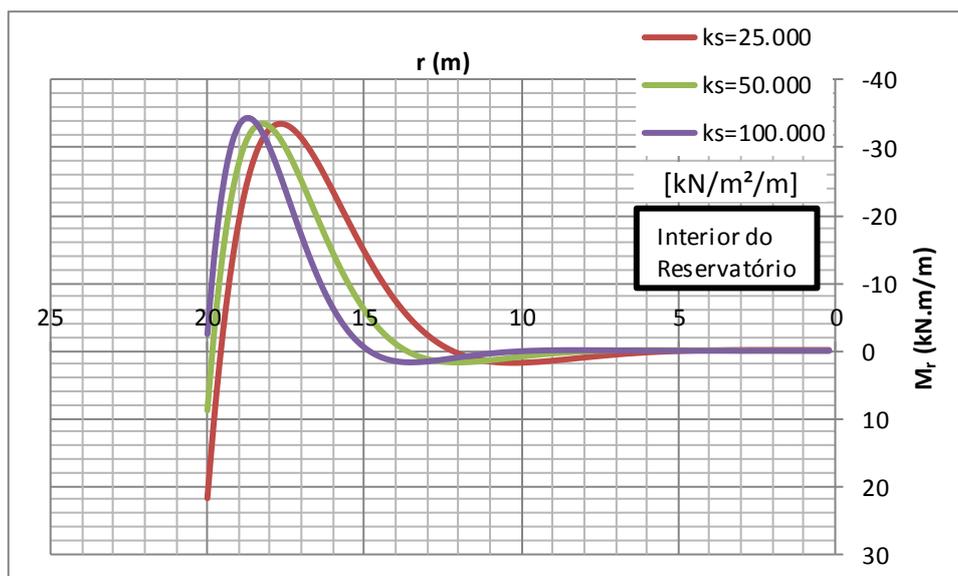
Fonte: Autor (2017)

Figura 72 - Esforço normal (N_θ) da parede.



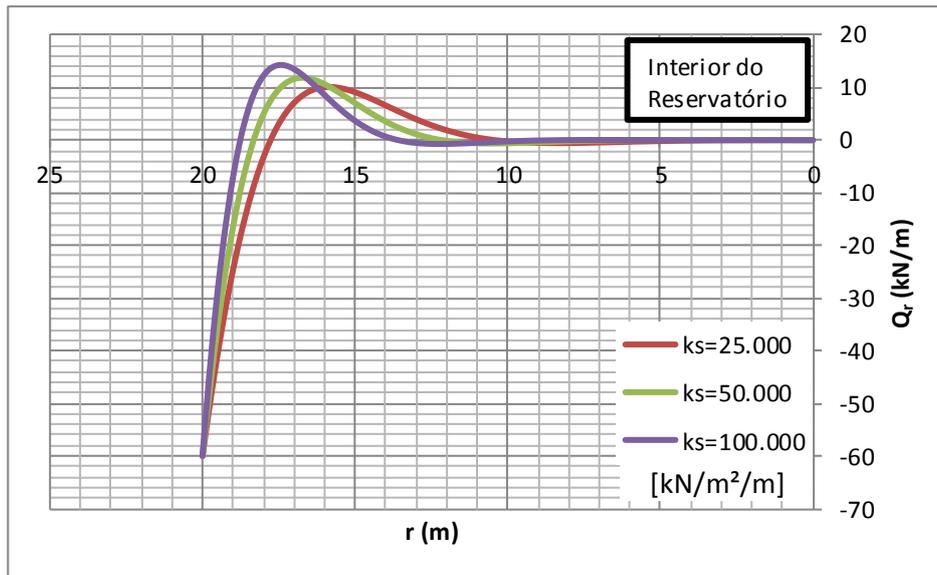
Fonte: Autor (2017)

Figura 73 - Momento fletor (M_r) da placa de fundo.



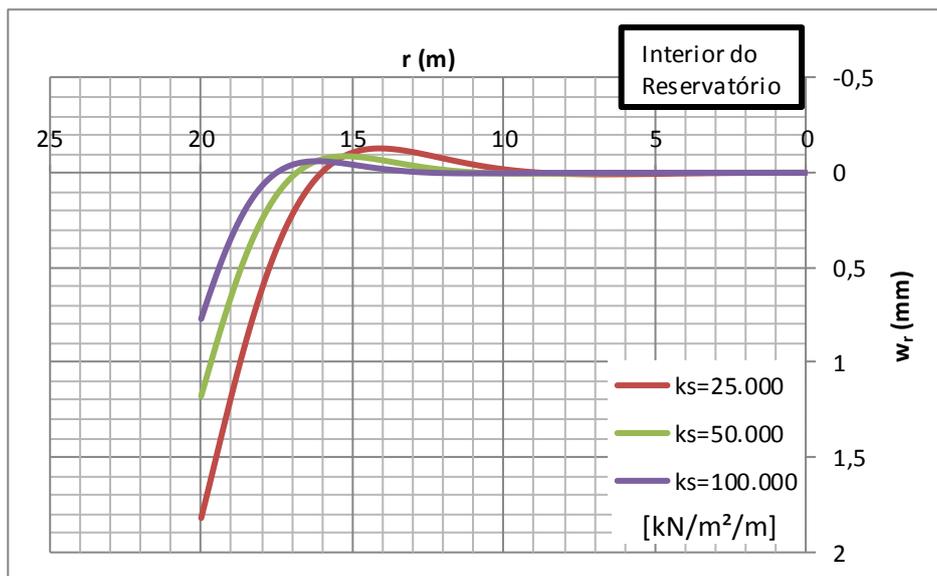
Fonte: Autor (2017)

Figura 74 - Esforço cortante (Q_r) na placa de fundo.



Fonte: Autor (2017)

Figura 75 – Deflexão (w_r) da placa de fundo devido à carga vertical da parede e ao momento transmitido pela parede.



Fonte: Autor (2017)

Tabela 39 - Esforços máximos por elemento para o exemplo 4 – reservatório com parede curta e sem cobertura.

	$k_s=25.000$	$k_s=50.000$	$k_s=100.000$	Inf. Rígido
M_y	0,00	0,00	2,46	61,66
N_θ	602,28	570,93	544,12	413,81
M_r	21,79	8,82	1,71	-
Q_r	10,11	11,83	14,28	-
w_r (mm)	1,822	1,178	0,771	-

Fonte: Autor (2017)

Tabela 40 - Esforços mínimos por elemento para o exemplo 4 – reservatório com parede curta e sem cobertura.

	$k_s=25.000$	$k_s=50.000$	$k_s=100.000$	Inf. Rígido
M_y	-50,98	-45,31	-41,01	-26,27
N_θ	41,59	46,12	50,06	70,74
M_r	-33,51	-33,52	-34,31	-
Q_r	-60,00	-60,00	-60,00	-
w_r (mm)	-0,128	-0,087	-0,061	-

Fonte: Autor (2017)

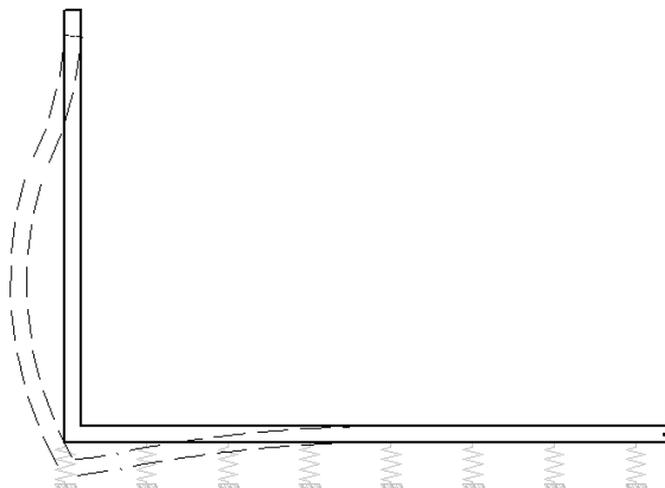
5.3.5 Considerações sobre os exemplos analisados

Observando as figuras que ilustram os momentos fletores ao longo da parede (Figuras 53, 58, 66 e 71) e da placa de fundo (Figuras 55, 60, 68 e 73) percebe-se uma forte influência da deformabilidade da base do reservatório sobre o momento fletor na ligação parede-placa de fundo. Como se verifica por meio das mencionadas figuras, os momentos fletores que atuam ao longo da parede, nos casos de base deformável, podem apresentar sinais contrários àqueles obtidos com a hipótese de base infinitamente rígida. Esta observação tem grande relevância uma vez que na prática de projetos frequentemente admite-se os reservatórios de superfície como apoiados em base com rigidez infinita. Ela realça a necessidade de cuidados com o grau de compactação do solo de fundação quando no projeto se adotou a hipótese de base rígida.

O sentido físico da inversão do sentido do momento fletor pode ser entendido de forma mais clara observando a Figura 76. Quando se leva em consideração a base deformável, os recalques verticais próximos às bordas da placa são maiores que aqueles localizados na região central devido à carga aplicada pela parede. Os efeitos dos mencionados

recalques implicam no surgimento de tensões de tração nas faces externas da parede e nas fibras inferiores da placa de fundo, comportamento este contrário aquele mostrado para reservatórios apoiados em base infinitamente rígida.

Figura 76 - Comportamento de reservatórios apoiados em solos deformáveis.



Fonte: Autor (2017)

A variação da rigidez do solo também influencia o esforço normal N_θ agindo na parede. Observando-se os diagramas de N_θ dos exemplos analisados (Figuras 54, 59, 67 e 72) percebe-se que os esforços de tração são maiores nos casos em que a rigidez do solo é menor. No caso do exemplo 4, comparando-se os valores de tais esforços correspondentes às situações representadas pela base infinitamente rígida e a base elástica com baixa rigidez ($k_s = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$), a tração máxima é 45,5% maior nesta última situação. Nos exemplos 1, 2 e 3, a mesma variação corresponde, respectivamente, a 35,5%, 40,9%, 12,6%. Considerando a importância do esforço anelar N_θ para o dimensionamento de reservatórios cilíndricos, enfatiza-se mais uma vez a necessidade de se reproduzir na prática condições de rigidez da base similares àquelas adotados no projeto estrutural.

Com relação aos recalques, é importante verificar se ocorre tração nas molas da base elástica, o que caracterizaria uma separação entre a placa de fundo e o solo de fundação. Os recalques ilustrados nas Figuras 57, 62, 70 e 75 referem-se somente às cargas verticais e aos momentos transmitidos pela parede, pois os pesos próprios da placa de fundo e do líquido armazenado foram desconsiderados na equação diferencial das placas (Ver Subseção 3.5.3). Entretanto, estes últimos carregamentos aplicam uma

compressão nas molas que se contrapõe ao efeito de tração ocasionado pelas ações provenientes da parede. Dessa forma, para que os esforços tenham valores mais realísticos, deve-se garantir que os recalques provocados pelas referidas cargas distribuídas são maiores do que os deslocamentos verticais dirigidos para cima produzidos pelos carregamentos transmitidos pela parede.

A Tabela 41 compara os valores dos recalques correspondentes ao peso próprio da placa de fundo, representando a situação do reservatório vazio, com os levantamentos máximos ocasionados pelo peso próprio da parede. De forma similar, a Tabela 42 faz a mesma comparação da tabela anterior, porém, os recalques presentes nesta tabela ocorrem devido à ação conjunta dos pesos próprios da placa e do líquido armazenado, correspondendo à situação do reservatório cheio. Vale ressaltar que os valores em azul indicam que os valores absolutos dos recalques devido ao peso próprio são maiores que aqueles ocasionados pela ação da parede, enquanto os resultados em vermelho representam a situação contrária.

Tabela 41 - Recalque vertical (mm) devido ao peso próprio da placa de fundo.

ks	Recalque							
	Exemplo 1		Exemplo 2		Exemplo 3		Exemplo 4	
	Peso próprio	Ações da parede						
25.000	0,180	-0,126	0,350	-0,093	0,180	-0,090	0,400	-0,084
50.000	0,090	-0,075	0,175	-0,053	0,090	-0,054	0,200	-0,050
100.000	0,045	-0,023	0,088	-0,030	0,045	-0,033	0,100	-0,030

Fonte: Autor (2017)

Tabela 42 - Recalque vertical (mm) devido à ação conjunta dos pesos próprios do líquido e da placa de fundo.

ks	Recalque							
	Exemplo 1		Exemplo 2		Exemplo 3		Exemplo 4	
	Peso próprio	Ações da parede						
25.000	2,180	-0,167	2,750	-0,122	0,980	-0,097	2,800	-0,128
50.000	1,090	-0,109	1,375	-0,076	0,490	-0,06	1,400	-0,087
100.000	0,545	-0,073	0,688	-0,05	0,245	-0,038	0,700	-0,061

Fonte: Autor (2017)

Observando-se a Tabela 42, a qual corresponde aos reservatórios cheios, verifica-se que nos quatro exemplos analisados, os recalques induzidos pelo peso próprio da placa e do

líquido somados, são maiores que os deslocamentos verticais ocasionados pela ação da parede. O mesmo acontece analisando-se a Tabela 41, a qual representa os reservatórios vazios. Desta forma, as molas que simulam o comportamento do solo permanecem comprimidas quando são somados os efeitos dos pesos próprios da água e da placa de fundo com as ações transmitidas pela parede.

Com relação à cobertura, os exemplos 1 e 3 representam situações distintas. O exemplo 1 corresponde a um reservatório longo e, portanto, não há interferência do bordo inferior sobre a extremidade superior. Por outro lado, o exemplo 3 representa um reservatório curto e, conseqüentemente, os efeitos correspondentes à deformabilidade do solo podem ser transmitidos para os elementos localizados ao longo da borda superior da parede.

No caso do exemplo 3, verifica-se que os esforços hiperestáticos X_1 e X_3 correspondentes à situação de base infinitamente rígida são maiores 1,7% e 23,2%, respectivamente, em comparação com aqueles para base deformável com $k_s = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$. De forma similar, os momentos fletores X_2 e X_4 para esta última condição de base resultam 6,1% e 35,8% menores, respectivamente, quando comparados com aqueles correspondentes à base infinitamente rígida.

Com relação ao anel de rigidez presente no exemplo 3, os valores do momento radial e da força de tração provenientes das ações transmitidas pela parede e pela cúpula, para o caso de base elástica com $k_s = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$, são respectivamente 1,2% e 12,2% maiores do que aqueles obtidos pela análise considerando base infinitamente rígida.

5.4 Comparação entre o cálculo de reservatórios curtos e longos

Esta seção compara os esforços internos obtidos considerando a interação entre os bordos do reservatório com aqueles correspondentes à análise que despreza tal influência. Para isso, os exemplos foram analisados considerando duas situações distintas denominadas por:

- Situação 1: A dependência entre os bordos é desprezada e, portanto, os coeficientes de flexibilidade utilizados são aqueles obtidos por meio da Equação (35);

- Situação 2: É considerada a dependência entre os bordos, de modo que os coeficientes de flexibilidade utilizados são aqueles obtidos por meio da Equação (34);

A partir desta análise pode-se verificar as diferenças Δ entre os valores dos hiperestáticos avaliados considerando a dependência de bordo e aqueles correspondentes à situação que desconsidera a influência de uma borda sobre a outra.

5.4.1 Exemplo 1 - Reservatório com parede longa e com cobertura

As Tabelas 43 e 44 apresentam os valores dos hiperestáticos e dos esforços no anel de rigidez calculados por meio das situações mencionadas.

Tabela 43 - Hiperestáticos e esforços no anel para as duas situações mencionadas.

	$k_s=25.000$			$k_s =50.000$		
	Sit. 1	Sit. 2	Δ	Sit. 1	Sit. 2	Δ
X_1	20,52	20,34	0,88%	20,52	20,34	0,88%
X_2	-5,53	-5,48	-0,84%	-5,53	-5,47	-1,03%
X_3	7,78	8,11	-4,10%	7,78	8,08	-3,74%
X_4	-0,58	-0,76	24,26%	-0,58	-0,76	24,26%
X_5	-14,47	-14,60	0,89%	-18,48	-18,60	0,66%
X_6	-11,00	-11,03	0,30%	-6,70	-6,74	0,59%
H_r	14,90	14,75	1,02%	14,90	14,78	0,81%
M_r	-7,98	-7,98	-0,03%	-7,98	-7,99	0,10%
T	149,02	147,52	1,02%	149,02	147,83	0,80%

Fonte: Autor (2017)

Tabela 44 - Hiperestáticos e esforços no anel para as duas situações mencionadas.

	$k_s =100.000$			Inf. Rígido		
	Sit. 1	Sit. 2	Δ	Sit. 1	Sit. 2	Δ
X_1	20,52	20,33	0,93%	20,52	20,32	0,98%
X_2	-5,53	-5,47	-1,03%	-5,53	-5,45	-1,40%
X_3	7,78	8,06	-3,50%	7,78	7,94	-2,05%
X_4	-0,58	-0,76	24,26%	-0,58	-0,75	23,25%
X_5	-21,91	-22,02	0,51%	-38,31	-38,39	0,22%
X_6	-3,02	-3,07	1,63%	14,56	14,48	0,55%
H_r	14,90	14,81	0,61%	14,90	14,93	-0,20%
M_r	-7,98	-7,99	0,10%	-7,98	-7,99	0,10%
T	149,02	148,09	0,63%	149,02	149,35	-0,22%

Fonte: Autor (2017)

Observando-se as duas tabelas, percebe-se que as diferenças maiores pertencem aos hiperestáticos da borda superior. O valor de X_4 tem desvio da ordem de 24,26% na

análise utilizando o solo com boa rigidez ($k_s = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$), porém tais esforços têm valores absolutos baixos. As variações mais importantes pertencem ao hiperestático X_3 , para o qual os desvios chegam a 4,1%.

5.4.2 Exemplo 2 - Reservatório com parede longa sem cobertura

As Tabelas 45 e 46 apresentam os hiperestáticos de bordo distribuídos ao longo da ligação entre a parede e a placa de fundo do exemplo 2.

Tabela 45 - Hiperestáticos para as duas situações mencionadas.

	$k_s=25.000$			$k_s=50.000$		
	Sit. 1	Sit. 2	Δ	Sit. 1	Sit. 2	Δ
X_5	-28,71	-28,68	-0,10%	-34,63	-34,61	-0,06%
X_6	-26,72	-26,68	-0,15%	-16,91	-16,87	-0,24%

Fonte: Autor (2017)

Tabela 46 - Hiperestáticos para as duas situações mencionadas.

	$k_s=100.000$			Inf. Rígido		
	Sit. 1	Sit. 2	Δ	Sit. 1	Sit. 2	Δ
X_5	-39,77	-39,75	-0,05%	-67,48	-67,44	-0,06%
X_6	-8,4	-8,37	-0,36%	37,48	37,44	0,11%

Fonte: Autor (2017)

Percebe-se que o maior desvio acontece com X_6 para a análise considerando o solo com boa rigidez ($k_s = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$), porém tal desvio é de apenas 0,36%.

5.4.3 Exemplo 3 - Reservatório com parede curta e com cobertura

O exemplo 3 corresponde a um reservatório curto com anel de rigidez e a cobertura. Os valores dos hiperestáticos de bordo e os esforços do anel podem ser vistos nas Tabelas 47 e 48.

Tabela 47 - Hiperestáticos e esforços no anel para as duas situações mencionadas.

	$k_s=25000$			$k_s=50000$		
	Sit. 1	Sit. 2	Δ	Sit. 1	Sit. 2	Δ
X_1	20,52	21,31	-3,71%	20,52	21,38	-4,02%
X_2	-5,53	-5,57	0,72%	-5,53	-5,64	1,95%
X_3	7,78	4,86	60,08%	7,78	5,13	51,66%
X_4	-0,58	0,34	-270,59%	-0,58	0,38	-252,63%
X_5	-0,17	0,97	-117,53%	-2,63	-1,3	-102,31%
X_6	-10,42	-10,29	-1,26%	-7,79	-7,61	-2,37%
H_r	14,9	17,03	-12,51%	14,9	16,69	-10,72%
M_r	-7,98	-8,04	0,75%	-7,98	-8,02	0,50%
T	149,02	170,27	-12,48%	149,02	166,86	-10,69%

Fonte: Autor (2017)

Tabela 48 - Hiperestáticos e esforços no anel para as duas situações mencionadas.

	$k_s=100000$			Inf. Rígido		
	Sit. 1	Sit. 2	Δ	Sit. 1	Sit. 2	Δ
X_1	20,52	21,44	-4,29%	20,52	21,69	-5,39%
X_2	-5,53	-5,69	2,81%	-5,53	-5,93	6,75%
X_3	7,78	5,36	45,15%	7,78	6,33	22,91%
X_4	-0,58	0,4	-245,00%	-0,58	0,53	-209,43%
X_5	-4,67	-3,19	-46,39%	-13,31	-11,36	-17,17%
X_6	-5,6	-5,38	-4,09%	3,66	4,28	-14,49%
H_r	14,9	16,4	-9,15%	14,9	15,18	-1,84%
M_r	-7,98	-8	0,25%	-7,98	-7,94	-0,50%
T	149,02	164,02	-9,15%	149,02	151,75	-1,80%

Fonte: Autor (2017)

Observando-se tais tabelas, constata-se que as variações são mais relevantes em relação aos exemplos anteriores. Os valores de X_4 chegam a variar 270,5%, porém são esforços com valores baixos. Os hiperestáticos X_3 e X_5 têm diferenças da ordem de 60,8% e 117,5%, respectivamente.

A tração na seção do anel também apresenta desvio significativo da ordem de 12,4% na análise correspondente ao solo de baixa rigidez ($k_s = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$).

5.4.4 Exemplo 4 - Reservatório com parede curta sem cobertura

O exemplo 4 também representa um reservatório curto, porém, não estão presentes a cobertura e o anel de rigidez. Os hiperestáticos de bordo estão apresentados nas Tabelas 49 e 50.

Tabela 49 - Hiperestáticos as duas situações mencionadas.

	$k_s=25000$			$k_s=50000$		
	2 const.	4 const.	Δ	2 const.	4 const.	Δ
X_5	-52,95	-51,98	-1,87%	-58,73	-57,64	-1,89%
X_6	-21,45	-21,79	1,56%	-8,38	-8,82	4,99%

Fonte: Autor (2017)

Tabela 50 - Hiperestáticos as duas situações mencionadas.

	$k_s=100000$			Inf. Rígido		
	2 const.	4 const.	Δ	2 const.	4 const.	Δ
X_5	-63,76	-62,57	-1,90%	-90,35	-88,43	-2,17%
X_6	3,02	2,46	22,76%	63,26	61,66	2,59%

Fonte: Autor (2017)

Observa-se que as diferenças para este caso também são significativas. O momento fletor X_6 tem desvio de 22,7% considerando a análise com o solo de boa rigidez ($100.000 \text{ kN/m}^2/m$).

5.5 Comportamento do reservatório em função das características geométricas

5.5.1 Considerações gerais

O estudo feito nas seções anteriores avalia a influência da rigidez do solo nos esforços do reservatório, porém, outros parâmetros também interferem neste comportamento. Nesta seção busca-se discutir a influência das características geométricas do reservatório sobre o momento fletor na ligação parede-placa de fundo. A análise consiste de um estudo paramétrico em função das seguintes variáveis: altura do reservatório (H), diâmetro (D), espessura da parede (h) e espessura da placa de fundo (t).

Devido à dificuldade em expressar o momento fletor M_0 dado pela Equação (151) em função de tais variáveis geométricas, é necessário elaborar o estudo em forma de tabelas, nas quais se procura variar os referidos parâmetros e verificar a influência destes no momento fletor.

São estudados apenas reservatórios sem cobertura, pois, observando-se os exemplos 1 e 3 percebe-se que o grau de deformabilidade do solo tem pouca influência sobre o comportamento das ligações cobertura-anel e anel parede.

As análises são feitas para paredes com espessuras iguais a 0,2 m, 0,4 m e 0,6 m. Devido à similaridade no comportamento dos valores, nesta seção são apresentados apenas os resultados correspondentes à espessura da parede de 0,2 m. As tabelas para as demais espessuras estão apresentadas no Apêndice D.

Os efeitos correspondentes ao peso próprio da parede e à carga hidrostática são estudados de forma separada para avaliar o comportamento do reservatório sob cada um deles. A carga hidrostática é calculada considerando o nível de água coincidindo com a borda superior da parede.

O solo é simulado por molas elásticas distribuídas continuamente e possui as mesmas características daqueles considerados nas seções anteriores.

As Tabelas 51 a 53 apresentam o valor de α para as citadas rigidezes dos solos, em função do diâmetro e da espessura da placa. As Tabelas 54 a 56 apresentam os valores de M_0 devido ao peso próprio da parede e as Tabelas 57 a 59 devido ao carregamento hidrostático. Os momentos fletores totais correspondentes à atuação dos dois carregamentos são mostrados no Apêndice D.

Tabela 51 - Valores de α para um solo com $k_s = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

t(m)	D (m)								
	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
0,2	2,9	4,4	5,8	7,3	8,7	10,2	11,6	13,1	14,5
0,4	1,8	2,6	3,5	4,4	5,2	6,1	6,9	7,8	8,7
0,6	1,3	2	2,6	3,2	3,9	4,5	5,1	5,8	6,4
0,8	1,1	1,6	2,1	2,6	3,1	3,6	4,1	4,7	5,2
1,0	0,9	1,3	1,8	2,2	2,6	3,1	3,5	3,9	4,4

Fonte: Autor (2017)

Tabela 52 - Valores de α para um solo com $k_s = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

t(m)	D (m)								
	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
0,2	3,5	5,2	6,9	8,7	10,4	12,1	13,8	15,5	17,3
0,4	2,1	3,1	4,1	5,2	6,2	7,2	8,2	9,3	10,3
0,6	1,6	2,3	3,1	3,8	4,6	5,3	6,1	6,8	7,6
0,8	1,3	1,9	2,5	3,1	3,7	4,3	4,9	5,5	6,1
1,0	1,1	1,6	2,1	2,6	3,1	3,7	4,2	4,7	5,2

Fonte: Autor (2017)

Tabela 53 - Valores de α para um solo com $k_s = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

t(m)	D (m)								
	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
0,2	4,1	6,2	8,2	10,3	12,3	14,4	16,4	18,5	20,5
0,4	2,5	3,7	4,9	6,1	7,4	8,6	9,8	11	12,2
0,6	1,8	2,7	3,6	4,5	5,4	6,3	7,2	8,1	9
0,8	1,5	2,2	2,9	3,7	4,4	5,1	5,8	6,6	7,3
1,0	1,3	1,9	2,5	3,1	3,7	4,3	4,9	5,6	6,2

Fonte: Autor (2017)

Tabela 54 - Momento fletor na ligação devido ao peso próprio da parede para um solo com $k_s = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
3,5	0,2	-7,90	-8,36	-8,14	-7,94	-7,76	-7,60	-7,45	-7,31	-7,19
	0,4	-5,34	-7,00	-7,34	-6,94	-6,53	-6,20	-5,93	-5,69	-5,48
	0,6	-2,46	-4,04	-4,76	-4,85	-4,62	-4,31	-4,06	-3,85	-3,68
	0,8	-1,32	-2,13	-2,80	-3,16	-3,21	-3,08	-2,90	-2,73	-2,59
	1,0	-0,68	-1,12	-1,70	-2,02	-2,19	-2,24	-2,16	-2,05	-1,94
5	0,2	-11,29	-11,94	-11,62	-11,35	-11,09	-10,86	-10,64	-10,45	-10,27
	0,4	-7,63	-9,99	-10,48	-9,92	-9,33	-8,86	-8,47	-8,13	-7,83
	0,6	-3,51	-5,78	-6,79	-6,93	-6,60	-6,16	-5,80	-5,50	-5,25
	0,8	-1,89	-3,04	-4,00	-4,51	-4,59	-4,41	-4,15	-3,91	-3,70
	1,0	-0,97	-1,59	-2,42	-2,88	-3,12	-3,20	-3,09	-2,93	-2,77
7,5	0,2	-16,93	-17,91	-17,43	-17,02	-16,64	-16,28	-15,96	-15,67	-15,40
	0,4	-11,45	-14,99	-15,72	-14,88	-14,00	-13,29	-12,71	-12,19	-11,74
	0,6	-5,27	-8,67	-10,19	-10,39	-9,89	-9,24	-8,70	-8,25	-7,88
	0,8	-2,83	-4,56	-5,99	-6,77	-6,88	-6,61	-6,22	-5,86	-5,55
	1,0	-1,45	-2,39	-3,64	-4,32	-4,69	-4,80	-4,63	-4,39	-4,16
10	0,2	-22,58	-23,88	-23,24	-22,69	-22,18	-21,71	-21,28	-20,89	-20,54
	0,4	-15,27	-19,99	-20,96	-19,84	-18,66	-17,72	-16,94	-16,26	-15,65
	0,6	-7,02	-11,55	-13,59	-13,86	-13,19	-12,33	-11,59	-11,00	-10,50
	0,8	-3,78	-6,08	-7,99	-9,02	-9,17	-8,81	-8,30	-7,81	-7,40
	1,0	-1,93	-3,19	-4,85	-5,76	-6,25	-6,41	-6,17	-5,86	-5,55
12,5	0,2	-28,22	-29,85	-29,05	-28,37	-27,73	-27,14	-26,61	-26,12	-25,67
	0,4	-19,08	-24,98	-26,20	-24,80	-23,33	-22,15	-21,18	-20,32	-19,57
	0,6	-8,78	-14,44	-16,98	-17,32	-16,49	-15,41	-14,49	-13,74	-13,13
	0,8	-4,72	-7,60	-9,99	-11,28	-11,47	-11,01	-10,37	-9,76	-9,25
	1,0	-2,42	-3,98	-6,06	-7,20	-7,81	-8,01	-7,71	-7,32	-6,93
15	0,2	-33,87	-35,82	-34,86	-34,04	-33,27	-32,57	-31,93	-31,34	-30,80
	0,4	-22,90	-29,98	-31,45	-29,76	-28,00	-26,57	-25,41	-24,38	-23,48
	0,6	-10,53	-17,33	-20,38	-20,78	-19,79	-18,49	-17,39	-16,49	-15,75
	0,8	-5,66	-9,12	-11,99	-13,54	-13,76	-13,22	-12,44	-11,72	-11,10
	1,0	-2,90	-4,78	-7,27	-8,64	-9,37	-9,61	-9,26	-8,79	-8,32
17,5	0,2	-39,51	-41,79	-40,68	-39,71	-38,82	-38,00	-37,25	-36,57	-35,94
	0,4	-26,72	-34,98	-36,69	-34,72	-32,66	-31,00	-29,65	-28,45	-27,39
	0,6	-12,29	-20,22	-23,78	-24,25	-23,09	-21,57	-20,29	-19,24	-18,38
	0,8	-6,61	-10,65	-13,99	-15,79	-16,05	-15,42	-14,52	-13,67	-12,95
	1,0	-3,39	-5,58	-8,48	-10,09	-10,93	-11,21	-10,80	-10,25	-9,70
20	0,2	-45,16	-47,76	-46,49	-45,39	-44,36	-43,42	-42,57	-41,79	-41,07
	0,4	-30,53	-39,97	-41,93	-39,68	-37,33	-35,43	-33,88	-32,51	-31,31
	0,6	-14,04	-23,11	-27,17	-27,71	-26,38	-24,65	-23,19	-21,99	-21,00
	0,8	-7,55	-12,17	-15,98	-18,05	-18,35	-17,62	-16,59	-15,62	-14,81
	1,0	-3,87	-6,37	-9,70	-11,53	-12,49	-12,81	-12,34	-11,71	-11,09

