CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Lilyana Dalbosco Schilero

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE GALERIAS RETANGULARES DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Santa Cruz do Sul

2019

Lilyana Dalbosco Schilero

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE GALERIAS RETANGULARES DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul para a obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientador: Prof. M. Sc. Eng. Henrique Luiz Rupp

Santa Cruz do Sul

2019

À minha mãe, Luciara.

AGRADECIMENTOS

Agradeço inicialmente a pessoa responsável pela minha chegada até aqui, ela que sempre me apoiou, me incentivou e sempre fez o possível e o impossível para oferecer o melhor para mim. Mãe muito obrigada, tudo que sou hoje devo a você e nem todas as palavras do mundo seriam capazes de demonstrar o amor que sinto por ti.

Agradeço aos meus avós, Paulo e Genelci, que também sempre estiveram do meu lado, me transmitindo muito amor e carinho. As suas ligações vó, de toda semana, com certeza fizeram grandes diferenças nos meus dias.

Agradeço ao meu tio/dindo Luciano, minha tia/dinda Gracinha e a minha priminha Antônia e ao meu padrasto Paulo por todo o apoio e incentivo durante toda minha vida, por sempre estarem dispostos a me ajudar.

Agradeço também a minha segunda família, minhas colegas, mas principalmente amigas, Ângela, Júlia, Larissa, Maira e Milka por todos os momentos que vivenciamos juntas e por sempre estarmos unidas, apoiando umas às outras.

Agradeço imensamente ao meu orientador Henrique Luiz Rupp, por todos os conhecimentos transmitidos e os auxílios durante a elaboração desta pesquisa. Agradeço também as orientações do professor Christian Donin, durante a primeira parte deste trabalho.

Por fim, agradeço a Deus pela minha vida e a de todas as pessoas boas que me rodeiam.

RESUMO

Os setores de infraestrutura urbana e de estradas costumam possuir obras de grande porte e com altos investimentos para sua execução. Tendo isso em vista, o correto dimensionamento das estruturas de drenagem é de suma importância para o correto funcionamento do sistema, como escoamento de águas pluviais e canalizações de córregos, principalmente com o aumento da urbanização e impermeabilização do solo. Dentre os diversos tipos de seções para as tubulações de drenagem, galerias técnicas e canalizações de córregos apresentados na revisão bibliográfica, a presente pesquisa buscou analisar os métodos de cálculos existentes para o dimensionamento estrutural de galerias de seção retangular de concreto pré-moldado, a partir do material disponibilizado pela Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto (ABTC) e da NBR 6118:2014. A partir da revisão bibliográfica foi determinado um caso a ser analisado, uma galeria de seção retangular de concreto pré-moldado totalmente enterrada, com uma largura livre de 3,00 m e altura livre de 2,50 m. Para obtenção das solicitações na galeria e assim tornar possível o dimensionamento estrutural, foi utilizado o *software Ftool*, e seus resultados comparados com os resultados gerados pelo *software* Aduelas, *software* esse que a ABTC disponibiliza aos seus associados para auxílio no dimensionamento das galerias. Com os resultados dos programas, a pesquisa analisou suas diferenças e as possíveis causas de sua ocorrência, sendo possível apresentar conclusões sobre a confiabilidade dos resultados obtidos com ambos os *softwares*. Os dois métodos se mostraram satisfatórios se utilizados de maneira correta, sendo o que apresentou um resultado mais fidedigno o *software* Aduelas.

Palavras-chave: Aduela. Galeria retangular. Análise estrutural. Concreto pré-moldado.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Peso aproximado dos tubos com diâmetros comerciais....16
Figura 2 - Tubo com junta tipo ponta e bolsa e tubo com encaixe de meia espessura, respectivamente....16
Figura 3 - Diversas formas de seções transversais....17
Figura 4 - Tubo de seção ovoide....17
Figura 5 - Seção transversal e seção longitudinal das galerias retangulares, respectivamente 18
Figura 6 - Seção transversal fechada formada por dois elementos....19
Figura 7 - Exemplo de galeria segmentada empregada na Noruega....19
Figura 8 - Outras opções de seção transversal fechada formada por segmentos....20
Figura 9 - Seção fechada formada por segmentos....20
Figura 10 - Galeria com seção em arco formada por um segmento....21
Figura 11 - Galeria com seção tipo pseudopórtico....21
Figura 12 - Seção transversal aberta, tipo U invertido....21
Figura 13 - Galeria com seção transversal formada por dois segmentos....22
Figura 14 - Execução de galeria formada por dois segmentos....22
Figura 15 - Tipos básicos de instalação....23
Figura 16 - Instalação em vala induzida....24
Figura 17 - Execução de galerias pré-moldadas....25
Figura 18 - Pressões e reação do solo atuantes na estrutura....26
Figura 19 - Efeito de arqueamento em galerias celulares....27
Figura 20 - Transferência de pressão em aterro e em trincheira....28
Figura 21 - Características geométricas....29
Figura 22 - Pressões verticais do solo e do pavimento sobre a galeria....30
Figura 23 - Pressões horizontais do solo e da água....31
Figura 24 - Carga uniformemente distribuída....33
Figura 25 - Carga concentrada....34
Figura 26 - Pressões produzidas por sobrecarga uniformemente distribuída na superfície....36
Figura 27 - Propagação de forças parcialmente distribuídas aplicadas na superfície....36
Figura 28 - Distribuição de pressões sobre a galeria correspondente à força parcialmente distribuída aplicada na superfície de resultante Q....37
Figura 29 - Largura colaborante....38
Figura 30 - Força equivalente por unidade de comprimento....38
Figura 31 - Características dos veículos tipo....39

Figura 32 - Força uniformemente distribuída devido a carga móvel 41
Figura 33 - Caso 1: força parcialmente distribuída produzida por carga móvel 42
Figura 34 - Caso 2: força parcialmente distribuída produzida por carga móvel 42
Figura 35 - Caso 3: força parcialmente distribuída produzida por carga móvel 43
Figura 36 - Largura colaborante para o momento fletor 43
Figura 37 - Largura colaborante para força cortante 44
Figura 38 - Pressão lateral devido à carga móvel 45
Figura 39 - Carga isolada 47
Figura 40 - Modelagem da estrutura 48
Figura 41 - Modelagem da estrutura 48
Figura 42 - Carregamento simétrico com pressão vertical máxima e horizontal mínima 51
Figura 43 - Carregamento simétrico com pressão vertical mínima e horizontal máxima 51
Figura 44 - Carregamento simétrico com pressão vertical máxima e horizontal máxima 52
Figura 45 - Posições para o cálculo da armadura 56
Figura 46 - Detalhe da quina 56
Figura 47 - Arranjo da armadura 59
Figura 48 - Local para a verificação da resistência à força cortante e altura útil das seções junto à quina, respectivamente 62
Figura 49 - Esquema de içamento e diagrama de momentos fletores, respectivamente 66
Figura 50 - Geometria das seções estudadas 68
Figura 51 - Geometria da galeria (m) 69
Figura 52 - Profundidade de instalação 70
Figura 53 - Cargas verticais (p/m) 72
Figura 54 - Carga horizontal (p/m) 73
Figura 55 - Sintase de cargas 75
Figura 56 - Modelo em análise 76
Figura 57 - Diagrama de esforço normal (kN) 76
Figura 58 - Diagrama de esforço cortante (kN) 77
Figura 59 - Diagrama de momento fletor (kN.m) 77
Figura 60 - Diagrama de deformação (mm) 78
Figura 61 - Altura útil (d) para a laje de cobertura 78
Figura 62 - Diagrama de esforço normal 87
Figura 63 - Diagrama de esforço cortante 87
Figura 64 - Diagrama de momento fletor 88

Figura 65 - Esforço normal na laje de cobertura 89
Figura 66 - Esforço normal nas paredes laterais 89
Figura 67 - Esforço normal na laje de fundo 90
Figura 68 - Esforço cortante na laje de cobertura 90
Figura 69 - Esforço cortante nas paredes laterais 91
Figura 70 – Esforço cortante na laje de fundo 91
Figura 71 - Momento fletor na laje de cobertura 92
Figura 72 - Momento fletor nas paredes laterais 92
Figura 73 - Momento fletor na laje de fundo 93

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de kaμ = kaμ’ para alguns solos para a formulação de Marston-Spangler 32
Tabela 2 - Valores indicados para a razão de recalque para condutos em aterro com projeção positiva 33
Tabela 3 - Obtenção dos valores de m e n 35
Tabela 4 - Características dos veículos tipo rodoviários 39
Tabela 5 - Obtenção dos valores de c 47
Tabela 6 - Valores para o módulo de reação do solo (k_r) 49
Tabela 7 - Valores de ponderação para ações permanentes e variáveis γ_f consideradas 50
Tabela 8 - Classes de agressividade ambiental (CAA) 53
Tabela 9 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto 54
Tabela 10 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm 54
Tabela 11 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes 57
Tabela 12 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas e lajes 58
Tabela 13 - Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto a 60
Tabela 14 - Tipos da curva S-N 60
Tabela 15 - Valor do coeficiente de aderência η_1 65
Tabela 16 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração, em função das classes de agressividade ambiental 66
Tabela 17 - Esforço normal 84
Tabela 18 - Esforço cortante 84
Tabela 19 - Momento fletor 84
Tabela 20 - Áreas de aço 85
Tabela 21 - Esforço normal 86
Tabela 22 - Esforço cortante 86
Tabela 23 - Momento fletor 86
Tabela 24 - Áreas de aço 88
Tabela 25 - Comparação das áreas de aço (CA-50) 94
Tabela 26 - Verificação da resistência ao corte 95
Tabela 27 - Verificação da força cortante de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas 95

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 13
1.1 Área e limitação do tema 13
1.2 Objetivos 13
1.2.1 Objetivo geral 13
1.2.2 Objetivos específicos 13
1.3 Justificativa 14
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 15
2.1 Forma das seções e principais aplicações 15
2.1.1 Seção transversal fechada formada com elemento único 15
2.1.2 Seção transversal fechada formada por mais de um elemento 19
2.1.3 Seção transversal aberta formada por elemento único 20
2.1.4 Seção transversal aberta formada por mais de um elemento 22
2.2 Tipos de instalação 23
2.3 Processo de execução de galerias 24
2.4 Comportamento estrutural 25
2.5 Projeto estrutural de galerias retangulares de concreto pré-moldado 28
2.5.1 Cargas geradas pelo solo e pela água 29
2.5.1.1 Pressões verticais 29
2.5.1.2 Pressões horizontais 30
2.5.1.3 Efeito de arqueamento 31
2.5.2 Sobrecargas: solução de Boussinesq 33
2.5.3 Sobrecargas 35
2.5.3.1 Força uniformemente distribuída 35
2.5.3.2 Força parcialmente distribuída 36
2.5.3.3 Sobrecargas rodoviárias 39
2.5.4 Cargas aplicadas em pavimentos rígidos 45
2.5.5 Cargas aplicadas em pavimentos flexíveis 46

2.6 Método de cálculo 47

2.6.1 Esquema estático 47

2.6.2 Coeficiente de reação do solo 48

2.6.3 Consideração aproximada da não linearidade física 50

2.6.4 Estados-limites últimos 50

2.6.5 Estados-limites de serviço 52

2.6.6 Dimensionamento da armadura 52

2.6.6.1 Concreto 52

2.6.6.2 Cobrimento mínimo da armadura 53

2.6.6.3 Diretrizes para o dimensionamento 55

2.6.6.4 Cálculo das armaduras para solicitações normais 57

2.6.6.5 Arranjo das armaduras 59

2.6.6.6 Verificação da fadiga da armadura 60

2.6.6.7 Verificação da resistência a força cortante 62

2.6.6.8 Verificação do estado-limite de fissuração inaceitável 64

2.6.6.9 Verificação da situação de manuseio 66

2.7 Algumas pesquisas 67

3 METODOLOGIA 69

3.1 Definições do caso em análise 69

3.2 Composição de cargas 70

3.2.1 Resultante de cargas verticais 71

3.2.2 Resultante de cargas horizontais 73

3.2.2.1 Solo 73

3.3 Método de cálculo sugerido pela ABTC, utilizando o *Ftool* 73

3.3.1 Cálculo das armaduras para solicitações normais. 78

3.3.2 Verificação da resistência a força cortante 82

3.4 Dimensionamento através do *software* Aduelas 83

3.4.1 Considerações sobre o software **83**

3.4.2 Dimensionamento **83**

4 RESULTADOS E ANÁLISES **84**

4.1 Resultados **84**

4.1.1 Resultados obtidos através do *Ftool* **84**

4.1.2 Resultados obtidos através do *software* Aduelas **85**

4.2 Análise dos resultados **88**

4.2.1 Esforço normal **89**

4.2.2 Esforço cortante **90**

4.2.3 Momento fletor **92**

4.2.4 Áreas de aço **93**

4.2.5 Verificação da resistência ao esforço cortante **94**

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS **96**

REFERÊNCIAS **98**

ANEXO A - Relatório de dimensionamento de Aduela retangular monolítica **100**

ANEXO B – Detalhamento da armadura **101**

1 INTRODUÇÃO

Segundo Chama Neto (2008) sistemas de drenagem de águas pluviais são de suma importância para garantir o conforto e a segurança de toda a população, tento em vista o crescente processo de urbanização e principalmente, o de impermeabilização do solo, o que dificulta a infiltração das águas e ocasiona um aumento no escoamento superficial, acumulo de águas e transbordamento dos cursos hídricos e causa diversos problemas, tais como, erosões, assoreamentos e inundações. Nessa perspectiva, no processo de planejamento urbano os sistemas de drenagem são indispensáveis.

As galerias de seção retangular são utilizadas, principalmente, no sistema de drenagem urbana e de estradas. Para a execução das obras de infraestrutura, o planejamento e a rápida execução são fatores primordiais. Conforme El Debs (2017) o emprego do concreto pré-moldado para a fabricação de elementos estruturais tem um grande potencial, pois garantem um menor tempo de construção, melhor controle dos componentes pré-moldados além da redução do desperdício de materiais.

Além disso, as galerias são obras que ficam parcialmente ou completamente enterradas no solo e podem ou não, apresentar tráfego rodoviário sobre elas, portanto, o estudo e a análise do seu dimensionamento e comportamento estrutural são fundamentais para garantir a durabilidade dos elementos e a segurança das estruturas, visto a importância dos sistemas que compõe a infraestrutura urbana e de estradas.

1.1 Área e limitação do tema

A área de estudo deste trabalho é a de estruturas pré-moldadas, limitando-se ao dimensionamento e análise do comportamento de galerias de seção retangular de concreto pré-moldado.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O presente trabalho possui como objetivo geral a análise e o estudo do dimensionamento estrutural de galerias de seção retangular pré-moldadas e a compreensão de seu comportamento, através de normas e bibliografias sobre o assunto.

1.2.2 Objetivos específicos

- Analisar o método de cálculo para galerias de seção retangular sugerido pela Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto (ABTC);

- Realizar o dimensionamento estrutural de galerias de concreto pré-moldado através do cálculo simplificado utilizando o *Ftool* e pelo *software* Aduelas, disponibilizado pela ABTC;
- Comparar os resultados obtidos.

1.3 Justificativa

O concreto pré-moldado vem sendo cada vez mais utilizado, principalmente, em obras onde os elementos estruturais podem seguir certa padronização. No setor de infraestrutura mostra-se um tipo construtivo com bastante potencial, pois, os elementos como tubos e galerias celulares apresentam a mesma sistemática e são utilizados em grandes quantidades de forma justaposta, formando linhas de condutos, que podem apresentar objetivos variados, como na maioria dos casos, a drenagem urbana.

Conforme Zaidler (1983), os bueiros e as galerias são soluções econômicas para problemas de drenagem urbana e canalizações de cursos de água e, seu dimensionamento envolve basicamente duas etapas: o projeto hidráulico e o projeto estrutural. No que diz respeito ao projeto das tubulações, o mesmo deve ser realizado com os mesmos cuidados de um projeto estrutural, porém, observa-se que pelo fato desses elementos ficarem abaixo da superfície, muitas vezes, não se é tomado os devidos cuidados, entretanto, uma galeria arruinada pode gerar sérias complicações.

Referências indicam que em construções de estradas, as galerias e muros correspondem de 10% a 15% do custo total de implantação de uma rodovia, em decorrência da grande utilização desses tipos de obra e, devido ao comprimento das tubulações, as obras de galerias são obras bastante onerosas (EL DEBS, 2017).

Com base no que foi exposto, o estudo sobre as galerias de seção retangular enterradas mostra-se de suma importância para a análise e compreensão de seu real funcionamento. Além disso, são poucos os estudos que tratam especificamente desse tema, justificando a realização do presente trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Conforme A. Guerrin (2002), a pré-fabricação apresenta inúmeras vantagens, por exemplo, a oportunidade de utilização de formas otimizadas, precisas e sólidas, empregadas em um número reduzido, tratamentos podem ser aplicados ao concreto com mais facilidade como ambiente correto de cura e adequada vibração e geralmente os elementos possuem boa qualidade em superfície e lados geométricos. Porém, a pré-fabricação também pode apresentar pontos inconvenientes, como estudos prévios mais extensos, necessidade de pessoal treinado para o transporte, colocação e ajustes dos elementos, além do risco de quebra durante o transporte.

As galerias retangulares de concreto armado, chamadas de diversas formas em bibliografias, tais como aduelas, bueiros, galeria celular e ainda, na literatura internacional, denominadas *Box Culverts*, amplamente utilizadas na infraestrutura urbana e de estradas, no saneamento básico, em drenagem, pontes, canalização de córregos e em passagens inferiores, mostram-se um tipo construtivo de pré-moldado cada vez mais interessante.

De acordo com El Debs (2017), a construção desses elementos se resume praticamente à estrutura, além de possuir boas condições para utilizar uma padronização, tornando o uso do concreto pré-moldado na fabricação desses elementos um grande benefício. Além disso, as galerias e os canais possuem grande comprimento de instalação, e geralmente são implantados em áreas com risco de inundações, assim a utilização do concreto pré-moldado, e a repetição destes elementos justapostos, aliado a rápida execução da construção, torna-se um fator decisivo na escolha do tipo construtivo. Porém, as condições de acesso de equipamentos de montagens são um fator essencial para a implantação de peças pré-moldadas e, muitas vezes, a utilização das mesmas em centros urbanos pode se tornar inviável.

2.1 Forma das seções e principais aplicações

Conforme El Debs (2017) as galerias são utilizadas para obras de diversos portes, desde pequenas tubulações até pontes de pequenos vãos. Esses elementos de concreto pré-moldado podem ser classificados de acordo com a forma das seções. Seção transversal fechada, quando a estrutura contorna toda a abertura e seção transversal aberta, caso contrário.