Fonte: Autor (2017)

Tabela 55 - Momento fletor na ligação devido ao peso próprio da parede para um solo com $k_s = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
3,5	0,2	-6,90	-6,79	-6,57	-6,38	-6,21	-6,06	-5,92	-5,80	-5,69
	0,4	-4,92	-5,88	-5,63	-5,21	-4,89	-4,64	-4,42	-4,23	-4,06
	0,6	-2,53	-3,50	-3,85	-3,63	-3,35	-3,12	-2,93	-2,78	-2,65
	0,8	-1,29	-2,00	-2,44	-2,51	-2,38	-2,21	-2,07	-1,94	-1,85
	1,0	-0,71	-1,15	-1,51	-1,70	-1,72	-1,65	-1,54	-1,45	-1,37
5	0,2	-9,86	-9,70	-9,39	-9,12	-8,87	-8,66	-8,46	-8,29	-8,13
	0,4	-7,02	-8,40	-8,04	-7,45	-6,99	-6,62	-6,31	-6,04	-5,80
	0,6	-3,61	-5,00	-5,49	-5,19	-4,78	-4,45	-4,19	-3,98	-3,79
	0,8	-1,84	-2,86	-3,48	-3,59	-3,40	-3,16	-2,95	-2,78	-2,64
	1,0	-1,01	-1,64	-2,16	-2,43	-2,46	-2,35	-2,21	-2,07	-1,96
7,5	0,2	-14,79	-14,55	-14,08	-13,67	-13,31	-12,98	-12,69	-12,43	-12,19
	0,4	-10,54	-12,60	-12,06	-11,17	-10,48	-9,93	-9,46	-9,06	-8,70
	0,6	-5,42	-7,51	-8,24	-7,78	-7,17	-6,68	-6,29	-5,97	-5,69
	0,8	-2,76	-4,29	-5,22	-5,38	-5,10	-4,74	-4,43	-4,17	-3,96
	1,0	-1,52	-2,46	-3,24	-3,65	-3,69	-3,53	-3,31	-3,10	-2,93
10	0,2	-19,71	-19,39	-18,77	-18,23	-17,74	-17,31	-16,92	-16,57	-16,25
	0,4	-14,05	-16,80	-16,07	-14,89	-13,98	-13,25	-12,62	-12,08	-11,60
	0,6	-7,23	-10,01	-10,99	-10,38	-9,56	-8,90	-8,38	-7,96	-7,58
	0,8	-3,68	-5,72	-6,96	-7,17	-6,80	-6,32	-5,90	-5,56	-5,28
	1,0	-2,02	-3,28	-4,32	-4,87	-4,92	-4,71	-4,41	-4,14	-3,91
12,5	0,2	-24,64	-24,24	-23,46	-22,79	-22,18	-21,64	-21,15	-20,71	-20,31
	0,4	-17,56	-21,00	-20,09	-18,61	-17,47	-16,56	-15,77	-15,10	-14,50
	0,6	-9,03	-12,51	-13,74	-12,97	-11,95	-11,13	-10,48	-9,94	-9,48
	0,8	-4,60	-7,16	-8,70	-8,96	-8,51	-7,90	-7,38	-6,95	-6,60
	1,0	-2,53	-4,10	-5,40	-6,08	-6,15	-5,89	-5,51	-5,17	-4,89
15	0,2	-29,57	-29,09	-28,16	-27,35	-26,62	-25,97	-25,38	-24,86	-24,38
	0,4	-21,07	-25,20	-24,11	-22,34	-20,97	-19,87	-18,93	-18,11	-17,41
	0,6	-10,84	-15,01	-16,48	-15,57	-14,34	-13,36	-12,58	-11,93	-11,38
	0,8	-5,52	-8,59	-10,44	-10,76	-10,21	-9,48	-8,85	-8,33	-7,92
	1,0	-3,03	-4,92	-6,48	-7,30	-7,39	-7,06	-6,62	-6,21	-5,87
17,5	0,2	-34,50	-33,94	-32,85	-31,91	-31,05	-30,29	-29,61	-29,00	-28,44
	0,4	-24,59	-29,41	-28,13	-26,06	-24,46	-23,18	-22,08	-21,13	-20,31
	0,6	-12,64	-17,52	-19,23	-18,16	-16,73	-15,58	-14,67	-13,92	-13,27
	0,8	-6,44	-10,02	-12,18	-12,55	-11,91	-11,06	-10,33	-9,72	-9,24
	1,0	-3,54	-5,74	-7,56	-8,52	-8,62	-8,24	-7,72	-7,24	-6,85
20	0,2	-39,43	-38,79	-37,54	-36,46	-35,49	-34,62	-33,85	-33,14	-32,50
	0,4	-28,10	-33,61	-32,15	-29,78	-27,96	-26,49	-25,24	-24,15	-23,21
	0,6	-14,45	-20,02	-21,98	-20,75	-19,12	-17,81	-16,77	-15,91	-15,17
	0,8	-7,36	-11,45	-13,92	-14,34	-13,61	-12,64	-11,80	-11,11	-10,56
	1,0	-4,05	-6,56	-8,64	-9,73	-9,85	-9,42	-8,82	-8,28	-7,83

Fonte: Autor (2017)

Tabela 56 - Momento fletor na ligação devido ao peso próprio da parede para um solo com $k_s = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
3,5	0,2	-5,72	-5,48	-5,27	-5,09	-4,93	-4,80	-4,68	-4,57	-4,47
	0,4	-4,44	-4,63	-4,22	-3,89	-3,64	-3,44	-3,27	-3,12	-2,99
	0,6	-2,22	-2,95	-2,90	-2,63	-2,41	-2,25	-2,12	-2,01	-1,91
	0,8	-1,19	-1,75	-1,94	-1,86	-1,70	-1,57	-1,47	-1,39	-1,32
	1,0	-0,69	-1,08	-1,31	-1,34	-1,27	-1,17	-1,09	-1,02	-0,97
5	0,2	-8,17	-7,82	-7,53	-7,27	-7,05	-6,85	-6,68	-6,52	-6,38
	0,4	-6,34	-6,61	-6,02	-5,56	-5,20	-4,91	-4,67	-4,46	-4,27
	0,6	-3,17	-4,21	-4,14	-3,76	-3,45	-3,21	-3,03	-2,86	-2,73
	0,8	-1,70	-2,50	-2,78	-2,66	-2,43	-2,24	-2,10	-1,98	-1,88
	1,0	-0,98	-1,54	-1,87	-1,92	-1,81	-1,67	-1,56	-1,46	-1,39
7,5	0,2	-12,26	-11,73	-11,29	-10,91	-10,57	-10,28	-10,02	-9,79	-9,57
	0,4	-9,51	-9,92	-9,04	-8,34	-7,81	-7,37	-7,00	-6,68	-6,41
	0,6	-4,75	-6,32	-6,21	-5,64	-5,17	-4,82	-4,54	-4,30	-4,09
	0,8	-2,55	-3,75	-4,16	-3,98	-3,65	-3,36	-3,15	-2,97	-2,82
	1,0	-1,48	-2,31	-2,81	-2,87	-2,71	-2,51	-2,33	-2,19	-2,08
10	0,2	-16,34	-15,64	-15,06	-14,54	-14,10	-13,70	-13,36	-13,05	-12,77
	0,4	-12,68	-13,23	-12,05	-11,12	-10,41	-9,82	-9,33	-8,91	-8,55
	0,6	-6,33	-8,42	-8,28	-7,51	-6,90	-6,43	-6,05	-5,73	-5,45
	0,8	-3,40	-5,00	-5,55	-5,31	-4,87	-4,48	-4,20	-3,96	-3,76
	1,0	-1,97	-3,08	-3,74	-3,83	-3,62	-3,34	-3,11	-2,92	-2,77
12,5	0,2	-20,43	-19,55	-18,82	-18,18	-17,62	-17,13	-16,70	-16,31	-15,96
	0,4	-15,85	-16,53	-15,06	-13,89	-13,01	-12,28	-11,67	-11,14	-10,68
	0,6	-7,91	-10,53	-10,34	-9,39	-8,62	-8,04	-7,56	-7,16	-6,82
	0,8	-4,25	-6,25	-6,94	-6,64	-6,08	-5,61	-5,24	-4,95	-4,70
	1,0	-2,46	-3,85	-4,68	-4,79	-4,52	-4,18	-3,89	-3,65	-3,46
15	0,2	-24,51	-23,46	-22,58	-21,81	-21,14	-20,56	-20,04	-19,57	-19,15
	0,4	-19,02	-19,84	-18,07	-16,67	-15,61	-14,73	-14,00	-13,37	-12,82
	0,6	-9,50	-12,63	-12,41	-11,27	-10,35	-9,64	-9,08	-8,59	-8,18
	0,8	-5,10	-7,51	-8,33	-7,97	-7,30	-6,73	-6,29	-5,94	-5,64
	1,0	-2,95	-4,62	-5,61	-5,75	-5,42	-5,01	-4,67	-4,38	-4,16
17,5	0,2	-28,60	-27,38	-26,35	-25,45	-24,67	-23,98	-23,38	-22,83	-22,34
	0,4	-22,19	-23,15	-21,08	-19,45	-18,22	-17,19	-16,33	-15,59	-14,95
	0,6	-11,08	-14,74	-14,48	-13,15	-12,07	-11,25	-10,59	-10,03	-9,55
	0,8	-5,95	-8,76	-9,72	-9,30	-8,51	-7,85	-7,34	-6,93	-6,58
	1,0	-3,45	-5,39	-6,55	-6,71	-6,33	-5,85	-5,45	-5,11	-4,85
20	0,2	-32,69	-31,29	-30,11	-29,08	-28,19	-27,41	-26,72	-26,09	-25,53
	0,4	-25,35	-26,45	-24,10	-22,23	-20,82	-19,65	-18,66	-17,82	-17,09
	0,6	-12,66	-16,84	-16,55	-15,03	-13,80	-12,86	-12,10	-11,46	-10,91
	0,8	-6,80	-10,01	-11,10	-10,62	-9,73	-8,97	-8,39	-7,92	-7,52
	1,0	-3,94	-6,16	-7,48	-7,67	-7,23	-6,69	-6,23	-5,84	-5,54

Fonte: Autor (2017)

Tabela 57 - Momento fletor na ligação devido à ação da carga hidrostática para um solo com $k_s = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
3,5	0,2	0,70	1,25	1,83	2,43	3,04	3,66	4,27	4,89	5,49
	0,4	2,27	3,32	4,58	5,88	7,13	8,33	9,48	10,60	11,68
	0,6	3,39	4,73	6,15	7,63	9,10	10,49	11,82	13,07	14,27
	0,8	3,86	5,47	7,00	8,50	9,99	11,44	12,82	14,13	15,37
	1,0	4,10	5,84	7,43	8,98	10,48	11,93	13,32	14,65	15,90
5	0,2	1,06	1,91	2,84	3,81	4,83	5,87	6,93	8,01	9,09
	0,4	3,42	5,08	7,09	9,22	11,31	13,36	15,38	17,37	19,34
	0,6	5,11	7,24	9,53	11,96	14,43	16,83	19,16	21,42	23,63
	0,8	5,82	8,37	10,84	13,33	15,85	18,35	20,79	23,16	25,46
	1,0	6,17	8,92	11,51	14,08	16,62	19,13	21,59	24,00	26,34
7,5	0,2	1,65	3,01	4,52	6,12	7,80	9,55	11,36	13,21	15,09
	0,4	5,33	8,01	11,28	14,78	18,27	21,75	25,20	28,66	32,10
	0,6	7,98	11,41	15,16	19,17	23,31	27,39	31,39	35,34	39,23
	0,8	9,09	13,19	17,24	21,37	25,60	29,86	34,06	38,20	42,27
	1,0	9,64	14,07	18,32	22,58	26,85	31,13	35,38	39,59	43,73
10	0,2	2,25	4,11	6,20	8,42	10,77	13,24	15,78	18,41	21,09
	0,4	7,25	10,93	15,47	20,35	25,23	30,13	35,02	39,94	44,87
	0,6	10,85	15,59	20,79	26,39	32,19	37,95	43,63	49,26	54,83
	0,8	12,36	18,02	23,64	29,42	35,36	41,37	47,34	53,24	59,07
	1,0	13,10	19,22	25,12	31,08	37,08	43,13	49,18	55,18	61,12
12,5	0,2	2,84	5,21	7,87	10,72	13,75	16,92	20,21	23,61	27,09
	0,4	9,16	13,86	19,66	25,91	32,20	38,51	44,84	51,23	57,63
	0,6	13,72	19,76	26,42	33,60	41,08	48,50	55,86	63,17	70,43
	0,8	15,63	22,84	30,05	37,47	45,12	52,88	60,62	68,29	75,88
	1,0	16,56	24,36	31,92	39,58	47,31	55,13	62,97	70,77	78,51
15	0,2	3,43	6,31	9,55	13,02	16,72	20,60	24,64	28,81	33,09
	0,4	11,08	16,79	23,86	31,48	39,16	46,90	54,66	62,51	70,40
	0,6	16,59	23,94	32,05	40,82	49,96	59,06	68,10	77,09	86,03
	0,8	18,89	27,66	36,45	45,51	54,88	64,39	73,89	83,33	92,69
	1,0	20,03	29,51	38,72	48,08	57,55	67,13	76,76	86,36	95,90
17,5	0,2	4,03	7,41	11,23	15,33	19,69	24,29	29,06	34,01	39,09
	0,4	12,99	19,72	28,05	37,04	46,12	55,28	64,48	73,80	83,17
	0,6	19,46	28,11	37,68	48,04	58,84	69,62	80,33	91,01	101,63
	0,8	22,16	32,49	42,85	53,56	64,63	75,90	87,17	98,37	109,50
	1,0	23,49	34,65	45,52	56,58	67,78	79,13	90,55	101,95	113,29
20	0,2	4,62	8,51	12,91	17,63	22,66	27,97	33,49	39,21	45,09
	0,4	14,91	22,65	32,24	42,61	53,09	63,67	74,30	85,08	95,93
	0,6	22,32	32,29	43,31	55,25	67,73	80,18	92,57	104,92	117,24
	0,8	25,43	37,31	49,25	61,60	74,39	87,41	100,45	113,42	126,31
	1,0	26,95	39,80	52,32	65,08	78,01	91,13	104,34	117,54	130,68

Fonte: Autor (2017)

Tabela 58 - Momento fletor na ligação devido à ação da carga hidrostática para um solo com $k_s = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
3,5	0,2	0,82	1,45	2,10	2,78	3,46	4,15	4,83	5,50	6,16
	0,4	2,35	3,58	4,97	6,32	7,60	8,84	10,04	11,19	12,29
	0,6	3,39	4,86	6,39	7,94	9,43	10,83	12,16	13,43	14,64
	0,8	3,87	5,51	7,09	8,67	10,21	11,67	13,05	14,36	15,60
	1,0	4,09	5,83	7,48	9,06	10,60	12,08	13,48	14,80	16,06
5	0,2	1,24	2,22	3,26	4,36	5,49	6,65	7,82	9,01	10,21
	0,4	3,55	5,48	7,70	9,90	12,06	14,18	16,28	18,34	20,36
	0,6	5,11	7,42	9,89	12,45	14,95	17,37	19,72	22,01	24,24
	0,8	5,84	8,42	10,99	13,60	16,19	18,71	21,16	23,53	25,83
	1,0	6,17	8,92	11,58	14,21	16,81	19,37	21,85	24,26	26,60
7,5	0,2	1,94	3,50	5,18	6,98	8,87	10,82	12,82	14,87	16,95
	0,4	5,54	8,64	12,25	15,88	19,48	23,08	26,67	30,25	33,80
	0,6	7,97	11,71	15,74	19,96	24,16	28,26	32,31	36,30	40,25
	0,8	9,11	13,27	17,48	21,80	26,16	30,46	34,67	38,82	42,89
	1,0	9,63	14,07	18,42	22,79	27,16	31,52	35,80	40,01	44,16
10	0,2	2,64	4,78	7,10	9,61	12,25	14,99	17,82	20,72	23,69
	0,4	7,53	11,80	16,79	21,86	26,91	31,98	37,07	42,16	47,25
	0,6	10,84	15,99	21,58	27,47	33,36	39,16	44,90	50,60	56,26
	0,8	12,38	18,13	23,97	30,01	36,13	42,20	48,18	54,10	59,95
	1,0	13,08	19,21	25,27	31,36	37,51	43,67	49,75	55,77	61,72
12,5	0,2	3,33	6,06	9,03	12,24	15,63	19,16	22,82	26,58	30,43
	0,4	9,52	14,96	21,34	27,83	34,33	40,87	47,47	54,07	60,69
	0,6	13,70	20,27	27,43	34,98	42,57	50,06	57,50	64,90	72,27
	0,8	15,66	22,98	30,46	38,22	46,10	53,94	61,69	69,38	77,01
	1,0	16,54	24,35	32,11	39,94	47,86	55,83	63,71	71,53	79,28
15	0,2	4,03	7,33	10,95	14,87	19,01	23,33	27,81	32,43	37,17
	0,4	11,51	18,12	25,89	33,81	41,75	49,77	57,86	65,99	74,14
	0,6	16,57	24,55	33,27	42,50	51,78	60,95	70,09	79,19	88,28
	0,8	18,93	27,83	36,95	46,42	56,06	65,68	75,20	84,67	94,07
	1,0	20,00	29,50	38,95	48,52	58,22	67,98	77,66	87,29	96,84
17,5	0,2	4,73	8,61	12,87	17,50	22,39	27,51	32,81	38,29	43,91
	0,4	13,49	21,28	30,43	39,79	49,18	58,67	68,26	77,90	87,58
	0,6	19,44	28,83	39,12	50,01	60,99	71,85	82,68	93,49	104,29
	0,8	22,20	32,69	43,44	54,63	66,03	77,42	88,71	99,95	111,13
	1,0	23,46	34,64	45,79	57,09	68,57	80,13	91,61	103,04	114,40
20	0,2	5,42	9,89	14,80	20,13	25,77	31,68	37,81	44,14	50,65
	0,4	15,48	24,44	34,98	45,76	56,60	67,57	78,66	89,81	101,02
	0,6	22,30	33,11	44,96	57,52	70,19	82,75	95,28	107,79	120,30
	0,8	25,48	37,54	49,93	62,84	76,00	89,16	102,23	115,24	128,18
	1,0	26,92	39,79	52,63	65,67	78,92	92,28	105,57	118,80	131,96

Fonte: Autor (2017)

Tabela 59 - Momento fletor na ligação devido à ação da carga hidrostática para um solo com $k_s = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
3,5	0,2	0,97	1,67	2,40	3,15	3,90	4,66	5,41	6,15	6,87
	0,4	2,47	3,88	5,33	6,71	8,04	9,32	10,55	11,73	12,86
	0,6	3,45	5,00	6,63	8,21	9,70	11,12	12,46	13,74	14,96
	0,8	3,89	5,57	7,22	8,85	10,39	11,85	13,24	14,55	15,79
	1,0	4,10	5,85	7,53	9,16	10,72	12,20	13,60	14,93	16,19
5	0,2	1,46	2,55	3,71	4,93	6,19	7,47	8,77	10,07	11,38
	0,4	3,73	5,94	8,25	10,52	12,75	14,95	17,11	19,23	21,30
	0,6	5,20	7,65	10,27	12,87	15,39	17,83	20,20	22,52	24,78
	0,8	5,87	8,51	11,18	13,87	16,48	19,01	21,46	23,84	26,16
	1,0	6,17	8,95	11,67	14,36	17,00	19,57	22,05	24,46	26,80
7,5	0,2	2,27	4,02	5,91	7,91	10,00	12,16	14,37	16,61	18,89
	0,4	5,82	9,37	13,13	16,87	20,60	24,33	28,03	31,72	35,37
	0,6	8,12	12,05	16,34	20,65	24,86	29,01	33,11	37,15	41,14
	0,8	9,16	13,42	17,79	22,24	26,63	30,94	35,16	39,33	43,42
	1,0	9,64	14,11	18,56	23,03	27,48	31,85	36,14	40,36	44,50
10	0,2	3,09	5,48	8,10	10,89	13,82	16,85	19,97	23,16	26,40
	0,4	7,91	12,79	18,01	23,22	28,46	33,71	38,96	44,21	49,44
	0,6	11,04	16,46	22,40	28,42	34,33	40,20	46,01	51,78	57,50
	0,8	12,45	18,33	24,40	30,61	36,77	42,86	48,87	54,81	60,69
	1,0	13,10	19,27	25,46	31,70	37,95	44,13	50,22	56,25	62,20
12,5	0,2	3,91	6,95	10,29	13,87	17,63	21,54	25,57	29,70	33,91
	0,4	10,00	16,22	22,88	29,58	36,31	43,09	49,89	56,70	63,51
	0,6	13,96	20,87	28,47	36,19	43,81	51,38	58,91	66,41	73,86
	0,8	15,74	23,24	31,00	38,99	46,92	54,79	62,57	70,30	77,96
	1,0	16,56	24,44	32,35	40,37	48,42	56,41	64,31	72,14	79,90
15	0,2	4,73	8,42	12,48	16,85	21,44	26,23	31,17	36,24	41,42
	0,4	12,08	19,64	27,76	35,93	44,16	52,47	60,81	69,19	77,57
	0,6	16,88	25,28	34,54	43,96	53,28	62,57	71,81	81,04	90,23
	0,8	19,03	28,14	37,61	47,36	57,07	66,72	76,28	85,78	95,23
	1,0	20,02	29,60	39,24	49,04	58,89	68,69	78,39	88,03	97,60
17,5	0,2	5,54	9,89	14,68	19,83	25,25	30,92	36,77	42,78	48,94
	0,4	14,17	23,07	32,63	42,28	52,02	61,86	71,74	81,68	91,64
	0,6	19,79	29,69	40,60	51,73	62,76	73,75	84,72	95,67	106,59
	0,8	22,32	33,05	44,21	55,73	67,22	78,64	89,98	101,27	112,50
	1,0	23,49	34,76	46,13	57,71	69,36	80,96	92,47	103,92	115,29
20	0,2	6,36	11,36	16,87	22,80	29,07	35,61	42,37	49,33	56,45
	0,4	16,26	26,49	37,51	48,63	59,87	71,24	82,67	94,17	105,71
	0,6	22,71	34,10	46,67	59,50	72,23	84,94	97,62	110,30	122,95
	0,8	25,61	37,96	50,82	64,10	77,36	90,57	103,69	116,75	129,77
	1,0	26,95	39,92	53,03	66,38	79,83	93,24	106,56	119,82	132,99

Fonte: Autor (2017)

5.5.2 Influência do diâmetro

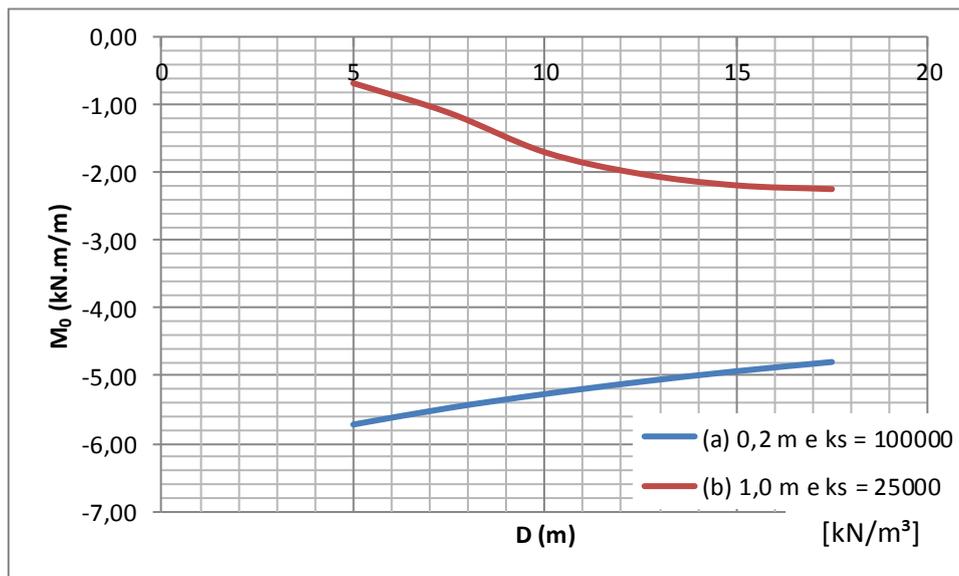
Observando as Tabelas 54 a 59, bem como aquelas referentes às espessuras da parede de 0,4 m e 0,6 m, constata-se que os momentos fletores M_0 devido ao peso próprio da parede sempre têm valores negativos. Por outro lado, os valores de M_0 são sempre positivos quando ocasionados pelo carregamento hidrostático.

Em reservatórios com placa de fundo flexível e solo com rigidez alta, situação caracterizada pelo alto valor da rigidez relativa α , observa-se que para o peso próprio da parede a tendência geral é o decréscimo do valor absoluto do momento fletor M_0 (negativo) com o aumento do diâmetro (Ver Tabelas 54 a 56).

Por outro lado, em placas de fundo rígidas em solos com rigidez baixa, situação correspondente a baixos valores da rigidez relativa α , existe a tendência geral de crescimento do valor absoluto do momento fletor M_0 (negativo) com o aumento do diâmetro. Para espessura da parede igual a 0,2 m, o valor de α correspondente à transição entre os comportamentos mencionados é aproximadamente igual a quatro, ou seja, para $\alpha \gg 4$ a tendência é de que valor absoluto de M_0 (negativo) se torne menor com o aumento do diâmetro, enquanto que para $\alpha \ll 4$, existe a tendência de crescimento do valor absoluto de M_0 (negativo) com o aumento do diâmetro.

O comportamento discutido no parágrafo anterior pode ser mais bem entendido observando-se a Figura 77 para dois casos distintos. A linha azul representa um reservatório com espessura da placa de fundo igual a 0,2 m apoiado em um solo com $k_s = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ (Neste caso tem-se $\alpha > 4$), enquanto a linha vermelha corresponde a um reservatório com espessura da placa de fundo igual a 1,0 m e $k_s = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ (Neste caso tem-se $\alpha < 4$). Em ambos os casos o reservatório tem altura igual a 3,5 m.

Figura 77 - Momento fletor na ligação parede-fundo devido ao peso próprio da parede.



Fonte: Autor (2017)

Analisando o valor absoluto de M_0 (positivo) devido às ações das cargas hidrostáticas nas Tabelas 57 a 59, percebe-se que tal valor sempre aumenta de acordo com o crescimento do diâmetro.

5.5.3 Influência da altura da parede

Observando a influência do peso próprio da parede sobre M_0 por meio das Tabelas 54 a 56 verifica-se que ocorre crescimento do valor absoluto de M_0 (negativo). Esse comportamento pode ser explicado considerando que, quando se aumenta a altura da parede ocorrem recalques maiores nas regiões de contorno da placa. Tal mecanismo traciona as faces externas da parede e as fibras inferiores da placa, ocasionando momentos negativos maiores ao longo da ligação entre a parede e a placa de fundo.

Com relação à carga hidrostática, observando-se as Tabelas 57 a 59, percebe-se que o valor absoluto de M_0 (positivo) cresce com o aumento da altura da parede. Neste caso, o aumento da altura da parede implica em cargas hidrostáticas maiores. Como as rigidezes do solo são mantidas constantes nas análises, o efeito preponderante corresponde à tendência de rotação da parede em direção à parte externa do reservatório, ocasionando valores maiores do momento fletor positivo na ligação parede-placa de fundo à medida em que se aumenta a altura da parede.

5.5.4 Influência da espessura da placa de fundo

Levando em conta o peso próprio da parede cilíndrica, o aumento da espessura da placa de fundo enrijece tal elemento estrutural de modo que o valor absoluto de M_0 (negativo) diminui. Neste caso, quando se aumenta a espessura da placa de fundo, mantendo a rigidez do solo constante, os recalques localizados nas regiões próximas às bordas devido à carga aplicada pela parede diminuem. Reduzindo dessa forma os momentos fletores negativos na ligação.

Com relação ao comportamento devido à ação da carga hidrostática (Tabelas 57 a 59), quando se aumenta a espessura do fundo, o valor absoluto do momento fletor M_0 (positivo) também cresce. Tal comportamento pode ser ocasionado pelo aumento da rigidez à flexão da placa de fundo que restringe com maior intensidade o giro da parede em direção à parte externa do reservatório e, conseqüentemente, aumenta as trações nas fibras superiores da placa e nas faces internas da parede.

Nas situações em que a espessura da placa de fundo é muito maior que aquela da parede ($t \gg h$), a relação $\frac{h}{t}$ na Expressão (151) torna-se muito pequena, podendo ser considerada zero. Neste caso, o momento fletor calculado pela referida expressão corresponde ao momento de engastamento perfeito de uma casca cilíndrica submetida ao carregamento hidrostático, o qual pode ser escrito na seguinte forma.

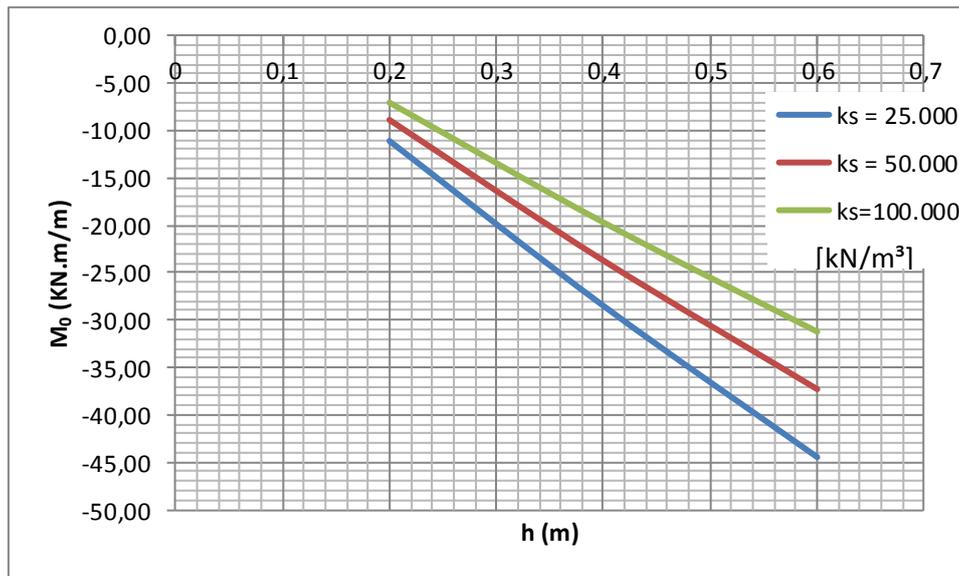
$$M_0 = \frac{\gamma_a H}{2\beta^2} - \frac{\gamma_a}{2\beta^3} \quad (157)$$

5.5.5 Influência da espessura da parede

As Tabelas 54 a 59 apresentam resultados apenas para reservatórios com paredes de espessura igual a 0,2 m. Os valores de M_0 correspondentes às outras espessuras são mostrados no Apêndice D.

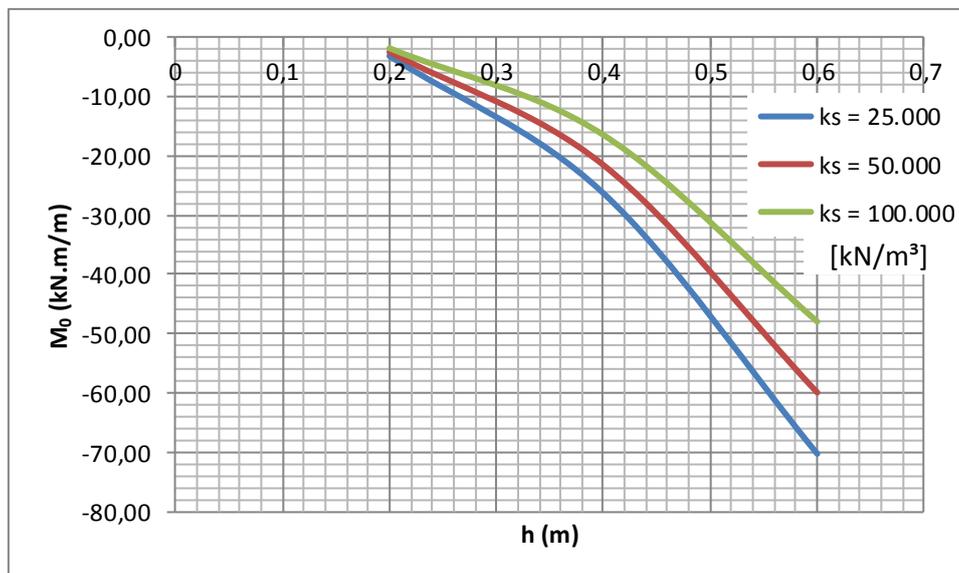
Para o peso próprio da parede, o valor absoluto do momento fletor M_0 (negativo) cresce na medida em que se aumenta a espessura da parede. As Figuras 78 e 79 mostram tal comportamento para dois reservatórios cilíndricos com altura $H = 5 m$, diâmetro $D = 15 m$ e espessuras da placa de fundo $t = 0,2m$ e $t = 1m$.

Figura 78 - Variação do momento fletor devido à ação da parede em função da espessura da mesma considerando a placa de fundo com $t = 0,2\text{ m}$.



Fonte: Autor (2017)

Figura 79 - Variação do momento fletor devido à ação da parede em função da espessura da mesma considerando a placa de fundo com $t = 1,0\text{ m}$.



Fonte: Autor (2017)

No caso da carga hidrostática, ocorre o decréscimo do valor absoluto de M_0 (positivo) com o aumento da espessura da parede.

6 CONCLUSÕES

O trabalho apresentou um estudo sobre reservatórios cilíndricos apoiados em base deformável usando teorias clássicas de placas e cascas. O comportamento do solo de fundação foi admitido como elástico linear e simulado pelo modelo de Winkler.

Vários casos de reservatórios foram analisados e os resultados apresentados mostraram que a consideração da deformabilidade do solo pode ter forte influência sobre os esforços e deslocamentos na estrutura do reservatório. Observou-se, por exemplo, que o sinal dos momentos fletores próximos à ligação parede-placa de fundo depende do grau de deformabilidade do solo. Além do momento fletor, o esforço normal anelar também é fortemente influenciado pelas condições de rigidez do solo. Em todos os casos analisados percebeu-se que o esforço normal máximo aumenta à medida que esta rigidez diminui. Em dois dos exemplos apresentados, foram observados valores máximos dos esforços normais na parede superiores a aproximadamente 40% e 45 %, respectivamente, em relação àqueles obtidos com a hipótese de base infinitamente rígida.

Estas informações são bastante relevantes para a prática de projetos de reservatórios de superfície e evidencia a necessidade de se reproduzir com fidelidade as condições da base de fundação consideradas na análise estrutural.

Para as ligações cobertura-anel eanel-parede em reservatórios de parede longa, os esforços hiperestáticos praticamente não sofrem influência da deformabilidade do solo. No caso de um reservatório curto apoiado em uma base infinitamente rígida obteve-se um esforço horizontal na ligação anel-parede 23% maior do que naquele apoiado em base elástica. Foi evidenciado que os esforços hiperestáticos nas ligações parede-anel eanel-cobertura do reservatório diminuem com o aumento da deformabilidade do solo. Por outro lado, as forças e os momentos radiais distribuídos ao longo do eixo do anel aumentam com a redução da rigidez da base de fundação.

Análises comparativas de resultados dos reservatórios estudados confirmaram a ocorrência de diferenças relevantes entre os esforços hiperestáticos nas ligações obtidos por meio das expressões deduzidas para os casos de parede longa e parede curta quando o parâmetro $\beta H < \pi$. Ressalta-se que neste caso foi encontrada diferença na ordem de 60% para o esforço hiperestático horizontal na ligação superior anel-parede. Estes

resultados confirmam que para reservatórios com $\beta H > \pi$ pode-se desprezar a dependência entre as bordas inferior e superior da parede do reservatório.

Por último, foi feito um estudo paramétrico do momento fletor na ligação parede-fundo variando-se as dimensões geométricas do reservatório e considerando três valores de rigidez do solo. Os resultados deste estudo, relativos ao momento fletor na ligação parede-placa de fundo, estão sintetizados na Tabela 60 em função de um parâmetro α relacionado com a rigidez relativa entre a placa de fundo e o solo. Na construção desta tabela admitiu-se que as dimensões geométricas do reservatório são crescentes. Os sinais de positivo e negativo denotam o sentido do momento fletor na ligação provocado pelo carregamento analisado e as setas indicam o sentido de crescimento do valor absoluto do esforço. Por exemplo, para o caso da carga hidrostática, o valor absoluto do momento fletor positivo tende a crescer com o aumento da altura da parede e diminuir com a espessura da mesma.

Tabela 60 - Conclusões relativas à análise paramétrica.

		Sentido de crescimento do valor absoluto do momento fletor na ligação				
		Parâmetro influente				
		Diâmetro		Altura	Espessura do fundo	Espessura da parede
		$\rho/\alpha < \text{limite}$	$\rho/\alpha > \text{limite}$			
Carregamento	Peso próprio da parede	- ↑	- ↓	- ↑	- ↓	- ↑
	Carga hidrostática	+ ↑	+ ↑	+ ↑	+ ↑	+ ↓

Fonte: Autor (2017)

6.1 Sugestão de trabalhos futuros

Seguem algumas sugestões de trabalhos futuros relacionadas ao tema aqui estudado:

- Considerar outros tipos de carregamentos atuantes como: retração, fluência, carregamento de vento e efeitos da temperatura, assim como, diferentes vinculações da parede com a placa de fundo (articulação, pé-deslizante, etc.);
- Desenvolver um estudo numérico utilizando Método dos Elementos Finitos para determinar a influência do solo nos esforços e deslocamentos, assim como,

analisar o grau de aproximação de procedimentos simplificados utilizados na prática de projetos de reservatórios.

- c) Estudar a influência do prolongamento da placa de fundo sobre a distribuição das pressões no solo e, conseqüentemente, dos esforços atuantes ao longo dos elementos que constituem os reservatórios de superfície.
- d) Estudar o problema de Mecânica do Contato entre a placa de fundo e o solo quando este é modelado com molas elásticas distribuídas continuamente (Modelo de Winkler).

REFERÊNCIAS

- ALVES, L. **Tanques de armazenamento em concreto protendido para petróleo, derivados e biocombustíveis**. Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 315-99. **Details and detailing of concrete reinforcement**. Washington D. C. 1999
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318R-05. **Building code requirements for structural concrete**. Washington D. C., 2005
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 350/350R-01. **Code requirements for environmental engineering concrete structures**. Washington D. C., 2011
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 372R-00. **Desing and construction of circular wire and strand wrapped prestressed concrete structures**. Washington D. C., 2000
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 373R-01. **Desing and construction of circular prestressed concrete structures with circunferencial tendons**. Washington D. C., 1997
- AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. API 620. **Desing and construction of large welded low pressure storage tanks**. Washington D. C., 2002
- ANTONIAZZI, J. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS . NBR 6118. **Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- BAKER, E. H. *et al.* **Shell analysis manual**. National Aeronautics and Space Administration. Washington D. C., 1968.
- BELLUZZI, O. **Ciência de la construccion**. Madrid: Aguilar, 1967. Vol. 3.
- BILLINGTON, D. P. **Thin shell concrete strutures**. 2nd ed. New York : McGraw-Hill Book., 1982.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS 8007. **Desing of concrete structures for retaining aqueous liquids**. 1987.
- BUREAL OF INDIAN STANDARDS. IS 3370-1. **Code of practice concrete structures forthe storage of liquids, part 1: general requirements**
- BUZOLIN. **Fôrmas trepantes**. Disponível em < <http://www.buzolin.com.br/>>. Acesso em: 11 de Fevereiro de 2017
- CIRIA C660. **Early-age thermal crack control**. London, 2007.

CRUZ, F. O. **Aspectos de análise e concepção para reservatórios de betão armado.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de Aveiro, Aveiro, 2009.

CROM. **Watertight prestressed concrete tanks.** Disponível em <http://www.cromcorp.com/resources/photo-gallery/>. Acesso em 11/05/2017.

DEHADRAI, V.P. INGLE, R.K. Cylindrical water tanks resting on soil of varying stiffness. **Practice Periodical on Structural Design and Construction**, v. 21, n. 3, p. 04016006-1–04016006-6, 2016.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EC2-1. **Design of concrete structures- part 1-1: general rules and rules for buildings.** Bruxelas, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EC2-3. **Design of concrete structures- part 1-3: liquid retaining and containment structures.** Bruxelas, 2006.

GUIMARÃES, A. E. P. **Indicações para projeto e execução de reservatórios cilíndricos em concreto armado.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

HAUSO, A. **Analysis methods for thin concrete shells of revolution.** Master's Thesis - Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, 2014.

IBRACON. **Concreto: ciência e tecnologia.** São Paulo, 2011 Vol. 1

LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. **Construções em concreto: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado (Traduzido).** Rio de Janeiro: Editora Interferência, 1978. Vol. 3

LIMA JUNIOR, E. T. **Contribuição ao projeto estrutural de reservatórios cilíndricos elevados em concreto armado.** Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2004.

MENDES, P. A. M. **Estruturas especiais e fundações: reservatórios em betão armado, análise estrutural e dimensionamento.** Lisboa : ICIST, 2001a.

MENDES, P. A. M. **Estruturas especiais e fundações: chaminés: análise estrutural e dimensionamento.** Lisboa : ICIST, 2001b.

MENESES, M. B. B. **Análise e dimensionamento estrutural de reservatório cilíndrico em concreto armado.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de Lisboa, Lisboa, 2013.

MEZAINI, N. Effects of soil-structure interaction on the analysis of cylindrical tanks. **Practice Periodical on Structural Design and Construction**, v. 11, n. 1, p. 50-57, 2006.

MISTRICOVÁ, Z.; JENDZELOVSKY, N. Static analysis of the cylindrical tank resting various types of subsoil. **Journal of Civil Engineering and Management**, v. 18, n. 5, p. 744-751, 2012.

NAWY, E. G. **Prestressed concrete: a fundamental approach**. 5^a ed. New Jersey: Prentice Hall, 2010

PANIAGO, D. G. **Análise estrutural de reservatórios enterrados de argamassa armada com telas de aço soldadas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

PEREIRA, A. R. C. P. S. **Análise de reservatórios circulares pré-fabricados de betão armado, pós-tensionados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2010.

PINI. **Fôrmas deslizantes**. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/8/formas-deslizantes-muito-utilizada-quando-o-cronograma-da-obra-239367-1.aspx>>. Acesso em: 11 de Fevereiro de 2017.

PRECAST CONCRETE INSTITUTE (PCI). **Precast and prestressed concrete**. 6^a ed. Illinois, 2004.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA). **Desing of circular domes**. Illinois, 1992.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA). **Circular concrete tanks: without prestressing**. Illinois, 1993.

RAO, K. **Foundation design: theory and practice**. Malaysia: Jhon Wiley e Sons Pte Ltd, 2011.

SILOS DO BRASIL. **Fôrmas deslizantes**. Disponível em <http://www.silosbrasil.com.br/fotos?lightbox=image_10xy>. Acesso em: 11 de Fevereiro de 2017.

Sustainable Constructions Under Natural Hazards and Catastrophic Events. **Tanks and pipelines**. 2014

STATEWIDE CONCRETE TANKS (SWCT). **Residencial concrete tanks**. Disponível em <http://www.statewideconcretetanks.com/our_trucks_teams>. Acesso em 22 de Maio de 2017.

TIMOSHENKO, S.; KRIEGRER, S. W. **Theory of plates and shells**. McGraw-Hill. 1987.

VASCONCELOS, Z. L. **Critérios para projetos de reservatórios paralelepípedicos elevados de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

VENTURINI, W. S. **Contribuição ao dimensionamento de reservatórios cilíndricos protendidos**. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 1977.

VICHARE, S.; INAMDAR., M. An analytical solution for cylindrical concrete tank on deformable soil. **International Journal of Advanced Structural Engineering**, v. 2, n. 1, p. 69-90, 2010.

VIEIRA, O. F. **A Consideração de deformações impostas no projecto de tanques.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior Técnico de Lisboa, Lisboa, 2011.

APÊNDICE A – DIRETRIZES DE PROJETO

A.1 Considerações gerais

Este apêndice apresenta aspectos importantes que devem ser considerados no projeto estrutural de reservatórios cilíndricos relativos ao atendimento à segurança e ao bom desempenho estrutural. Para isso são apresentadas algumas prescrições de normas brasileiras e, além disso, busca-se reproduzir informações relacionadas a diretrizes e práticas recomendadas pelas principais normas internacionais.

Adicionalmente, faz-se uma breve discussão sobre boas práticas de projeto e aspectos construtivos recomendados por publicações de autores que estudam o tema. As abordagens feitas neste apêndice se restringem à parede e à placa de fundo, por serem os elementos que apresentam maior importância estrutural.

A NBR 6118 (2014) estabelece que uma estrutura de concreto armado deve obedecer a requisitos mínimos de qualidade relacionados com a capacidade resistente, o desempenho em serviço e a durabilidade.

A verificação da capacidade resistente consiste basicamente em atender aos critérios de segurança à ruptura. O desempenho em serviço busca manter a estrutura em condições plenas de utilização durante a vida útil, não podendo apresentar danos que comprometam parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada. Finalmente, a exigência de durabilidade consiste na capacidade da estrutura em resistir às influências ambientais previstas sem danificar o concreto armado (NBR 6118, 2014).

Quanto aos critérios que visam a durabilidade, já foi mencionado que a NBR 6118 (2014) recomenda a adoção de cobrimento nominal de 5 *cm* no caso de reservatórios. A mesma norma também afirma que os concretos devem estar contidos na classe C40 ou superior e a relação água cimento deve ser inferior a 0,45. Isso contribui para a redução da porosidade do concreto e, conseqüentemente, diminui a penetração de agentes agressivos.

A capacidade resistente é verificada por meio do correto dimensionamento dos elementos estruturais levando em conta, de forma adequada, os esforços solicitantes.

Também deve ser analisada a segurança da estrutura à flutuação e a ações sísmicas, caso haja probabilidade de ocorrência dessas ações.

O atendimento ao desempenho em serviço em reservatórios está relacionado principalmente à formação de fissuras, a qual se dá destaque especial neste apêndice. Este fenômeno além de causar incômodo aos usuários pode comprometer o adequado funcionamento, caso os limites aceitáveis sejam ultrapassados.

A.2 Principais causas de fissuração em reservatórios

Os reservatórios estão expostos a diversas ações que podem causar a fissuração. As normas impõem limites para a abertura de fissuras de modo que não haja desconforto ao usuário e também para que não ocorra perda de funcionalidade.

As ações externas são as causas mais conhecidas de propagação de fissuras. Porém, existem muitas outras fontes de solicitações indiretas que induzem tensões internas no concreto que findam por ultrapassar a resistência à tração do mesmo. Algumas dessas causas são: retração por sedimentação, retração hidráulica e química; restrições e gradiente térmico.

A retração por sedimentação, como o próprio nome indica, ocorre pela sedimentação dos componentes sólidos do concreto pela ação da gravidade. O material mais pesado tende a sedimentar na pasta e como é impedido pela armadura, pode ocorrer o aparecimento de fissuras.

A retração hidráulica está associada à perda de água para o meio ambiente. O fenômeno ocorrerá caso não seja feita uma adequada cura do concreto (IBRACON, 2011).

IBRACON (2011) afirma que a retração química ocorre em função da reação química entre o cimento e a água a qual se dá com redução de volume. Esse fenômeno é tanto maior quanto for a temperatura do ambiente. Porém, dentre os fenômenos de retração, a retração química é considerada como a menos expressiva entre as citadas, causando menos danos à estrutura.

Outro aspecto importante que deve ser levado em conta como causador de fissuras é o gradiente térmico entre as faces da parede do reservatório. Geralmente essas estruturas

armazenam líquidos com temperaturas diferentes daquela do ambiente. Mesmo a água armazenada normalmente pode chegar a uma temperatura de 80°C.

A diferença de temperatura entre as faces da parede introduz deformações diferentes entre as mesmas ocasionando tensões distintas. Em muitos casos, para simular esse efeito, aplica-se um momento fletor circunferencial equivalente que cause o estado de tensão semelhante ao induzido pelo gradiente térmico (CARMONA, 2005).

Por último, a fissuração pode acontecer devido a restrições de outros elementos estruturais. No caso de reservatórios, a parede pode dilatar-se ou contrair-se quando exposta ao ambiente. Nessa situação, como a placa de fundo tem rigidez elevada em seu plano, ela impõe restrições à parede que não consegue se movimentar livremente, causando tensões de tração que podem, eventualmente, ultrapassar a resistência à tração do concreto. Esse assunto será abordado com mais detalhes adiante.

A.3 Verificação do estado de fissuração

Por ser o concreto um material com certo grau de porosidade, está sujeito à penetração de elementos agressivos em seu interior. A permeabilidade do concreto depende também da pressão do líquido ao qual o mesmo está exposto, pois, para certas dimensões dos poros os canais só se abrem sobre determinadas pressões.

A fissuração do concreto ocorre após as tensões de tração atuantes ultrapassarem a resistência à tração do material. Segundo a NBR 6118 (2014) verificam-se os estados limites de formação e abertura de fissuras por meio da combinação frequente de ações.

O nível de fissuração em reservatórios torna-se importante, pois, além da possibilidade de contaminação do líquido armazenado, a estrutura pode se tornar suscetível a ataques de agentes agressivos implicando em risco de corrosão na armadura e deterioração do concreto. Dessa forma, é de fundamental importância garantir o atendimento aos estados limites de fissuração.

Por ser uma estrutura de armazenagem de líquidos, os reservatórios requerem muito mais cuidados quanto ao grau de fissuração que as estruturas usuais. A NBR 6118 (2014) não apresenta informações específicas quanto aos limites de abertura de fissuras para reservatórios. A recomendação trazida pela norma é de que os reservatórios devem

ser considerados com CAA IV, porém, o limite de abertura de fissuras deve, ainda, ser mais rigoroso como pode ser constatado no item 13.4.3:

“No caso das fissuras afetarem a funcionalidade da estrutura, como, por exemplo, no caso da estanqueidade de reservatórios, devem ser adotados limites menores para abertura de fissuras. Para controles mais efetivos da fissuração nessas estruturas, é conveniente usar protensão”. (NBR 6118, 2014)

Em IBRACON (*apud* CARMONA, 2005) afirma que os limites sugeridos para abertura de fissuras ainda representam riscos em estruturas de reservatórios. Carmona (2005) cita autores que recomendam abertura máxima de 0,1 mm e afirma que códigos internos de empresas de abastecimento brasileiras adotam o limite de 0,05 mm.

O EC2-3 (1992) vai mais afundo nesse aspecto. O código mencionado apresenta uma classificação das estruturas de retenção de líquidos em relação ao grau de vazamento permitido como pode ser visto na Tabela 2 do Capítulo 2. O grau de exigência quanto ao nível de fissuração depende da classe na qual a estrutura se enquadra, como expresso a seguir:

- a) Classe 0 – adota-se o procedimento e os limites usuais de verificação de fissuras dado pela norma europeia;
- b) Classe 1 – algumas fissuras são permitidas, porém, as que atravessam toda a seção são limitadas a w_{k1} ;
- c) Classe 2 – fissuras que atravessem toda a seção devem ser evitadas, a menos que sejam tomados cuidados especiais, como impermeabilização da estrutura;
- d) Classe 3 – qualquer tipo de fissura deve ser evitado e, além disso, é recomendável lançar mão artifícios como impermeabilização ou protensão.

O valor de w_{k1} é estabelecido de acordo com o país europeu onde a estrutura será executada. Porém, em geral, os valores são definidos por meio da relação entre a altura do conteúdo armazenado e a espessura da parede do reservatório (H_{liq}/h). Sem valores mais precisos, pode-se adotar $w_{k1} = 0,2$ mm para $H_{liq}/h \leq 5$ e $w_{k1} = 0,05$ mm para $H_{liq}/h \geq 35$. Para valores intermediários, pode ser feita interpolação linear.

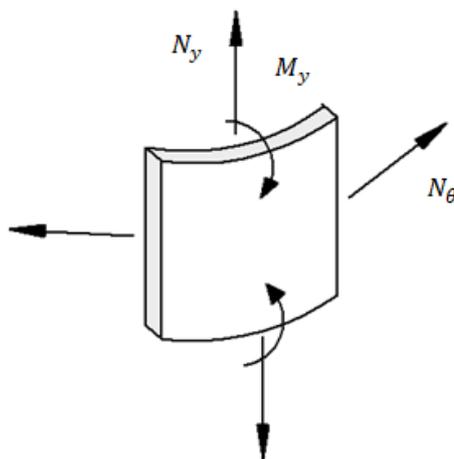
Ainda segundo o EC2-3 (1992), para garantir que as fissuras não se estenderão por toda a espessura da peça pode-se calcular a profundidade da linha neutra, por meio da combinação quase-permanente, e comparar com um valor $x_{mín}$, pois a região acima desse limite estará comprimida e conseqüentemente desprovida de fissuras.

O valor de $x_{mín}$ é estabelecido de acordo com o país onde a estrutura será executada, porém, o valor recomendado pelo EC2-3 (1992) é o menor entre 50 mm e $0,2h$, onde h é a espessura do elemento.

A.3.1 Verificação do estado limite de formação de fissura

No Capítulo 3 foram estudados os esforços atuantes na parede do reservatório por meio da teoria clássica das cascas delgadas. Para carregamentos de revolução, pode-se considerar, para efeitos de dimensionamento, a flexão composta na direção y (M_y e N_y) e a tração centrada na direção θ (N_θ) (Figura A.1).

Figura A.1 - Principais carregamentos incidentes em paredes de reservatórios.



Fonte: Autor (2017)

A verificação de formação de fissuras prevista pela NBR 6118 (2014) considera o elemento estrutural submetido à flexão. Portanto, a verificação aqui reproduzida será utilizada apenas para analisar a formação de fissuras ocasionadas pelo momento fletor agindo na direção y (M_y). A mesma verificação pode ser feita em relação aos momentos atuantes na placa de fundo.

A análise é feita considerando uma faixa de largura unitária. Segundo a NBR 6118 (2014) a formação de fissura deve ser verificada por meio da combinação frequente, a qual pode ser escrita da seguinte forma:

$$M_{d,ser} = \sum M_{gik} + \psi_1 M_{q1k} + \sum \psi_{2j} M_{qjk} \quad (\text{A.1})$$

O fenômeno de formação de fissuras ocorre na passagem do estágio I para o estágio II que se verificar para o momento:

$$M_{rc} = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t} \quad (\text{A.2})$$

sendo:

$\alpha = 1,5$, para seções retangulares e $1,2$ para seções T ;

y_t - distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

I_c - momento de inércia da seção bruta de concreto;

$f_{ct} = f_{ctk,inf}$, para determinação do momento de fissuração no estado limite de formação de fissura;

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ctm} \quad (\text{A.3})$$

em que $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$. A unidade de f_{ck} é MPa .

No caso de uma seção transversal retangular com largura b e altura h , tem-se:

$$M_{rc} = 0,25 f_{ct} b h^2 \quad (\text{A.4})$$

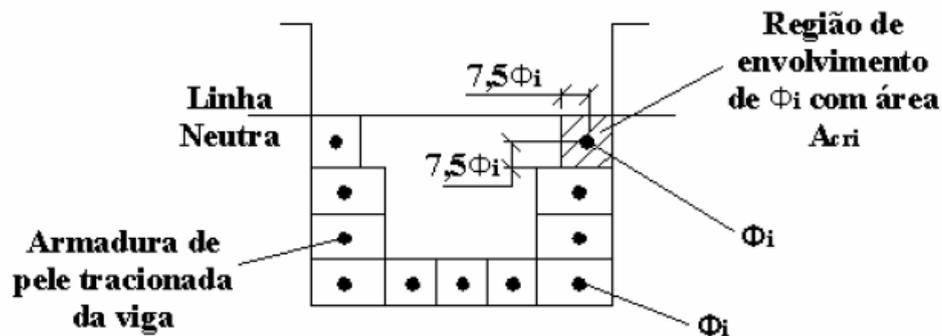
Caso $M_{d,ser}$ seja maior que M_{rc} a seção estará trabalhando no estágio II e, portanto, se encontrará fissurada.

A.3.2 Estimativa da abertura de fissuras

A verificação da estimativa da abertura de fissuras é exigida pela NBR 6118 (2014) com o intuito de limitar as espessuras de eventuais fissuras que venham a ocorrer em peças

de concreto armado. Considerando um grupo de armaduras em uma seção transversal, admite-se que uma área A_{cri} do concreto é protegida por cada barra presente em tal seção transversal. Esta área é demarcada por retângulos cujos lados são limitados a $7,5 \phi_i$ do eixo da barra, como mostra a Figura A.2.

Figura A.2 - Concreto de envolvimento da armadura.



Fonte: NBR 6118 (2014)

A estimativa da abertura de fissura pode ser determinada por duas formulações: sistemática e assistemática. A NBR 6118 (2014) prescreve que o valor característico da abertura de fissuras pode ser adotado como o menor daqueles obtidos pelas seguintes expressões:

- Sistemático

$$w_k = \frac{\phi_i \sigma_{si}}{12\eta_1 E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (\text{A.5})$$

- Assistemático

$$w_k = \frac{\phi_i \sigma_{si} 3\sigma_{si}}{12\eta_1 E_{si} f_{ctm}} \quad (\text{A.6})$$

em que:

ρ_{ri} - taxa de armadura em relação à área de envolvimento da armadura A_{cri} ;

ϕ_i - diâmetro da barra analisada;

E_{si} - módulo de elasticidade do aço da barra considerada;

σ_{si} - tensão de tração no centro de gravidade da barra analisada.