2.1.1 Seção transversal fechada formada com elemento único

Segundo El Debs (2017), os elementos pré-moldado com seção transversal fechada não possuem emendas na direção paralela ao seu eixo, o que limita a dimensão da abertura devido aos gabaritos de transporte.

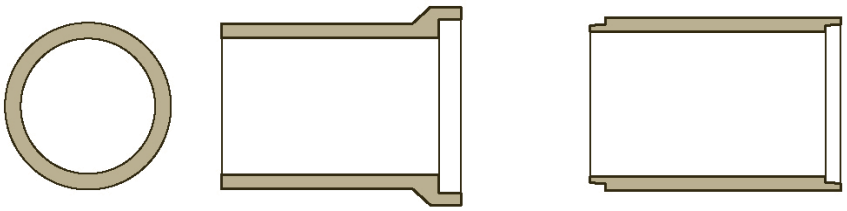
Os tubos de concreto de seção circular são a forma mais comum e mais utilizada no mundo todo, podendo ser constituído de concreto simples, com diâmetros de até 0,80 m ou de concreto armado, de 0,60 m até 1,50 m. Nas Figura 1 e 2, podem ser observados, o peso aproximado, por metro, dos elementos que varia de 3,20 a 19,40 kN e a forma de encaixe, que pode ser junta tipo ponta e bolsa ou encaixe de meia espessura, conhecido também como encaixe macho e fêmea (EL DEBS, 2017). Na NBR 8890 (2018) consta que os tubos de seção circular de concreto armado podem ter diâmetros de até 2,00 m.

Figura 1 - Peso aproximado dos tubos com diâmetros comerciais

Diâmetros comerciais (m)	Peso por metro kN (tf)
0,6	3,2 (0,32)
0,8	5,6 (0,56)
1,0	8,7 (0,87)
1,2	12,5 (1,25)
1,5	19,4 (1,94)

Fonte: El Debs (2017).

Figura 2 - Tubo com junta tipo ponta e bolsa e tubo com encaixe de meia espessura, respectivamente

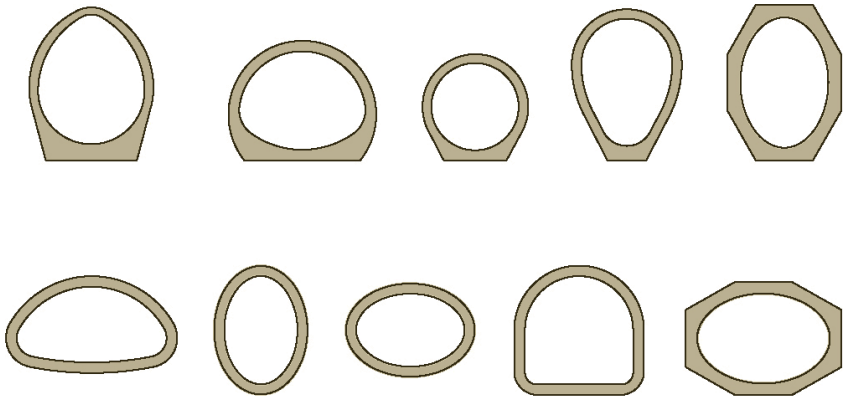


Fonte: El Debs (2017).

Utilizados de diversas formas dentro do setor de saneamento e infraestrutura, os tubos de concreto são empregados em redes de esgoto sanitário, redes de águas pluviais, em sistemas de abastecimento de água, poços de visita ou inspeção, galerias técnicas para passagem de pessoas ou cabos e redes de telecomunicações, fossas sépticas e poços de lençol freático. Existem, ainda, os tubos de concreto de alta resistência (50 a 80 MPa), denominados *pipe jacking*, em que a sua instalação não é destrutiva, pois a execução dos túneis, os quais possuem as mesmas funções citadas acima, se dá pela cravação dos tubos. Dentre essas diversas aplicações dos tubos de concreto, as mais utilizadas no Brasil são para esgotamento sanitário e drenagem de águas pluviais (CHAMA NETO, 2008).

Na Figura 3, estão representadas outras seções de tubos de concreto encontradas em publicações estrangeiras sobre este tema (EL DEBS, 2017).

Figura 3 - Diversas formas de seções transversais

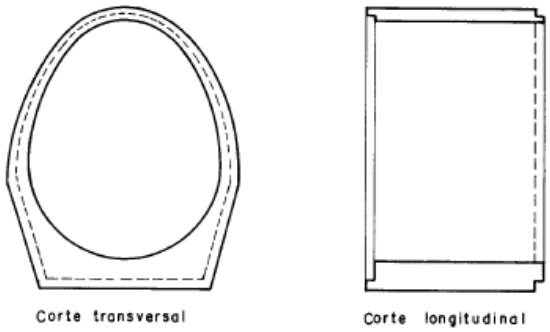


Fonte: El Debs (2017).

Outra seção existente e comercializada são os tubos de seção transversal oval, que, apesar de seu uso ser inibido pelo fato de não possuir especificação no Brasil, podem ser utilizados em situações que exigem galerias de maior porte ou com cargas atuantes altas, possuem área da seção transversal de 2,00 m² a 5,00 m² e peso praticamente igual aos da seção circular de mesma área. Possuem vantagem estrutural e de instalação quando comparadas aos tubos de seção circular (EL DEBS, 1984). Na Figura 4 está representado um exemplo de tubo com seção ovoide.

A seção ovoide apresenta, praticamente, todas os benefícios hidráulicos da seção circular, além de permitirem o uso de espessuras variável, pois, trabalha principalmente a compressão. Outro aspecto positivo é a sua forma apresentar vantagens em casos onde as cargas verticais são elevadas e as pressões laterais são pequenas (ZAIDLER, 1983).

Figura 4 - Tubo de seção ovoide



Fonte: El Debs (1984).

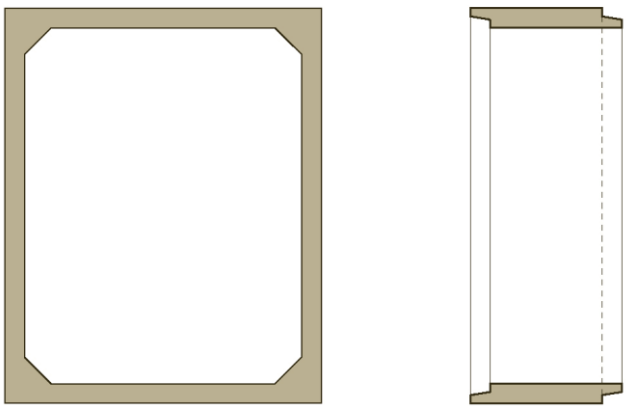
As galerias celulares com seção transversal fechada, objeto de estudo deste trabalho, apresentam forma retangular ou quadrada e constituem um quadro monolítico, Figura 5. Com aberturas comerciais de 1,00 m x 1,50 m até 3,50 m x 3,50 m, variando a base ou a altura de 0,50 m em 0,50 m, com um comprimento útil mínimo de 1,00 m e podem apresentar ou não mísulas internas nos cantos (EL DEBS, 2017). A NBR 15396 (2018), referente às aduelas de concreto armado pré-moldadas, preconiza que a abertura das galerias possam ser de, até, 4,00 m x 4,00 m, além disso, a norma estabelece uma espessura mínima para as lajes superior e inferior e paredes laterais de 15 cm e mísulas nos cantos de no mínimo 15 cm x 15 cm.

Segundo El Debs (1984), as galerias de seção retangular apresentam forma desfavorável do ponto de vista hidráulico e estrutural, mas, são frequentemente utilizadas por razões construtivas como a facilidade de execução das formas.

Para Zaidler (1983), as galerias de seção retangular são as mais utilizadas quando a sua fabricação necessita ser “in loco” devido a facilidade de execução e menor custo de armaduras e formas. Quando projetadas em células múltiplas, possuem um ótimo desempenho em casos de enchentes volumosas e imprevisíveis, substituindo pontes ou pontilhões com grande benefício. Atua bem em aterros de baixa e média altura, além de se adequar bem a qualquer tipo de solo de fundação. Além disso, podem apresentar boa solução para casos de áreas muito planas e com grande extensão.

Empregadas, para aberturas maiores que as possíveis com os tubos de concreto, nos sistemas de drenagem de águas pluviais, canalizações de córregos fechado, pontes, poços de visita e inspeção e galerias técnicas ou de serviço, as galerias de concreto ou aduelas de concreto, apresentam diversas aplicações (EL DEBS, 2018).

Figura 5 - Seção transversal e seção longitudinal das galerias retangulares, respectivamente



Fonte: El Debs (2017).

2.1.2 Seção transversal fechada formada por mais de um elemento

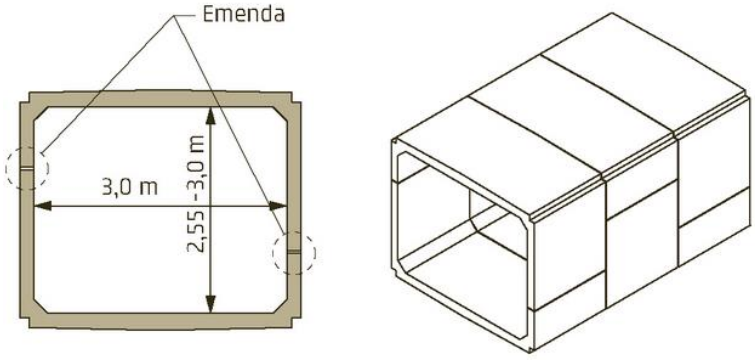
Outro tipo de seção transversal fechada, são as galerias formadas por elementos emendados ao longo do seu eixo. Indicadas para casos em que a abertura desejada seja superior as dos casos anteriores, não sendo possível a utilização de um elemento único, principalmente devido aos gabaritos de transporte. Os segmentos das galerias de seção retangular são emendados por encaixe do tipo macho e fêmea (EL DEBS, 2017). Na Figura 6, está representado um modelo de galeria com emenda de segmentos.

Figura 6 - Seção transversal fechada formada por dois elementos

Fonte: Disponível em: <http://www.fermixtubos.com.br/portfolio-item/obra-05/>. Acesso em: 06 abr. 2019.

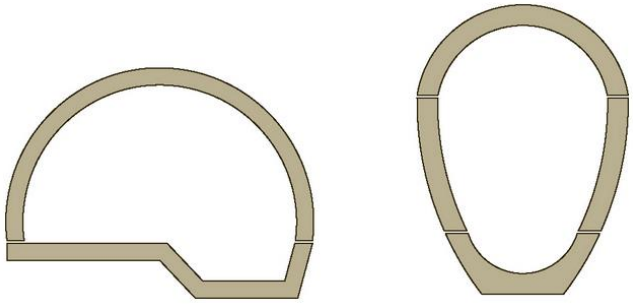
De acordo com El Debs (2017), na Noruega, existem galerias em forma de U, conforme Figura 7, aplicadas em passagens inferiores com pernas desiguais para defasar as emendas e, para solidarizar a galeria, proteção longitudinal. A Figura 8 apresentas outros tipos de seção formadas por vários segmentos.

Figura 7 - Exemplo de galeria segmentada empregada na Noruega



Fonte: El Debs (2017).

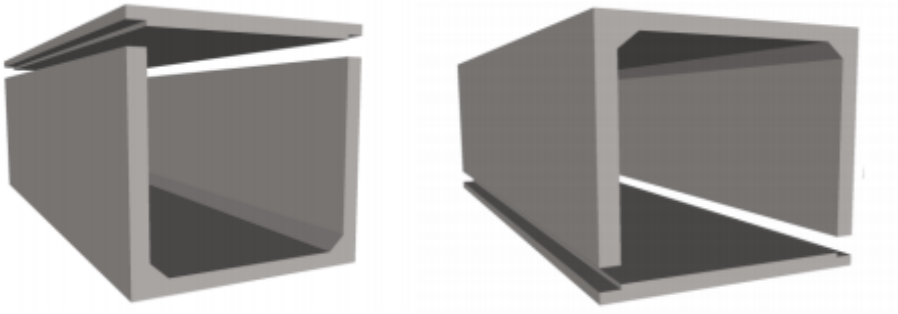
Figura 8 - Outras opções de seção transversal fechada formada por segmentos



Fonte: El Debs (2017).

Segundo Costa (2011), as galerias de seção retangular ou quadrada podem possuir seção formada por um elemento em U de três lados e laje de cobertura e elemento em U invertido de três lados e uma laje de fundação, conforme a Figura 9, respectivamente.

Figura 9 - Seção fechada formada por segmentos

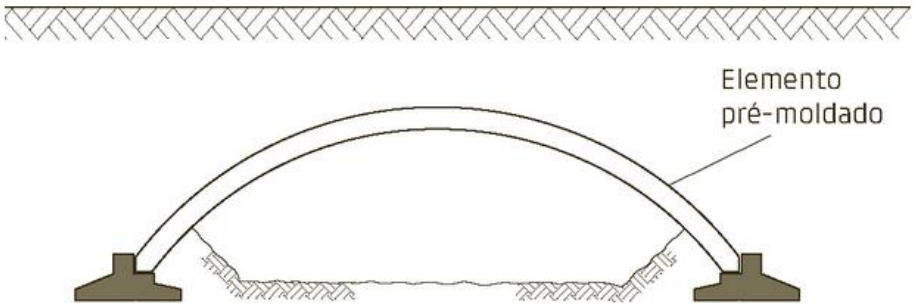


Fonte: Costa (2011).

2.1.3 Seção transversal aberta formada por elemento único

As galerias com seção transversal em arco, Figura 10, formadas por um único elemento, onde a estrutura da seção transversal é aberta, são, em geral, peças empregadas para vãos maiores que os já citados. Estas, podem ser utilizadas para pontes de pequeno porte, por exemplo. Abaixo está representada uma alternativa, utilizada nos Estados Unidos, de um único elemento pré-moldado que é indicado para faixas de vão de 9,00 m a 12,00 m (EL DEBS, 2017).

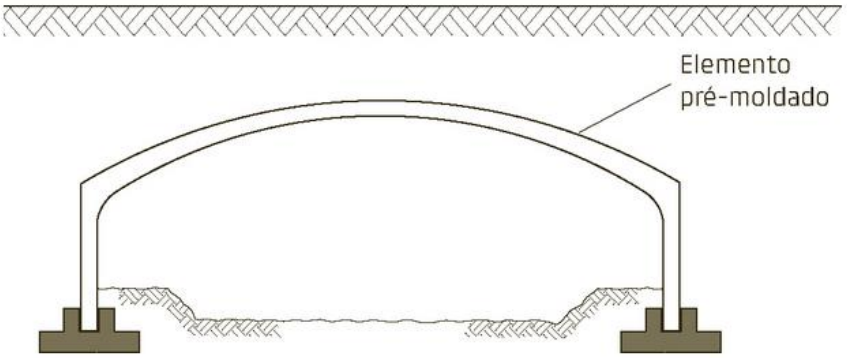
Figura 10 - Galeria com seção em arco formada por um segmento



Fonte: El Debs (2017).

Além destes, existe uma alternativa para as faixas de vão de 5,00 m a 12,00 m, também utilizando apenas um elemento de pré-moldado do tipo pseudopórtico, como mostra a Figura 11.

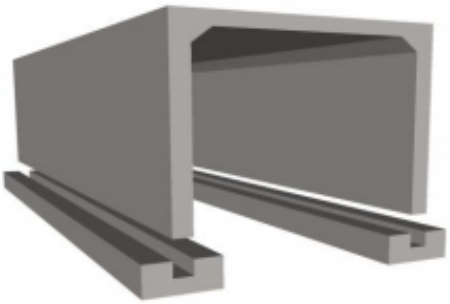
Figura 11 - Galeria com seção tipo pseudopórtico



Fonte: El Debs (2017).

Costa (2011) também apresenta um modelo de seção transversal aberta, Figura 12, composto por três lados tipo U invertido que pode ser apoiado em sapatas contínuas pré-fabricas.

Figura 12 - Seção transversal aberta, tipo U invertido

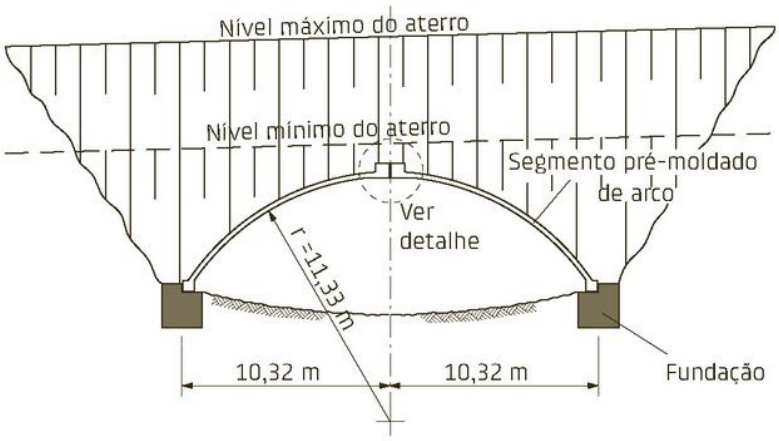


Fonte: Costa (2011).

2.1.4 Seção transversal aberta formada por mais de um elemento

Neste contexto, a seção transversal aberta é formada por mais de um elemento, formando ligações ao longo do eixo do elemento pré-moldado podendo ser fabricado a partir da divisão das peças do caso anterior. De modo geral, esse caso corresponde aos maiores vão atingidos com galerias. Como exemplo, cabe citar, o emprego de dois elementos para seção transversal em vãos de aproximadamente 20,00 m, como representado na Figura 13, utilizado em galerias no Canadá (EL DEBS, 2017).

Figura 13 - Galeria com seção transversal formada por dois segmentos



Fonte: El Debs (2017).

Na Austrália, a utilização desses elementos é padronizada. De acordo com o manual de concreto pré-moldado australiano as galerias podem apresentar vãos de 4,50 m a 21,00 m.

Figura 14 - Execução de galeria formada por dois segmentos

Fonte: El Debs (2017).

2.2 Tipos de instalação

Pode-se identificar as galerias conforme o tipo de instalação, sendo, os principais a instalação em vala (trincheira) e em aterro, estes últimos, podendo ainda ser subdivididos em aterro com projeção positiva e, aterro com projeção negativa, existe ainda os instalados por cravação.