η_i - coeficiente de conformação superficial da barra.

A tensão σ_{si} deve ser determinada de acordo com a sollicitação a qual a peça está submetida. Quando a flexão é predominante, usa-se a resistência dos materiais com a seção homogeneizada ($\alpha_e = 15$) para definir a expressão. Considerando a peça no estágio II, tem-se:

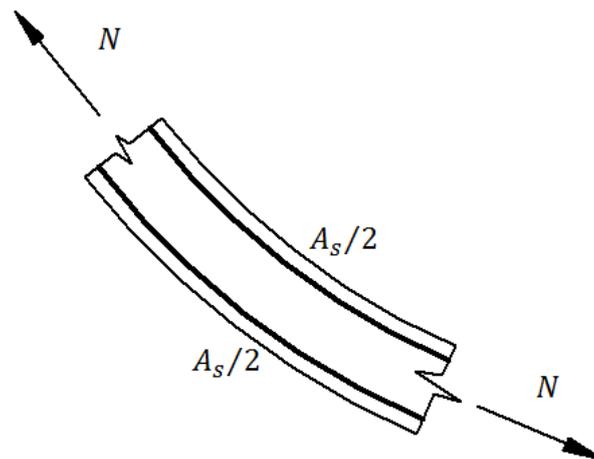
$$\sigma_{si} = \sigma_{s,II} = \frac{\alpha_e M_{sd,ser} [d - x_{II}]}{I_{II}} \quad (\text{A.7})$$

sendo:

x_{II} e I_{II} a altura da linha neutra e o momento de inércia da seção transversal no estágio II, respectivamente.

Quando a peça está submetida à tração centrada (Figura A.3) a tensão de serviço nas barras de aço é expressa por:

Figura A.3 - Tração centrada.



Fonte: Autor (2017)

$$\sigma_{si} = \frac{N_{sd,ser}}{A_s} \quad (\text{A.8})$$

A NBR 6118 permite ainda dispensar à verificação de abertura de fissuras e atender ao estado limite de serviço (para aberturas máximas estimadas da ordem de 0,3 mm no

concreto armado e 0,2 mm no concreto protendido) desde que o elemento estrutural seja dimensionado respeitando as restrições da Tabela A.1, quanto ao diâmetro máximo da armadura ($\phi_{m\acute{a}x}$) e o espaçamento máximo ($s_{m\acute{a}x}$), bem como as exigências de cobrimento mínimo e de armadura mínima.

Tabela A.1 - Valores máximos de diâmetro e espaçamento, com barras de alta aderência.

Tensão na Barra	Valores máximos			
	Concreto armado		Concreto protendido	
σ_{si} ou Δ_{pi} (MPa)	$\phi_{m\acute{a}x}$ (mm)	$s_{m\acute{a}x}$ (cm)	$\phi_{m\acute{a}x}$ (mm)	$s_{m\acute{a}x}$ (cm)
160	32	30	25	20
20	25	25	16	15
240	20	20	12,5	10
280	16	15	8	5
320	12,5	10	6	-
360	20	5	-	-
400	8	-	-	-

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2014)

A.4 Controle de fissuração da parede devido à retração do concreto e a variação térmica

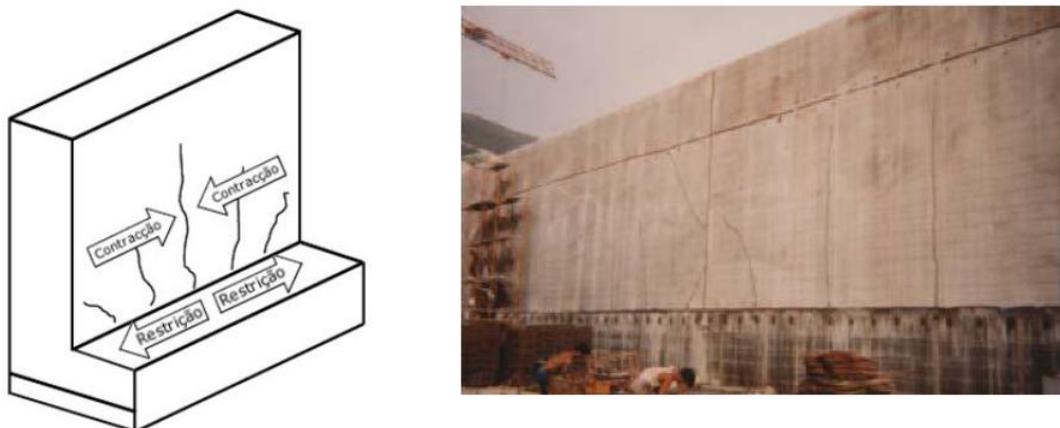
Na maioria dos casos de estruturas de reservatórios as placas de fundo são concretadas em uma primeira etapa e posteriormente acontece a execução da parede. Após a concretagem, a parede fica exposta às variações de temperatura e/ou à retração e, conseqüentemente, podem haver deformações causadas por estas ações. Como o elemento está restringido pela placa de fundo (Figura A.4), existe o risco da ocorrência de fissuras de retração e/ou temperatura na parede (Figura A.5).

Figura A.4 - Parede restringida pela placa de fundo.



Fonte: Eurocode2-3 (1992)

Figura A.5 - Formação de fissuras na parede devido à retração ou temperatura.



Fonte: Viera (2011)

O EC2-3 (1992) apresenta, em seu Anexo M, um procedimento para verificar as deformações causadas por esses fenômenos e concluir se existe o risco de fissuração. O CIRIA C660 (2007) descreve esse processo de verificação de forma mais detalhada, apresentando cada variável que interfere no fenômeno de forma minuciosa. Portanto, no procedimento mostrado a seguir procura-se agregar as informações dessas duas publicações.

O EC2-1 (1992) utiliza a seguinte expressão para determinar a abertura de fissuras:

$$w_k = S_{r,m\acute{a}x}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (\text{A.9})$$

Em que:

$S_{r,m\acute{a}x}$ - máximo espaçamento entre as fissuras;

ϵ_{sm} - deformação média no aço calculada pela combinação quase permanente, no caso do concreto armado e frequente para concreto protendido. No caso do concreto protendido, ela representa o aumento da deformação no aço ativo, a partir do início da deformação do concreto.

ϵ_{cm} - deformação média no concreto entre fissuras.

O valor do termo entre parênteses pode ser representado por:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = R_{ax}\varepsilon_{free} \quad (\text{A.10})$$

sendo:

R_{ax} - fator de restrição cujo valor é determinado pelo Quadro L1 e Tabela L1 do Anexo L do EC2-3. Nos casos de paredes restringidas em sua base, o valor é tomado igual a 0,5;

ε_{free} - deformação que ocorreria se a parede estivesse totalmente livre para se deformar.

O EC2-3 (1992) não apresenta maiores detalhes para a determinação da Expressão (A.10). Entretanto, o procedimento pode ser encontrado com detalhes em CIRIA C660 (2007) a qual denomina o termo entre parênteses por ε_r , ou seja,

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = R_{ax}\varepsilon_{free} = \varepsilon_r \quad (\text{A.11})$$

O valor de ε_r pode ser determinado para duas situações relacionadas à idade do concreto. Quando se quer determinar os efeitos da retração para baixas idades do concreto, adota-se a expressão:

$$\varepsilon_r = k'(\alpha_c T_1 + \varepsilon_{ca})R_1 \quad (\text{A.12})$$

enquanto que para se levar em conta o efeito da retração e da temperatura em idades avançadas, utiliza-se a seguinte expressão:

$$\varepsilon_r = k'\{(\alpha_c T_1 + \varepsilon_{ca})R_1 + \alpha_c T_2 R_2 + \varepsilon_{ca} R_3\} \quad (\text{A.13})$$

sendo:

T_1 - diferença entre o pico de temperatura e a média ambiente. Segundo Vieira (2011) esta temperatura leva em conta o esfriamento do concreto armado após as reações de hidratação do mesmo que são exotérmicas e liberam calor. Ainda segundo o autor, a temperatura chega ao seu pico um ou dois dias após a concretagem.

T_2 - variação de temperatura a longo prazo e leva em conta a época do ano a qual o concreto foi moldado. O CIRIA C660 (2007) recomenda que esse valor seja igual a 20 °C para concretagens feitas no verão e de 10 °C para as realizadas no inverno.

α_c - coeficiente de expansão térmica do concreto, aproximadamente igual a $10^{-5}/^\circ\text{C}$;

ε_{ca} - retração autógena do concreto;

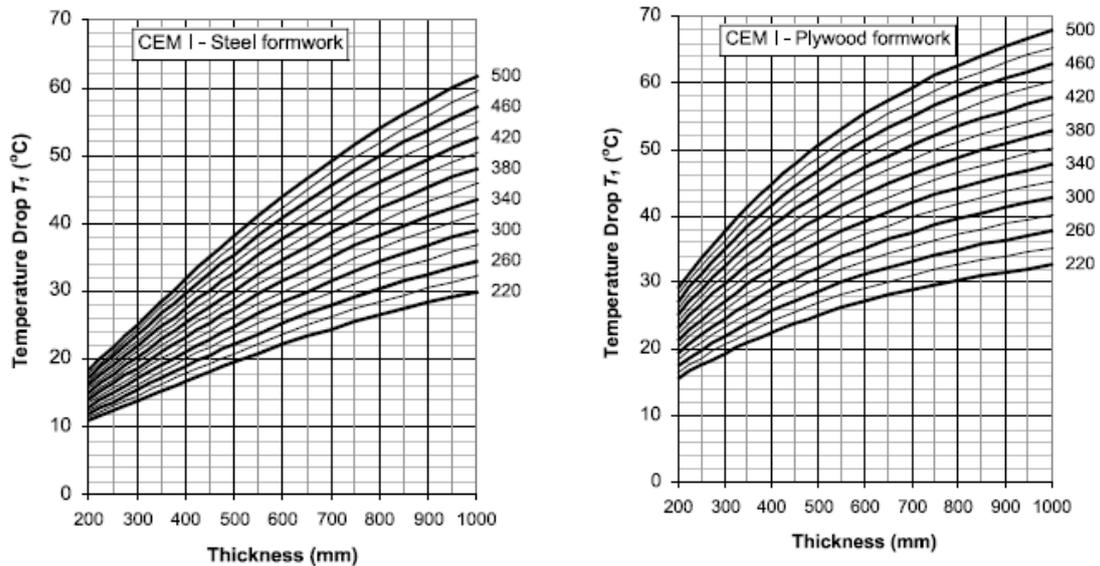
ε_{cd} - retração por secagem do concreto;

R_1, R_2 e R_3 - fatores de restrição a curto, médio e longo prazo, respectivamente, os quais têm valores iguais a 0,5 para paredes restringidas em toda a base, como é o caso dos reservatórios usuais;

k' - coeficiente que leva em conta os efeitos da fluência no concreto recomendado como 0,65 por CIRIA C660 (2007).

O valor de T_1 depende de vários fatores: tipo e conteúdo do cimento, tipo e espessura da fôrma, espessura do elemento, condições ambientes, entre outras. A Figura A.6 mostra dois ábacos pelos quais se determina o valor de T_1 considerando um cimento de classe I (Cimento Portland). O primeiro ábaco é utilizado para estruturas executadas com fôrmas de aço, o segundo para fôrmas de madeira.

Figura A.6 - Ábacos para determinação da grandeza T_1 . (a) Fôrmas em aço e (b) fôrmas em madeira.



(a)

(b)

Fonte: CIRIA C660 (2007)

Para determinar a abertura de fissura w_k é necessário, segundo a Equação (A.9), calcular o espaçamento entre fissuras $S_{r,máx}$. Esse valor é dado por:

$$S_{r,m\acute{a}x} = 3,40c + 0,425k_1k_2 \frac{\varphi}{\rho_{ef}}, \text{ para } e \leq 5(c + \varphi/2) \quad (\text{A.14})$$

$$S_{r,m\acute{a}x} = 1,3(h - x), \text{ para } e > 5(c + \varphi/2) \quad (\text{A.15})$$

em que:

e - espaçamento transversal entre as barras longitudinais da seção;

c - cobrimento da armadura;

h - altura da seção;

x - altura da linha neutra;

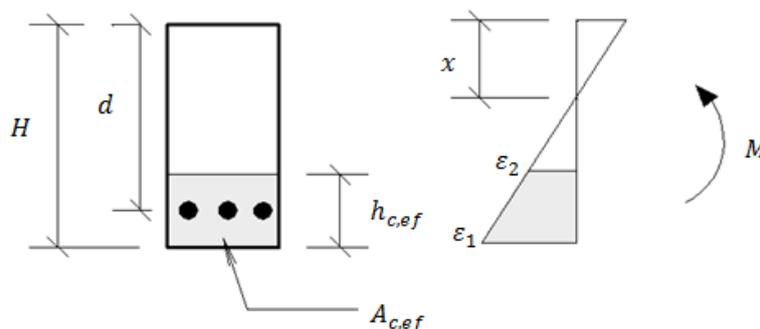
k_1 - coeficiente que leva em conta a aderência das barras, o qual tem valor de 0,8 para barras de alta aderência e 1,6 para barras lisas;

k_2 é um parâmetro que se refere à natureza do estado de tensão. Quando a peça é solicitada por tração simples esse valor é 1,0 e 0,5 quando a peça é submetida à flexão. Para os casos de tração excêntrica e para regiões localizadas, valores intermediários podem ser usados:

$$k_2 = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2\epsilon_1} \quad (\text{A.16})$$

ϵ_1 e ϵ_2 - são as deformações nas alturas inicial e final da área efetiva (área mobilizada pela aderência), respectivamente, como mostra a Figura A.7:

Figura A.7 - Seção submetida à flexão.



Fonte: Autor (2017)

ρ_{ef} - taxa de armadura efetiva $A_s/A_{c,ef}$, sendo, A_s a área de aço e $A_{c,ef}$ a área de concreto mobilizada por aderência. O valor de $A_{c,ef}$ é dado por:

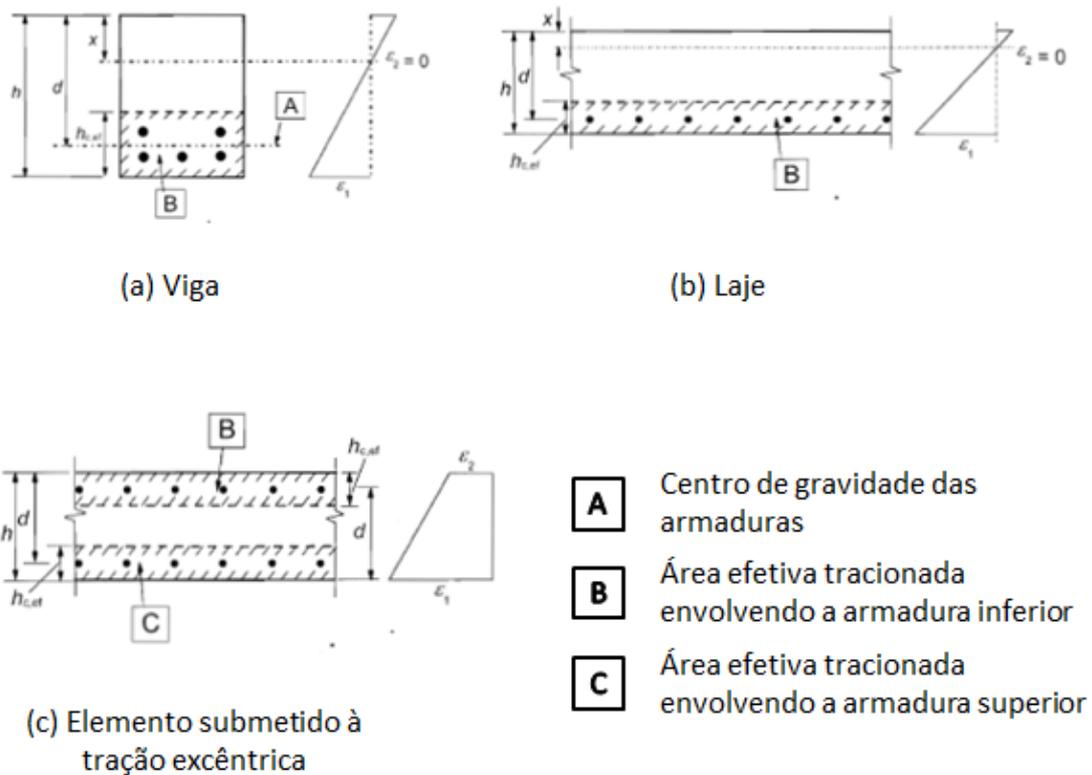
$$A_{c,ef} = bh_{c,ef} \quad (\text{A.17})$$

$h_{c,ef}$ é o menor valor entre:

$$h_{c,ef} < \begin{cases} 2,5(h - d) \\ (h - x)/3 \\ h/2 \end{cases} \quad (\text{A.18})$$

A Figura A.8 mostra casos típicos para obtenção de $h_{c,ef}$:

Figura A.8 - Casos típicos para obtenção de $h_{c,ef}$.



Fonte: Adaptado de EuroCode2-1 (1992)

Apesar de não ser mencionado em EC2-3 (1992), CIRIA C660 (2007) afirma que as deformações restringidas no concreto são aliviadas após a fissuração do mesmo pelo fato de tensões residuais no concreto não provocarem a fissuração. Essa redução na deformação restringida ϵ_r corresponde à metade da deformação de tração última do concreto ϵ_{ctu} e, portanto, vale:

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_r - 0,5\varepsilon_{ctu} \quad (\text{A.19})$$

Considera-se que o concreto estará fissurado quando:

$$\varepsilon_{cr} > \varepsilon_{ctu} \quad (\text{A.20})$$

Portanto, substituindo (A.19) em (A.20), tem-se:

$$\varepsilon_r > 1,5\varepsilon_{ctu} \quad (\text{A.21})$$

A.5 Disposições das armaduras

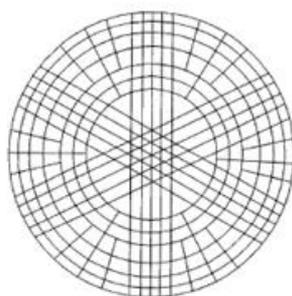
O correto detalhamento das peças estruturais contribui de forma significativa para aumentar o desempenho estrutural quanto ao aparecimento de fissuras e para garantir um prolongamento da vida útil da estrutura.

Para um detalhamento da armação mais efetivo é necessário conhecer bem a trajetória das tensões no elemento estrutural. A direção da armadura deve, sempre que possível, coincidir com a direção das tensões principais de tração. Nesta seção são abordadas recomendações sobre o detalhamento de armaduras e de ligações entre a parede e a placa de fundo sugeridas por autores e normas internacionais.

A.5.1 Placa de fundo

Nos casos de carregamentos de revolução, os momentos principais estão distribuídos nas direções radiais e circunferenciais, dessa forma, é intuitivo imaginar que as armaduras sejam dispostas de forma combater as tensões originadas pelos momentos nessas direções (Figura A.9).

Figura A.9 - Armadura na direção dos momentos principais.

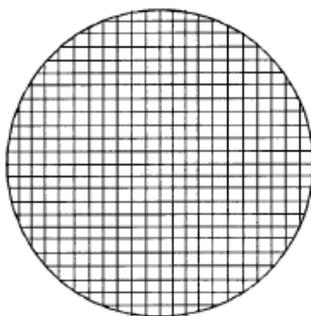


Fonte: Leonhardt e Mönning (1978)

Para que não haja um cruzamento com grande densidade de barras no centro da placa, é indicado dividi-las em 3 ou 4 grupos de barras paralelas, preferencialmente de pequeno diâmetro, de forma que elas se cruzem no centro em 3 ou 4 camadas, caso contrário a seção ficaria com uma altura útil reduzida. As barras dispostas na direção circunferencial são, em geral, mais concentradas nas zonas periféricas por serem as mais solicitadas.

No entanto, devido à dificuldade de se garantir o correto posicionamento das barras, nem sempre o arranjo anterior é adotado. A Figura A.10 mostra um arranjo alternativo no qual as barras estão paralelas a eixos ortogonais.

Figura A.10 - Arranjo com barras paralelas a eixos ortogonais.



Fonte: Meneses (2013)

Essa disposição é possível desde que se leve em conta o fato de as barras não estarem na direção dos esforços principais. Essa correção pode ser feita multiplicando-se os momentos fletores radiais e circunferenciais por $\sqrt{2}$.

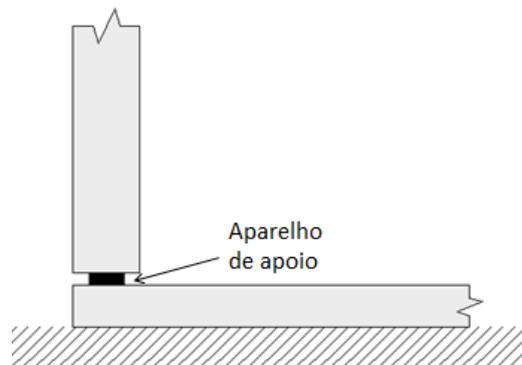
A.5.2 Ligação tipo deslizante

Em reservatórios de grande porte é comum a utilização da ligação do tipo deslizante visando a eliminação dos esforços de flexão na região da ligação com a parede. Também recomenda-se avaliar a utilização de tal ligação quando existe protensão aplicada na parede do reservatório para eliminar eventuais vínculos que causariam esforços internos na situação em vazio, ou seja, quando não existir a carga hidrostática para contrapor os efeitos causados pelos cabos de protensão.

A ligação deslizante consiste de um aparelho de apoio no qual a parede é apoiada (Figura A.11). Esse aparelho deve ser dimensionado para suportar o esforço vertical

transmitido pela parede, bem como o cisalhamento que ocorre em tal aparelho quando são aplicadas cargas horizontais na parede.

Figura A.11 - Detalhe da ligação tipo deslizante.

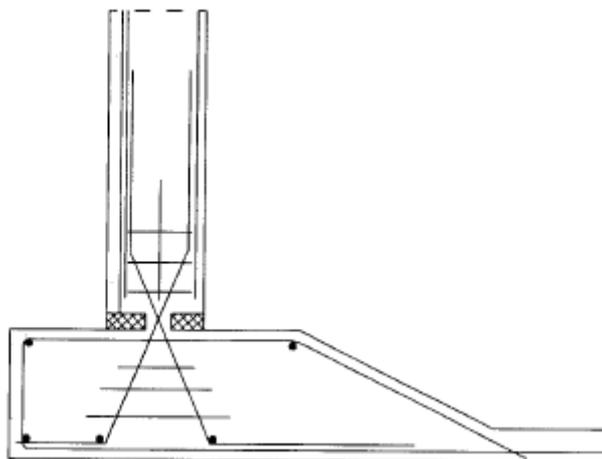


Fonte: Autor (2017)

A.5.3 Ligação articulada

Billington (1982) apresenta o detalhe da Figura A.12 para ligação parede-placa de fundo articulada:

Figura A.12 - Ligação articulada.

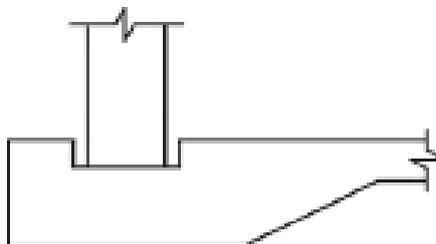


Fonte: Billington (1982)

No detalhe proposto por Billington a seção de concreto é estrangulada próximo ao encontro com a placa, de modo que a rigidez à rotação se torna praticamente desprezível. Vale ressaltar que as armaduras provenientes da parede são introduzidas na placa apenas para garantir o comprimento de ancoragem.

Esse detalhe de ligação, entretanto, é pouco utilizado atualmente. Na prática é mais usual a adoção da ligação mostrada na Figura A.13:

Figura A.13 - Ligação articulada.



Fonte: Meneses (2013)

Na configuração apresentada na Figura A.13 é feito uma espécie de entalhe próximo ao contorno da placa circular de fundo onde a parede é apoiada. Com isso, a rotação é totalmente liberada e os deslocamentos horizontais são impedidos pelas paredes da cavidade. Esse tipo de detalhe é mais eficiente e de mais fácil execução, com a ressalva de que a estanqueidade deve ser garantida por meio de elementos de vedação adequados.

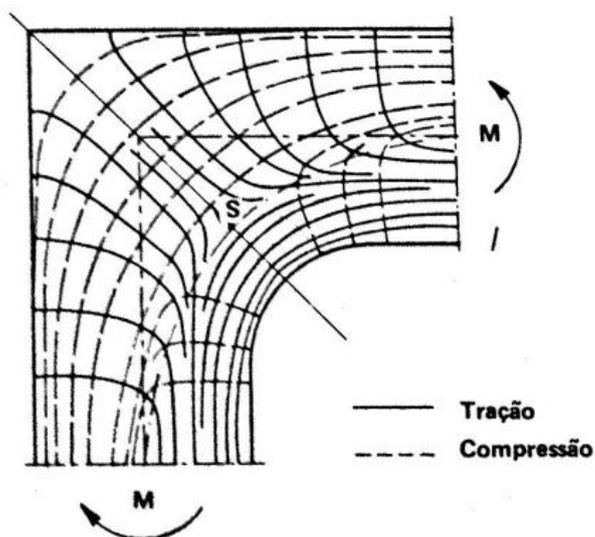
A.5.4 Ligação parede-placa de fundo monolítica

As ligações engastadas são as que geram mais dúvidas quanto aos arranjos de armadura. Ao contrário dos outros modelos de ligação já vistos, nesse caso, deve haver a conexão monolítica entre a parede e a placa de fundo e, dessa forma o detalhamento da armadura é importante para garantir o correto funcionamento da ligação.

Para facilitar as denominações e o entendimento, é utilizada a mesma convenção de sinais de momento fletor apresentada nos Capítulos 4 e 5, ou seja, momentos fletores positivos tracionam as faces internas da parede e superiores da placa de fundo e momentos fletores negativos em caso contrário.

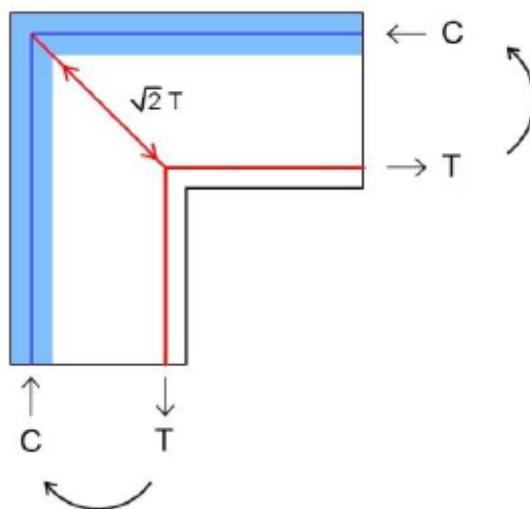
No caso de momentos fletores positivos, além das tensões paralelas às faces surgem tensões de tração diagonais no encontro. Se não houver um detalhamento adequado, pode haver intensa fissuração nessa região. A Figura A.14 mostra as trajetórias das tensões principais e a Figura A.15 as forças resultantes para o caso de momento fletor positivo.

Figura A.14 - Distribuição de tensões para momento positivo.



Fonte: Adaptado de Leonhardt e Mönning (1978)

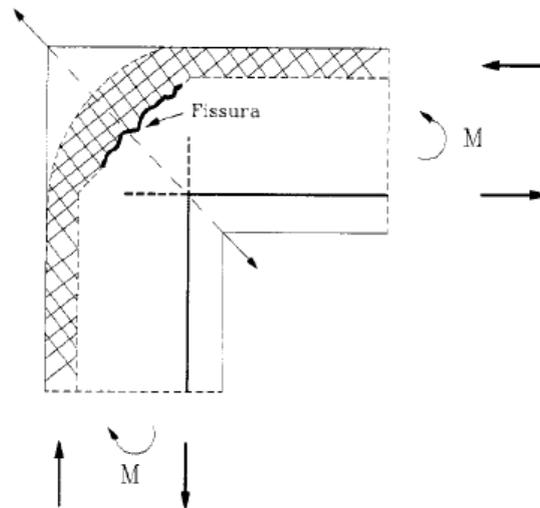
Figura A.15 - Forças resultantes para o caso de momento fletor positivo.



Fonte: Meneses (2013)

As tensões de tração na direção diagonal podem ser elevadas de acordo com o carregamento em serviço causando fissuras na direção ortogonal como mostrado na Figura A.16, além de fendilhamento na zona comprimida.

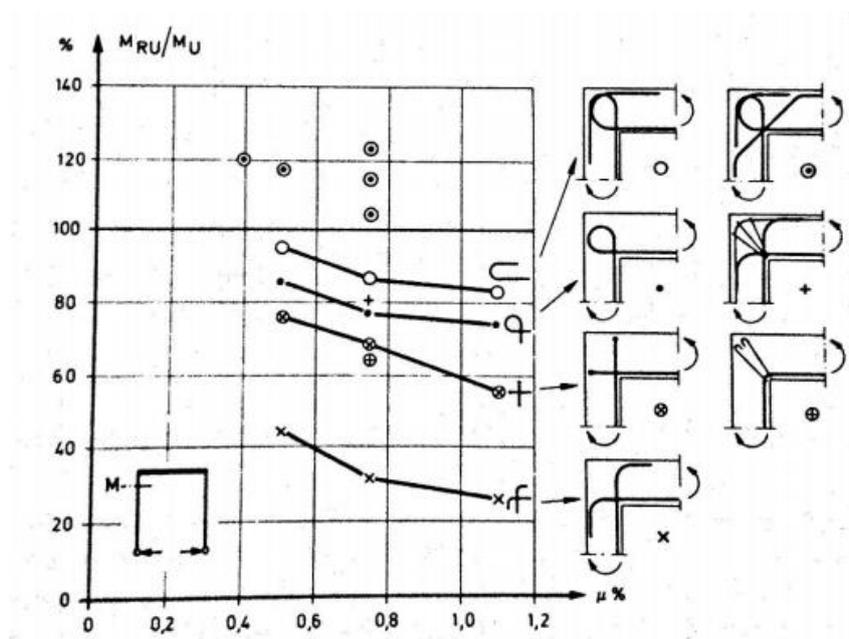
Figura A.16 - Fissura causada pelas tensões na direção diagonal.



Fonte: Adaptado de Leonhardt e Mönning (1978)

Para evitar a fissuração deve-se adotar um arranjo adequado de armadura na região de ligação. A Figura A.17 apresenta resultados de um estudo experimental apresentado em Leonhardt e Mönning (1978) e feito com vários arranjos de armadura. O estudo verifica a resistência atingida por meio da relação entre a capacidade resistente M_{RU} e o momento de ruptura teórico M_U em função taxa de armadura para cada arranjo.

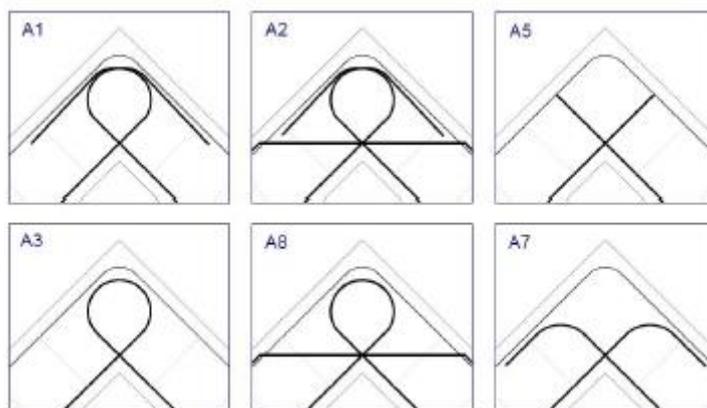
Figura A.17 - Tipos de arranjos para momentos positivos na ligação.



Fonte: Leonhardt e Mönning (1978)

Adicionalmente, Meneses (2013) realizou um estudo numérico utilizando elementos finitos envolvendo alguns arranjos de armadura. As configurações ensaiadas por Meneses são mostradas na Figura A.18:

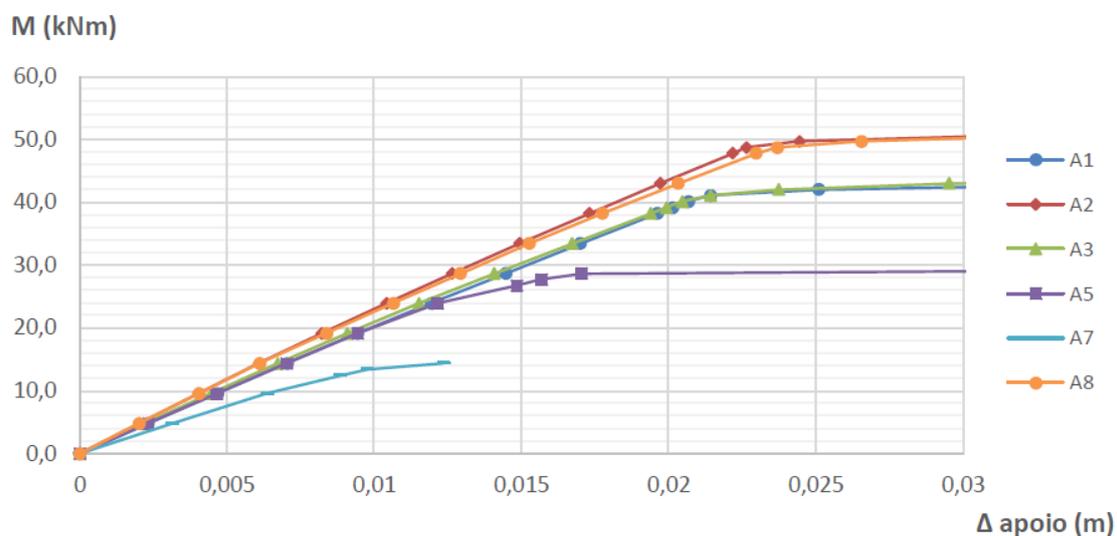
Figura A.18 - Arranjos estudados por Meneses (2013).



Fonte: Meneses (2013)

O autor realizou seus ensaios para estruturas fortemente e fracamente armadas. Os ensaios de Meneses apresentaram resultados muito semelhantes aqueles apresentados por Leonhardt e Mönning (1978). A Figura A.19 mostra o momento resistente para cada configuração na ligação fortemente armada. Os resultados para as configurações fracamente armadas não são mostrados apresentados por serem bastante semelhantes.

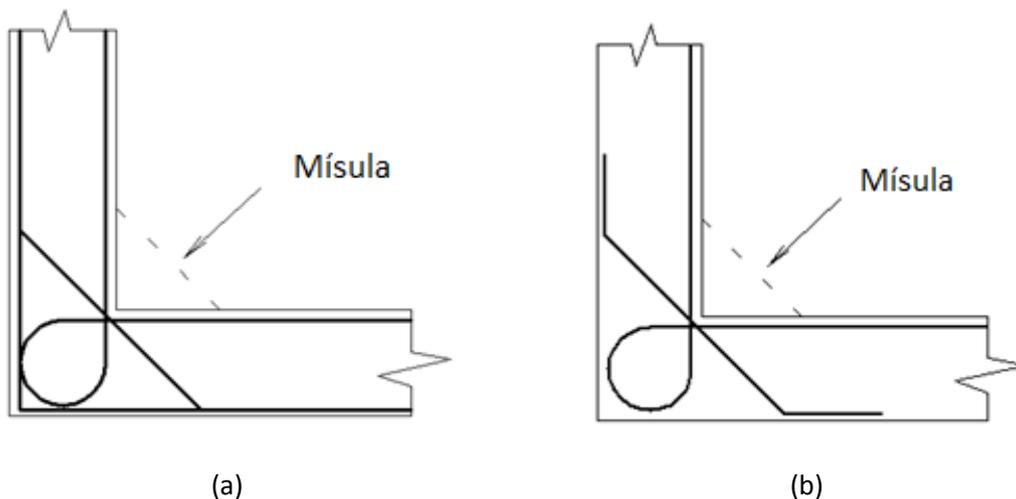
Figura A.19 - Resistência de cada arranjo segundo Meneses (2013).



Fonte: Meneses (2013)

Observando a Figura A.19, percebe-se que os arranjos A2 e A8 obtiveram os maiores momentos resistentes, tais configurações de armadura são mostradas com mais detalhe na Figura A.20:

Figura A.20 - Arranjos com melhor desempenho de acordo com Meneses (2013). (a) A2 e (b) A8.

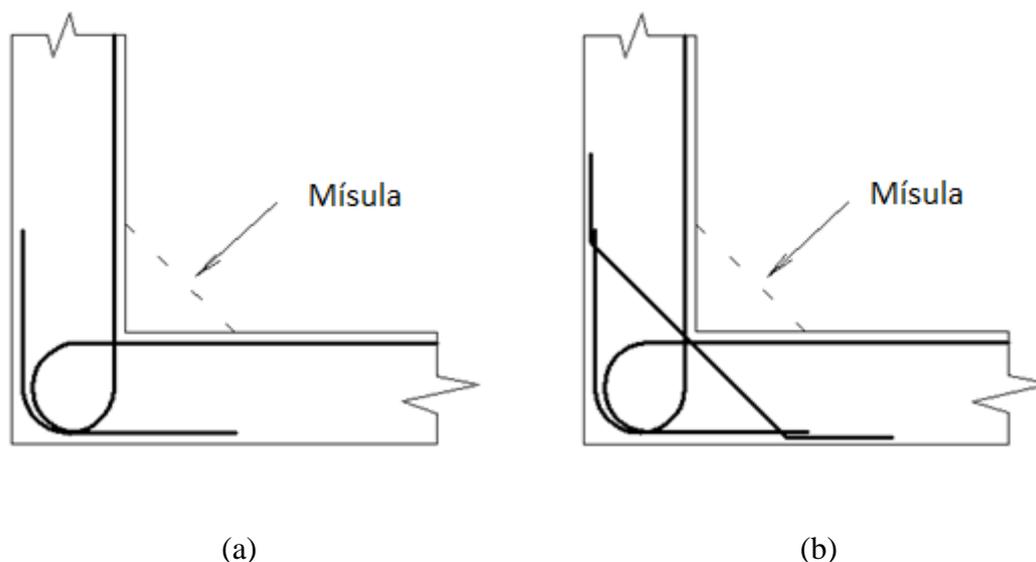


Fonte: Autor (2017)

Essas ligações possuem armadura contínua nas zonas tracionadas da parede e da placa, de modo que no encontro é feito um laço. Tal laço tem a função de confinar o concreto por ele envolvido protegendo essa região das tensões de tração diagonais. Além disso, a mísula e a armadura na direção ortogonal evitam o aparecimento de fissuras na direção diagonal.

Outro tipo de ligação bastante usado na prática de projetos é a A1 mostrado com maiores detalhes na Figura A.21a. Segundo os resultados de Leonhardt e Mönning (1978) esse arranjo apresenta boa resistência, porém, é recomendável adotar barras diagonais para que ele atinja a capacidade resistente à flexão adequada como está ilustrado na Figura A.21b.

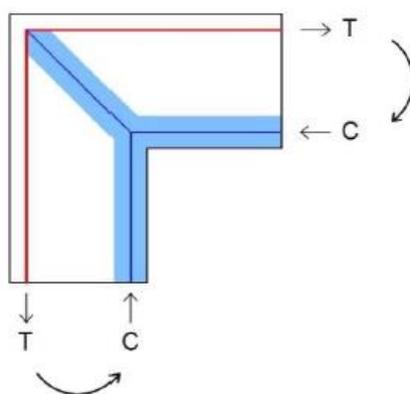
Figura A.21 - Arranjo de armadura para momento positivo. (a) Sem armadura diagonal. (b) Com armadura diagonal.



Fonte: Autor (2017)

No caso de momento negativo, as faces externas são tracionadas ao mesmo tempo em que ocorre compressão na diagonal (Figura A.22). Meneses (2013) afirma que, enquanto na situação de momento positivo a ruptura é comandada pelo tipo de arranjo e as forças resultantes das tensões de tração, para o momento negativo o que predomina é a resistência à compressão do concreto.

Figura A.22 - Forças resultantes para momento negativo.

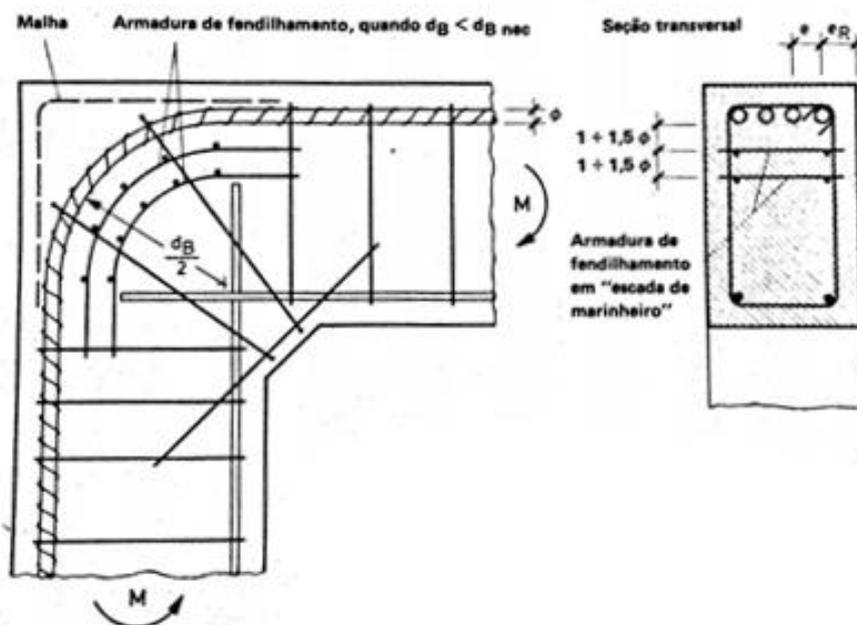


Fonte: Meneses (2013)

A armadura de tração situada próximo à face externa deve ser dobrada com raio de dobramento suficientemente grande para evitar que tensões devido à mudança de direção da barra causem o fendilhamento do concreto (LEONHARDT E MÖNNING,

1978). Quando o raio de dobramento é pequeno é necessário adotar uma armadura especial para combater as fissuras de fendilhamento em duas ou três camadas, de preferência constituída por barras soldadas como mostrado na Figura A.23.

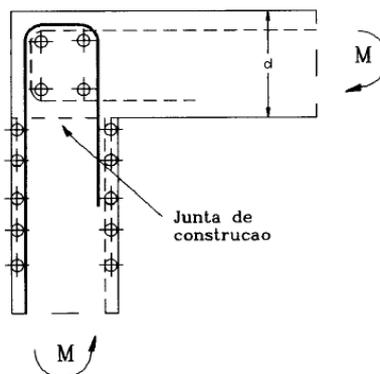
Figura A.23 - Arranjo indicado por Leonhardt e Mönning (1978) com armadura contra fendilhamento.



Fonte: Leonhardt e Mönning (1978)

Segundo Leonhardt e Mönning (1978) deve-se evitar a emenda das barras tracionadas próximo à região do nó ou então adotar luvas. Entretanto, no caso de taxas de armaduras menores que 0,5 %, a adoção de emendas por traspasse de laços em gancho é permitida (Figura A.24). No interior dos laços recomenda-se colocar quatro barras transversais para combater as fissuras por fendilhamento.

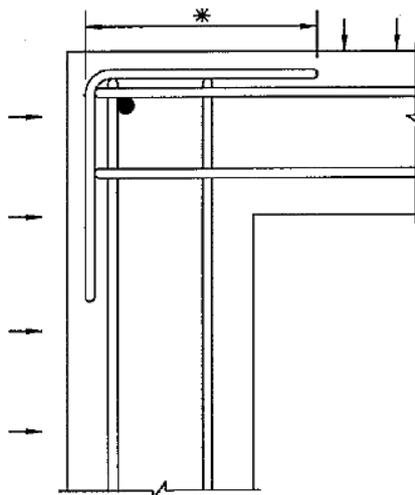
Figura A.24 - Traspasse de laços em ganchos.



Fonte: Leonhardt e Mönning (1978)

Adicionalmente, o ACI 315 (1999) indica o arranjo da Figura A.25 para o caso de momento negativo.

Figura A.25 - Arranjo indicado pelo ACI 315 (1999) para momentos negativos.



Fonte: ACI 315 (1999)

A.6 Disposições construtivas

A.6.1 Método construtivo

Os reservatórios cilíndricos são construídos basicamente por dois métodos: fôrmas trepantes ou deslizantes. No caso das fôrmas trepantes (Figura A.26), as etapas são constituídas pela concretagem de anéis sobrepostos até que o nível da borda superior da parede seja atingido. É necessário utilizar pelo menos dois jogos de painéis para a

execução em sequência. Inicialmente, para a concretagem do primeiro anel a montagem é feita utilizando algum apoio independente da estrutura do reservatório.

Figura A.26 - Fôrma trepante.



Fonte: Buzolin (2017)

Após a execução do primeiro anel, a fôrma é montada utilizando tal anel como apoio. É necessária a colocação de espaçadores entre as duas faces da fôrma que molda a parede para garantir a espessura especificada.

No caso de fôrmas deslizantes (Figura A.27), sua utilização é condicionada pela relação custo *versus* tempo necessária para executar a obra. Segundo Guimarães (1995), elas são viáveis para reservatórios com altura maior que 6 m, pois neste caso, existe a tendência de redução do tempo de execução com a manutenção dos custos.

Figura A.27 - Fôrma deslizante.



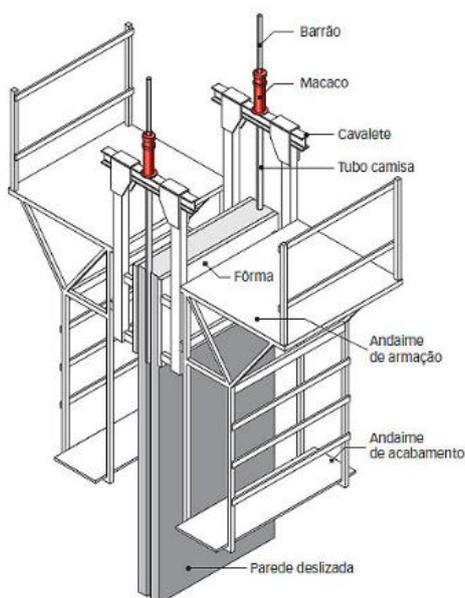
Fonte: Silos Brasil (2017)

O sistema é composto por fôrmas, cavaletes, macaco hidráulico e hastes de aço. Além disso, são utilizadas plataformas de trabalho e estruturas guarda-corpo. Os painéis de fôrmas deslizantes são de no máximo 1,2 m de altura.

Sua montagem se inicia quando a placa de fundo está concretada e as esperas das armaduras verticais da parede já estão posicionadas. É necessário que a base que serve de apoio para a fôrma esteja totalmente nivelada.

As fôrmas internas e externas são fixadas aos cavaletes que tem a função de garantir o espaço entre as fôrmas e fixá-las ao macaco hidráulico (Figura A.28). Pelos macacos passam as hastes de aço que são apoiados na estrutura de concreto. As hastes de aço têm a função de reagir à força do macaco para que o sistema seja elevado.

Figura A.28 - Composição do sistema de fôrma deslizante.



Fonte: Editora Pini (2011)

À medida que se concretiza uma etapa, aciona-se o macaco hidráulico que eleva o sistema por meio da reação das hastes de aço. Após a elevação de 2 cm a 3 cm, verifica-se o concreto desformado da parte inferior. Caso este se encontre no início da pega e com consistência adequada, pode-se levantar a fôrma em torno de 20 cm e realizar uma nova concretagem.

Alguns cuidados devem ser tomados nesse tipo de sistema. Para evitar a perda de retilineidade da parede deve-se verificar o prumo a cada etapa de concretagem.

Aconselha-se que essa verificação seja feita a cada 20 cm. Além disso, a velocidade de elevação não pode ser muito baixa, pois, caso haja aderência da fôrma ao concreto recém lançado, pode ocorrer fissuração horizontal.

A concretagem contínua, sem interrupções, é importante no caso de reservatórios, pois eliminam-se as juntas frias diminuindo a possibilidade de vazamentos.

A.6.2 Tipos de juntas

As juntas são importantes para minimizar os efeitos da fissuração em elementos estruturais. Elas podem ser especificadas em intervalos de concretagem ou entre elementos estruturais. Deve-se tomar muito cuidado com o projeto de juntas em reservatórios com vista a garantir a estanqueidade. O IS 3370-1 (2000) as classificam como juntas de movimentação (*Movement Joint*), juntas construtivas (*Construction Joints*) e juntas temporárias (*Temporary Open Joints*). As juntas de movimentação têm como função minimizar as tensões provenientes da dilatação térmica e da retração. Elas são divididas em:

- a) Juntas de contração (*Contraction joint*): nesse tipo de juntas, painéis adjacentes são liberados entre si, porém, sem espaçamento entre eles (Figura A.29). Esse tipo de disposição construtiva é usualmente adotado para combater a retração do concreto. Elas podem ser completas ou parciais. Na junta de contração completa o concreto e o aço são interrompidos e elas são destinadas a acomodar a contração do concreto, porém, não impõem restrição ao movimento entre os painéis. Por outro lado, as juntas parciais de contração proporcionam alguma restrição e tendem a acomodar menos a movimentação de contração. Neste caso apenas o concreto é interrompido.

É recomendável colocar um perfil de vedação na junta para garantir a estanqueidade da mesma como mostra a Figura A.29a.

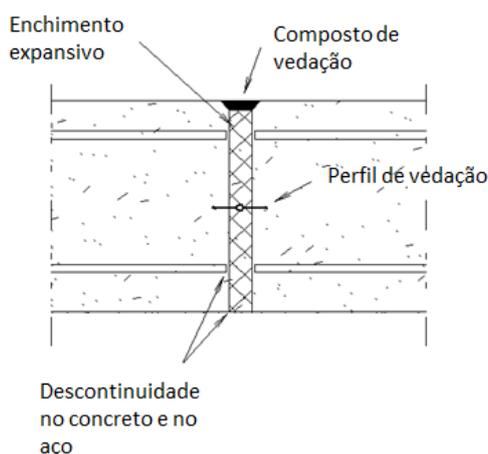
Figura A.29 - Tipos de juntas de contração. (a) Junta de contração completa. (b) Junta de contração parcial.



Fonte: Adaptado do IS 3370-1 (2000)

- b) Juntas de expansão (*Expansion Joint*): é a junta que não possui qualquer restrição ao movimento e acomoda tanto a expansão, como a contração do concreto. Nesse tipo de junta, concreto e aço são interrompidos (Figura A.30). A concepção deve levar em conta um espaço entre os painéis adjacentes que pode ser preenchido com um material que absorva a movimentação. Assim como na junta de contração, é recomendável colocar um perfil de vedação com vista a garantir a estanqueidade.

Figura A.30 - Junta de expansão.

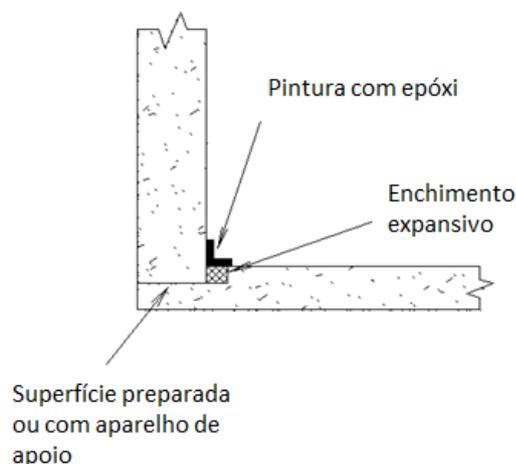


Fonte: Adaptado do IS 3370-1 (2000)

- c) Junta deslizante (*Sliding Joint*): esse tipo de junta é utilizado em reservatórios com pé-deslizante (parede simplesmente apoiada no fundo). Tal disposição (Figura A.31) permite que a parede deslize livremente sobre a placa de fundo de

modo que os momentos fletores na ligação sejam eliminados. Neste caso, tanto as armaduras, quanto o concreto são interrompidos.

Figura A.31 - Tipo de junta deslizante.



Fonte: Adaptado do IS 3370-1 (2000)

Outro tipo de junta muito utilizada em reservatórios são as construtivas. Segundo o IS 3370-1 (2000) as juntas construtivas são adotadas quando se necessita realizar a concretagem em etapas distintas. Neste tipo de junta deve-se preparar a interface da concretagem anterior deixando a mesma rugosa, limpa e úmida. O IS 3370-1 (2000) recomenda que no limite da primeira concretagem seja aplicado um aditivo retardador capaz de atrasar a pega do concreto. Recomenda-se que a superfície seja limpa e umedecida pelo menos seis horas antes da nova etapa de concretagem e que não se aplique uma camada de argamassa na superfície do concreto antigo.

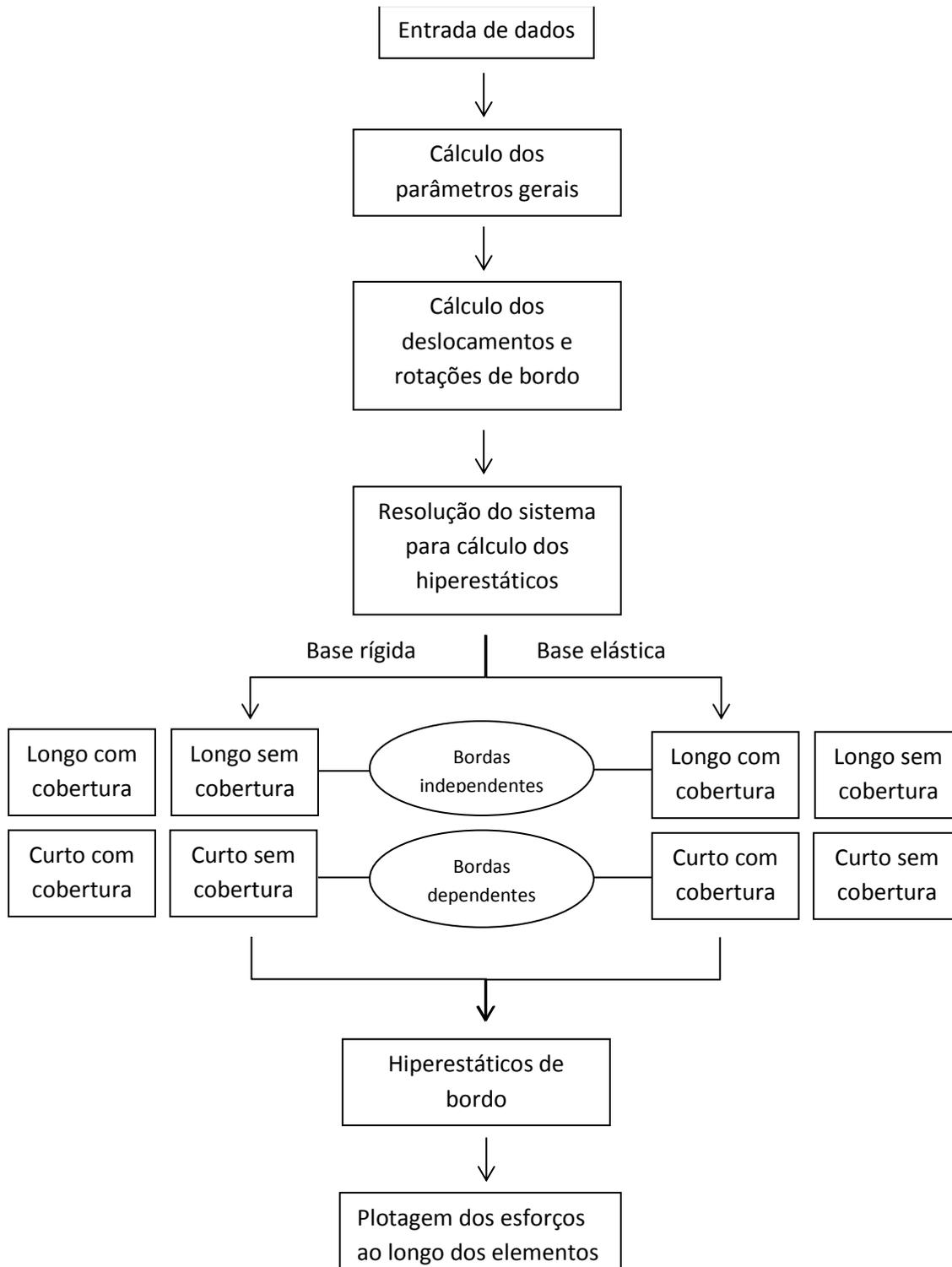
As juntas temporárias (Figura A.32) são aberturas entre dois painéis adjacentes que após um intervalo de tempo adequado, de acordo com a necessidade, é preenchido por concreto e, em alguns casos, também com algum material de vedação. A largura da abertura deve ser suficiente para permitir o tratamento das superfícies mais antigas de concreto.

Figura A.32 - Juntas temporárias.

Fonte: Adaptado do IS 3370-1 (2000)

**APÊNDICE B – FLUXOGRAMA DO ALGORITMO
COMPUTACIONAL DO RCABE (RESERVATÓRIOS
CILÍNDRICOS DE CONCRETO ARMADO APOIADOS EM BASE
ELÁSTICA)**

Figura B.1 – Sequência de processamento do algoritmo



APÊNDICE C – VALORES DAS FUNÇÕES G_1 E G_2

Este apêndice contém os valores das funções G_1 e G_2 para valores de α de 0 a 100.