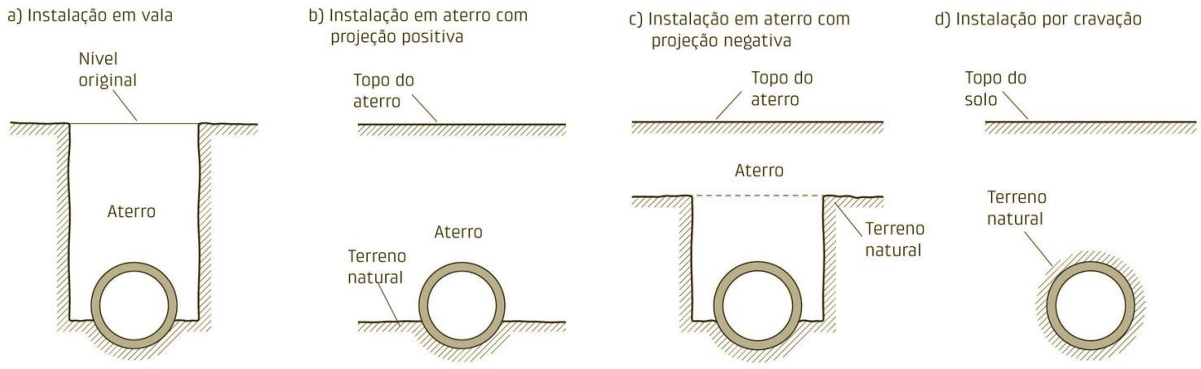
Na instalação em vala ou trincheira, os tubos são instalados em uma vala que é aberta no terreno natural e, posteriormente, é executado o reaterro até o nível original. Geralmente essa vala é estreita e é o tipo de instalação mais utilizada, principalmente no serviço público (YANG, 2000).

Quando o tubo é instalado sobre a superfície natural do terreno e aterrado de forma que a sua geratriz superior fique acima do nível natural, a instalação é denominada aterro com projeção positiva ou instalação em saliência positiva. Já os tubos em aterro, com projeção negativa ou com saliência negativa, são instalados em uma vala estreita, não muito profunda, com o topo do conduto abaixo da superfície natural do terreno. Nos dois casos, após a instalação, é realizado o aterro e a compactação do mesmo até o nível desejado (EL DEBS, 2017).

Yang (2000), afirma que para rodovias de pequeno porte a instalação em aterro com projeção negativa mostra-se um tipo de instalação vantajosa, visto que, se comparada a instalação com projeção positiva, produzirá uma pressão vertical menor em uma certa altura de aterro, além disso, se o espaço de vala entre a galeria e o terreno natural for preenchido com material compressível, esse método se torna ainda mais eficiente.

Nos casos de instalação por cravação, como o nome já diz, os tubos de concreto de alta resistência são instalados por cravação no terreno. Esse processo é não destrutivo e indicado para casos onde não seja possível a interdição do local para a execução das obras através dos outros métodos (EL DEBS, 2017). A Figura 15 apresenta os tipos básicos de instalação.

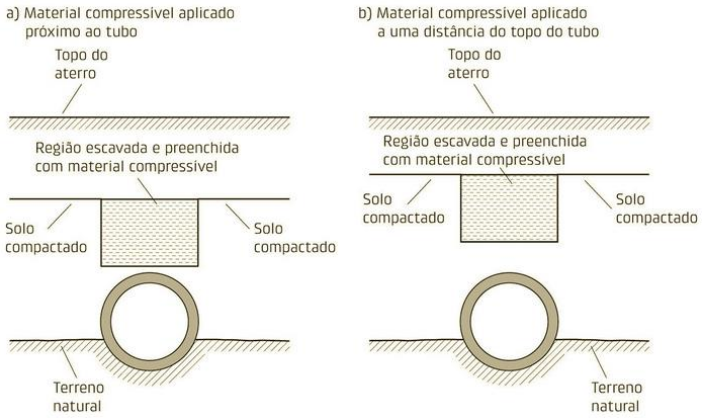
Figura 15 - Tipos básicos de instalação



Fonte: El Debs (2017).

Além destes, existe ainda a instalação em vala induzida ou imperfeita, Figura 16, onde o tubo começa a ser instalado como tubo em aterro com projeção positiva e, após a execução de parte do aterro, é escavada uma vala com a largura igual à do conduto, e é realizado o preenchimento com material bastante compressível. Essa forma de instalação é usual para aterros de grandes alturas sobre o tubo, pois, a alta compressibilidade da camada desvia as cargas sobre os tubos para as laterais, reduzindo a resultante de pressões sobre o tubo (EL DEBS, 2017).

Figura 16 - Instalação em vala induzida



Fonte: El Debs (2017).

2.3 Processo de execução de galerias

Normalmente as galerias de concreto pré-moldado são executadas colocando os elementos em vala aberta, mas, também podem ser construídas sem abrir a vala, como túnel, que é utilizado quando não se deseja transtornos no tráfego, geralmente empregado para tubos circulares de pequenos diâmetros (EL DEBS, 2017).

De acordo com Sang (2000), a obra de execução de galerias de seção retangular pré-moldadas consiste essencialmente na abertura de uma vala e no assentamento das galerias sobre a superfície inferior da vala, a qual deve ser compactada e nivelada para garantir um assentamento adequado da galeria em uma superfície lisa e desempenada. O assentamento da galeria é realizado com o auxílio de grua ou com equipamentos disponíveis na obra, que podem ser improvisados para a execução, como retroescavadeiras e dragas, no que diz respeito a compactação do aterro que envolve a galeria, esta é executada por meios mecânicos como, por exemplo, cilindro vibrador. Como os elementos são colocadas justapostos, as juntas podem ser

seladas com manta asfáltica para impedir o seu assoreamento pelo solo. A Figura 17, apresenta a execução de galerias.

Figura 17 - Execução de galerias pré-moldadas

Fonte: Autora (2019).

O aterro ou reatero, se mal executado, pode acarretar em diversos tipos de ploblemas, pois, possuem influência direta na qualidade final da obra. Alguns dos problemas são: recalque diferencial na camada final, desalinhamento da linha de aduelas, prejudicando o sistema de encaixe das peças e problemas estruturais (ROMERO, 2008).

Segundo o Manual de drenagem de rodovias do DNIT (2006), podem ser utilizados em linha simples, quando houver somente uma linha de galerias, ou múltiplas com duas ou três linhas de galerias, não sendo recomendado a utilização de mais linhas, pois pode provocar alagamento em uma faixa muito ampla.

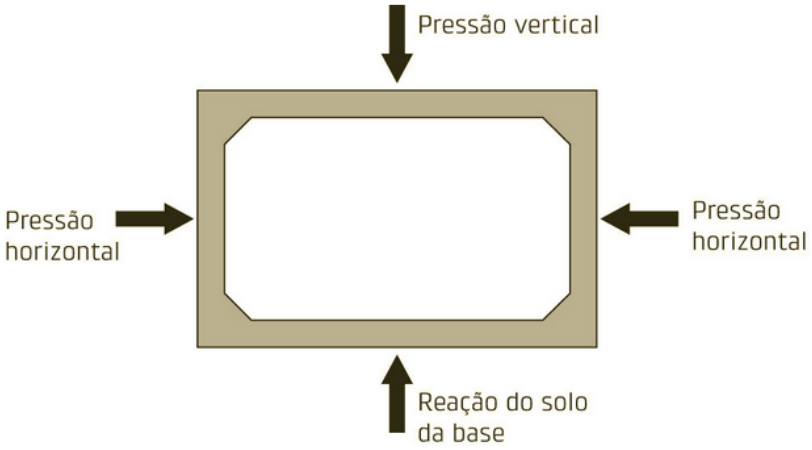
Quando utilizadas em linhas duplas ou triplas, ocorre um aumento na sua capacidade de vazão. Porém, existe pontos negativos dessa associação, como a diminuição de rendimento hidráulico, aumento da perda de carga na entrada da galeria e também maior possibilidade de entupimentos. Entre as galerias é recomendado o preenchimento do pequeno espaço, geralmente com concreto magro (EL DEBS, 2017).

2.4 Comportamento estrutural

Conforme El Debs (2017), a análise estrutural das galerias depende das ações do solo sobre a estrutura. Então, a análise deve ser realizada considerando as interações solo x estrutura, o que depende das deformações do solo e das paredes do elemento. Entretanto, essa consideração é feita apenas em casos especiais, dependendo especialmente do porte da obra devido às oscilações dos parâmetros do solo. Em geral, em obras menores, são utilizados os métodos encontrados em publicações sobre o assunto. As galerias estão sujeitas, basicamente,

a pressões horizontais e verticais, como o peso do solo e o empuxo do solo nas paredes laterais, onde as pressões verticais são equilibradas pela reação do solo na laje de fundo, como mostra a Figura 18.

Figura 18 - Pressões e reação do solo atuantes na estrutura



Fonte: El Debs (2017).

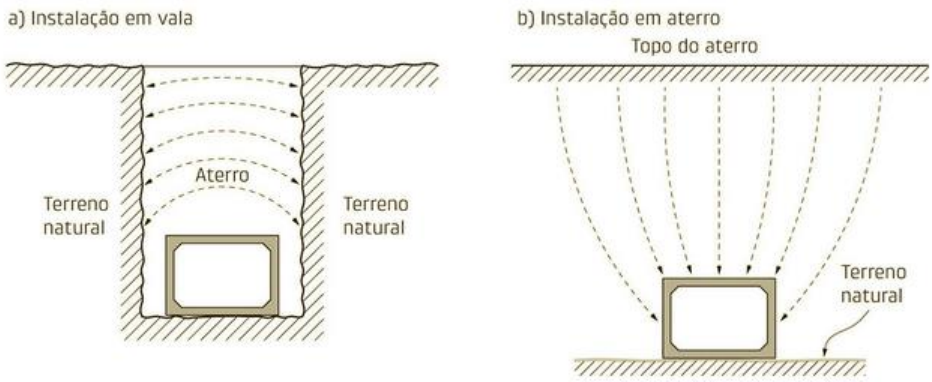
As pressões nas galerias são, normalmente, geradas pelas ações do peso próprio, carga de solo sobre o elemento, cargas em função do tráfego, empuxo horizontal, gerado por pressões horizontais do solo e da sobrecarga e, pelo empuxo horizontal dos fluídos dento do conduto. Além dessas, deve-se levar em consideração as ações do equipamento de compactação durante a construção e, as de manuseio, transporte e montagem da galeria, onde atua somente o seu peso próprio (EL DEBS, 2017).

Para Santos (2012), a rigidez da estrutura e do solo e a forma de instalação da galeria no terreno, redistribuem as cargas do maciço pela estrutura. De certa forma, esse processo é recíproco, pois a inclusão de um elemento de concreto no solo provoca uma alteração no estado de tensão do mesmo e, assim, irá influenciar a solicitação na estrutura.

Em muitas publicações as galerias são distintas de forma inadequada de pontes pelo tamanho do vão e, como visto anteriormente, as galerias podem chegar a vãos de 20,00 m. El Debs (2017), classifica as galerias como obras colocadas abaixo, completamente ou parcialmente do terrapleno, independe do vão. Quando a altura do solo sobre a estrutura é pequena, seu comportamento se aproxima ao de uma ponte, pois o efeito da sobrecarga prevalece. Assim, seu projeto deve possuir as mesmas características do que um projeto de pontes, verificando, por exemplo, as armaduras em relação ao estado-limite de fadiga. No entanto, conforme a altura do solo sobre a estrutura aumenta, podem aparecer efeitos relevantes

de arqueamento de solo e o efeito da sobrecarga dos veículos diminui. Na Figura 19 nota-se que, quando a altura do solo é maior que a largura externa da galeria, esses efeitos tornam-se significativos.

Figura 19 - Efeito de arqueamento em galerias celulares



Fonte: El Debs (2017).

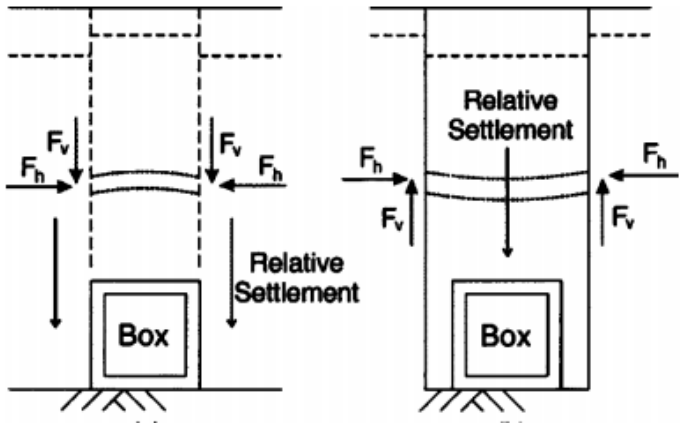
Pode-se definir o arqueamento do solo como um redirecionamento de cargas atuantes na estrutura (peso próprio do aterro e sobrecargas) que é causado por uma redistribuição de tensões gerada pelo movimento relativo entre massas de solo adjacentes que, podem gerar uma redução ou um acréscimo de carga no elemento. Sendo assim, é de suma importância a sua consideração em um projeto de condutos enterrados, pois afeta a quantificação da carga total sobre a estrutura (SILVEIRA, 2001).

Conforme Kim e Yoo (2002), os estudos pioneiros, analíticos e experimentais, realizados por Anson Marston, em condutos circulares enterrados, foram de grande contribuição, pois demonstram que as solicitações da estrutura são fortemente afetadas pelas condições de instalação somadas à altura do aterro. O conceito básico da teoria de Marston, segundo Spangler (1982) citado por Yang (2000), é de que a carga, devido ao peso do prisma de solo acima da estrutura enterrada (principalmente tubos de pequeno diâmetro), é modificada pela ação do arqueamento. Assim, parte do peso do solo é transferido para os solos laterais, podendo resultar em uma menor pressão vertical se comparada a pressão devido ao peso da sobrecarga.

O efeito de arqueamento depende do movimento relativo do solo próximo a estrutura, podendo ser positivo quando diminui a pressão vertical exercida pela estrutura, e negativo quando o efeito aumenta a pressão vertical.

Nas instalações em aterro, a deformação relativa do prisma de solo central, que fica acima da estrutura, é menor do que a deformação dos prismas de solo lateral, as camadas de solo no prisma central são submetidas a uma deformação em arco, aumentando a pressão de terra na estrutura, representando o arqueamento negativo. Nas instalações em valas, a deformação do prisma de solo acima da estrutura é maior que a dos prismas de solo adjacentes, assim, as camadas de solos no prisma central são submetidas a uma deformação na forma de arco inverso e, devido a isso, a pressão do solo na estrutura é reduzida pelas forças de cisalhamento exercidas no prisma central de solo, representando o arqueamento positivo (KIM e YOO, 2002). Esse efeito pode ser observado na Figura 20.

Figura 20 - Transferência de pressão em aterro e em trincheira



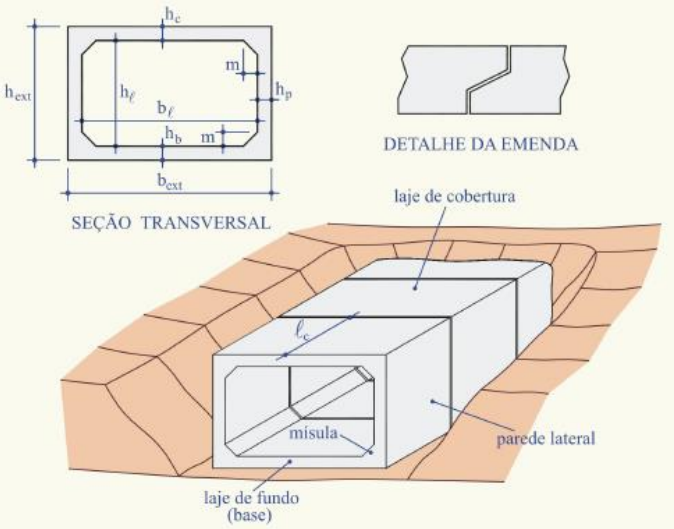
Fonte: Kim e Yoo (2005).

2.5 Projeto estrutural de galerias retangulares de concreto pré-moldado

Sobretudo, o comportamento dos elementos enterrados depende da interação solo-estrutura e, apesar de existirem tubos dos tipos rígidos e flexíveis e seus dimensionamentos serem diferentes, as cargas atuantes em ambos são determinadas, essencialmente, da mesma forma, onde se leva em conta a rigidez relativa através de parâmetros empíricos. Cabe ressaltar que, na maior parte dos casos, a carga sobre a estrutura enterrada não depende da forma da sua seção transversal, seja ela, circular ou retangular (ZAIDLER, 1983).

O dimensionamento estrutural da galeria de seção retangular seguirá as recomendações do manual disponibilizado pela ABTC, *Projeto estrutural de galerias e canais com aduelas de concreto pré-moldado.* A Figura 21 apresenta as principais características geométricas da galeria celular.

Figura 21 - Características geométricas



Fonte: El Debs (2018).

2.5.1 Cargas geradas pelo solo e pela água

De acordo com Zaidler (1983), apesar da teoria de Marston-Spangler ser desenvolvida para tubos enterrados seus conceitos podem ser utilizados para às demais formas de seção transversal. A teoria Marston-Spangler parte do princípio de que as cargas atuantes sobre os elementos enterrados são as do prisma interior, ou seja, do maciço que está colocado diretamente sobre o tubo. Consentindo a várias hipóteses para definir a direção e a intensidade das forças de atrito, foi estabelecida a Equação Geral de Marston-Splangler: $Q = C * \gamma * B^2$, sendo Q o peso de terra por unidade de comprimento, γ o peso específico do solo, B a largura da vala (B_d) ou do conduto (B_c), conforme o caso, e C o coeficiente adimensional em função: da relação entre altura do aterro e largura da vala ou do condutor; forças cortantes entre prisma interior e adjacentes e; valor e direção do recalque diferencial entre os primas abordados. Outra contribuição da teoria de Marston-Splangler que vale destacar é que a forma de instalação dos condutos determina a grandeza e a direção das forças cortantes ou de atrito, que se somarão ao peso do prisma interior.

2.5.1.1 Pressões verticais

De acordo com El Debs (2018) as pressões verticais (p_v) geradas pelo solo sobre a laje de cobertura da galeria, podem ser calculadas em função da altura de solo sobre o elemento (h_s) e da espessura do pavimento (h_{pav}), como representado na Figura 22, e com a Equação 1:

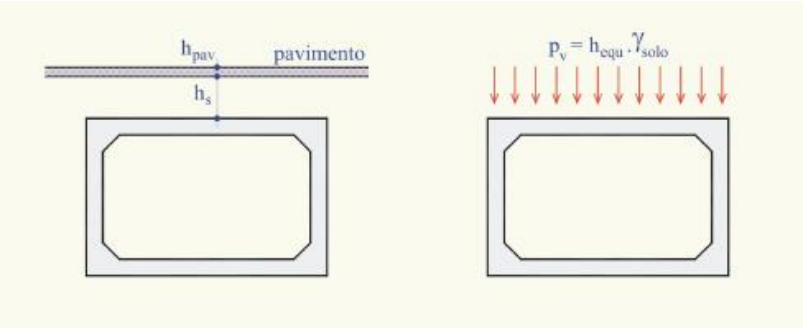
$$p_v = \gamma_{solo} * h_s + \gamma_{pav} * h_{pav} \quad (1)$$

onde

γ_{solo}= peso específico do solo;

γ_{pav}= peso específico do pavimento.

Figura 22 - Pressões verticais do solo e do pavimento sobre a galeria



Fonte: El Debs (2018).

Ainda pode ser realizada uma transformação, calculando a pressão vertical sendo apenas solo com uma altura equivalente de:

$$h_{equ} = h_s + h_{pav} * \frac{\gamma_{pav}}{\gamma_{solo}} \quad (2)$$

Podem ser considerados para o peso específico do solo γ_{solo}= 18 kN/m³ e, para o do pavimento γ_{pav}= 24 kN/m³, caso não haja valores mais precisos. Além destas pressões verticais, as ações do peso próprio da galeria também devem ser consideradas sendo o peso específico do concreto de 25 kN/m³ e, a pressão da água pode ser desconsiderada.

2.5.1.2 Pressões horizontais

A NBR 7187 (2003), recomenda que as pressões horizontais, como o empuxo de terra na estrutura, sejam realizadas em conformidade com os princípios da mecânica dos solos, segundo sua natureza (ativo, passivo ou de repouso). Como simplificação, pode ser considerado um solo sem coesão e sem atrito entre o terreno e a estrutura, desde que as solicitações estejam a favor da segurança. A norma ainda sugere o peso específico do solo úmido de no mínimo 18 kN/m³ e o ângulo de atrito interno máximo de 30º e os empuxos (ativo e de repouso), devem ser considerados nas situações mais desfavoráveis.

Conforme El Debs (2018), os coeficientes de empuxo são calculados em função do ângulo de atrito interno, em solos não coesivos. Os coeficientes de empuxo ativo (k_a) e de repouso (k_0) podem ser definidos com as equações abaixo.

$$k_a = tg^2(45 - \frac{\emptyset}{2}) \quad (3)$$

e

$$k_0 = 1 - sen\emptyset \quad (4)$$

onde $\emptyset$ é o ângulo de atrito interno do solo.

Considerando um ângulo de atrito interno de 30º, os valores de empuxo são: k_a = 0,33 (coeficiente de empuxo ativo) e k_0 = 0,5 (coeficiente de empuxo em repouso) para solos sem coesão. Para as condições mais desfavoráveis, utiliza-se o empuxo ativo quando a carga vertical for máxima e em repouso quando a carga vertical for mínima. O empuxo do solo nas paredes, pode ser calculado com a Equação 5 da pressão horizontal.

$$p_h = k * p_v = k * (\gamma_{solo} * h_s + \gamma_{pav} * h_{pav}) \quad (5)$$

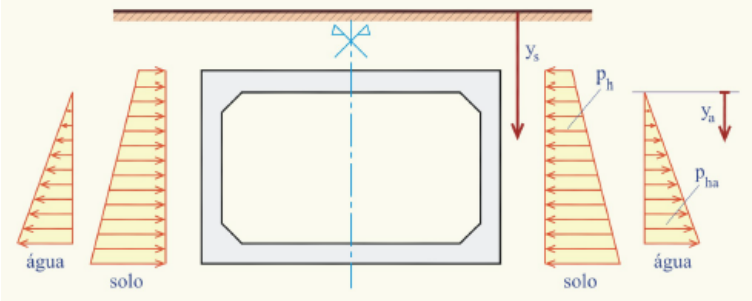
no qual o empuxo k pode ser o coeficiente de empuxo ativo k_a ou em repouso k_0.

Em galerias de águas pluviais, a pressão de água do lado de dentro da galeria pode ser considerada através da Equação 6.

$$p_{ha} = \gamma_a * y_a \quad (6)$$

onde γ_a é o peso específico da água 10 kN/m³.

Figura 23 - Pressões horizontais do solo e da água



Fonte: El Debs (2018).

2.5.1.3 Efeito de arqueamento

Como mencionado anteriormente as galerias podem estar sujeitas ao efeito de arqueamento do solo. Segundo El Debs (2018), os condutos instalados em vala têm um alívio das pressões do solo sobre a galeria já os instalados em aterro têm um acréscimo destas pressões. Se a altura equivalente h_{equ} for menor que a base externa b_{ext}, este efeito é irrelevante, mas à

medida que a altura de solo aumenta sobre a galeria, este efeito se torna importante. A teoria de Marston-Spangler é o conceito geralmente utilizado para considerar o efeito de arqueamento. Porém cabe observar que essa formulação é mais aproximada para as galerias do que para os tubos de seção circular, pois os resultados experimentais da formulação foram obtidos para estes últimos. Deve-se considerar a largura externa da galeria b_{ext} como sendo o diâmetro externo do tubo circular, para assim aplicar a formulação. Para ambos os tipos de instalação, conduto em aterro ou em vala, os seguintes parâmetros devem ser considerados:

$k_a\mu'$ - produto do coeficiente de empuxo k_a do solo com o coeficiente de atrito do solo contra as paredes da vala;

$k_a\mu$ - produto do coeficiente de empuxo do solo com o coeficiente de atrito do solo;

ρ - taxa de projeção do conduto, que relaciona a parte do conduto que se projeta da base e a altura do conduto;

r_{ap} - razão de recalque, que relaciona o recalque do solo adjacente ao conduto com recalque da fundação e a deformação do conduto.

$k_a\mu'$ e $k_a\mu$ podem ser calculados em função das características dos solos, porém geralmente recorre-se as indicações para projeto, conforme a tabela abaixo. Ainda para efeitos práticos pode-se adotar $k_a\mu = k_a\mu'$, como apresenta a Tabela 1.

Tabela 1 - Valores de kaμ = kaμ' para alguns solos para a formulação de Marston-Spangler

Tipo	Solo	$k_a\mu = k_a\mu'$
1	Material sem coesão	0,192
2	Areia e pedregulho	0,165
3	Solo saturado	0,150
4	Argila	0,130
5	Argila saturada	0,110

Fonte: El Debs (2018).

Na ausência de informações mais precisas, recomenda-se adotar os valores de $k_a\mu = k_a\mu' = 0,15$. Caso seja considerado o ângulo de atrito interno do solo de 30º, o valor destes produtos vale 0,19. Para condutos em vala, sugere-se a utilização de um valor inferior a favor a segurança. Para condutos em aterro, o valor sugerido representaria as melhores condições de compactação do solo lateral, comparado com os tubos circulares. Em função da forma de assentamento das galerias, o valor da taxa de projeção do conduto ρ vale 1. Devido as dificuldades de calcular os recalques de solo, os valores podem seguir as sugestões da Tabela 2 para a razão de recalque r_{ap} (EL DEBS, 2018).

Tabela 2 - Valores indicados para a razão de recalque para condutos em aterro com projeção positiva

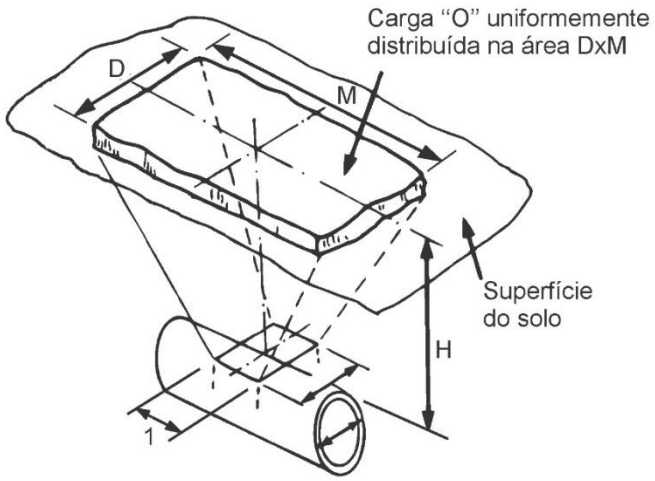
Condição	Valores recomendados pela ATHA
Base rígida – rocha ou material pouco deformável	+ 1,0
Base do tipo corrente – solo natural comum	+ 0,5
Base sobre solo muito deformável – solo não bem compactado	+0,3

Fonte: El Debs (2018).

2.5.2 Sobrecargas: solução de Boussinesq

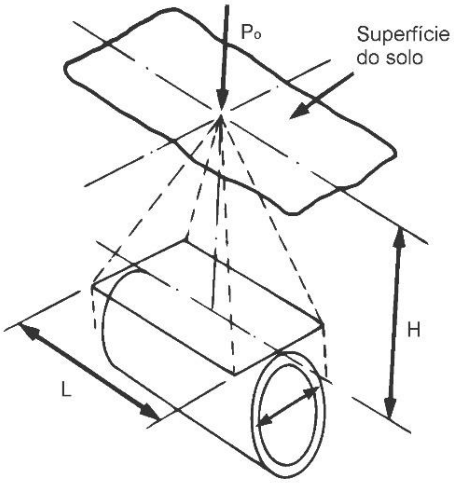
Mesmo que os princípios da Teoria da Plasticidade ainda não permitem tratar com rigor certos problemas, como o fato de muitos solos serem plásticos e não elásticos, muitos especialistas afirmam que a solução de Boussinesq pode ser aplicada com coerente precisão em solos coesivos (TSCHEBOTARIOFF, 1957 citado por ZAIDLER, 1983). Partindo deste conceito, as sobrecargas atuantes nos elementos enterrados podem ser calculadas através da Teoria de Boussinesq referente a tensões num maciço elástico semi infinito, as sobrecargas podem ser distribuídas ou concentradas, conforme a Figura 24 e a Figura 25 (ZAIDLER, 1983).

Figura 24 - Carga uniformemente distribuída



Fonte: Zaidler (1983), adaptado pela autora.

Figura 25 - Carga concentrada



Fonte: Zaidler (1983), adaptado pela autora.

As equações propostas por Marston para cargas uniformemente distribuídas e concentradas estão expostas abaixo, respectivamente.

$$Q = C_t * \frac{P_O * F}{L} \quad (7)$$

$$Q = C_t * q * F * B_c \quad (8)$$

$$C_t = 1 - \frac{2}{\pi}\left[sen^{-1}\sqrt{\frac{m^2+n^2+1}{(m^2+1)(n^2+1)}} - \frac{m*n}{m^2+n^2+1} - \left(\frac{1}{(m^2+1)} + \frac{1}{(n^2+1)}\right)\right] \quad (9)$$

Onde:

P_o = é a carga concentrada, por exemplo a roda de um veículo, aplicada na superfície do solo;

L = é o comprimento efetivo do tubo, e recomenda-se a utilização para tubos maiores que 3 m o valor efetivo de 0,90 m e o comprimento real para tubos menores;

q = é a carga uniformemente distribuída;

F = é o coeficiente de impacto, podendo ser adotado 1,50, para cargas móveis em rodovias;

Bc = é o diâmetro externo do tubo;

m = L/2H e n = Bc/2H, obtidos diretamente da Tabela 3.

Tabela 3 - Obtenção dos valores de m e n

m ou n \ n ou m	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,5	2,0	5,0
0,1	,019	,037	,053	,067	,079	,089	,097	,103	,108	,112	,117	0,121	,124	,126
0,2	,037	,072	,103	,131	,155	,174	,189	,202	,211	,219	,229	,238	,244	,248
0,3	,053	,103	,149	,190	,224	,252	,274	,292	,306	,318	,333	,346	,355	,361
0,4	,067	,131	,190	,241	,284	,320	,349	,373	,391	,405	,425	,442	,454	,461
0,5	,079	,155	,224	,284	,336	,379	,414	,441	,463	,481	,505	,525	,540	,549
0,6	,089	,174	,252	,320	,379	,428	,467	,499	,524	,544	,572	,596	,613	,624
0,7	,097	,189	,274	,349	,414	,467	,511	,546	,574	,597	,628	,655	,674	,687
0,8	,103	,202	,292	,373	,441	,499	,546	,584	,615	,639	,674	,703	,725	,740
0,9	,108	,211	,306	,391	,463	,524	,574	,615	,647	,673	,711	,743	,766	,782
1,0	,112	,219	,318	,405	,481	,544	,597	,639	,673	,701	,740	,775	,800	,818
1,2	,117	,229	,333	,425	,505	,572	,628	,674	,711	,740	,783	,821	,849	,870
1,5	,121	,238	,346	,442	,525	,596	,655	,703	,743	,775	,821	,863	,894	,918
2,0	,124	,244	,355	,454	,540	,613	,674	,725	,766	,800	,849	,894	,930	,958
5,0	,126	,248	,361	,461	,549	,624	,687	,740	,782	,818	,870	,918	,958	,994

Fonte: Zaidler (1983).

A Teoria da Elasticidade apresenta outras inconformidades no que diz respeito ao comportamento real dos solos, como o mesmo não apresentar fissuramento durante as deformações, o que, praticamente, nunca ocorre. Nas distribuições das tensões de Boussinesq nas zonas mais rasas do solo e arredores do ponto de aplicação de carga, o material se encontra sujeito aos efeitos de tração, e isso explica a diferença entre resultados teóricos e experimentais para os tubos instalados em pequenas profundidades. Refere-se, portanto, a uma limitação da solução de Boussinesq (ZAIDLER, 1983).

2.5.3 Sobrecargas

2.5.3.1 Força uniformemente distribuída

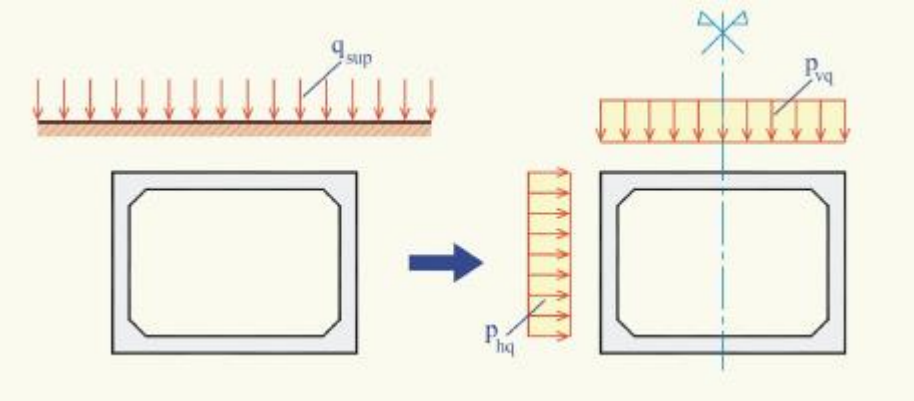
Conforme El Debs (2018), considerando a sobrecarga uniformemente distribuída na superfície, como está representado na Figura 26, as pressões na laje superior e nas paredes laterais podem ser calculadas com as seguintes equações:

$$p_{vq} = q_{sup} \tag{10}$$

e

$$p_{hq} = k * q_{sup} \tag{11}$$

Figura 26 - Pressões produzidas por sobrecarga uniformemente distribuída na superfície



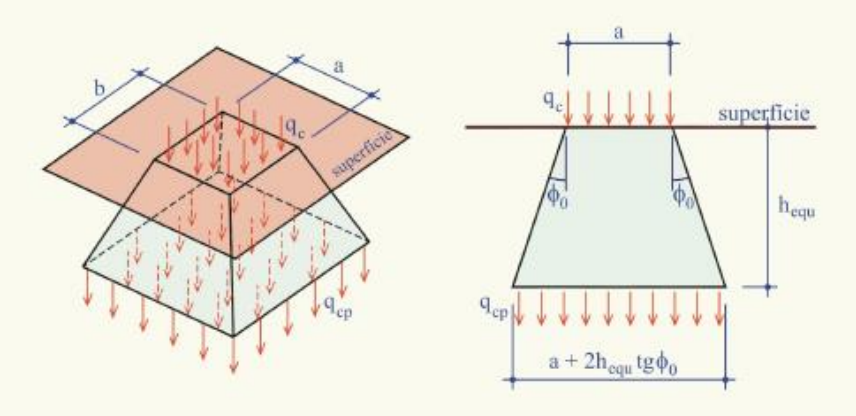
Fonte: El Debs (2018).

2.5.3.2 Força parcialmente distribuída

Segundo El Debs (2018), forças parcialmente distribuídas aplicadas na superfície se propagam com um ângulo ϕ_o, que varia conforme a rigidez do solo, entre 30º e 45º, e vai até a laje de cobertura da galeria, Figura 27.

El Debs (2018), utilizada um ângulo de 35º, que é recomendado pela ATHA (Associação Espanhola de Tubos de Concreto) e, altura de solo equivalente. Assim o ângulo considerado de propagação no pavimento será proporcional ao seu peso específico. Como demonstrado na Figura 27, pode-se estabelecer a pressão que uma força q_c parcialmente distribuída na superfície em um retângulo *a x b*, para a profundidade equivalente h_{equ}. A resultante será $Q = q_c * a * b$.

Figura 27 - Propagação de forças parcialmente distribuídas aplicadas na superfície



Fonte: El Debs (2018).

A uma certa altura equivalente, a área em que a força Q é distribuída é determinada através da Equação 12:

$$A = \left(a + 2 * h_{equ} * tg35º\right)\left(b + 2 * h_{equ} * tg35º\right)$$

$$A = (a + 1{,}4 * h_{equ})(b + 1{,}4 * h_{equ}) \quad (12)$$

Consideram-se as forças aplicadas no plano que passaria no meio da espessura da laje de cobertura, o plano médio, para o cálculo dos esforços solicitantes na galeria. A propagação deve ser considerada com um ângulo de 45º até a metade da espessura h_c.

$$q_{cp} = \frac{Q}{(a_m + b_m)} \quad (13)$$

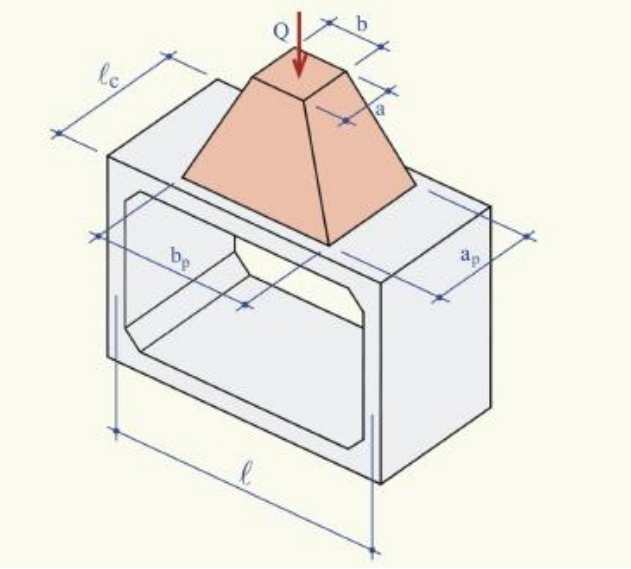
Onde

$$a_m = (a_p + h_c) = (a * 1{,}4 * h_{equ} + h_c)$$

e

$$b_m = (a_p + h_c) = (b * 1{,}4 * h_{equ} + h_c)$$

Figura 28 - Distribuição de pressões sobre a galeria correspondente à força parcialmente distribuída aplicada na superfície de resultante Q



Fonte: El Debs (2018).