Tabela C.1 – Valores das funções G_1 e G_2

α	$G_1(\alpha)$	$G_2(\alpha)$	α	$G_1(\alpha)$	$G_2(\alpha)$	α	$G_1(\alpha)$	$G_2(\alpha)$
1	-0,82619	-0,20601	34	-1,43161	-1,01196	67	-1,42311	-1,00620
2	-1,47458	-0,70864	35	-1,43112	-1,01163	68	-1,42298	-1,00611
3	-1,63382	-1,03564	36	-1,43066	-1,01133	69	-1,42285	-1,00603
4	-1,56511	-1,07417	37	-1,43022	-1,01103	70	-1,42273	-1,00594
5	-1,52186	-1,05763	38	-1,42981	-1,01075	71	-1,42261	-1,00586
6	-1,50482	-1,05008	39	-1,42941	-1,01049	72	-1,42249	-1,00578
7	-1,49369	-1,04614	40	-1,42904	-1,01024	73	-1,42238	-1,00570
8	-1,48454	-1,04236	41	-1,42868	-1,01000	74	-1,42227	-1,00563
9	-1,47716	-1,03885	42	-1,42834	-1,00977	75	-1,42216	-1,00555
10	-1,47120	-1,03580	43	-1,42801	-1,00955	76	-1,42206	-1,00548
11	-1,46628	-1,03316	44	-1,42770	-1,00934	77	-1,42196	-1,00541
12	-1,46214	-1,03086	45	-1,42741	-1,00914	78	-1,42186	-1,00534
13	-1,45861	-1,02884	46	-1,42712	-1,00894	79	-1,42176	-1,00528
14	-1,45556	-1,02706	47	-1,42685	-1,00876	80	-1,42167	-1,00521
15	-1,45290	-1,02547	48	-1,42659	-1,00858	81	-1,42158	-1,00515
16	-1,45057	-1,02406	49	-1,42634	-1,00841	82	-1,42149	-1,00509
17	-1,44849	-1,02279	50	-1,42610	-1,00825	83	-1,42140	-1,00503
18	-1,44664	-1,02165	51	-1,42587	-1,00809	84	-1,42132	-1,00497
19	-1,44498	-1,02061	52	-1,42565	-1,00794	85	-1,42123	-1,00491
20	-1,44349	-1,01967	53	-1,42543	-1,00780	86	-1,42115	-1,00485
21	-1,44213	-1,01881	54	-1,42523	-1,00766	87	-1,42107	-1,00480
22	-1,44089	-1,01802	55	-1,42503	-1,00752	88	-1,42100	-1,00475
23	-1,43975	-1,01729	56	-1,42484	-1,00739	89	-1,42092	-1,00469
24	-1,43871	-1,01662	57	-1,42465	-1,00726	90	-1,42085	-1,00464
25	-1,43775	-1,01600	58	-1,42447	-1,00714	91	-1,42077	-1,00459
26	-1,43686	-1,01542	59	-1,42430	-1,00702	92	-1,42070	-1,00454
27	-1,43604	-1,01488	60	-1,42414	-1,00691	93	-1,42063	-1,00449
28	-1,43528	-1,01438	61	-1,42397	-1,00680	94	-1,42056	-1,00445
29	-1,43456	-1,01391	62	-1,42382	-1,00669	95	-1,42050	-1,00440
30	-1,43390	-1,01347	63	-1,42367	-1,00659	96	-1,42043	-1,00436
31	-1,43327	-1,01306	64	-1,42352	-1,00649	97	-1,42037	-1,00431
32	-1,43268	-1,01267	65	-1,42338	-1,00639	98	-1,42031	-1,00427
33	-1,43213	-1,01231	66	-1,42324	-1,00629	99	-1,42025	-1,00423
						100	-1,42019	-1,00418

Fonte: Autor (2017)

APÊNDICE D – MOMENTOS FLETORES NA LIGAÇÃO PAREDE-FUNDO

Este apêndice contém os valores dos momentos fletores na ligação parede-fundo feita com a análise paramétrica descrita na Seção 5.5. As Tabelas D.1 a D.3 apresentam os valores dos momentos fletores devido aos efeitos do peso próprio da parede e da ação da água somados, para o reservatório com parede de espessura $0,2\text{ m}$. As demais tabelas apresentam os momentos fletores para as ações da parede e água em separado e também para essas ações somadas, considerando espessuras da parede iguais a $0,4\text{ m}$ e $0,6\text{ m}$.

- Para $h = 0,2\text{ m}$

Tabela D.1 - Momento fletor total na ligação para um solo com $k_s = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
3,5	0,2	-7,20	-7,11	-6,30	-5,51	-4,72	-3,94	-3,17	-2,43	-1,70
	0,4	-3,08	-3,67	-2,76	-1,06	0,60	2,13	3,55	4,91	6,20
	0,6	0,94	0,69	1,40	2,78	4,48	6,18	7,76	9,23	10,59
	0,8	2,54	3,34	4,20	5,34	6,78	8,36	9,92	11,40	12,78
	1,0	3,42	4,72	5,74	6,96	8,29	9,68	11,16	12,60	13,96
5	0,2	-10,23	-10,03	-8,78	-7,53	-6,26	-4,99	-3,71	-2,44	-1,18
	0,4	-4,22	-4,92	-3,39	-0,70	1,98	4,50	6,91	9,24	11,51
	0,6	1,60	1,46	2,74	5,03	7,83	10,66	13,36	15,93	18,38
	0,8	3,94	5,32	6,84	8,82	11,26	13,94	16,64	19,25	21,76
	1,0	5,21	7,33	9,09	11,20	13,49	15,92	18,51	21,07	23,56
7,5	0,2	-15,28	-14,90	-12,91	-10,90	-8,84	-6,73	-4,61	-2,46	-0,31
	0,4	-6,12	-6,98	-4,44	-0,10	4,27	8,46	12,49	16,47	20,36
	0,6	2,72	2,75	4,97	8,78	13,42	18,14	22,70	27,09	31,35
	0,8	6,26	8,63	11,25	14,61	18,72	23,25	27,84	32,34	36,71
	1,0	8,19	11,68	14,68	18,26	22,16	26,32	30,76	35,20	39,57
10	0,2	-20,33	-19,77	-17,05	-14,27	-11,41	-8,48	-5,50	-2,49	0,55
	0,4	-8,02	-9,05	-5,49	0,51	6,57	12,41	18,08	23,69	29,22
	0,6	3,83	4,03	7,20	12,53	19,00	25,62	32,03	38,26	44,33
	0,8	8,58	11,93	15,65	20,40	26,19	32,56	39,04	45,43	51,67
	1,0	11,17	16,03	20,27	25,32	30,83	36,72	43,00	49,32	55,57
12,5	0,2	-25,38	-24,64	-21,18	-17,65	-13,98	-10,22	-6,40	-2,51	1,42
	0,4	-9,92	-11,12	-6,54	1,11	8,87	16,37	23,66	30,91	38,07
	0,6	4,94	5,32	9,44	16,28	24,59	33,10	41,37	49,43	57,30
	0,8	10,91	15,24	20,06	26,19	33,65	41,86	50,25	58,52	66,63
	1,0	14,15	20,38	25,86	32,38	39,50	47,12	55,25	63,45	71,58
15	0,2	-30,44	-29,51	-25,31	-21,02	-16,55	-11,97	-7,29	-2,53	2,29
	0,4	-11,82	-13,19	-7,59	1,72	11,17	20,32	29,25	38,13	46,92
	0,6	6,06	6,60	11,67	20,04	30,17	40,57	50,71	60,60	70,28
	0,8	13,23	18,54	24,46	31,97	41,12	51,17	61,45	71,61	81,59
	1,0	17,12	24,73	31,45	39,44	48,17	57,52	67,50	77,57	87,58
17,5	0,2	-35,49	-34,38	-29,45	-24,39	-19,13	-13,71	-8,19	-2,56	3,15
	0,4	-13,72	-15,26	-8,64	2,32	13,46	24,28	34,83	45,35	55,78
	0,6	7,17	7,89	13,90	23,79	35,76	48,05	60,04	71,77	83,26
	0,8	15,55	21,84	28,86	37,76	48,58	60,48	72,65	84,70	96,54
	1,0	20,10	29,08	37,04	46,49	56,85	67,92	79,75	91,70	103,58
20	0,2	-40,54	-39,25	-33,58	-27,76	-21,70	-15,45	-9,08	-2,58	4,02
	0,4	-15,63	-17,33	-9,69	2,93	15,76	28,23	40,42	52,57	64,63
	0,6	8,28	9,18	16,14	27,54	41,34	55,53	69,38	82,93	96,23
	0,8	17,87	25,15	33,27	43,55	56,05	69,79	83,85	97,79	111,50
	1,0	23,08	33,43	42,62	53,55	65,52	78,32	92,00	105,82	119,59

Tabela D.2 - Momento fletor total na ligação para um solo com $k_s = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
3,5	0,2	-6,08	-5,34	-4,47	-3,60	-2,75	-1,91	-1,10	-0,30	0,48
	0,4	-2,56	-2,30	-0,66	1,10	2,71	4,21	5,62	6,96	8,23
	0,6	0,86	1,35	2,54	4,31	6,08	7,71	9,23	10,65	11,99
	0,8	2,58	3,50	4,66	6,16	7,83	9,46	10,98	12,41	13,75
	1,0	3,38	4,69	5,97	7,36	8,88	10,43	11,93	13,35	14,69
5	0,2	-8,62	-7,48	-6,13	-4,76	-3,38	-2,01	-0,64	0,73	2,08
	0,4	-3,48	-2,92	-0,34	2,46	5,07	7,56	9,97	12,30	14,56
	0,6	1,50	2,42	4,40	7,26	10,17	12,92	15,53	18,03	20,45
	0,8	4,00	5,56	7,51	10,01	12,79	15,56	18,20	20,75	23,20
	1,0	5,16	7,28	9,42	11,78	14,35	17,01	19,64	22,19	24,64
7,5	0,2	-12,85	-11,05	-8,90	-6,69	-4,44	-2,16	0,13	2,44	4,76
	0,4	-5,00	-3,96	0,19	4,71	9,00	13,14	17,21	21,19	25,10
	0,6	2,55	4,20	7,50	12,18	16,99	21,59	26,02	30,34	34,57
	0,8	6,35	8,98	12,26	16,43	21,05	25,72	30,24	34,65	38,93
	1,0	8,11	11,60	15,18	19,14	23,47	27,99	32,49	36,91	41,22
10	0,2	-17,08	-14,62	-11,67	-8,62	-5,50	-2,32	0,90	4,15	7,44
	0,4	-6,52	-5,00	0,72	6,97	12,93	18,73	24,45	30,09	35,64
	0,6	3,61	5,98	10,60	17,09	23,80	30,26	36,52	42,65	48,68
	0,8	8,70	12,40	17,01	22,84	29,32	35,88	42,28	48,54	54,67
	1,0	11,06	15,93	20,94	26,50	32,59	38,96	45,34	51,63	57,80
12,5	0,2	-21,31	-18,19	-14,44	-10,55	-6,55	-2,48	1,66	5,86	10,11
	0,4	-8,05	-6,05	1,25	9,22	16,85	24,32	31,70	38,98	46,19
	0,6	4,67	7,76	13,69	22,01	30,62	38,93	47,02	54,95	62,79
	0,8	11,06	15,82	21,76	29,25	37,59	46,04	54,31	62,44	70,41
	1,0	14,01	20,25	26,71	33,86	41,71	49,94	58,19	66,35	74,39
15	0,2	-25,54	-21,76	-17,21	-12,48	-7,61	-2,63	2,43	7,58	12,79
	0,4	-9,57	-7,09	1,78	11,47	20,78	29,90	38,94	47,87	56,73
	0,6	5,73	9,54	16,79	26,93	37,44	47,60	57,52	67,26	76,90
	0,8	13,41	19,25	26,51	35,67	45,86	56,20	66,35	76,34	86,15
	1,0	16,97	24,58	32,47	41,22	50,83	60,91	71,04	81,08	90,97
17,5	0,2	-29,78	-25,33	-19,98	-14,41	-8,66	-2,79	3,20	9,29	15,47
	0,4	-11,09	-8,13	2,30	13,73	24,71	35,49	46,18	56,77	67,27
	0,6	6,79	11,32	19,89	31,85	44,25	56,27	68,01	79,57	91,02
	0,8	15,76	22,67	31,26	42,08	54,13	66,37	78,38	90,23	101,89
	1,0	19,92	28,90	38,23	48,58	59,95	71,89	83,89	95,80	107,55
20	0,2	-34,01	-28,90	-22,74	-16,34	-9,72	-2,94	3,96	11,00	18,15
	0,4	-12,61	-9,17	2,83	15,98	28,64	41,08	53,42	65,66	77,82
	0,6	7,85	13,10	22,98	36,77	51,07	64,94	78,51	91,88	105,13
	0,8	18,12	26,09	36,01	48,50	62,39	76,53	90,42	104,13	117,63
	1,0	22,87	33,22	43,99	55,94	69,07	82,86	96,74	110,52	124,13

Fonte: Autor (2017)

Tabela D.3 - Momento fletor total na ligação para um solo com $k_s = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
3,5	0,2	-4,75	-3,81	-2,87	-1,94	-1,03	-0,14	0,73	1,58	2,40
	0,4	-1,97	-0,74	1,11	2,82	4,40	5,88	7,29	8,62	9,87
	0,6	1,24	2,05	3,73	5,58	7,29	8,87	10,34	11,74	13,05
	0,8	2,70	3,82	5,28	6,99	8,69	10,28	11,77	13,16	14,48
	1,0	3,41	4,78	6,22	7,82	9,46	11,03	12,51	13,91	15,22
5	0,2	-6,71	-5,27	-3,82	-2,34	-0,86	0,62	2,09	3,55	4,99
	0,4	-2,61	-0,67	2,23	4,96	7,55	10,04	12,44	14,77	17,03
	0,6	2,04	3,43	6,13	9,12	11,94	14,61	17,18	19,66	22,05
	0,8	4,17	6,01	8,41	11,21	14,05	16,77	19,36	21,86	24,27
	1,0	5,19	7,41	9,80	12,45	15,20	17,90	20,50	23,00	25,42
7,5	0,2	-9,98	-7,72	-5,39	-2,99	-0,57	1,89	4,35	6,83	9,31
	0,4	-3,69	-0,55	4,09	8,54	12,80	16,97	21,04	25,04	28,96
	0,6	3,37	5,74	10,13	15,01	19,69	24,19	28,57	32,85	37,05
	0,8	6,61	9,67	13,63	18,26	22,98	27,57	32,02	36,35	40,60
	1,0	8,16	11,80	15,76	20,16	24,76	29,34	33,80	38,17	42,42
10	0,2	-13,25	-10,16	-6,96	-3,65	-0,28	3,15	6,61	10,11	13,63
	0,4	-4,77	-0,44	5,96	12,11	18,05	23,89	29,63	35,30	40,89
	0,6	4,71	8,04	14,13	20,90	27,44	33,77	39,96	46,05	52,05
	0,8	9,05	13,32	18,84	25,30	31,91	38,38	44,67	50,85	56,93
	1,0	11,13	16,19	21,72	27,87	34,33	40,79	47,11	53,33	59,43
12,5	0,2	-16,52	-12,60	-8,53	-4,31	0,01	4,41	8,87	13,39	17,95
	0,4	-5,85	-0,32	7,82	15,68	23,30	30,82	38,22	45,56	52,82
	0,6	6,05	10,34	18,13	26,80	35,19	43,35	51,35	59,25	67,05
	0,8	11,49	16,98	24,06	32,35	40,84	49,18	57,33	65,35	73,26
	1,0	14,10	20,59	27,67	35,58	43,90	52,23	60,41	68,49	76,44
15	0,2	-19,79	-15,04	-10,10	-4,96	0,30	5,68	11,13	16,67	22,27
	0,4	-6,93	-0,20	9,69	19,25	28,55	37,74	46,82	55,82	64,75
	0,6	7,38	12,65	22,12	32,69	42,94	52,93	62,74	72,45	82,04
	0,8	13,93	20,64	29,28	39,39	49,77	59,99	69,98	79,84	89,59
	1,0	17,07	24,98	33,63	43,29	53,47	63,67	73,72	83,65	93,44
17,5	0,2	-23,06	-17,49	-11,67	-5,62	0,59	6,94	13,39	19,95	26,59
	0,4	-8,01	-0,08	11,55	22,82	33,80	44,67	55,41	66,09	76,68
	0,6	8,72	14,95	26,12	38,58	50,69	62,51	74,13	85,64	97,04
	0,8	16,37	24,30	34,50	46,43	58,70	70,80	82,64	94,34	105,92
	1,0	20,04	29,37	39,59	51,00	63,03	75,11	87,03	98,81	110,45
20	0,2	-26,33	-19,93	-13,24	-6,28	0,88	8,20	15,65	23,23	30,91
	0,4	-9,09	0,04	13,41	26,40	39,05	51,59	64,00	76,35	88,62
	0,6	10,05	17,26	30,12	44,47	58,44	72,08	85,52	98,84	112,04
	0,8	18,81	27,95	39,72	53,48	67,63	81,60	95,29	108,83	122,25
	1,0	23,01	33,76	45,55	58,71	72,60	86,56	100,33	113,97	127,45

Fonte: Autor (2017)

- Para $h = 0,4 m$

Tabela D.4 - Momento fletor na ligação devido ao peso próprio para um solo com $k_s = 25.000 kN/m^2/m$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
5	0,2	-26,03	-28,56	-28,61	-28,58	-28,49	-28,39	-28,28	-28,17	-28,07
	0,4	-26,70	-35,46	-39,43	-39,49	-38,79	-38,14	-37,54	-36,99	-36,46
	0,6	-19,57	-30,57	-36,64	-39,05	-39,02	-37,85	-36,66	-35,62	-34,71
	0,8	-14,00	-21,64	-28,10	-32,16	-33,61	-33,26	-32,15	-30,91	-29,78
	1,0	-8,56	-13,67	-20,21	-24,01	-26,29	-27,42	-26,91	-25,96	-24,92
7,5	0,2	-39,05	-42,85	-42,91	-42,86	-42,74	-42,58	-42,42	-42,26	-42,10
	0,4	-40,05	-53,19	-59,14	-59,23	-58,18	-57,20	-56,31	-55,49	-54,70
	0,6	-29,35	-45,86	-54,96	-58,58	-58,53	-56,77	-54,99	-53,43	-52,07
	0,8	-21,00	-32,47	-42,15	-48,23	-50,41	-49,90	-48,22	-46,36	-44,67
	1,0	-12,85	-20,51	-30,32	-36,01	-39,44	-41,13	-40,36	-38,94	-37,37
10	0,2	-52,07	-57,13	-57,21	-57,15	-56,98	-56,78	-56,56	-56,34	-56,13
	0,4	-53,40	-70,92	-78,86	-78,97	-77,58	-76,27	-75,09	-73,99	-72,93
	0,6	-39,13	-61,15	-73,28	-78,11	-78,04	-75,70	-73,31	-71,23	-69,43
	0,8	-28,00	-43,29	-56,20	-64,31	-67,21	-66,53	-64,30	-61,81	-59,56
	1,0	-17,13	-27,34	-40,42	-48,02	-52,59	-54,85	-53,82	-51,92	-49,83
12,5	0,2	-65,08	-71,41	-71,52	-71,44	-71,23	-70,97	-70,70	-70,43	-70,16
	0,4	-66,75	-88,65	-98,57	-98,72	-96,97	-95,34	-93,86	-92,49	-91,16
	0,6	-48,91	-76,43	-91,60	-97,63	-97,54	-94,62	-91,64	-89,04	-86,78
	0,8	-35,00	-54,11	-70,25	-80,39	-84,01	-83,16	-80,37	-77,26	-74,45
	1,0	-21,41	-34,18	-50,53	-60,02	-65,73	-68,56	-67,27	-64,90	-62,29
15	0,2	-78,10	-85,69	-85,82	-85,73	-85,48	-85,17	-84,84	-84,52	-84,20
	0,4	-80,10	-106,38	-118,29	-118,46	-116,36	-114,41	-112,63	-110,98	-109,39
	0,6	-58,70	-91,72	-109,92	-117,16	-117,05	-113,55	-109,97	-106,85	-104,14
	0,8	-42,00	-64,93	-84,30	-96,47	-100,82	-99,79	-96,45	-92,72	-89,34
	1,0	-25,69	-41,01	-60,64	-72,03	-78,88	-82,27	-80,73	-77,88	-74,75
17,5	0,2	-91,12	-99,97	-100,12	-100,01	-99,72	-99,36	-98,98	-98,60	-98,23
	0,4	-93,45	-124,11	-138,00	-138,20	-135,76	-133,48	-131,40	-129,48	-127,63
	0,6	-68,48	-107,01	-128,24	-136,69	-136,56	-132,47	-128,30	-124,66	-121,49
	0,8	-49,00	-75,75	-98,35	-112,54	-117,62	-116,42	-112,52	-108,17	-104,24
	1,0	-29,97	-47,85	-70,74	-84,03	-92,03	-95,98	-94,18	-90,86	-87,21
20	0,2	-104,14	-114,26	-114,43	-114,30	-113,97	-113,56	-113,12	-112,69	-112,26
	0,4	-106,80	-141,84	-157,72	-157,95	-155,15	-152,54	-150,17	-147,98	-145,86
	0,6	-78,26	-122,29	-146,56	-156,21	-156,07	-151,40	-146,63	-142,47	-138,85
	0,8	-56,00	-86,58	-112,40	-128,62	-134,42	-133,06	-128,60	-123,62	-119,13
	1,0	-34,26	-54,68	-80,85	-96,04	-105,17	-109,69	-107,64	-103,84	-99,67

Fonte: Autor (2017)

Tabela D.5 - Momento fletor na ligação devido ao peso próprio para um solo com $k_s = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
5	0,2	-23,35	-23,96	-23,91	-23,83	-23,72	-23,60	-23,48	-23,37	-23,26
	0,4	-25,30	-31,76	-32,69	-31,98	-31,29	-30,68	-30,11	-29,58	-29,08
	0,6	-20,10	-27,65	-31,69	-31,61	-30,45	-29,28	-28,30	-27,45	-26,67
	0,8	-13,72	-20,70	-25,35	-26,94	-26,45	-25,26	-24,10	-23,08	-22,23
	1,0	-8,92	-14,06	-18,36	-20,88	-21,53	-21,04	-20,03	-19,05	-18,20
7,5	0,2	-35,03	-35,94	-35,87	-35,75	-35,58	-35,40	-35,22	-35,05	-34,89
	0,4	-37,95	-47,63	-49,03	-47,97	-46,93	-46,02	-45,17	-44,37	-43,62
	0,6	-30,15	-41,48	-47,53	-47,42	-45,68	-43,92	-42,45	-41,17	-40,01
	0,8	-20,58	-31,04	-38,03	-40,41	-39,68	-37,89	-36,14	-34,62	-33,35
	1,0	-13,37	-21,09	-27,54	-31,32	-32,29	-31,56	-30,04	-28,58	-27,31
10	0,2	-46,70	-47,92	-47,82	-47,67	-47,43	-47,19	-46,96	-46,73	-46,52
	0,4	-50,60	-63,51	-65,37	-63,97	-62,57	-61,36	-60,23	-59,16	-58,17
	0,6	-40,19	-55,31	-63,37	-63,22	-60,90	-58,56	-56,60	-54,89	-53,34
	0,8	-27,44	-41,39	-50,71	-53,88	-52,91	-50,52	-48,19	-46,16	-44,46
	1,0	-17,83	-28,13	-36,73	-41,76	-43,06	-42,08	-40,06	-38,11	-36,41
12,5	0,2	-58,38	-59,90	-59,78	-59,59	-59,29	-58,99	-58,70	-58,42	-58,15
	0,4	-63,25	-79,39	-81,72	-79,96	-78,22	-76,70	-75,28	-73,95	-72,71
	0,6	-50,24	-69,13	-79,22	-79,03	-76,13	-73,20	-70,75	-68,61	-66,68
	0,8	-34,30	-51,74	-63,39	-67,35	-66,13	-63,15	-60,24	-57,70	-55,58
	1,0	-22,29	-35,16	-45,91	-52,20	-53,82	-52,59	-50,07	-47,63	-45,51
15	0,2	-70,05	-71,88	-71,74	-71,50	-71,15	-70,79	-70,44	-70,10	-69,78
	0,4	-75,91	-95,27	-98,06	-95,95	-93,86	-92,04	-90,34	-88,74	-87,25
	0,6	-60,29	-82,96	-95,06	-94,83	-91,35	-87,84	-84,89	-82,34	-80,02
	0,8	-41,16	-62,09	-76,06	-80,82	-79,36	-75,78	-72,29	-69,24	-66,70
	1,0	-26,75	-42,19	-55,09	-62,64	-64,58	-63,11	-60,09	-57,16	-54,61
17,5	0,2	-81,73	-83,87	-83,69	-83,42	-83,01	-82,59	-82,18	-81,78	-81,41
	0,4	-88,56	-111,14	-114,40	-111,94	-109,50	-107,38	-105,40	-103,53	-101,79
	0,6	-70,34	-96,79	-110,90	-110,64	-106,58	-102,48	-99,04	-96,06	-93,35
	0,8	-48,02	-72,44	-88,74	-94,29	-92,59	-88,41	-84,33	-80,78	-77,81
	1,0	-31,21	-49,22	-64,27	-73,07	-75,35	-73,63	-70,10	-66,69	-63,72
20	0,2	-93,40	-95,85	-95,65	-95,34	-94,87	-94,39	-93,92	-93,47	-93,03
	0,4	-101,21	-127,02	-130,75	-127,93	-125,15	-122,72	-120,45	-118,32	-116,33
	0,6	-80,39	-110,61	-126,75	-126,44	-121,80	-117,12	-113,19	-109,78	-106,69
	0,8	-54,88	-82,78	-101,42	-107,76	-105,81	-101,04	-96,38	-92,31	-88,93
	1,0	-35,67	-56,25	-73,45	-83,51	-86,11	-84,15	-80,12	-76,21	-72,82

Fonte: Autor (2017)

Tabela D.6 - Momento fletor na ligação devido ao peso próprio para um solo com $k_s = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
5	0,2	-20,00	-20,03	-19,95	-19,82	-19,69	-19,56	-19,44	-19,33	-19,22
	0,4	-23,79	-27,02	-26,47	-25,72	-25,09	-24,50	-23,97	-23,47	-23,03
	0,6	-18,21	-24,56	-25,70	-24,63	-23,46	-22,50	-21,69	-20,96	-20,31
	0,8	-12,87	-18,63	-21,22	-21,12	-19,94	-18,82	-17,92	-17,16	-16,50
	1,0	-8,71	-13,34	-16,29	-17,05	-16,45	-15,49	-14,62	-13,87	-13,27
7,5	0,2	-29,99	-30,04	-29,92	-29,73	-29,53	-29,34	-29,16	-28,99	-28,83
	0,4	-35,69	-40,53	-39,71	-38,59	-37,63	-36,75	-35,95	-35,21	-34,54
	0,6	-27,31	-36,83	-38,55	-36,94	-35,19	-33,76	-32,54	-31,45	-30,47
	0,8	-19,30	-27,94	-31,83	-31,68	-29,92	-28,23	-26,88	-25,74	-24,75
	1,0	-13,07	-20,02	-24,43	-25,57	-24,68	-23,23	-21,93	-20,81	-19,90
10	0,2	-39,99	-40,05	-39,89	-39,64	-39,38	-39,13	-38,89	-38,66	-38,44
	0,4	-47,58	-54,04	-52,95	-51,45	-50,18	-49,00	-47,93	-46,95	-46,05
	0,6	-36,41	-49,11	-51,41	-49,25	-46,92	-45,01	-43,38	-41,93	-40,62
	0,8	-25,73	-37,26	-42,43	-42,25	-39,89	-37,64	-35,84	-34,32	-33,00
	1,0	-17,43	-26,69	-32,58	-34,09	-32,91	-30,98	-29,24	-27,74	-26,54
12,5	0,2	-49,99	-50,07	-49,86	-49,55	-49,22	-48,91	-48,61	-48,32	-48,05
	0,4	-59,48	-67,55	-66,18	-64,31	-62,72	-61,26	-59,91	-58,69	-57,56
	0,6	-45,52	-61,39	-64,26	-61,56	-58,65	-56,26	-54,23	-52,41	-50,78
	0,8	-32,17	-46,57	-53,04	-52,81	-49,86	-47,05	-44,80	-42,91	-41,26
	1,0	-21,79	-33,36	-40,72	-42,62	-41,13	-38,72	-36,54	-34,68	-33,17
15	0,2	-59,99	-60,08	-59,84	-59,46	-59,07	-58,69	-58,33	-57,99	-57,66
	0,4	-71,37	-81,06	-79,42	-77,17	-75,26	-73,51	-71,90	-70,42	-69,08
	0,6	-54,62	-73,67	-77,11	-73,88	-70,37	-67,51	-65,07	-62,89	-60,94
	0,8	-38,60	-55,89	-63,65	-63,37	-59,83	-56,46	-53,76	-51,49	-49,51
	1,0	-26,14	-40,03	-48,87	-51,14	-49,36	-46,47	-43,85	-41,61	-39,81
17,5	0,2	-69,99	-70,09	-69,81	-69,37	-68,91	-68,47	-68,05	-67,65	-67,28
	0,4	-83,27	-94,57	-92,66	-90,03	-87,81	-85,76	-83,88	-82,16	-80,59
	0,6	-63,73	-85,95	-89,96	-86,19	-82,10	-78,77	-75,92	-73,37	-71,09
	0,8	-45,03	-65,20	-74,26	-73,93	-69,81	-65,87	-62,72	-60,07	-57,76
	1,0	-30,50	-46,70	-57,01	-59,66	-57,59	-54,21	-51,16	-48,55	-46,44
20	0,2	-79,99	-80,10	-79,78	-79,28	-78,75	-78,25	-77,77	-77,32	-76,89
	0,4	-95,16	-108,08	-105,90	-102,89	-100,35	-98,01	-95,86	-93,90	-92,10
	0,6	-72,83	-98,22	-102,81	-98,50	-93,83	-90,02	-86,77	-83,85	-81,25
	0,8	-51,47	-74,52	-84,87	-84,49	-79,78	-75,28	-71,68	-68,65	-66,01
	1,0	-34,86	-53,38	-65,15	-68,19	-65,81	-61,96	-58,47	-55,48	-53,08

Fonte: Autor (2017)

Tabela D.7 - Momento fletor na ligação devido à carga hidrostática para um solo com $k_s = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
5	0,2	0,41	0,76	1,14	1,55	1,98	2,43	2,88	3,34	3,81
	0,4	2,01	2,98	4,36	5,93	7,51	9,10	10,66	12,25	13,81
	0,6	4,78	6,34	8,40	10,89	13,64	16,34	18,95	21,50	23,95
	0,8	7,25	9,86	12,46	15,35	18,56	21,90	25,21	28,38	31,40
	1,0	9,18	12,67	15,70	18,96	22,35	25,89	29,47	32,95	36,28
7,5	0,2	0,65	1,22	1,87	2,58	3,33	4,13	4,96	5,82	6,71
	0,4	3,19	4,82	7,15	9,85	12,63	15,48	18,36	21,33	24,33
	0,6	7,61	10,25	13,77	18,08	22,93	27,80	32,63	37,43	42,18
	0,8	11,53	15,93	20,42	25,49	31,20	37,27	43,40	49,42	55,31
	1,0	14,60	20,48	25,72	31,48	37,58	44,06	50,73	57,38	63,91
10	0,2	0,89	1,69	2,60	3,60	4,68	5,83	7,04	8,30	9,61
	0,4	4,37	6,66	9,94	13,76	17,75	21,86	26,05	30,41	34,84
	0,6	10,44	14,15	19,14	25,27	32,22	39,26	46,31	53,37	60,41
	0,8	15,82	22,00	28,38	35,62	43,83	52,63	61,59	70,46	79,22
	1,0	20,02	28,28	35,74	44,00	52,81	62,22	71,99	81,81	91,53
12,5	0,2	1,14	2,15	3,33	4,63	6,03	7,54	9,12	10,78	12,51
	0,4	5,56	8,49	12,72	17,68	22,86	28,24	33,75	39,49	45,36
	0,6	13,26	18,06	24,51	32,46	41,51	50,73	59,98	69,31	78,64
	0,8	20,10	28,06	36,34	45,76	56,47	68,00	79,78	91,51	103,13
	1,0	25,44	36,09	45,77	56,52	68,03	80,38	93,25	106,24	119,16
15	0,2	1,38	2,62	4,06	5,65	7,38	9,24	11,20	13,26	15,40
	0,4	6,74	10,33	15,51	21,59	27,98	34,62	41,44	48,57	55,87
	0,6	16,09	21,96	29,88	39,66	50,79	62,19	73,66	85,25	96,88
	0,8	24,38	34,13	44,29	55,89	69,11	83,36	97,96	112,55	127,03
	1,0	30,86	43,89	55,79	69,04	83,26	98,55	114,52	130,67	146,79
17,5	0,2	1,62	3,08	4,79	6,68	8,73	10,94	13,28	15,74	18,30
	0,4	7,93	12,17	18,30	25,51	33,09	41,00	49,14	57,65	66,38
	0,6	18,91	25,87	35,24	46,85	60,08	73,65	87,34	101,19	115,11
	0,8	28,66	40,20	52,25	66,03	81,75	98,73	116,15	133,59	150,94
	1,0	36,28	51,70	65,82	81,56	98,48	116,71	135,78	155,10	174,41
20	0,2	1,86	3,55	5,52	7,70	10,08	12,64	15,36	18,22	21,20
	0,4	9,11	14,00	21,08	29,43	38,21	47,38	56,83	66,73	76,90
	0,6	21,74	29,77	40,61	54,04	69,37	85,11	101,01	117,13	133,34
	0,8	32,95	46,27	60,21	76,17	94,39	114,09	134,34	154,63	174,85
	1,0	41,70	59,50	75,84	94,08	113,71	134,87	157,04	179,54	202,04

Fonte: Autor (2017)

Tabela D.8 - Momento fletor na ligação devido à carga hidrostática para um solo com $k_s = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
5	0,2	0,49	0,91	1,36	1,84	2,34	2,87	3,40	3,94	4,48
	0,4	2,14	3,43	5,12	6,87	8,62	10,39	12,16	13,91	15,65
	0,6	4,77	6,79	9,33	12,25	15,22	18,06	20,83	23,52	26,14
	0,8	7,30	10,08	13,09	16,51	20,12	23,66	27,03	30,27	33,37
	1,0	9,13	12,66	16,09	19,70	23,49	27,36	31,04	34,58	37,94
7,5	0,2	0,79	1,47	2,22	3,06	3,94	4,88	5,85	6,86	7,89
	0,4	3,41	5,54	8,39	11,41	14,50	17,67	20,93	24,23	27,56
	0,6	7,59	10,97	15,29	20,34	25,59	30,73	35,86	40,96	46,05
	0,8	11,62	16,28	21,45	27,41	33,82	40,26	46,53	52,72	58,77
	1,0	14,52	20,45	26,37	32,71	39,50	46,55	53,44	60,22	66,82
10	0,2	1,08	2,02	3,09	4,27	5,54	6,89	8,30	9,77	11,30
	0,4	4,68	7,65	11,66	15,95	20,37	24,96	29,70	34,54	39,47
	0,6	10,41	15,16	21,25	28,44	35,95	43,40	50,89	58,39	65,96
	0,8	15,93	22,48	29,81	38,31	47,52	56,86	66,03	75,17	84,18
	1,0	19,91	28,25	36,65	45,71	55,50	65,74	75,83	85,86	95,70
12,5	0,2	1,37	2,58	3,96	5,48	7,14	8,90	10,75	12,69	14,71
	0,4	5,94	9,76	14,93	20,49	26,25	32,25	38,47	44,86	51,39
	0,6	13,22	19,34	27,21	36,53	46,32	56,07	65,91	75,83	85,86
	0,8	20,25	28,69	38,17	49,21	61,22	73,46	85,54	97,61	109,58
	1,0	25,30	36,04	46,93	58,72	71,50	84,93	98,23	111,50	124,59
15	0,2	1,66	3,14	4,82	6,70	8,73	10,91	13,20	15,61	18,12
	0,4	7,21	11,87	18,20	25,03	32,12	39,53	47,25	55,17	63,30
	0,6	16,04	23,52	33,16	44,62	56,69	68,74	80,94	93,27	105,77
	0,8	24,56	34,89	46,52	60,11	74,93	90,06	105,04	120,06	134,99
	1,0	30,69	43,83	57,21	71,73	87,50	104,12	120,63	137,14	153,47
17,5	0,2	1,95	3,70	5,69	7,91	10,33	12,92	15,65	18,53	21,53
	0,4	8,48	13,98	21,46	29,57	38,00	46,82	56,02	65,49	75,21
	0,6	18,86	27,70	39,12	52,71	67,05	81,41	95,97	110,71	125,67
	0,8	28,88	41,10	54,88	71,01	88,63	106,65	124,54	142,51	160,39
	1,0	36,08	51,63	67,49	84,73	103,50	123,31	143,03	162,78	182,36
20	0,2	2,24	4,26	6,55	9,13	11,93	14,93	18,11	21,45	24,94
	0,4	9,75	16,10	24,73	34,11	43,87	54,11	64,79	75,81	87,12
	0,6	21,68	31,89	45,08	60,80	77,42	94,08	111,00	128,14	145,58
	0,8	33,19	47,30	63,24	81,91	102,33	123,25	144,04	164,96	185,79
	1,0	41,47	59,42	77,77	97,74	119,51	142,51	165,42	188,42	211,24

Fonte: Autor (2017)

Tabela D.9 - Momento fletor na ligação devido à carga hidrostática para um solo com $k_s = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
5	0,2	0,60	1,08	1,61	2,17	2,76	3,37	3,99	4,62	5,25
	0,4	2,35	4,02	5,93	7,87	9,82	11,79	13,75	15,69	17,60
	0,6	5,02	7,38	10,43	13,64	16,72	19,74	22,66	25,52	28,29
	0,8	7,45	10,49	13,98	17,83	21,59	25,23	28,68	32,00	35,18
	1,0	9,17	12,84	16,62	20,65	24,73	28,68	32,41	35,98	39,36
7,5	0,2	0,95	1,74	2,64	3,61	4,65	5,74	6,88	8,05	9,25
	0,4	3,73	6,49	9,72	13,07	16,52	20,07	23,67	27,32	31,00
	0,6	7,99	11,93	17,09	22,64	28,11	33,58	39,01	44,45	49,83
	0,8	11,85	16,95	22,90	29,60	36,30	42,93	49,37	55,72	61,97
	1,0	14,59	20,75	27,23	34,28	41,58	48,79	55,79	62,66	69,33
10	0,2	1,31	2,41	3,66	5,04	6,53	8,11	9,76	11,48	13,25
	0,4	5,12	8,97	13,51	18,26	23,21	28,34	33,59	38,96	44,40
	0,6	10,96	16,47	23,75	31,65	39,51	47,43	55,37	63,37	71,38
	0,8	16,25	23,41	31,83	41,37	51,01	60,62	70,06	79,45	88,75
	1,0	20,00	28,65	37,84	47,91	58,42	68,91	79,18	89,34	99,30
12,5	0,2	1,66	3,07	4,69	6,48	8,41	10,47	12,64	14,90	17,25
	0,4	6,51	11,44	17,29	23,46	29,90	36,61	43,51	50,59	57,80
	0,6	13,93	21,02	30,42	40,65	50,90	61,27	71,72	82,30	92,92
	0,8	20,65	29,87	40,75	53,14	65,72	78,32	90,75	103,17	115,54
	1,0	25,42	36,56	48,46	61,54	75,26	89,03	102,56	116,02	129,27
15	0,2	2,01	3,74	5,72	7,91	10,30	12,84	15,52	18,33	21,25
	0,4	7,89	13,91	21,08	28,65	36,59	44,89	53,43	62,23	71,20
	0,6	16,89	25,56	37,08	49,65	62,29	75,12	88,07	101,23	114,46
	0,8	25,05	36,33	49,68	64,91	80,42	96,02	111,45	126,90	142,33
	1,0	30,83	44,47	59,07	75,17	92,11	109,14	125,95	142,70	159,24
17,5	0,2	2,37	4,40	6,74	9,35	12,18	15,21	18,40	21,76	25,25
	0,4	9,28	16,39	24,87	33,85	43,28	53,16	63,35	73,86	84,60
	0,6	19,86	30,11	43,74	58,66	73,68	88,96	104,42	120,15	136,00
	0,8	29,45	42,80	58,60	76,68	95,13	113,71	132,14	150,62	169,11
	1,0	36,25	52,37	69,68	88,80	108,95	129,26	149,33	169,38	189,21
20	0,2	2,72	5,07	7,77	10,78	14,06	17,57	21,29	25,18	29,24
	0,4	10,67	18,86	28,66	39,05	49,97	61,43	73,27	85,50	98,01
	0,6	22,83	34,65	50,40	67,66	85,07	102,81	120,77	139,08	157,54
	0,8	33,85	49,26	67,53	88,45	109,84	131,41	152,83	174,35	195,90
	1,0	41,67	60,28	80,30	102,43	125,80	149,37	172,71	196,06	219,18

Fonte: Autor (2017)

Tabela D.10 - Momento fletor total na ligação para um solo com $k_s = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
5	0,2	-25,62	-27,81	-27,46	-27,02	-26,51	-25,96	-25,40	-24,83	-24,26
	0,4	-24,70	-32,48	-35,07	-33,56	-31,28	-29,04	-26,88	-24,75	-22,65
	0,6	-14,78	-24,23	-28,24	-28,16	-25,38	-21,51	-17,70	-14,12	-10,77
	0,8	-6,75	-11,79	-15,64	-16,80	-15,05	-11,36	-6,94	-2,53	1,62
	1,0	0,61	-1,00	-4,52	-5,05	-3,94	-1,53	2,56	6,99	11,37
7,5	0,2	-38,40	-41,63	-41,04	-40,29	-39,41	-38,45	-37,46	-36,44	-35,39
	0,4	-36,86	-48,37	-51,99	-49,38	-45,55	-41,73	-37,96	-34,17	-30,37
	0,6	-21,74	-35,61	-41,19	-40,50	-35,60	-28,97	-22,35	-15,99	-9,89
	0,8	-9,47	-16,54	-21,73	-22,75	-19,21	-12,63	-4,83	3,06	10,64
	1,0	1,75	-0,03	-4,60	-4,53	-1,86	2,92	10,36	18,44	26,53
10	0,2	-51,17	-55,44	-54,61	-53,55	-52,30	-50,95	-49,52	-48,04	-46,52
	0,4	-49,03	-64,26	-68,92	-65,21	-59,83	-54,42	-49,03	-43,58	-38,09
	0,6	-28,70	-46,99	-54,14	-52,83	-45,82	-36,43	-27,01	-17,86	-9,01
	0,8	-12,19	-21,29	-27,82	-28,69	-23,38	-13,90	-2,71	8,65	19,65
	1,0	2,89	0,94	-4,68	-4,02	0,22	7,37	18,17	29,89	41,70
12,5	0,2	-63,95	-69,26	-68,18	-66,81	-65,20	-63,44	-61,58	-59,65	-57,66
	0,4	-61,19	-80,16	-85,85	-81,04	-74,11	-67,10	-60,11	-53,00	-45,81
	0,6	-35,65	-58,38	-67,09	-65,17	-56,04	-43,90	-31,66	-19,73	-8,14
	0,8	-14,90	-26,05	-33,91	-34,63	-27,54	-15,16	-0,60	14,24	28,67
	1,0	4,03	1,91	-4,76	-3,51	2,30	11,83	25,98	41,34	56,87
15	0,2	-76,72	-83,08	-81,76	-80,07	-78,09	-75,93	-73,64	-71,26	-68,79
	0,4	-73,36	-96,05	-102,78	-96,87	-88,39	-79,79	-71,19	-62,42	-53,52
	0,6	-42,61	-69,76	-80,05	-77,50	-66,26	-51,36	-36,31	-21,60	-7,26
	0,8	-17,62	-30,80	-40,00	-40,57	-31,71	-16,43	1,52	19,83	37,69
	1,0	5,16	2,88	-4,84	-2,99	4,38	16,28	33,79	52,79	72,04
17,5	0,2	-89,50	-96,89	-95,33	-93,34	-90,99	-88,42	-85,70	-82,86	-79,92
	0,4	-85,52	-111,94	-119,71	-112,69	-102,66	-92,48	-82,26	-71,83	-61,24
	0,6	-49,57	-81,14	-93,00	-89,84	-76,48	-58,82	-40,96	-23,47	-6,39
	0,8	-20,34	-35,55	-46,10	-46,52	-35,87	-17,70	3,63	25,42	46,71
	1,0	6,30	3,85	-4,92	-2,48	6,46	20,73	41,59	64,24	87,20
20	0,2	-102,27	-110,71	-108,90	-106,60	-103,89	-100,91	-97,76	-94,47	-91,06
	0,4	-97,69	-127,84	-136,63	-128,52	-116,94	-105,17	-93,34	-81,25	-68,96
	0,6	-56,52	-92,52	-105,95	-102,18	-86,70	-66,28	-45,61	-25,34	-5,51
	0,8	-23,06	-40,30	-52,19	-52,46	-40,03	-18,96	5,75	31,01	55,72
	1,0	7,44	4,82	-5,01	-1,96	8,54	25,18	49,40	75,69	102,37

Fonte: Autor (2017)

Tabela D.11 - Momento fletor total na ligação para um solo com $k_s = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
5	0,2	-22,86	-23,05	-22,56	-21,99	-21,37	-20,73	-20,08	-19,43	-18,78
	0,4	-23,16	-28,33	-27,57	-25,11	-22,66	-20,29	-17,96	-15,67	-13,44
	0,6	-15,33	-20,86	-22,36	-19,36	-15,23	-11,22	-7,47	-3,93	-0,53
	0,8	-6,42	-10,62	-12,27	-10,43	-6,34	-1,60	2,93	7,19	11,13
	1,0	0,21	-1,41	-2,27	-1,18	1,97	6,32	11,01	15,53	19,73
7,5	0,2	-34,24	-34,48	-33,65	-32,70	-31,63	-30,52	-29,37	-28,19	-27,00
	0,4	-34,54	-42,09	-40,64	-36,56	-32,43	-28,35	-24,24	-20,14	-16,06
	0,6	-22,56	-30,51	-32,24	-27,07	-20,09	-13,19	-6,59	-0,21	6,04
	0,8	-8,96	-14,76	-16,59	-13,00	-5,86	2,37	10,39	18,10	25,42
	1,0	1,14	-0,64	-1,17	1,39	7,20	14,99	23,39	31,64	39,51
10	0,2	-45,62	-45,90	-44,73	-43,40	-41,90	-40,31	-38,66	-36,96	-35,22
	0,4	-45,93	-55,86	-53,72	-48,01	-42,20	-36,40	-30,52	-24,61	-18,69
	0,6	-29,79	-40,15	-42,13	-34,79	-24,95	-15,16	-5,71	3,50	12,61
	0,8	-11,51	-18,91	-20,90	-15,57	-5,38	6,34	17,84	29,01	39,71
	1,0	2,07	0,12	-0,07	3,96	12,44	23,66	35,78	47,75	59,30
12,5	0,2	-57,01	-57,32	-55,82	-54,10	-52,16	-50,10	-47,95	-45,72	-43,44
	0,4	-57,31	-69,63	-66,79	-59,47	-51,97	-44,46	-36,81	-29,09	-21,32
	0,6	-37,02	-49,79	-52,01	-42,50	-29,81	-17,13	-4,83	7,22	19,18
	0,8	-14,05	-23,05	-25,22	-18,14	-4,91	10,31	25,30	39,92	54,00
	1,0	3,01	0,88	1,02	6,52	17,68	32,34	48,16	63,86	79,08
15	0,2	-68,39	-68,74	-66,91	-64,80	-62,42	-59,88	-57,24	-54,49	-51,65
	0,4	-68,69	-83,39	-79,86	-70,92	-61,74	-52,51	-43,09	-33,56	-23,95
	0,6	-44,25	-59,44	-61,90	-50,21	-34,67	-19,10	-3,95	10,93	25,75
	0,8	-16,60	-27,19	-29,54	-20,71	-4,43	14,27	32,75	50,83	68,29
	1,0	3,94	1,64	2,12	9,09	22,92	41,01	60,54	79,98	98,86
17,5	0,2	-79,77	-80,16	-78,00	-75,50	-72,68	-69,67	-66,52	-63,25	-59,87
	0,4	-80,08	-97,16	-92,94	-82,37	-71,51	-60,56	-49,38	-38,04	-26,58
	0,6	-51,48	-69,08	-71,78	-57,93	-39,53	-21,08	-3,07	14,65	32,32
	0,8	-19,14	-31,34	-33,86	-23,28	-3,96	18,24	40,21	61,73	82,58
	1,0	4,87	2,41	3,22	11,66	28,16	49,68	72,92	96,09	118,64
20	0,2	-91,16	-91,59	-89,09	-86,21	-82,94	-79,46	-75,81	-72,02	-68,09
	0,4	-91,46	-110,93	-106,01	-93,82	-81,27	-68,62	-55,66	-42,51	-29,21
	0,6	-58,71	-78,73	-81,67	-65,64	-44,39	-23,05	-2,19	18,36	38,89
	0,8	-21,69	-35,48	-38,18	-25,85	-3,48	22,21	47,66	72,64	96,87
	1,0	5,80	3,17	4,31	14,23	33,39	58,35	85,31	112,20	138,42

Fonte: Autor (2017)

Tabela D.12 - Momento fletor total na ligação para um solo com $k_s = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
5	0,2	-19,40	-18,95	-18,34	-17,65	-16,92	-16,19	-15,45	-14,71	-13,97
	0,4	-21,44	-23,00	-20,54	-17,85	-15,26	-12,71	-10,22	-7,78	-5,42
	0,6	-13,18	-17,18	-15,27	-10,99	-6,73	-2,77	0,97	4,56	7,98
	0,8	-5,42	-8,14	-7,24	-3,30	1,65	6,41	10,76	14,83	18,68
	1,0	0,46	-0,50	0,33	3,60	8,28	13,19	17,79	22,11	26,09
7,5	0,2	-29,04	-28,29	-27,28	-26,12	-24,89	-23,60	-22,29	-20,95	-19,58
	0,4	-31,95	-34,04	-29,99	-25,52	-21,12	-16,69	-12,28	-7,89	-3,54
	0,6	-19,32	-24,91	-21,46	-14,30	-7,07	-0,17	6,48	13,00	19,37
	0,8	-7,45	-10,99	-8,92	-2,09	6,38	14,69	22,49	29,98	37,21
	1,0	1,51	0,73	2,80	8,71	16,89	25,56	33,87	41,86	49,43
10	0,2	-38,69	-37,64	-36,23	-34,59	-32,85	-31,02	-29,13	-27,18	-25,19
	0,4	-42,46	-45,07	-39,44	-33,18	-26,97	-20,66	-14,34	-7,99	-1,65
	0,6	-25,46	-32,64	-27,65	-17,61	-7,41	2,42	11,98	21,45	30,75
	0,8	-9,48	-13,84	-10,61	-0,88	11,12	22,98	34,22	45,12	55,75
	1,0	2,57	1,96	5,27	13,82	25,51	37,93	49,94	61,60	72,76
12,5	0,2	-48,33	-46,99	-45,17	-43,07	-40,81	-38,43	-35,97	-33,42	-30,81
	0,4	-52,97	-56,11	-48,89	-40,85	-32,82	-24,64	-16,40	-8,09	0,24
	0,6	-31,59	-40,37	-33,84	-20,92	-7,75	5,01	17,49	29,89	42,14
	0,8	-11,52	-16,70	-12,29	0,33	15,85	31,27	45,96	60,27	74,28
	1,0	3,63	3,20	7,74	18,92	34,13	50,30	66,02	81,35	96,10
15	0,2	-57,98	-56,34	-54,12	-51,54	-48,77	-45,85	-42,81	-39,66	-36,42
	0,4	-63,48	-67,14	-58,34	-48,52	-38,67	-28,62	-18,47	-8,20	2,13
	0,6	-37,73	-48,11	-40,03	-24,22	-8,09	7,60	23,00	38,33	53,52
	0,8	-13,55	-19,55	-13,97	1,54	20,59	39,56	57,69	75,41	92,82
	1,0	4,69	4,43	10,21	24,03	42,75	62,67	82,09	101,09	119,43
17,5	0,2	-67,62	-65,69	-63,06	-60,02	-56,73	-53,26	-49,65	-45,90	-42,03
	0,4	-73,99	-78,18	-67,79	-56,18	-44,53	-32,60	-20,53	-8,30	4,02
	0,6	-43,86	-55,84	-46,22	-27,53	-8,42	10,20	28,50	46,78	64,91
	0,8	-15,58	-22,41	-15,66	2,75	25,33	47,84	69,42	90,55	111,35
	1,0	5,75	5,67	12,68	29,14	51,37	75,04	98,17	120,84	142,76
20	0,2	-77,27	-75,04	-72,01	-68,49	-64,69	-60,68	-56,49	-52,13	-47,64
	0,4	-84,50	-89,22	-77,24	-63,85	-50,38	-36,58	-22,59	-8,40	5,90
	0,6	-50,00	-63,57	-52,41	-30,84	-8,76	12,79	34,01	55,22	76,29
	0,8	-17,61	-25,26	-17,34	3,96	30,06	56,13	81,16	105,70	129,89
	1,0	6,81	6,90	15,14	34,25	59,98	87,42	114,24	140,58	166,10

Fonte: Autor (2017)

- Para $h = 0,6 m$

Tabela D.13 - Momento fletor na ligação devido ao peso próprio para um solo com $k_s = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
5	0,2	-39,89	-44,03	-44,31	-44,44	-44,47	-44,45	-44,42	-44,37	-44,32
	0,4	-44,62	-59,49	-67,25	-68,51	-68,25	-67,91	-67,55	-67,22	-66,86
	0,6	-38,84	-59,19	-71,58	-77,98	-79,94	-79,21	-78,08	-77,02	-76,06
	0,8	-33,36	-49,95	-64,27	-74,28	-79,31	-80,44	-79,49	-77,85	-76,18
	1,0	-24,18	-37,29	-53,52	-63,54	-70,30	-74,64	-74,72	-73,42	-71,59
7,5	0,2	-59,83	-66,04	-66,46	-66,66	-66,70	-66,68	-66,63	-66,56	-66,48
	0,4	-66,93	-89,23	-100,87	-102,77	-102,38	-101,87	-101,33	-100,84	-100,29
	0,6	-58,26	-88,78	-107,36	-116,97	-119,90	-118,82	-117,11	-115,53	-114,09
	0,8	-50,04	-74,92	-96,40	-111,43	-118,97	-120,66	-119,23	-116,77	-114,27
	1,0	-36,28	-55,93	-80,28	-95,31	-105,45	-111,96	-112,08	-110,13	-107,38
10	0,2	-79,77	-88,06	-88,62	-88,88	-88,94	-88,91	-88,83	-88,74	-88,64
	0,4	-89,24	-118,98	-134,50	-137,03	-136,50	-135,83	-135,11	-134,45	-133,72
	0,6	-77,69	-118,38	-143,15	-155,96	-159,87	-158,42	-156,15	-154,05	-152,12
	0,8	-66,72	-99,90	-128,54	-148,57	-158,62	-160,88	-158,98	-155,69	-152,36
	1,0	-48,37	-74,58	-107,04	-127,07	-140,60	-149,27	-149,44	-146,84	-143,17
12,5	0,2	-99,71	-110,07	-110,77	-111,10	-111,17	-111,14	-111,04	-110,93	-110,80
	0,4	-111,55	-148,72	-168,12	-171,28	-170,63	-169,78	-168,88	-168,06	-167,15
	0,6	-97,11	-147,97	-178,94	-194,95	-199,84	-198,03	-195,19	-192,56	-190,15
	0,8	-83,40	-124,87	-160,67	-185,71	-198,28	-201,10	-198,72	-194,61	-190,45
	1,0	-60,46	-93,22	-133,80	-158,84	-175,76	-186,59	-186,80	-183,55	-178,96
15	0,2	-119,66	-132,08	-132,93	-133,32	-133,41	-133,36	-133,25	-133,12	-132,96
	0,4	-133,87	-178,47	-201,74	-205,54	-204,75	-203,74	-202,66	-201,67	-200,57
	0,6	-116,53	-177,57	-214,73	-233,95	-239,81	-237,64	-234,23	-231,07	-228,17
	0,8	-100,08	-149,84	-192,81	-222,85	-237,93	-241,32	-238,46	-233,54	-228,54
	1,0	-72,55	-111,87	-160,57	-190,61	-210,91	-223,91	-224,16	-220,26	-214,76
17,5	0,2	-139,60	-154,10	-155,08	-155,54	-155,64	-155,59	-155,46	-155,30	-155,12
	0,4	-156,18	-208,21	-235,37	-239,79	-238,88	-237,70	-236,44	-235,29	-234,00
	0,6	-135,95	-207,16	-250,52	-272,94	-279,78	-277,24	-273,27	-269,58	-266,20
	0,8	-116,76	-174,82	-224,94	-259,99	-277,59	-281,54	-278,21	-272,46	-266,63
	1,0	-84,64	-130,51	-187,33	-222,38	-246,06	-261,23	-261,52	-256,97	-250,55
20	0,2	-159,54	-176,11	-177,24	-177,76	-177,88	-177,82	-177,67	-177,49	-177,28
	0,4	-178,49	-237,96	-268,99	-274,05	-273,00	-271,65	-270,21	-268,90	-267,43
	0,6	-155,37	-236,76	-286,31	-311,93	-319,74	-316,85	-312,30	-308,09	-304,23
	0,8	-133,44	-199,79	-257,08	-297,13	-317,24	-321,76	-317,95	-311,38	-304,72
	1,0	-96,73	-149,15	-214,09	-254,15	-281,21	-298,55	-298,87	-293,68	-286,34

Fonte: Autor (2017)

Tabela D.14 - Momento fletor na ligação devido ao peso próprio para um solo com $k_s = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
5	0,2	-35,93	-37,14	-37,26	-37,32	-37,29	-37,25	-37,19	-37,13	-37,08
	0,4	-42,62	-54,24	-57,10	-56,91	-56,50	-56,13	-55,74	-55,34	-54,95
	0,6	-39,86	-54,66	-64,03	-65,85	-65,15	-63,94	-62,88	-61,92	-61,02
	0,8	-32,83	-48,34	-59,57	-64,88	-65,59	-64,24	-62,50	-60,89	-59,50
	1,0	-25,06	-38,32	-49,59	-56,94	-59,95	-60,03	-58,26	-56,35	-54,58
7,5	0,2	-53,90	-55,71	-55,90	-55,98	-55,94	-55,87	-55,79	-55,70	-55,61
	0,4	-63,93	-81,35	-85,66	-85,37	-84,75	-84,19	-83,62	-83,01	-82,42
	0,6	-59,79	-82,00	-96,05	-98,77	-97,72	-95,91	-94,33	-92,89	-91,53
	0,8	-49,25	-72,51	-89,35	-97,32	-98,39	-96,37	-93,75	-91,34	-89,24
	1,0	-37,59	-57,47	-74,38	-85,42	-89,93	-90,04	-87,39	-84,53	-81,87
10	0,2	-71,86	-74,28	-74,53	-74,64	-74,59	-74,49	-74,38	-74,27	-74,15
	0,4	-85,25	-108,47	-114,21	-113,82	-113,00	-112,26	-111,49	-110,68	-109,90
	0,6	-79,72	-109,33	-128,06	-131,70	-130,30	-127,89	-125,77	-123,85	-122,05
	0,8	-65,67	-96,68	-119,13	-129,76	-131,19	-128,49	-125,00	-121,78	-118,99
	1,0	-50,12	-76,63	-99,18	-113,89	-119,91	-120,05	-116,52	-112,71	-109,15
12,5	0,2	-89,83	-92,85	-93,16	-93,30	-93,23	-93,12	-92,98	-92,83	-92,69
	0,4	-106,56	-135,59	-142,76	-142,28	-141,25	-140,32	-139,36	-138,35	-137,37
	0,6	-99,65	-136,66	-160,08	-164,62	-162,87	-159,86	-157,21	-154,81	-152,56
	0,8	-82,08	-120,85	-148,92	-162,20	-163,99	-160,61	-156,26	-152,23	-148,74
	1,0	-62,65	-95,79	-123,97	-142,36	-149,88	-150,07	-145,66	-140,88	-136,44
15	0,2	-107,80	-111,42	-111,79	-111,96	-111,88	-111,74	-111,57	-111,40	-111,23
	0,4	-127,87	-162,71	-171,31	-170,74	-169,50	-168,39	-167,23	-166,02	-164,84
	0,6	-119,58	-163,99	-192,09	-197,54	-195,45	-191,83	-188,65	-185,77	-183,07
	0,8	-98,50	-145,02	-178,70	-194,64	-196,78	-192,73	-187,51	-182,67	-178,49
	1,0	-75,18	-114,95	-148,77	-170,83	-179,86	-180,08	-174,79	-169,06	-163,73
17,5	0,2	-125,76	-129,99	-130,43	-130,62	-130,53	-130,36	-130,17	-129,97	-129,76
	0,4	-149,18	-189,83	-199,86	-199,19	-197,75	-196,45	-195,10	-193,70	-192,32
	0,6	-139,51	-191,32	-224,11	-230,47	-228,02	-223,80	-220,09	-216,73	-213,58
	0,8	-114,92	-169,18	-208,48	-227,07	-229,58	-224,85	-218,76	-213,12	-208,23
	1,0	-87,71	-134,10	-173,56	-199,31	-209,84	-210,09	-203,92	-197,24	-191,02
20	0,2	-143,73	-148,56	-149,06	-149,28	-149,17	-148,99	-148,76	-148,53	-148,30
	0,4	-170,49	-216,94	-228,41	-227,65	-226,00	-224,51	-222,98	-221,37	-219,79
	0,6	-159,44	-218,66	-256,12	-263,39	-260,59	-255,77	-251,53	-247,70	-244,09
	0,8	-131,34	-193,35	-238,27	-259,51	-262,38	-256,97	-250,01	-243,56	-237,98
	1,0	-100,24	-153,26	-198,35	-227,78	-239,81	-240,11	-233,05	-225,41	-218,31