Existe contribuições das partes laterais à região de aplicação da força, portanto, deve-se considerar uma largura colaborante, para a realização do cálculo dos esforços solicitantes

devido às forças parcialmente distribuídas. El Debs (2018), sugere ainda, que essa largura b_{col} pode ser estimada através da NBR 6118:2014 para cálculo dos momentos fletores.

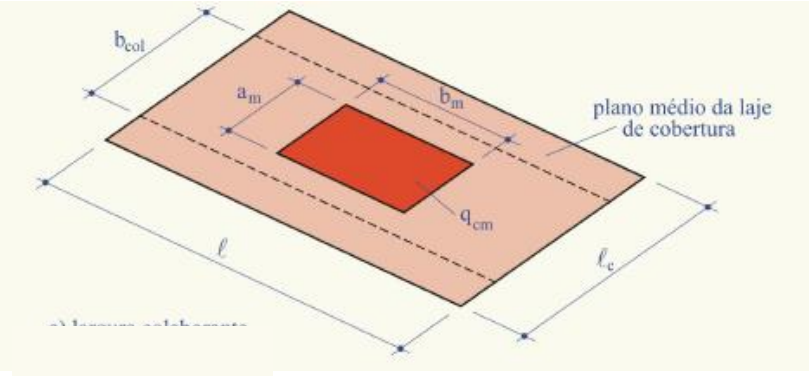
$$b_{col,m} = a_m + \frac{1}{2}\left(1 - \frac{a_m}{l}\right) \leq l_c \quad (14)$$

Para a força cortante:

$$b_{col,v} = (a_m + b_m) \leq l_c \quad (15)$$

Caso a largura colaborante b_{col} seja maior que o comprimento da galeria, ela se torna insignificante, devido a isso ela é limitada ao comprimento l_c, Figura 29.

Figura 29 - Largura colaborante

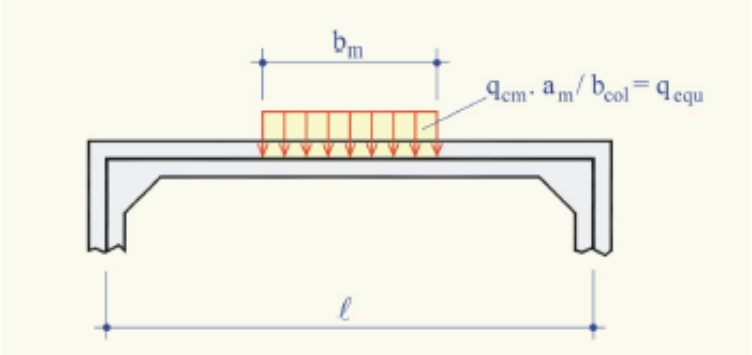


Fonte: El Debs (2018).

Considera-se a Equação 16 para o cálculo dos esforços por unidade de largura, para a força equivalente, como mostra a Figura 30.

$$q_{equ} = q_{cm} + \frac{a_m}{b_{col}} \quad (16)$$

Figura 30 - Força equivalente por unidade de comprimento



Fonte: El Debs (2018).

2.5.3.3 Sobrecargas rodoviárias

A NBR 7188 (2013) recomenda para carga móvel rodoviária padrão dois tipos de veículos, o padrão TB-450 e o TB-240. A carga *P* (kN) é a carga estática concentrada, e a carga *q* (kN/m²) é a carga uniformemente distribuída, ambas são aplicadas no nível do pavimento, com valor característico e sem majoração. A carga móvel rodoviária mínima do tipo TB-240, pode ser utilizada em estradas vicinais municipais de uma faixa e obras particulares. A Tabela 4 mostra as características dos veículos tipo.

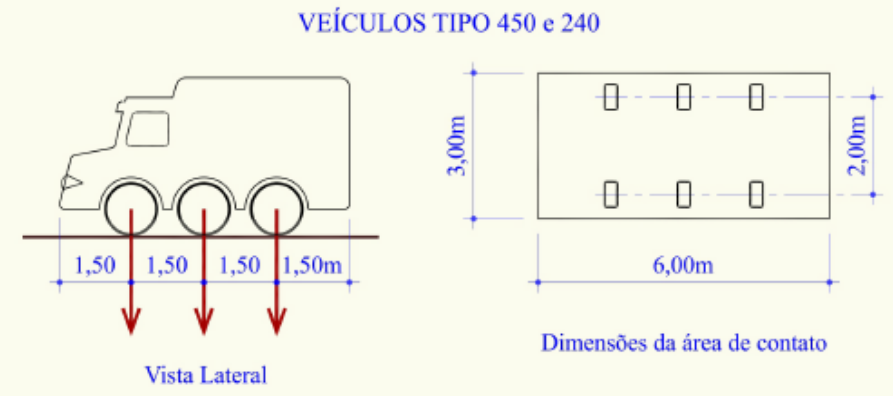
Tabela 4 - Características dos veículos tipo rodoviários

Item	Unid.	TB-450	TB-240
Peso total do veículo	kN	450	240
Força uniformemente distribuída	kN/m²	5	4
Quantidade de eixos	Eixo	3	3
Peso de cada roda	kN	75	40
Área de contato da roda	m²	0,20 x 0,50	0,20 x 0,50
Distância entre eixos	m	1,50	1,50
Distância entre centros das rodas de cada eixo	M	2,00	2,00

Fonte: adaptado de El Debs (2018).

Cada conjunto de eixo possui duas rodas, assim ambas as cargas móveis, TB-450 e TB-240, possuem seis rodas com o mesmo peso, como exposto na Figura 31.

Figura 31 - Características dos veículos tipo



Fonte: El Debs (2018).

Conforme El Debs (2018) o efeito gerado pelas três rodas, igualmente espeçadas e_e, irá constituir uma superposição dos efeitos na direção do eixo da linha da galeria a partir da profundidade:

$$h_{ct} = \frac{(e_e - a_r)}{1{,}4} \tag{17}$$

onde a_r é a dimensão 0,20 m da área de contato paralela à direção do tráfego.

E na direção perpendicular ao eixo do conduto uma superposição a partir da profundidade:

$$h_{cl} = \frac{(e_r - b_r)}{1{,}4} \tag{18}$$

onde e_r é a distância entre as rodas de um mesmo eixo e b_r é a dimensão 0,50 m da área de contato.

Realizando os cálculos com os dados obtidos na Tabela 4, de distância entre eixos, distância entre rodas de um mesmo eixo e a dimensão das áreas de contato da roda do pavimento, obtém-se *hcl* = 0,93 m e *hct* = 1,07 m.

Os valores devem ser acrescidos de h_c, caso seja considerada a propagação até o plano médio da laje de cobertura. Dessa forma, os valores ficariam abaixo de 1,0 m. Como os valores estão muito próximos e no ângulo de propagação também existe uma aproximação, considera-se os seguintes casos.

Quando $h_{equ} \geq 1{,}0$ m, ocorrerá a superposição das forças das rodas. Então considera-se uma força uniformemente distribuída, como demonstrado na Figura 32 e, o valor da carga é calculado com a Equação 19.

$$p_{vq} = q + q_v \tag{19}$$

com

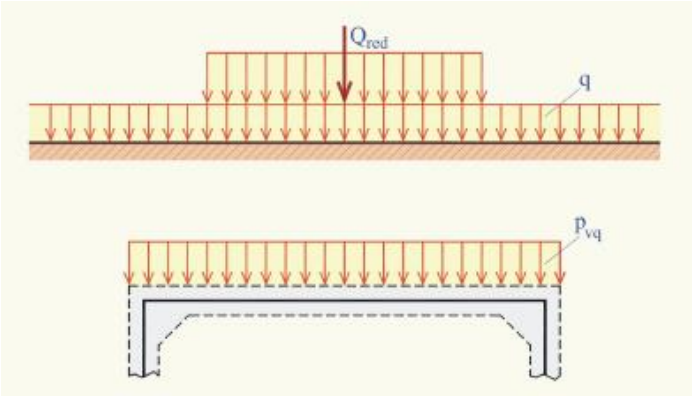
$$q_v = \frac{Q_{red}}{(a_{vei} + 1{,}4 * h_{equ})(b_{vei} + 1{,}4 * h_{equ})} \tag{20}$$

sendo

$$Q_{red} = Q - a_{vei} b_{vei} q \tag{21}$$

Onde *Q* é o peso do veículo tipo que pode ser 450kN ou 240kN, *q* a carga distribuída que considera veículos mais afastado sendo 5 kN/m^2 ou 4 kN/m^2, e a_{vei} e b_{vei} é a dimensão em planta do veículo tipo de 3,00 m e 6,00 m.

Figura 32 - Força uniformemente distribuída devido a carga móvel



Fonte: El Debs (2018).

Quando $h_{equ} \leq 1{,}0$ m, nesse caso considera-se o efeito da força parcialmente distribuída. Como é uma aproximação empregada no cálculo de lajes de pontes, a área de contato da roda ao pavimento será considerada quadrada de dimensão:

$$t = \sqrt{a_r b_r} \tag{22}$$

Onde a_r e b_r são as medidas da área de contato da roda no pavimento. Considerando a propagação da força até o plano médio da laje superior, tem-se:

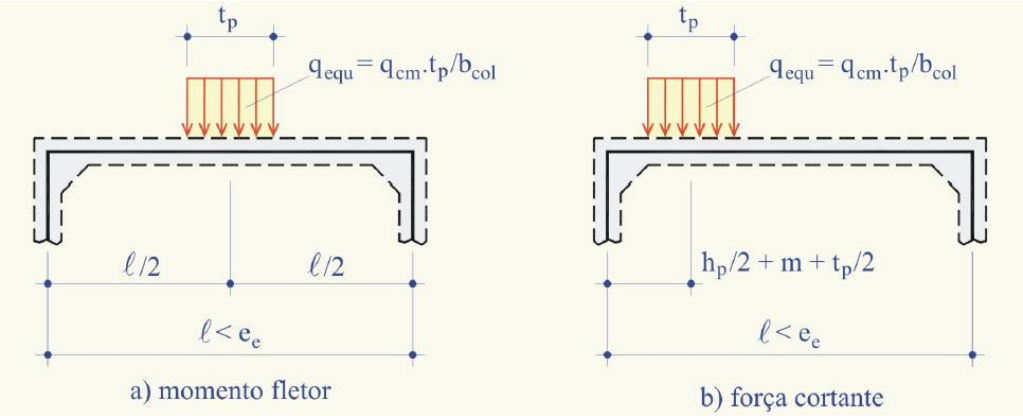
$$t_p = t + 1{,}7 * h_{equ} + h_c \tag{23}$$

Considerando l o vão teórico da laje de cobertura, podem ocorrer três casos distintos, os quais, serão apresentados abaixo.

Caso 1: $l < e_e$ (1,50m), Figura 33, sendo a pior situação para o momento fletor, uma roda no meio da laje e, para a força cortante, uma roda junto à mísula, a força parcialmente distribuída por unidade de área, no plano médio da laje é:

$$q_{cm} = \frac{Q/6}{t_p^2} \tag{24}$$

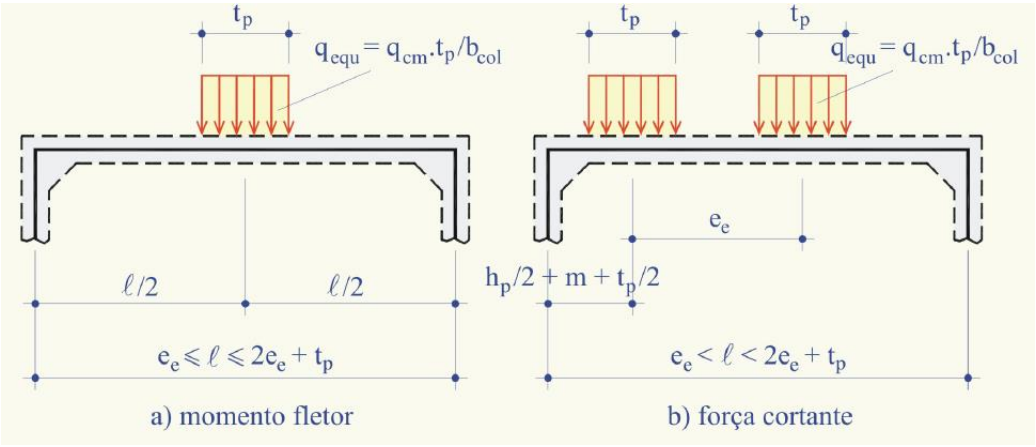
Figura 33 - Caso 1: força parcialmente distribuída produzida por carga móvel



Fonte: El Debs (2018).

Caso 2: (1,50m) $e_e \leq l \leq 2 * e_e + t_p$, Figura 34, para o momento fletor, também se considera uma roda no meio da laje e, para a força cortante, considera-se uma roda junto à mísula e outra a uma distância e_e.

Figura 34 - Caso 2: força parcialmente distribuída produzida por carga móvel

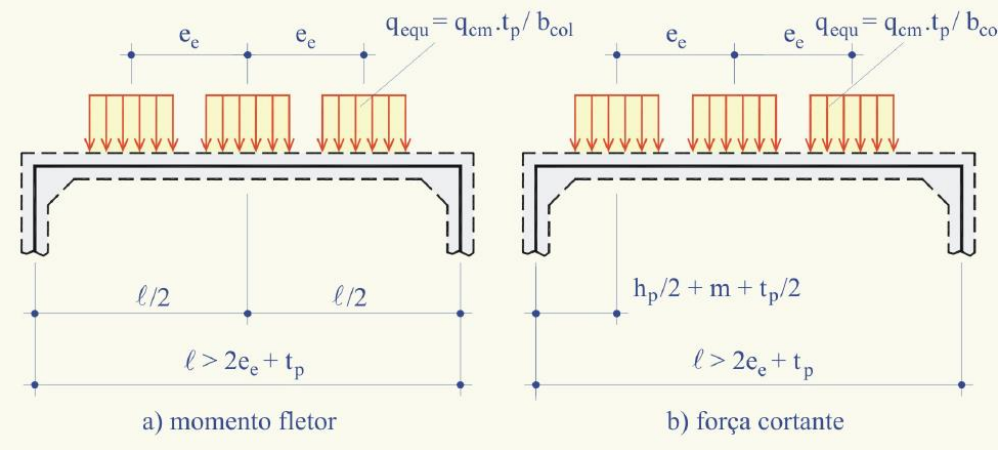


Fonte: El Debs (2018).

Caso 3: $l > 2 * e_e + t_p$, Figura 35, para o momento fletor, uma roda no meio da laje superior e mais duas rodas próximas e, para a força cortante uma roda junto à mísula e mais duas rodas próximas. Para o momento fletor, a largura colaborante pode ser calculada como visto para uma força parcialmente distribuída, representado na Figura 36.

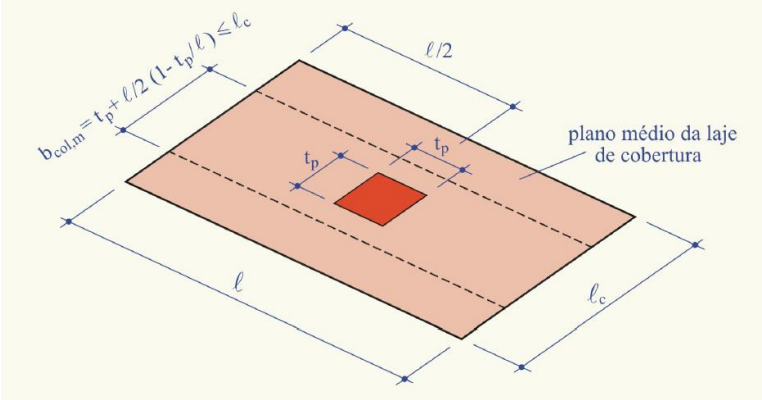
$$b_{col,m} = t_p + \frac{1}{2}\left(1 - \frac{t_p}{l}\right) \leq l_c \qquad (25)$$

Figura 35 - Caso 3: força parcialmente distribuída produzida por carga móvel



Fonte: El Debs (2018).

Figura 36 - Largura colaborante para o momento fletor

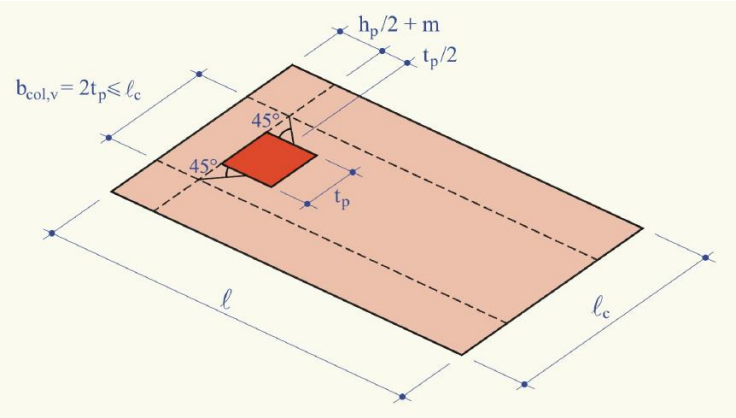


Fonte: El Debs (2018).

A largura colaborante para a força cortante pode ser calcula como a Equação 26, de acordo com a Figura 37.

$$b_{col,v} = 2 * t_p \leq l_c \quad (26)$$

Figura 37 - Largura colaborante para força cortante



Fonte: El Debs (2018).

Considera-se para o cálculo da pressão lateral das cargas móveis, a propagação em 35º da carga do veículo tipo, em toda a altura das paredes laterais, como representado na Figura 38.