Fonte: Autor (2017)

Tabela D.15 - Momento fletor na ligação devido ao peso próprio para um solo com $k_s = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
5	0,2	-30,94	-31,24	-31,31	-31,28	-31,23	-31,17	-31,10	-31,04	-30,98
	0,4	-40,55	-47,27	-47,49	-47,04	-46,63	-46,20	-45,77	-45,35	-44,96
	0,6	-36,74	-49,92	-54,16	-53,65	-52,40	-51,31	-50,34	-49,43	-48,57
	0,8	-31,16	-44,54	-51,84	-53,46	-51,94	-50,17	-48,65	-47,32	-46,13
	1,0	-24,59	-36,79	-45,16	-48,39	-47,99	-46,21	-44,36	-42,71	-41,33
7,5	0,2	-46,41	-46,85	-46,96	-46,92	-46,84	-46,75	-46,65	-46,56	-46,46
	0,4	-60,82	-70,91	-71,24	-70,56	-69,94	-69,30	-68,65	-68,03	-67,44
	0,6	-55,11	-74,88	-81,24	-80,48	-78,59	-76,97	-75,50	-74,14	-72,85
	0,8	-46,74	-66,80	-77,75	-80,18	-77,92	-75,26	-72,97	-70,99	-69,19
	1,0	-36,89	-55,19	-67,74	-72,59	-71,98	-69,31	-66,54	-64,06	-62,00
10	0,2	-61,88	-62,47	-62,62	-62,56	-62,46	-62,33	-62,20	-62,08	-61,95
	0,4	-81,10	-94,55	-94,98	-94,09	-93,26	-92,40	-91,53	-90,71	-89,92
	0,6	-73,49	-99,83	-108,32	-107,31	-104,79	-102,63	-100,67	-98,85	-97,13
	0,8	-62,32	-89,07	-103,67	-106,91	-103,89	-100,35	-97,29	-94,65	-92,26
	1,0	-49,19	-73,58	-90,33	-96,79	-95,97	-92,41	-88,71	-85,41	-82,67
12,5	0,2	-77,35	-78,09	-78,27	-78,20	-78,07	-77,92	-77,76	-77,60	-77,44
	0,4	-101,37	-118,18	-118,73	-117,61	-116,57	-115,50	-114,42	-113,39	-112,40
	0,6	-91,86	-124,79	-135,39	-134,13	-130,99	-128,29	-125,84	-123,56	-121,41
	0,8	-77,90	-111,34	-129,59	-133,64	-129,86	-125,44	-121,61	-118,31	-115,32
	1,0	-61,48	-91,98	-112,91	-120,98	-119,96	-115,51	-110,89	-106,77	-103,34
15	0,2	-92,82	-93,71	-93,93	-93,84	-93,68	-93,50	-93,31	-93,11	-92,93
	0,4	-121,65	-141,82	-142,47	-141,13	-139,88	-138,60	-137,30	-136,06	-134,88
	0,6	-110,23	-149,75	-162,47	-160,96	-157,19	-153,94	-151,01	-148,28	-145,70
	0,8	-93,48	-133,61	-155,51	-160,37	-155,83	-150,52	-145,94	-141,97	-138,39
	1,0	-73,78	-110,37	-135,49	-145,18	-143,96	-138,62	-133,07	-128,12	-124,00
17,5	0,2	-108,29	-109,33	-109,58	-109,49	-109,30	-109,08	-108,86	-108,63	-108,41
	0,4	-141,92	-165,46	-166,22	-164,65	-163,20	-161,70	-160,18	-158,74	-157,36
	0,6	-128,60	-174,71	-189,55	-187,79	-183,38	-179,60	-176,18	-172,99	-169,98
	0,8	-109,06	-155,88	-181,42	-187,10	-181,80	-175,61	-170,26	-165,64	-161,45
	1,0	-86,08	-128,77	-158,07	-169,38	-167,95	-161,72	-155,25	-149,47	-144,67
20	0,2	-123,76	-124,95	-125,23	-125,13	-124,91	-124,67	-124,41	-124,15	-123,90
	0,4	-162,20	-189,09	-189,96	-188,17	-186,51	-184,80	-183,07	-181,42	-179,85
	0,6	-146,97	-199,67	-216,63	-214,61	-209,58	-205,26	-201,35	-197,70	-194,26
	0,8	-124,64	-178,14	-207,34	-213,82	-207,78	-200,70	-194,58	-189,30	-184,51
	1,0	-98,37	-147,16	-180,65	-193,57	-191,94	-184,82	-177,43	-170,83	-165,34

Fonte: Autor (2017)

Tabela D.16 - Momento fletor na ligação devido à carga hidrostática para um solo com $k_s = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
5	0,2	0,22	0,40	0,60	0,81	1,03	1,25	1,48	1,70	1,93
	0,4	1,17	1,72	2,53	3,47	4,41	5,35	6,27	7,20	8,11
	0,6	3,31	4,22	5,59	7,32	9,31	11,29	13,19	15,04	16,80
	0,8	6,01	7,82	9,70	11,94	14,60	17,48	20,37	23,12	25,72
	1,0	9,02	11,89	14,14	16,90	19,92	23,26	26,73	30,14	33,38
7,5	0,2	0,35	0,66	1,01	1,39	1,80	2,22	2,66	3,12	3,59
	0,4	1,88	2,84	4,26	5,93	7,67	9,47	11,29	13,19	15,11
	0,6	5,34	6,97	9,39	12,53	16,22	19,99	23,76	27,55	31,30
	0,8	9,72	12,91	16,30	20,44	25,42	30,96	36,69	42,36	47,92
	1,0	14,57	19,62	23,78	28,92	34,70	41,20	48,16	55,22	62,19
10	0,2	0,49	0,92	1,42	1,97	2,56	3,19	3,85	4,54	5,25
	0,4	2,60	3,96	5,98	8,40	10,94	13,59	16,32	19,17	22,10
	0,6	7,38	9,71	13,20	17,74	23,13	28,70	34,33	40,05	45,80
	0,8	13,42	17,99	22,91	28,94	36,25	44,45	53,01	61,59	70,11
	1,0	20,13	27,34	33,41	40,94	49,47	59,14	69,58	80,29	90,99
12,5	0,2	0,62	1,18	1,83	2,55	3,33	4,16	5,03	5,95	6,91
	0,4	3,32	5,08	7,71	10,86	14,21	17,72	21,34	25,16	29,10
	0,6	9,41	12,45	17,00	22,96	30,03	37,40	44,90	52,56	60,29
	0,8	17,12	23,07	29,51	37,43	47,07	57,93	69,32	80,82	92,30
	1,0	25,68	35,07	43,04	52,96	64,24	77,08	91,01	105,36	119,79
15	0,2	0,76	1,44	2,24	3,13	4,09	5,12	6,22	7,37	8,57
	0,4	4,04	6,19	9,43	13,33	17,47	21,84	26,37	31,15	36,09
	0,6	11,45	15,20	20,81	28,17	36,94	46,11	55,48	65,07	74,79
	0,8	20,82	28,16	36,12	45,93	57,89	71,41	85,64	100,06	114,50
	1,0	31,24	42,79	52,67	64,99	79,02	95,02	112,43	130,44	148,59
17,5	0,2	0,89	1,70	2,65	3,70	4,85	6,09	7,40	8,79	10,23
	0,4	4,76	7,31	11,16	15,79	20,74	25,96	31,39	37,14	43,09
	0,6	13,49	17,94	24,61	33,38	43,84	54,81	66,05	77,58	89,29
	0,8	24,53	33,24	42,72	54,43	68,72	84,90	101,96	119,29	136,69
	1,0	36,79	50,52	62,31	77,01	93,79	112,95	133,85	155,51	177,40
20	0,2	1,03	1,96	3,06	4,28	5,62	7,06	8,59	10,21	11,89
	0,4	5,48	8,43	12,88	18,26	24,01	30,09	36,41	43,12	50,09
	0,6	15,52	20,69	28,42	38,59	50,75	63,52	76,62	90,08	103,78
	0,8	28,23	38,32	49,33	62,92	79,54	98,38	118,28	138,53	158,88
	1,0	42,34	58,24	71,94	89,03	108,56	130,89	155,28	180,58	206,20

Fonte: Autor (2017)

Tabela D.17 - Momento fletor na ligação devido à carga hidrostática para um solo com $k_s = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
5	0,2	0,26	0,48	0,72	0,97	1,23	1,49	1,76	2,02	2,29
	0,4	1,26	2,01	3,04	4,12	5,19	6,27	7,35	8,42	9,47
	0,6	3,29	4,62	6,42	8,60	10,85	13,02	15,12	17,17	19,16
	0,8	6,08	8,10	10,46	13,39	16,63	19,86	22,91	25,84	28,60
	1,0	8,93	11,86	14,79	18,09	21,81	25,76	29,50	33,08	36,42
7,5	0,2	0,43	0,80	1,21	1,66	2,14	2,64	3,17	3,71	4,26
	0,4	2,03	3,32	5,12	7,05	9,04	11,11	13,25	15,42	17,64
	0,6	5,32	7,62	10,78	14,71	18,90	23,06	27,24	31,44	35,68
	0,8	9,83	13,35	17,59	22,91	28,96	35,18	41,27	47,33	53,27
	1,0	14,43	19,57	24,86	30,97	37,98	45,63	53,14	60,60	67,85
10	0,2	0,59	1,11	1,70	2,35	3,05	3,80	4,58	5,39	6,23
	0,4	2,81	4,63	7,19	9,98	12,89	15,95	19,14	22,43	25,80
	0,6	7,35	10,62	15,15	20,83	26,95	33,10	39,36	45,72	52,21
	0,8	13,58	18,61	24,72	32,44	41,29	50,50	59,62	68,82	77,94
	1,0	19,92	27,28	34,93	43,84	54,15	65,50	76,79	88,12	99,27
12,5	0,2	0,75	1,43	2,19	3,04	3,96	4,95	5,99	7,07	8,21
	0,4	3,58	5,94	9,26	12,91	16,74	20,78	25,03	29,43	33,97
	0,6	9,38	13,62	19,52	26,94	35,00	43,14	51,48	60,00	68,74
	0,8	17,33	23,87	31,84	41,97	53,62	65,82	77,98	90,31	102,61
	1,0	25,42	34,98	45,01	56,71	70,33	85,37	100,43	115,64	130,70
15	0,2	0,92	1,74	2,68	3,73	4,87	6,10	7,39	8,76	10,18
	0,4	4,36	7,25	11,33	15,84	20,59	25,62	30,92	36,44	42,14
	0,6	11,41	16,62	23,89	33,06	43,05	53,18	63,60	74,28	85,26
	0,8	21,07	29,13	38,97	51,49	65,95	81,14	96,34	111,80	127,28
	1,0	30,92	42,69	55,08	69,59	86,50	105,24	124,07	143,16	162,12
17,5	0,2	1,08	2,06	3,17	4,42	5,79	7,25	8,80	10,44	12,15
	0,4	5,13	8,56	13,41	18,77	24,44	30,46	36,82	43,44	50,31
	0,6	13,43	19,62	28,26	39,18	51,10	63,22	75,72	88,55	101,79
	0,8	24,82	34,39	46,10	61,02	78,28	96,45	114,70	133,30	151,95
	1,0	36,42	50,39	65,15	82,46	102,67	125,11	147,71	170,68	193,54
20	0,2	1,24	2,37	3,66	5,11	6,70	8,40	10,21	12,12	14,12
	0,4	5,90	9,87	15,48	21,70	28,29	35,29	42,71	50,44	58,47
	0,6	15,46	22,62	32,63	45,29	59,14	73,26	87,84	102,83	118,32
	0,8	28,57	39,65	53,22	70,54	90,61	111,77	133,06	154,79	176,62
	1,0	41,91	58,10	75,23	95,33	118,84	144,99	171,35	198,20	224,97

Fonte: Autor (2017)

Tabela D.18 - Momento fletor na ligação devido à carga hidrostática para um solo com $k_s = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
5	0,2	0,32	0,58	0,86	1,16	1,46	1,77	2,09	2,40	2,71
	0,4	1,39	2,42	3,62	4,85	6,09	7,34	8,58	9,81	11,01
	0,6	3,53	5,16	7,48	10,01	12,45	14,85	17,18	19,47	21,66
	0,8	6,28	8,63	11,62	15,19	18,75	22,20	25,44	28,54	31,49
	1,0	9,01	12,18	15,68	19,74	24,04	28,23	32,13	35,84	39,27
7,5	0,2	0,52	0,96	1,44	1,98	2,55	3,14	3,76	4,40	5,05
	0,4	2,25	3,99	6,09	8,29	10,60	13,00	15,45	17,96	20,50
	0,6	5,70	8,51	12,57	17,12	21,68	26,31	30,95	35,66	40,36
	0,8	10,15	14,23	19,53	26,00	32,65	39,32	45,82	52,28	58,67
	1,0	14,55	20,09	26,36	33,78	41,87	50,01	57,88	65,65	73,14
10	0,2	0,72	1,33	2,03	2,80	3,63	4,51	5,43	6,39	7,39
	0,4	3,11	5,56	8,55	11,74	15,11	18,66	22,33	26,12	30,00
	0,6	7,88	11,87	17,67	24,24	30,92	37,76	44,72	51,85	59,05
	0,8	14,01	19,84	27,44	36,81	46,55	56,44	66,21	76,02	85,84
	1,0	20,10	28,00	37,04	47,82	59,70	71,78	83,63	95,46	107,02
12,5	0,2	0,92	1,71	2,61	3,62	4,71	5,88	7,11	8,39	9,73
	0,4	3,97	7,13	11,02	15,19	19,63	24,32	29,20	34,28	39,49
	0,6	10,05	15,22	22,76	31,36	40,15	49,22	58,49	68,04	77,74
	0,8	17,88	25,44	35,36	47,62	60,45	73,56	86,59	99,77	113,01
	1,0	25,65	35,91	47,72	61,87	77,52	93,56	109,38	125,27	140,90
15	0,2	1,12	2,08	3,20	4,44	5,80	7,25	8,78	10,39	12,06
	0,4	4,82	8,70	13,48	18,64	24,14	29,98	36,08	42,44	48,99
	0,6	12,22	18,57	27,85	38,48	49,38	60,68	72,26	84,24	96,43
	0,8	21,75	31,05	43,27	58,43	74,35	90,68	106,98	123,51	140,18
	1,0	31,20	43,82	58,39	75,91	95,35	115,33	135,13	155,08	174,77
17,5	0,2	1,31	2,46	3,78	5,27	6,88	8,62	10,45	12,39	14,40
	0,4	5,68	10,27	15,95	22,09	28,65	35,64	42,95	50,59	58,49
	0,6	14,40	21,92	32,95	45,60	58,62	72,13	86,03	100,43	115,12
	0,8	25,62	36,65	51,18	69,24	88,25	107,80	127,36	147,25	167,35
	1,0	36,74	51,73	69,07	89,95	113,18	137,11	160,88	184,90	208,65
20	0,2	1,51	2,84	4,37	6,09	7,96	9,98	12,13	14,38	16,74
	0,4	6,54	11,84	18,42	25,54	33,16	41,30	49,83	58,75	67,98
	0,6	16,57	25,28	38,04	52,72	67,85	83,59	99,80	116,62	133,81
	0,8	29,48	42,26	59,10	80,05	102,15	124,92	147,75	170,99	194,52
	1,0	42,29	59,64	79,75	104,00	131,00	158,88	186,63	214,71	242,53

Fonte: Autor (2017)

Tabela D.19 - Momento fletor total na ligação para um solo com $k_s = 25.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
5	0,2	-39,67	-43,63	-43,71	-43,63	-43,44	-43,20	-42,94	-42,67	-42,40
	0,4	-43,46	-57,77	-64,72	-65,05	-63,84	-62,57	-61,28	-60,03	-58,75
	0,6	-35,54	-54,97	-65,99	-70,66	-70,62	-67,93	-64,88	-61,99	-59,26
	0,8	-27,35	-42,12	-54,57	-62,34	-64,71	-62,96	-59,12	-54,72	-50,46
	1,0	-15,16	-25,40	-39,38	-46,64	-50,38	-51,38	-47,98	-43,28	-38,20
7,5	0,2	-59,48	-65,38	-65,45	-65,27	-64,91	-64,46	-63,96	-63,44	-62,89
	0,4	-65,05	-86,39	-96,61	-96,84	-94,70	-92,40	-90,04	-87,65	-85,18
	0,6	-52,92	-81,82	-97,97	-104,44	-103,68	-98,83	-93,35	-87,99	-82,79
	0,8	-40,32	-62,01	-80,10	-90,99	-93,54	-89,70	-82,55	-74,41	-66,35
	1,0	-21,70	-36,31	-56,51	-66,39	-70,76	-70,76	-63,92	-54,91	-45,19
10	0,2	-79,28	-87,13	-87,19	-86,91	-86,38	-85,72	-84,99	-84,21	-83,39
	0,4	-86,64	-115,02	-128,51	-128,63	-125,56	-122,23	-118,79	-115,28	-111,61
	0,6	-70,31	-108,67	-129,96	-138,22	-136,75	-129,73	-121,82	-113,99	-106,32
	0,8	-53,30	-81,91	-105,63	-119,63	-122,37	-116,43	-105,97	-94,10	-82,25
	1,0	-28,24	-47,23	-73,64	-86,13	-91,13	-90,14	-79,86	-66,55	-52,18
12,5	0,2	-99,09	-108,89	-108,94	-108,55	-107,85	-106,98	-106,01	-104,98	-103,89
	0,4	-108,23	-143,65	-160,41	-160,42	-156,42	-152,07	-147,54	-142,90	-138,05
	0,6	-87,69	-135,52	-161,94	-172,00	-169,81	-160,63	-150,29	-140,00	-129,85
	0,8	-66,28	-101,80	-131,16	-148,28	-151,21	-143,17	-129,40	-113,79	-98,15
	1,0	-34,78	-58,15	-90,76	-105,88	-111,51	-109,52	-95,79	-78,19	-59,17
15	0,2	-118,90	-130,64	-130,68	-130,19	-129,32	-128,24	-127,03	-125,75	-124,39
	0,4	-129,83	-172,27	-192,31	-192,21	-187,28	-181,90	-176,29	-170,53	-164,48
	0,6	-105,08	-162,37	-193,92	-205,78	-202,87	-191,53	-178,75	-166,00	-153,38
	0,8	-79,25	-121,69	-156,69	-176,92	-180,04	-169,91	-152,82	-133,48	-114,05
	1,0	-41,31	-69,07	-107,89	-125,62	-131,89	-128,90	-111,73	-89,82	-66,16
17,5	0,2	-138,71	-152,40	-152,43	-151,83	-150,79	-149,50	-148,06	-146,51	-144,89
	0,4	-151,42	-200,90	-224,21	-224,00	-218,14	-211,73	-205,05	-198,15	-190,91
	0,6	-122,47	-189,22	-225,91	-239,56	-235,93	-222,43	-207,22	-192,01	-176,92
	0,8	-92,23	-141,58	-182,22	-205,57	-208,87	-196,65	-176,24	-153,17	-129,94
	1,0	-47,85	-79,99	-125,02	-145,37	-152,27	-148,28	-127,66	-101,46	-73,15
20	0,2	-158,52	-174,15	-174,17	-173,47	-172,26	-170,76	-169,08	-167,28	-165,39
	0,4	-173,01	-229,53	-256,11	-255,79	-248,99	-241,57	-233,80	-225,77	-217,35
	0,6	-139,85	-216,07	-257,89	-273,34	-268,99	-253,33	-235,69	-218,01	-200,45
	0,8	-105,21	-161,47	-207,75	-234,21	-237,70	-223,38	-199,67	-172,85	-145,84
	1,0	-54,39	-90,91	-142,15	-165,12	-172,65	-167,66	-143,60	-113,10	-80,14

Fonte: Autor (2017)

Tabela D.20 - Momento fletor total na ligação para um solo com $k_s = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
5	0,2	-35,67	-36,66	-36,55	-36,35	-36,06	-35,75	-35,43	-35,11	-34,79
	0,4	-41,37	-52,22	-54,06	-52,79	-51,31	-49,86	-48,39	-46,92	-45,48
	0,6	-36,57	-50,05	-57,62	-57,25	-54,29	-50,93	-47,76	-44,76	-41,87
	0,8	-26,75	-40,24	-49,10	-51,49	-48,97	-44,38	-39,59	-35,05	-30,90
	1,0	-16,13	-26,45	-34,80	-38,85	-38,14	-34,26	-28,76	-23,27	-18,15
7,5	0,2	-53,47	-54,91	-54,69	-54,32	-53,80	-53,23	-52,62	-51,99	-51,35
	0,4	-61,90	-78,03	-80,54	-78,32	-75,71	-73,08	-70,37	-67,59	-64,79
	0,6	-54,47	-74,38	-85,26	-84,06	-78,82	-72,86	-67,08	-61,44	-55,85
	0,8	-39,42	-59,15	-71,76	-74,40	-69,43	-61,19	-52,49	-44,01	-35,98
	1,0	-23,16	-37,90	-49,52	-54,45	-51,95	-44,41	-34,25	-23,93	-14,02
10	0,2	-71,27	-73,17	-72,83	-72,29	-71,53	-70,70	-69,81	-68,88	-67,92
	0,4	-82,44	-103,84	-107,02	-103,84	-100,11	-96,31	-92,35	-88,26	-84,09
	0,6	-72,37	-98,71	-112,91	-110,87	-103,35	-94,79	-86,41	-78,13	-69,84
	0,8	-52,09	-78,06	-94,42	-97,32	-89,90	-77,99	-65,38	-52,96	-41,05
	1,0	-30,20	-49,36	-64,24	-70,05	-65,75	-54,55	-39,74	-24,58	-9,88
12,5	0,2	-89,08	-91,42	-90,97	-90,26	-89,27	-88,17	-86,99	-85,76	-84,48
	0,4	-102,98	-129,65	-133,50	-129,37	-124,51	-119,54	-114,33	-108,92	-103,40
	0,6	-90,27	-123,04	-140,55	-137,68	-127,87	-116,72	-105,73	-94,81	-83,82
	0,8	-64,76	-96,97	-117,08	-120,23	-110,37	-94,79	-78,27	-61,91	-46,13
	1,0	-37,23	-60,81	-78,96	-85,65	-79,56	-64,69	-45,23	-25,24	-5,75
15	0,2	-106,88	-109,68	-109,11	-108,23	-107,01	-105,64	-104,18	-102,64	-101,05
	0,4	-123,51	-155,46	-159,98	-154,89	-148,91	-142,77	-136,31	-129,59	-122,70
	0,6	-108,18	-147,37	-168,20	-164,48	-152,40	-138,65	-125,05	-111,50	-97,81
	0,8	-77,43	-115,88	-139,73	-143,14	-130,84	-111,59	-91,17	-70,87	-51,20
	1,0	-44,26	-72,26	-93,69	-101,25	-93,36	-74,83	-50,72	-25,90	-1,61
17,5	0,2	-124,68	-127,93	-127,26	-126,20	-124,74	-123,11	-121,36	-119,53	-117,61
	0,4	-144,05	-181,27	-186,46	-180,42	-173,31	-165,99	-158,29	-150,26	-142,01
	0,6	-126,08	-171,70	-195,85	-191,29	-176,92	-160,58	-144,37	-128,18	-111,79
	0,8	-90,10	-134,80	-162,39	-166,06	-151,30	-128,40	-104,06	-79,82	-56,28
	1,0	-51,29	-83,71	-108,41	-116,84	-107,17	-84,98	-56,21	-26,56	2,52
20	0,2	-142,49	-146,19	-145,40	-144,17	-142,48	-140,58	-138,55	-136,41	-134,18
	0,4	-164,59	-207,08	-212,94	-205,94	-197,71	-189,22	-180,26	-170,92	-161,32
	0,6	-143,98	-196,04	-223,49	-218,10	-201,45	-182,51	-163,70	-144,86	-125,77
	0,8	-102,77	-153,71	-185,05	-188,97	-171,77	-145,20	-116,95	-88,77	-61,36
	1,0	-58,32	-95,16	-123,13	-132,44	-120,97	-95,12	-61,70	-27,22	6,66

Fonte: Autor (2017)

Tabela D.21 - Momento fletor total na ligação para um solo com $k_s = 100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

H (m)	t (m)	D (m)								
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
5	0,2	-30,62	-30,66	-30,45	-30,13	-29,77	-29,39	-29,01	-28,64	-28,26
	0,4	-39,16	-44,86	-43,87	-42,20	-40,54	-38,86	-37,19	-35,55	-33,95
	0,6	-33,21	-44,76	-46,68	-43,65	-39,94	-36,46	-33,15	-29,96	-26,90
	0,8	-24,88	-35,91	-40,22	-38,26	-33,20	-27,98	-23,21	-18,78	-14,63
	1,0	-15,59	-24,61	-29,48	-28,66	-23,94	-17,97	-12,22	-6,87	-2,07
7,5	0,2	-45,89	-45,90	-45,52	-44,94	-44,30	-43,61	-42,89	-42,16	-41,41
	0,4	-58,57	-66,92	-65,15	-62,27	-59,34	-56,30	-53,20	-50,07	-46,94
	0,6	-49,41	-66,36	-68,66	-63,36	-56,91	-50,66	-44,55	-38,48	-32,49
	0,8	-36,59	-52,57	-58,22	-54,18	-45,27	-35,94	-27,15	-18,70	-10,53
	1,0	-22,34	-35,10	-41,39	-38,81	-30,11	-19,30	-8,65	1,59	11,14
10	0,2	-61,16	-61,14	-60,59	-59,76	-58,83	-57,82	-56,77	-55,68	-54,56
	0,4	-77,99	-88,99	-86,43	-82,34	-78,14	-73,74	-69,20	-64,59	-59,92
	0,6	-65,61	-87,97	-90,65	-83,06	-73,87	-64,86	-55,95	-47,00	-38,09
	0,8	-48,30	-69,23	-76,23	-70,10	-57,34	-43,91	-31,08	-18,62	-6,42
	1,0	-29,09	-45,58	-53,29	-48,96	-36,28	-20,63	-5,08	10,05	24,35
12,5	0,2	-76,43	-76,38	-75,66	-74,58	-73,36	-72,04	-70,65	-69,20	-67,71
	0,4	-97,41	-111,05	-107,71	-102,41	-96,94	-91,18	-85,21	-79,11	-72,91
	0,6	-81,81	-109,57	-112,63	-102,77	-90,84	-79,06	-67,35	-55,52	-43,68
	0,8	-60,02	-85,90	-94,23	-86,02	-69,41	-51,88	-35,02	-18,55	-2,31
	1,0	-35,83	-56,07	-65,19	-59,12	-42,44	-21,96	-1,51	18,51	37,56
15	0,2	-91,71	-91,63	-90,73	-89,40	-87,89	-86,25	-84,53	-82,73	-80,86
	0,4	-116,82	-133,12	-128,99	-122,49	-115,75	-108,62	-101,22	-93,63	-85,89
	0,6	-98,01	-131,18	-134,62	-122,48	-107,80	-93,27	-78,75	-64,04	-49,27
	0,8	-71,73	-102,56	-112,24	-101,94	-81,48	-59,84	-38,96	-18,47	1,79
	1,0	-42,58	-66,55	-77,09	-69,27	-48,61	-23,28	2,06	26,96	50,77
17,5	0,2	-106,98	-106,87	-105,80	-104,22	-102,42	-100,47	-98,41	-96,25	-94,01
	0,4	-136,24	-155,18	-150,27	-142,56	-134,55	-126,06	-117,23	-108,15	-98,88
	0,6	-114,20	-152,78	-156,60	-142,19	-124,77	-107,47	-90,14	-72,56	-54,86
	0,8	-83,44	-119,22	-130,24	-117,85	-93,56	-67,81	-42,90	-18,39	5,90
	1,0	-49,33	-77,04	-89,00	-79,42	-54,77	-24,61	5,63	35,42	63,98
20	0,2	-122,25	-122,11	-120,86	-119,04	-116,95	-114,68	-112,28	-109,77	-107,16
	0,4	-155,66	-177,25	-171,55	-162,63	-153,35	-143,49	-133,24	-122,67	-111,86
	0,6	-130,40	-174,39	-178,59	-161,90	-141,73	-121,67	-101,54	-81,08	-60,45
	0,8	-95,15	-135,89	-148,24	-133,77	-105,63	-75,77	-46,83	-18,31	10,01
	1,0	-56,08	-87,52	-100,90	-89,58	-60,94	-25,94	9,20	43,88	77,19

Fonte: Autor (2017)