.

$$p_{hc} = k(q + q_{vc}) \tag{27}$$

e

$$p_{hb} = k(q + q_{vb}) \tag{28}$$

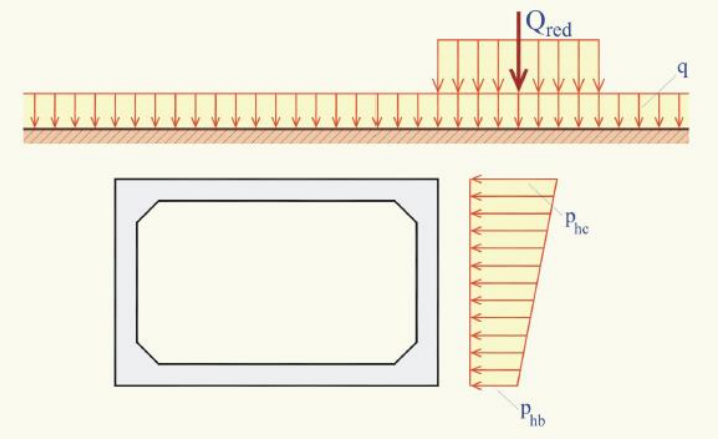
sendo

$$q_{vc} = \frac{Q_{red}}{(a_{vei} + 1{,}4h_{equ})(b_{vei} + 1{,}4h_{equ})}$$

e

$$q_{vb} = \frac{Q_{red}}{(a_{vei} + 1{,}4h_{equ} + h_{ext})(b_{vei} + 1{,}4h_{equ} + h_{ext})}$$

Figura 38 - Pressão lateral devido à carga móvel



Fonte: El Debs (2018).

De acordo com a NBR 7188 (2013), as cargas móveis verticais devem ser majoradas pelo coeficiente de impacto vertical (CIV), sendo, para estruturas de vão menor que 10,0 m, CIV = 1,35. Além disso, a norma sugere ainda, um coeficiente de impacto adicional (CIA), para seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal a junta, inferior a 5,0 m, para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, sendo, CIA = 1,25.

Esses coeficientes são aplicados em pontes, El Debs (2018), considera, que os efeitos dinâmicos das cargas móveis, vão diminuindo conforme a altura do solo sobre a galeria aumenta, então, pode-se utilizar uma redução no coeficiente de impacto. Essa redução deve ser linear até 1,25 m de cobrimento de solo.

$$\varphi = CIV.CIA.\beta \geq 1{,}0 \qquad (29)$$

onde, β é o coeficiente que leva em conta a redução, calculado com:

$$\beta = \left(\frac{1-h_{ct}}{1{,}25}\right) \geq 0$$

h_{ct} – altura do cobrimento de solo (m).

2.5.4 Cargas aplicadas em pavimentos rígidos

De acordo com Zaidler (1983), a Teoria de Boussinesq também apresenta resultados incoerentes quando comparados aos casos onde são diretamente medidos, no contexto de cargas aplicadas em solos com diferentes camadas de rigidez, como nos pavimentos rígidos e nos flexíveis executados sobre base e sub-base de rigidez elevada em relação ao subleito. Quando uma carga concentrada é aplicada em um pavimento rígido ela se distribui em uma área bastante

ampla e, nas camadas mais profundas o efeito gerado pelas forças será pouco sentido, ao contrário do que ocorre em pavimentos flexíveis ou na superfície de solos naturais ou compactados, onde o efeito das cargas é sentido nas camadas mais profundas. Com as conclusões de Scheleichert, foram realizados estudos que mostram que os efeitos mais desfavoráveis não são os de cargas concentradas, mas sim para a sua distribuição num círculo de raio r = 0,4, em que o coeficiente da laje é dado por:

$$L = \frac{1}{1{,}85}\left(\frac{E_h}{k}\right)^{1/4} \tag{30}$$

Admitindo coeficiente de Poisson constante igual a 0,15; E sendo o módulo de elasticidade do concreto; h a espessura da laje e k o coeficiente de recalque do solo.

A pressão que atua na superfície do solo pode ser representada por uma superfície cônica, a qual é composta por um número infinito de círculos de pressões de intensidade contínua, assim, adquiridas as pressões em um determinado ponto, devidas a cada círculo, pode-se calcular, pela regra de Simpson, a pressão total P.

$$p = \frac{P * c}{L^2} \tag{31}$$

Sendo c um coeficiente dado em tabelas em relação as pressões geradas por cargas isoladas ou rodas duplas, que gera a superposição dos círculos já citados, com diferentes afastamentos; P a carga da roda em kgf e L o módulo de rigidez da laje de fundo (ZAIDLER, 1983).

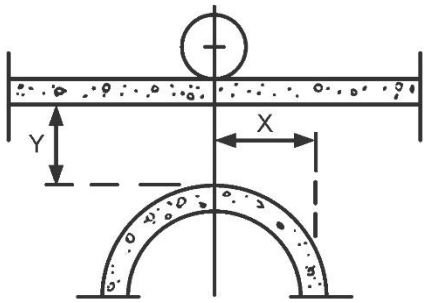
2.5.5 Cargas aplicadas em pavimentos flexíveis

Zaidler (1983), ainda mostra que para os casos de pavimentos flexíveis, a pressão gerada pela carga da roda p_o será igual a pressão do pneu, uniformemente distribuída em um círculo de raio igual a:

$$a = \sqrt{\frac{P}{p_o * \pi}} \tag{32}$$

Neste caso não há a necessidade de considerar o efeito de uma segunda roda, devido ao afastamento entre ambas. Através da Tabela 5 determina-se os valores de *c*, e *a* representação da carga aplicada sobre o conduto, Figura 39, para determinar a altura *y* e a distância *x* do conduto.

Figura 39 - Carga isolada



Fonte: Zaidler (1983), adaptado pela autora.

Tabela 5 - Obtenção dos valores de c

Y/a	X/a							
	0,0	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0
0,0	1,000	1,000	,000	,000	,000	,000	,000	,000
0,5	,911	,425	,010	,001	,000	,000	,000	,000
1,0	,646	,350	,050	,005	,001	,000	,000	,000
1,5	,424	,250	,075	,012	,004	,001	,000	,000
2,0	,284	,198	,075	,020	,007	,003	,001	,001
2,5	,200	,145	,070	,026	,010	,004	,002	,001
3,0	,146	,110	,066	,029	,013	,006	,003	,002
3,5	,110	,101	,060	,031	,015	,008	,004	,002
4,0	,087	,081	,054	,031	,017	,009	,005	,003
5,0	,057	,054	,041	,028	,017	,011	,006	,004
6,0	,040	,039	,032	,024	,017	,011	,007	,005
7,0	,030	,029	,025	,020	,015	,011	,008	,005
8,0	,023	,023	,020	,017	,013	,010	,008	,006
9,0	,018	,018	,016	,014	,012	,009	,007	,006
10,0	,015	,015	,014	,012	,010	,009	,007	,006

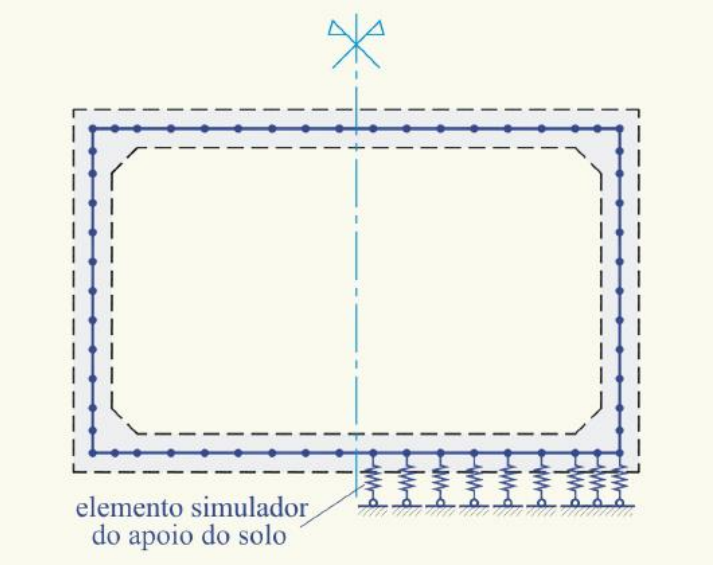
Fonte: Zaidler (1983).

2.6 Método de cálculo

2.6.1 Esquema estático

El Debs (2018), utiliza como modelo estático para o dimensionamento da galeria um pórtico com *n* elementos finitos, como pode ser observado na Figura 40, a reação do solo na base da galeria é considerada como um apoio elástico, através de elementos que simulam molas fictícias.

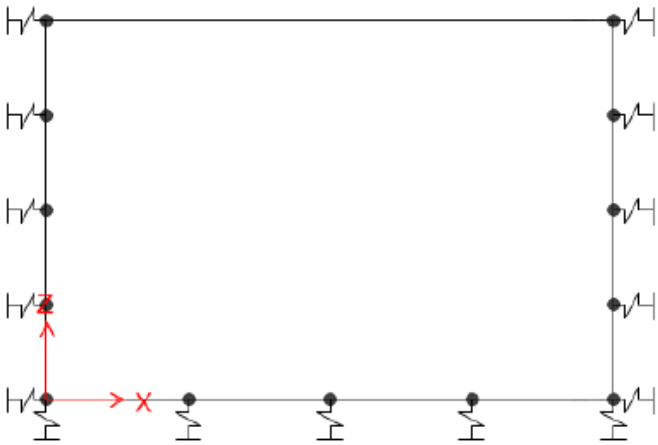
Figura 40 - Modelagem da estrutura



Fonte: El Debs (2018).

Lourinho Netto (2014) utiliza para o dimensionamento elementos finitos de barras em um modelo bidimensional, além da utilização de molas fictícias no fundo e nas laterais da galeria, como demonstrado na Figura 41.

Figura 41 - Modelagem da estrutura



Fonte: Lourinho Netto (2014).

2.6.2 Coeficiente de reação do solo

Conforme El Debs (2018), a interação solo-estrutura é calculada em função do módulo de reação do solo (k_r), onde a rigidez do elemento simulador do solo corresponde ao coeficiente da mola. O valor do módulo de reação do solo pode ser obtido através de tabelas de literaturas

técnicas sobre o assunto, as quais, sugerem, para cada tipo de solo, valores recomendados para casos em que não é possível conseguir indicações mais pertinentes. A Tabela 6 apresenta valores para o módulo de reação do solo sugerido pelo IBTS (Instituto Brasileiro de Telas Soldadas, 2002).

Tabela 6 - Valores para o módulo de reação do solo (k_r)

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

Fonte: IBTS (2002), citado por El Debs (2018, p. 33).

Ao multiplicar o módulo de reação do solo pelo comprimento de influência de cada nó, obtém-se o valor da rigidez do elemento simulador do solo. Durante o cálculo não pode haver tração nas molas, pois o solo não poderá se comportar desta forma, portando deve-se retirar as molas tracionadas (EL DEBS, 2018).

De acordo com a NBR 6118 (2014) o cálculo do módulo de elasticidade do concreto (E_{ci}) pode ser estimado em função da sua resistência a compressão, como na Equação 33, para concretos com f_{ck} entre 20 MPa e 50 MPa, para então estimar o módulo de deformação secante através da Equação 34.

$$E_{ci} = \propto_E * 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (33)$$

Sendo:

$\propto_E$ = 1,2 para basalto e diabásio

$\propto_E$ = 1,0 para granito e gnaisse

$\propto_E$ = 0,9 para calcário e

$\propto_E$ = 0,7 para arenito

$$E_{cs} = \propto_i * E_{ci} \quad (34)$$

Com

$$\propto_i = 0{,}80 + 0{,}2 * \frac{f_{ck}}{80} \leq 1{,}0$$

2.6.3 Consideração aproximada da não linearidade física

Para El Debs (2018), quando o concreto tracionado fissura, os elementos estruturais deixam de apresentar comportamento linear, sendo assim, para considerar a não-linearidade dos elementos deve-se reduzir a rigidez das barras assim que atingirem um nível de solicitação. Será considerado como fissurado e assim com inércia reduzida quando a tensão normal no Estádio I, para a flexo-compressão, for 1,5 vezes maior que a resistência média de tração:

$$\sigma = \frac{M}{bh^2/_6} - \frac{N}{bh} \geq 1{,}5 f_{ct,m} \quad (35)$$

Sendo: M o momento fletor e N a força normal, na seção considerada; b e h as dimensões da seção transversal; e $f_{ct,m}$ a resistência a tração do concreto, definido com $f_{ct,m} = 0{,}3 f_{ck}^{2/3}$ (em MPa).

2.6.4 Estados-limites últimos

Conforme a NBR 6118 (2014), o estado-limite está ligado diretamente ao colapso da estrutura o que determina a paralização de seu uso, com base nisto, El Debs (2018) sugere a utilização dos coeficientes de ponderação da NBR 8681 (2003), para então verificar os estados-limites últimos por momento fletor e por força cortante. A NBR 8681 (2003) diz que os coeficientes de ponderação das ações permanentes γ_g minoram os valores que provocam efeitos favoráveis a segurança estrutural e majoram os valores das ações que causam efeitos desfavoráveis, garantindo maior segurança para o dimensionamento, para o coeficiente de ponderação das ações variáveis γ_q utiliza-se apenas os valores de majoração dos efeitos desfavoráveis. A Tabela 7 apresenta os valores dos coeficientes de ponderação.

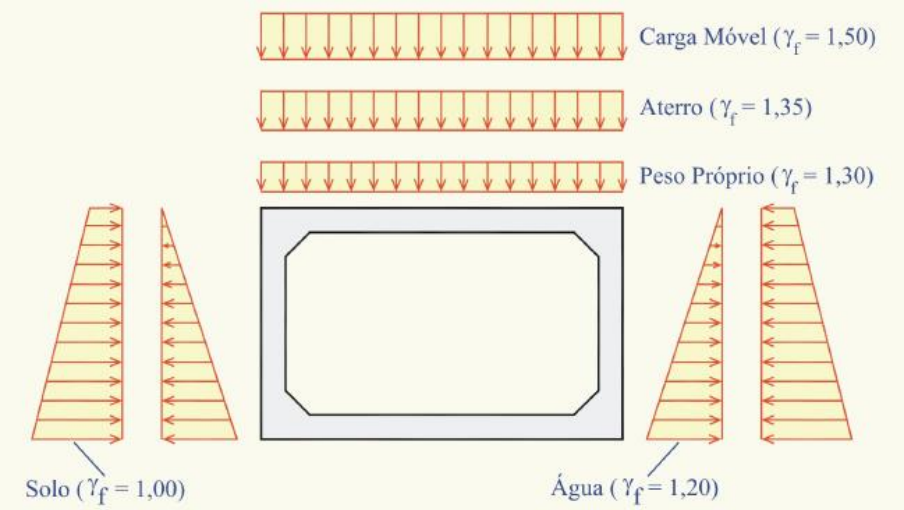
Tabela 7 - Valores de ponderação para ações permanentes e variáveis γ_f consideradas

Ação	Efeito desfavorável	Efeito favorável
Peso próprio	1,30	1,00
Ação do solo	1,35	1,00
Ação da carga móvel	1,50	-
Ação da água	1,20	-

Fonte: El Debs (2018).

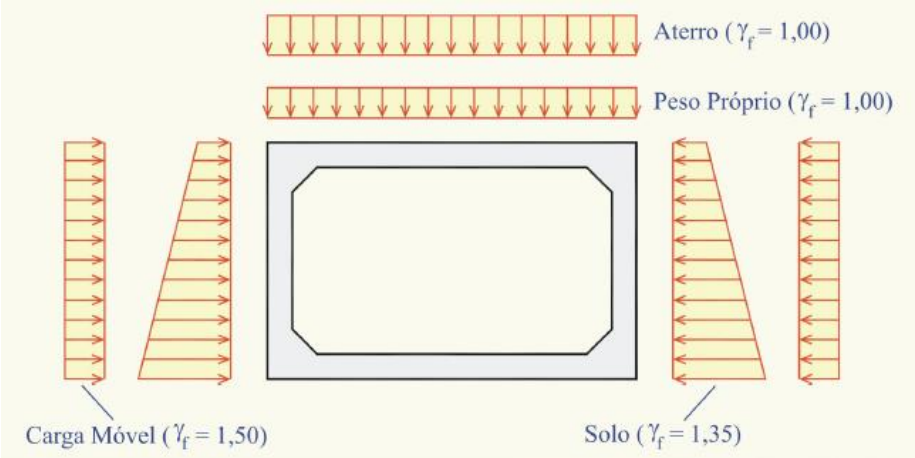
El Debs (2018), frisa que a ação da água é considerada como uma ação truncada, pois o nível de água não poderá ser maior que a altura da galeria. As combinações de carregamentos exposta na Figura 42, Figura 43 e Figura 44, podem ser utilizadas para a determinação das situações críticas, para assim determinar os máximos e mínimos esforços solicitantes da estrutura.

Figura 42 - Carregamento simétrico com pressão vertical máxima e horizontal mínima



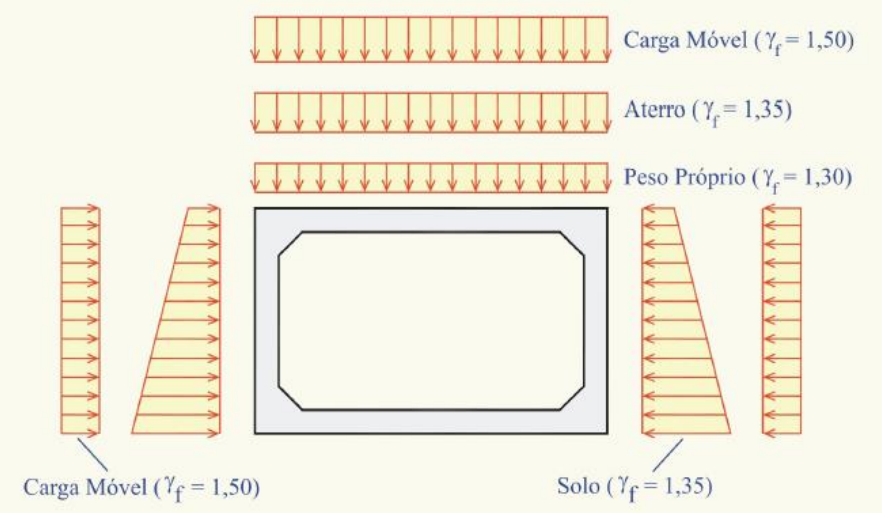
Fonte: El Debs (2018).

Figura 43 - Carregamento simétrico com pressão vertical mínima e horizontal máxima



Fonte: El Debs (2018).

Figura 44 - Carregamento simétrico com pressão vertical máxima e horizontal máxima



Fonte: El Debs (2018).

2.6.5 Estados-limites de serviço

"Estados-limites de serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas." (NBR 6118:2014, p. 55). Segundo El Debs (2018), dentre os diversos estados-limites de serviço de estruturas de concreto armado existentes, para as galerias retangulares, apenas o estado-limite de fissuração inaceitável necessita ser verificado, após realizado o cálculo da armadura e com o diâmetro das barras já escolhido. Essa verificação é feita com a combinação frequente das ações, onde a carga móvel é a ação variável principal, que é multiplicada pelo coeficiente ψ_1, a ação máxima da água pode ser desprezada, pois é difícil sua ocorrência, o solo e o peso próprio são afetados por $\gamma_f = 1$.

2.6.6 Dimensionamento da armadura

2.6.6.1 Concreto

De acordo com a NBR 15396 (2018), o concreto utilizado para a fabricação das galerias deve atender as recomendações da NBR 6118:2014 sobre as classes de agressividade ambiental. Além disso, a classe do concreto, no dia da fabricação da galeria, de resistência característica à compressão deve corresponder no mínimo a classe C25, ou seja, possuir um f_{ck} maior ou igual a 25 MPa. Quando a galeria for transportada ou manuseada o f_{ck} mínimo deve ser de 20 MPa.

2.6.6.2 Cobrimento mínimo da armadura

A NBR 15396 (2018), estabelece um cobrimento mínimo interno e externo de 30mm para as galerias de concreto pré-moldado, respeitando as exigências da NBR 6118:2014 quanto a agressividade do meio.

A NBR 6118 (2014), disponibiliza uma tabela, Tabela 8 , com as informações necessárias para a classificação do meio ambiente de acordo com a agressividade das ações químicas e físicas que atuam sobre as estruturas de concreto armado.

Tabela 8 - Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana [a,b]	Pequeno
III	Forte	Marinha [a]	Grande
		Industrial [a,b]	
IV	Muito forte	Industrial [a,c]	Elevado
		Respingos de maré	

[a] Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).
[b] Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.
[c] Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118 (2014), tabela 6.1.

Conforme a NBR 6118 (2014), a espessura do cobrimento das armaduras e a qualidade do concreto são de suma importância para garantir a durabilidade dos elementos estruturais. Na falta de ensaios que estabeleçam os parâmetros mínimos de acordo com a durabilidade da estrutura que levem em consideração o tipo e a classe de agressividade, pode-se utilizar a Tabela 9, pois existe uma grande relação entre a resistência a compressão do concreto com a relação água/cimento e a durabilidade da estrutura.

Tabela 9 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto[a]	Tipo[b,c]	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

[a] O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
[b] CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
[c] CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido

Fonte: NBR 6118 (2014), tabela 7.1.

"Para garantir o cobrimento mínimo ($c_{mín}$), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δ_c)." (NBR 6118, 2014). Para obras correntes considera-se $\Delta_c \geq 10$ mm. A NBR 9062 (2017) sugere a utilização da tabela da NBR 6118, frisando a utilização de um $\Delta_c = 5$mm para elementos pré-moldados.

De acordo com a NBR 6118 (2014), o cobrimento nominal e o cobrimento mínimo são as espessuras de concreto entre a superfície da armadura até a parte externa do elemento estrutural, a Tabela 10 determina a espessura do cobrimento conforme a agressividade do meio e o tipo de elemento estrutural, utilizando $\Delta_c = 10$mm. O cobrimento deve sempre estar em conformidade com os seguintes parâmetros:

$c_{nom} \geq \varphi$ barra;

$c_{nom} \geq \varphi$ feixe $= \varphi_n = \varphi \sqrt{n}$;

Além disso, o agregado graúdo utilizado para a fabricação do concreto não pode possuir dimensão característica maior que 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja, $d_{máx} \leq 1{,}2\ c_{nom}$.

Tabela 10 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para Δc = 10 mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje [b]	20	25	35	45
	Viga/pila	25	30	40	50

	Elementos estruturais em contato com o solo [d]	30		40	50
Concreto protendido [a]	Laje	25	30	40	50
	Viga/pila	30	35	45	55

[a] Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.
[b] Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.
[c] Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.
[d] No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: NBR 6118 (2014), tabela 7.2.

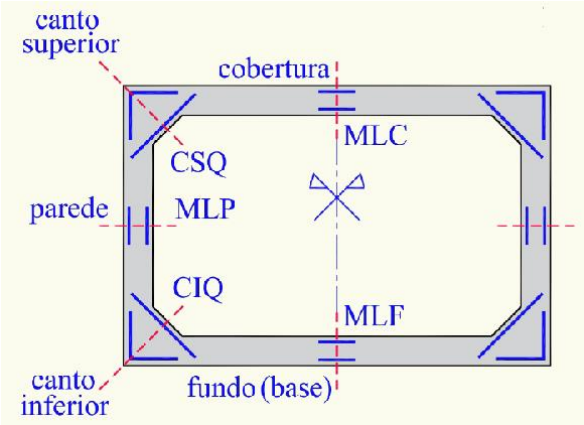
2.6.6.3 Diretrizes para o dimensionamento

Conforme El Debs (2018), as armaduras das galerias devem ser calculadas para atender aos estados-limites, geralmente, para o estado-limite último por solicitações de momento fletor e força normal, além disso, as armaduras também devem ser verificadas à fadiga e a força cortante e a verificação do estado-limite de fissuração inaceitável.

Para o dimensionamento, as ações devem ser majoradas, como foi exposto acima e, a resistência dos materiais deve ser minorada, a NBR 6118 (2014) traz os coeficientes de minoração, sendo eles, para o concreto $\gamma_c = 1{,}40$ e para o aço $\gamma_s = 1{,}15$, em geral. Como as galerias são pré-moldadas e se for empregado um rígido controle de qualidade na sua fabricação, pode-se utilizar os coeficientes estabelecidos pela NBR 9062 (2017) para elementos pré-fabricados, sendo, $\gamma_c = 1{,}30$ para o concreto e, $\gamma_s = 1{,}10$ para o aço.

A armadura para momentos fletores é calculada nos seguintes locais: a) meio da laje de cobertura, b) canto superior, c) meio da parede lateral, d) canto inferior e e) meio da laje de fundo, a Figura 45 apresenta essas posições (EL DEBS, 2018).

Figura 45 - Posições para o cálculo da armadura

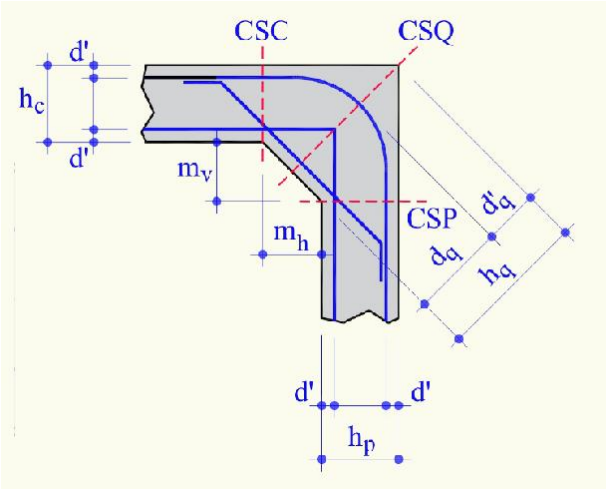


Fonte: El Debs (2018).

Para o dimensionamento é necessário utilizar uma altura útil, a qual, pode ser estimada descontando a espessura do cobrimento e a metade do diâmetro das barras da armadura, essa altura útil pode ser utilizada para as paredes laterais e laje de cobertura e fundo. El Debs (2018), explica que nos cantos da galeria a altura útil sofre uma mudança, portanto, nas quinas são analisadas três seções, sendo elas: CSC, CSQ e CSP. A altura útil das seções CSC e CSP são as mesmas da laje e da parede, respectivamente, porém, a altura útil d_q para a seção CSQ para os momentos fletores que tracionam a face interna pode ser estimada com a Equação 36, que determina a altura total h_q, considerando d'_q = 70mm e as alturas da mísula na horizontal m_h e vertical m_v, conforme exemplifica o detalhe apresentado na Figura 46.

$$h_q = \sqrt{\left(h_c + \frac{m_v}{2}\right)^2 + \left(h_p + \frac{m_h}{2}\right)^2} \tag{36}$$

Figura 46 - Detalhe da quina



Fonte: El Debs (2018).

2.6.6.4 Cálculo das armaduras para solicitações normais

Para o dimensionamento da armadura principal da galeria, segundo El Debs (2018), inicialmente deve-se determinar do momento fletor reduzido (μ_{sd}), de acordo com a equação:

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b\ d^2 f_{cd}} \tag{37}$$

Onde, b é a largura da seção transversal, d a altura útil da seção, f_{cd} a resistência de cálculo à compressão do concreto e M_{sd} o momento fletor resultante de cálculo.

Para o cálculo das áreas de aço, El Debs (2018) sugere a seguinte estratégia.

a) Cálculo da armadura mínima, no meio dos vãos das lajes, nas faces internas e externas;

b) Escolha das telas soldadas para atender a armadura mínima;

c) Cálculo da armadura adicional, na face interna, no meio dos vãos e;

d) Cálculo da armadura adicional externa, nas quinas e no meio dos vãos.

Segundo a NBR 6118 (2014), "para melhorar o desempenho e a dutilidade à flexão, assim como controlar a fissuração, são necessários valores mínimos de armadura passiva" a armadura mínima pode ser determinada a partir da Tabela 11.

Tabela 11 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{mín}$
Armaduras negativas de bordas sem continuidade	$\rho_s \geq 0{,}67\ \rho_{mín}$
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0{,}67\ \rho_{mín}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{mín}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	As/s ≥ 20 % da armadura principal $A_s/s \geq 0{,}9\ cm^2/m$ $\rho_s \geq 0{,}5\ \rho_{mín}$

$\rho_s = A_s/b_w\ h$

Fonte: NBR 6118 (2014), tabela 19.1.

A Tabela 12 apresenta as taxas mínimas de armadura, conforme a NBR 6118 (2014).

Tabela 12 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas e lajes

Forma da seção	Valores de $\rho_{mín}$[a] ($A_{s,mín}/A_c$) %						
	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208

[a] Os valores de $\rho_{mín}$ estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, d/h = 0,8 e $\gamma_c = 1{,}4$ e $\gamma_s = 1{,}15$. Caso esses fatores sejam diferentes, $\rho_{mín}$ deve ser recalculado.

Fonte: NBR 6118 (2014), tabela 17.3.

El Debs (2018), sugere para o dimensionamento nos domínios 2 e 3, armadura simples, as seguintes equações, para aço CA-50. Com $\mu_{sd} \leq 0{,}319$, determina-se a posição da LN e após o braço de alavanca z, e assim a armadura é estabelecida com:

$$A_{s,CA-50} = \frac{1}{\sigma_{sd}}\left(\frac{M_{sd}}{z} + N_{sd}\right) \tag{38}$$

Onde, $\sigma_{sd} = f_{yd,\ CA\text{-}50} = 500/\gamma_s$ (MPa)

Para o dimensionamento no domínio 4, armadura dupla, casos onde $0{,}319 < \mu_{sd} \leq 0{,}402$, z deve ser igual a 0,739d.

$$M_{sd,lim} = 0{,}319bd^2f_{cd} \tag{39}$$

$$\Delta M_{sd} = M_{sd} - M_{sd,lim} \tag{40}$$

$$A_{s,CA-50} = \frac{1}{\sigma_{sd}}\left(\frac{M_{sd,lim}}{z} + \frac{\Delta M_{sd}}{d-d'} + N_{sd}\right) \tag{41}$$

$$A'_{s,CA-50} = \frac{1}{\sigma'_{sd}}\left(\frac{\Delta M_{sd}}{d-d'}\right) \tag{42}$$

Onde, $\sigma_{sd} = f_{yd,\ CA\text{-}50} = 500/\gamma_s$ (MPa).

Para o dimensionamento com o aço CA-60 nos domínios 2 e 3, armadura simples, $\mu_{sd} \leq 0{,}247$. Determina-se a posição da LN e após o braço de alavanca z, e assim a armadura é determinada com:

$$A_{s,CA-60} = \frac{1}{\sigma_{sd}}\left(\frac{M_{sd}}{z} + N_{sd}\right) \tag{43}$$

Onde, σ_{sd} = $f_{yd, CA-60}$ = 600/γ_s (MPa)

Para o dimensionamento no domínio 4, armadura dupla, casos onde 0,247 < $\mu_{sd} \leq$ 0,402, z deve ser igual a 0,818d.

$$M_{sd,lim} = 0{,}247bd^2 f_{cd} \quad (44)$$

$$\Delta M_{sd} = M_{sd} - M_{sd,lim} \quad (45)$$

$$A_{s,CA-60} = \frac{1}{\sigma_{sd}}\left(\frac{M_{sd,lim}}{z} + \frac{\Delta M_{sd}}{d-d'} + N_{sd}\right) \quad (46)$$

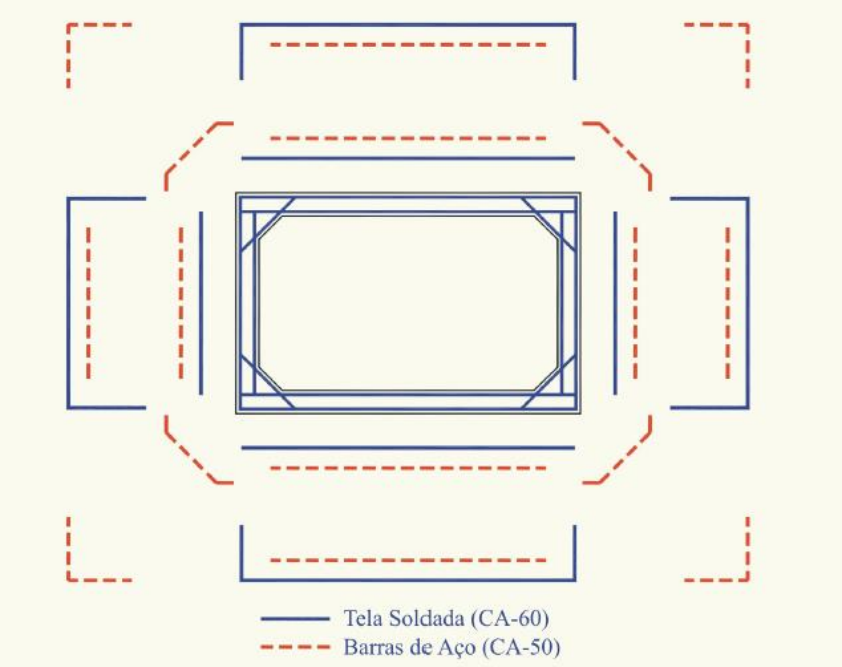
$$A'_{s,CA-60} = \frac{1}{\sigma'_{sd}}\left(\frac{\Delta M_{sd}}{d-d'}\right) \quad (47)$$

Com σ'_{sd} sendo uma variável em função de d'/d. Para d'/d = 0,1, σ'_{sd} = 516/ γ_s (MPa).

2.6.6.5 Arranjo das armaduras

El Debs (2018), apresenta um modelo para o arranjo das armaduras. A armadura é constituída por telas soldadas e barras de aço, quando necessário. Na face interna, as telas soldadas são retas, e na face externa em forma de U, formando um gancho que se estende até ¼ do vão da laje. Já as barras de aço, são colocadas de forma reta, na face externa ou interna, no meio dos vão da laje, ou em L no lado externo dos cantos. Para a situação de manuseio, são dispostas barras nas faces internas dos cantos. A Figura 47 mostra o arranjo da armadura.

Figura 47 - Arranjo da armadura



Fonte: El Debs (2018).

2.6.6.6 Verificação da fadiga da armadura

Quando a altura de solo sobre a galeria for pequena, torna-se necessária a verificação da fadiga da armadura, devido a variação das tensões, pois, neste caso a laje de cobertura funcionaria como uma superestrutura de ponte, sendo necessária a verificação no meio da laje e nas quinas (EL DEBS, 2018).

De acordo com a NBR 6118 (2014), a verificação da fadiga da armadura é satisfeita quando a máxima tensão calculada ($\Delta\sigma_s$), para a combinação frequente de cargas, satisfazer:

$\gamma_f \Delta\sigma_{Ss} \leq \Delta f_{sd,f_{ad}}$

Os valores para $\Delta f_{sd,f_{ad}}$ são estabelecidos na Tabela 13.

Tabela 13 - Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto a

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,mín}$, para 2×10^6 ciclos MPa									
Caso	φ mm								Tipo[b]
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com D ≥ 25 φ	190	190	190	185	180	175	165	150	T_1
Barras retas ou dobradas com: D < 25 φ D = 5 φ < 20 mm D = 8 φ ≥ 20 mm	105	105	105	105	100	95	90	85	T_1
Estribos D = 3 φ ≤ 10 mm	85	85	85	-	-	-	-	-	T_1
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T_4
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T_4

[a] Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80 % da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz.
[b] Ver Tabela 23.3.

Fonte: NBR 6118 (2014), tabela 23.2.

Tabela 14 - Tipos da curva S-N

Tipo	**N***	**k_1**	**k_2**
T_1	10^6	5	9
T_2	10^6	3	7
T_3	10^6	3	5
T_4	10^7	3	5

Fonte: NBR 6118 (2014), tabela 23.3.

Conforme El Debs (2018), as barras e as telas no meio do vão são retas e na quina são curvadas, como mostra a Tabela 13, no meio da laje $\Delta f_{sd},f_{ad}$ é 190 MPa para diâmetros até 16mm e nas quinas superiores $\Delta f_{sd},f_{ad}$ é 105 MPa para diâmetros até 20mm.

As ações podem ser combinadas e assim considerar uma única intensidade de solicitação, que é determinada pela equação da combinação frequente de ações (NBR 6118, 2014), dada por:

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^{m} F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} \tag{48}$$

Considera-se o fator de redução $\psi_1 = 0,8$ para verificação das lajes de tabuleiros de pontes rodoviárias. Segundo El Debs (2018), as ações variáveis são: cargas móveis e o empuxo de terra das cargas móveis, e as ações permanentes: peso próprio, a terra sobre a galeria e o empuxo de terra.

Para o cálculo da máxima variação da tensão El Debs (2018), considera as situações abaixo.

- No meio do vão:

Tensão máxima, calculada com a máxima pressão horizontal e máxima vertical;

Tensão mínima, calculada com a mínima pressão horizontal e mínima vertical.

- Nas quinas:

Tensão máxima, calculada com a máxima carga horizontal e máxima vertical;

Tensão mínima, calculada com a mínima carga horizontal e mínima vertical.

Para El Debs (2018), as tensões da armadura podem ser calculadas com a armadura tracionada e comprimida.

Armadura tracionada, considerando a flexo-compressão com grande excentricidade e o braço de alavanca do Estádio II com pouca alteração com a ocorrência da força de compressão.

$$\sigma_s = \frac{1}{A_s}\left(\frac{M_{Sd}}{0,9d} - 0,35N_{Sd}\right) \tag{49}$$

Sendo, Msd momento fletor e Nsd força normal, ambos na seção considerada.

Armadura comprimida, deduzida considerando o Estádio Ia:

$$\sigma_s = \alpha_e\left(\frac{M_{Sd}}{bh^2/_6} - \frac{N_{Sd}}{bh}\right) \tag{50}$$

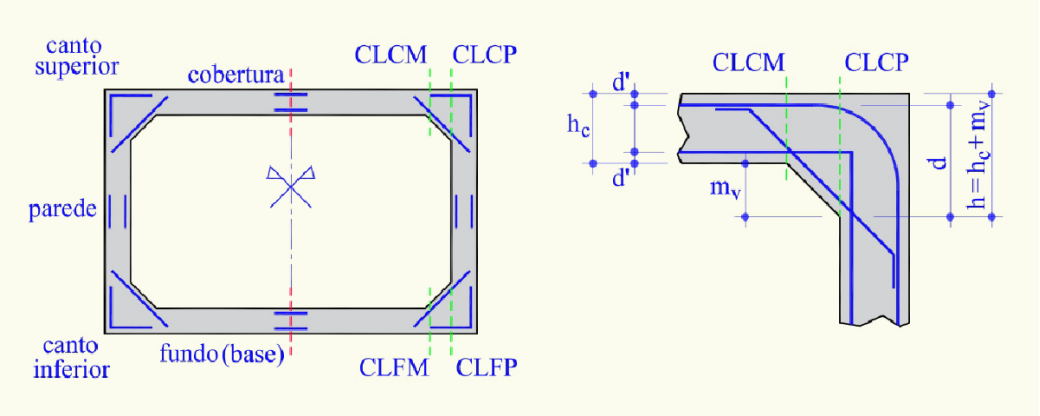
Sendo, α_e a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto, considerada igual a 10.

Caso o estado-limite de fadiga não seja atendido, deve-se modificar o dimensionamento, uma opção seria o aumento da área de armadura proporcional a diferença entre a resistência à fadiga e a variação das tensões, para assim a tensão da armadura tracionada ser reduzida e o estado limite de fadiga ser atendido (EL DEBS, 2018).

2.6.6.7 Verificação da resistência a força cortante

Conforme El Debs (2018), a verificação da força cortante deve ser realizada para a laje de cobertura, junto às quinas, conforme a Figura 48.

Figura 48 - Local para a verificação da resistência à força cortante e altura útil das seções junto à quina, respectivamente



Fonte: El Debs (2018).

A NBR 6118 (2014), preconiza que elementos com b_w (largura da alma) ≥ 5d (altura útil) podem ser tratados como lajes e podem dispensar o uso de armadura transversal mínima para resistir a força cortante quando, a força cortante de cálculo a uma distância d da face do apoio atender a condição expressa por:

$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$

Onde, a força cortante resistente de cálculo (V_{Rd1}) é:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\, \rho_1) + 0{,}15\, \sigma_{cp}]\, b_w\, d \qquad (51)$$

com

$\tau_{Rd} = 0{,}25\, f_{ctd}$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d}$, não maior que |0,02|

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$

k é um coeficiente que vale:

k = |1|, em casos onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio e,

k = |1,6 – d|, não menor que | 1 | e com d em metros, para os demais casos.

Sendo, τ_{Rd} a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento; f_{ctd} a resistência de cálculo do concreto à tração; γ_c o coeficiente de minoração do concreto; A_{s1} a área da armadura que chega até o apoio, ancorada; N_{Sd} a força longitudinal na seção devida à protensão ou carregamento (compressão com sinal positivo).

El Debs (2018), diz que se pode reduzir a força cortante solicitante na proximidade do apoio. Para considerar este efeito, deve-se deslocar a seção em que está sendo feita a verificação a uma distância de αd. Para elementos sem mísula α vale 1,0. Quando existir mísula α pode ser considerado 0,5, ou seja, uma distância de 0,5d do início da mísula, como mostra a seção CLCM da Figura 48.

Segundo a NBR 6118 (2014) para o estado-limite último ainda deve-se realizar a verificação da força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto V_{Rd2}, com a seguinte condição:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

No modelo 1 de cálculo na NBR 6118 (2014), as diagonais de compressão são inclinadas θ = 45° em relação ao eixo longitudinal e V_c admite um valor constante que independe da força cortante solicitante V_{Sd}. Sendo, a verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0{,}27\ \alpha_{v2}\ f_{cd}\ b_w\ d \tag{52}$$

Onde

$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$; com f_{ck} em MPa.

Quando necessário a utilização de amadura transversal, a verificação deve atender a seguinte condição:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Sendo V_{Rd3} a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal; V_c a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça e V_{sw} a parcela resistida pela armadura transversal. Conforme El Debs (2018), nas galerias ocorre a flexo-compressão, portanto, segundo a NBR 6118 (2014) Vc vale:

$$V_c = V_{c0}\left(1 + \frac{M_0}{M_{Sd,máx}}\right) \leq 2\ V_{c0} \tag{53}$$

Sendo

$V_{c0} = 0{,}6\ f_{ctd}\ b_w\ d$

$M_{Sd,máx}$ é o momento fletor de cálculo máximo no trecho analisado e M_0 é o valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção (tracionada por $M_{d,máx}$) e pode ser determinado com a seguinte equação, segundo El Debs (2018):

$$M_0 = N_{Sd}\left(\frac{h}{6}\right) \tag{54}$$

Com V_c conhecido, pode-se determinar a parcela de força cortante a ser resistida pela armadura transversal.

$$V_{sw} = V_{Sd} - V_c \tag{55}$$

E assim, a área da armadura transversal pode ser obtida com a Equação 56, com estribos inclinados a 90º.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sw}}{0{,}9\ d\ \sigma_{wd}} \tag{56}$$

Onde, conforme a NBR 6118 (2014), a tensão resistente do aço dos estribos (σ_{wd}) pode ser considerada 250 MPa para lajes com até 15cm de espessura e, de 435 MPa para lajes com espessuras maior que 35cm, sendo possível realizar interpolação linear quando 15 cm < h < 35cm.

A NBR 6118 (2014) ainda estabelece uma armadura transversal mínima, com estribos a 90º, essa armadura vale:

$$\rho_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{b_w\ s\ sen\ \alpha}\right) \geq 0{,}2\frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \tag{57}$$

Sendo, A_{sw} a área da seção transversal dos estribos; s o espaçamento dos estribos; α é a inclinação dos estribos; $f_{ct,m}$ a resistência média a tração do concreto dada por $f_{ct,m} = 0{,}3\ f_{ck}^{\ 2/3}$, para concretos de classe até C50 e f_{ywk} a resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal.

2.6.6.8 Verificação do estado-limite de fissuração inaceitável

A NBR 6118 (2014), preconiza que o controle da fissuração pode ser definido através da limitação da abertura estimada das fissuras. O valor das aberturas das fissuras sofre influência das variações volumétricas do elemento estrutural, além da influência das condições de execução da estrutura, o que as torna difíceis de serem consideradas de forma mais precisa.

O valor característico da abertura das fissuras (w_k), é o menor entre os obtidos pelas seguintes equações:

$$w_k = \frac{ø_i}{12{,}5\eta_1}\frac{\sigma_{si}}{E_{si}}\frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (58)$$

$$w_k = \frac{ø_i}{12{,}5\eta_1}\frac{\sigma_{si}}{E_{si}}\left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45\right) \quad (59)$$

Onde: $ø_1$ é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada; E_{si} é o módulo de elasticidade do aço (210 GPa); ρ_{ri} é a taxa de armadura em relação à área da região de envolvimento (A_{cri}) constituída por um retângulo de lados 7,5 $ø_1$ do eixo da barra da armadura, para ρ_{ri} El Debs (2018) estabelece a seguinte equação:

$$\rho_{ri} = \frac{A_{si}}{A_{cri}} \quad (60)$$

Onde, Asi é a área do fio tracionado da tela soldada ou da barra.

σ_{si} é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura, El Debs (2018), sugere o cálculo de forma aproximada com:

$$\sigma_s = \frac{1}{A_s}\left(\frac{M_{Sd}}{0{,}9d} - 0{,}35N_{Sd}\right) \quad (61)$$

Sendo: M_{sd} momento fletor e N_{sd} força normal, correspondentes a combinação frequente de serviço; A_s área da armadura tracionada, por metro linear e; d altura útil da seção.

η_1 é o coeficiente de conformação superficial da armadura, dado na Tabela 15.

Tabela 15 - Valor do coeficiente de aderência η_1

Tipo de superfície	η_1
Lisa	1,0
Entalhada	1,4
Nervurada	2,25

Fonte: NBR 6118 (2014), tabela 8.3.

Conforme a NBR 6118 (2014), a abertura máxima característica w_k das fissuras que ficarem entre 0,2 mm a 0,4 mm não tem grande importância na corrosão das armaduras passivas, conforme a classe de agressividade, como mostra a Tabela 16.

Tabela 16 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração, em função das classes de agressividade ambiental

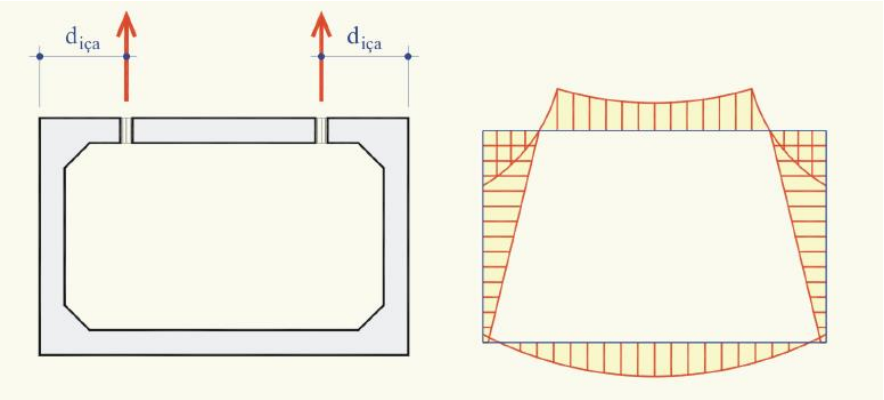
Tipo de concreto estrutura	Classe de agressividade ambiental (CAA)	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto armado	CAA I	ELS-W wk ≤ 0,4 mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W wk ≤ 0,3 mm	
	CAA IV	ELS-W wk ≤ 0,2 mm	

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2014), tabela 13.4.

2.6.6.9 Verificação da situação de manuseio

Para El Debs (2018), a situação de manuseio das galerias também deve ser verificada. O içamento da galeria pode ser realizado por dois pontos localizados na laje superior, como mostra a Figura 49. Com a distância de içamento $d_{iça}$ defina pode realizar o cálculo dos momentos fletores, considerando apenas o peso próprio da galeria, como representado também na Figura 49.

Figura 49 - Esquema de içamento e diagrama de momentos fletores, respectivamente



Fonte: El Debs (2018).

Com os momentos fletores estabelecidos, pode-se calcular a armadura nas faces internas dos cantos e verificar se as armaduras já existentes são suficientes, para esta analise deve ser considerado: coeficiente de ponderação das ações de 1,2; a resistência do concreto na data de levantamento e o coeficiente de impacto de 1,2 para a movimentação do elemento durante o manuseio. Como a força do içamento é concentrada, deve ser considerada a largura colaborante para o cálculo da armadura (EL DEBS, 2018).

2.7 Algumas pesquisas

Kim e Yoo (2002), através de três programas de elementos finitos, analisaram os fatores que influenciam as cargas sobre galerias de concreto sob alto aterro, incluindo o efeito dos diferentes tipos de instalação. Analisaram o método tradicional de previsão de cargas e, desenvolveram um método que inclui novas equações visando prever as densidades efetivas ou fatores de interação solo-estrutura para galerias profundamente enterradas. Ambos os programas obtiveram resultados próximos para as densidades efetivas ou fatores de interação solo-estrutura. No caso de dimensionamento onde a AASHTO e a Teoria de Marston-Spangler consideram as paredes das trincheiras verticais, o que na prática é praticamente impossível, para aterros elevados, os autores utilizaram paredes inclinadas o que revelou grande discrepância no valor da densidade efetiva. Outro resultado da análise de elementos finitos foi que nas instalações em trincheiras imperfeitas, quando a zona macia é colocada acima da caixa, foi obtido um maior efeito de redução de cargas.

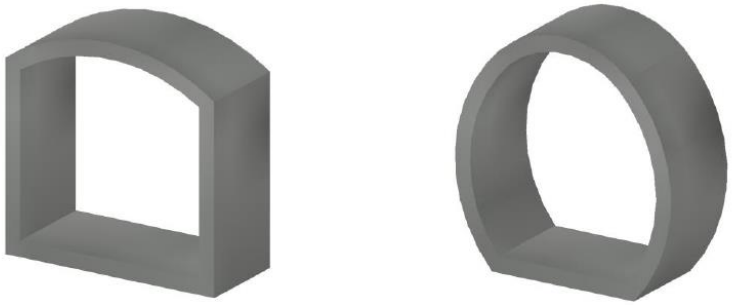
Pinto (2008), analisou o comportamento de galerias enterradas sobre aterros com 10,00m de altura, através de um estudo base, o qual verificou o dimensionamento de uma galeria de 2,00 x 2,00 m de uma empresa de artefatos de concreto e, após, realizou um estudo paramétrico, variando às condições do solo envolvente, as características mecânicas do concreto, as quantidades de armaduras e a geometria da galeria. Para considerar todos os efeitos gerados pela interação solo-estrutura, o autor utilizou um modelo baseado no método dos elementos finitos, o qual, considera o comportamento não linear da estrutura e do solo envolvente, chegando a conclusões que a utilização desse método para o dimensionamento das galerias alcança soluções mais duradouras, seguras e econômicas.

Lourinho Netto (2014), comparou a metodologia de cálculo para bueiros (galerias retangulares) do extinto Departamento Nacional de Obras de Saneamento (DNOS) com um modelo bidimensional e outro tridimensional via elementos finitos, levando em consideração a interação solo-galeria, o que não é contemplado pelo manual do DNOS. Dentre os resultados obtidos, as reações geradas pelo método dos elementos finitos são superiores às do modelo bidimensional e, ambas, superam os resultados obtidos através das equações do DNOS, outro ponto importante é que no caso de tráfego do caminhão tipo próximo a uma junta transversal, o valor encontrado pelas equações do DNOS é constante, independentemente da altura de aterro sobre a galeria, porém, os valores obtidos no modelo tridimensional crescem em função da altura do aterro, quando comparado os resultados a discrepância é significativa, o que

demonstra a importância da consideração da interação solo-galeria, mesmo de que forma simplificada, no dimensionamento estrutural das galerias.

Domingues (2017), realizou uma comparação entre galerias de seção transversal retangular com galerias de seção transversal não usuais, direcionadas a grandes profundidades de instalações, levando também em consideração a análise do custo de fabricação. Uma das seções é composta por uma base retangular com cobertura em arco a outra, é composta por três arcos e uma base plana, Figura 50. Ambas seções apresentam geometria favorável para a distribuição dos esforços solicitantes, melhorando a interação solo-galeria, o que foi comprovado com uma análise realizada via método dos elementos finitos, além de, também possibilitar a compactação adequada do solo lateral da galeria, como ocorre nas galerias retangulares convencionais. Outro ponto analisado foi a economia gerada, devido a possível redução das paredes da galeria além da redução da quantidade de armadura.

Figura 50 - Geometria das seções estudadas



Fonte: Domingues (2017).

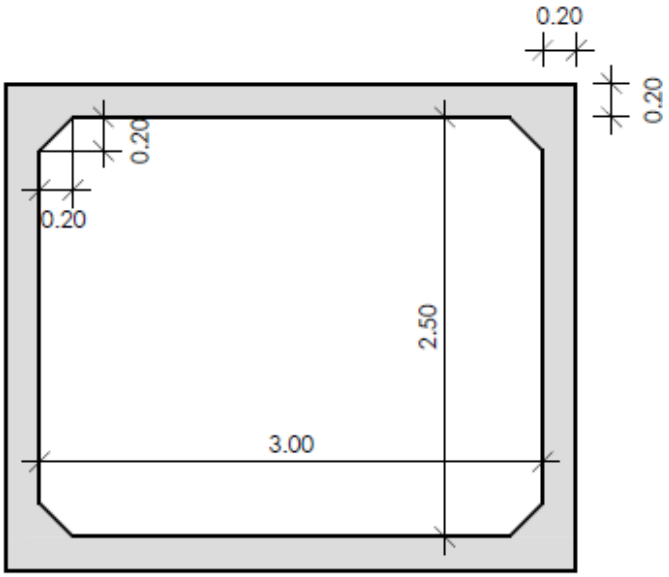
3 METODOLOGIA

Com base na revisão bibliográfica, a metodologia servirá para chegar as conclusões necessárias para o compreendimento do dimensionamento das galerias de seção retangular. Assim sendo, o dimensionamento será realizado através do método sugerido pelo Manual da ABTC, com os momentos fletores e esforços normal e cortante que atuam na estrutura obtidos através do *Ftool*, posteriormente, realizar o dimensionamento no *software* Aduelas, também disponibilizado pela ABTC, para assim comparar os resultados. O caso a ser analisado será uma galeria com seção retangular de concreto pré-moldado, dispondo de mísulas nos quatro cantos.

3.1 Definições do caso em análise

Para a realização da análise e, assim, tornar possível a comparação dos resultados através do dimensionamento da galeria de seção retangular, foi definido um caso a ser analisado. Com isso, foi projetado e dimensionado uma galeria de seção retangular de concreto pré-moldado, dispondo de mísulas nos quatros cantos, estando totalmente enterrada. A galeria possui uma largura interna de 3,00 m e altura interna de 2,50 m, as paredes, superior, inferior e laterais, possuem espessura de 0,20 m e, as mísulas 0,20 x 0,20 m. A galeria possui comprimento de 1,00 m. Na Figura 51 está exemplificado o modelo adotado.

Figura 51 - Geometria da galeria (m)



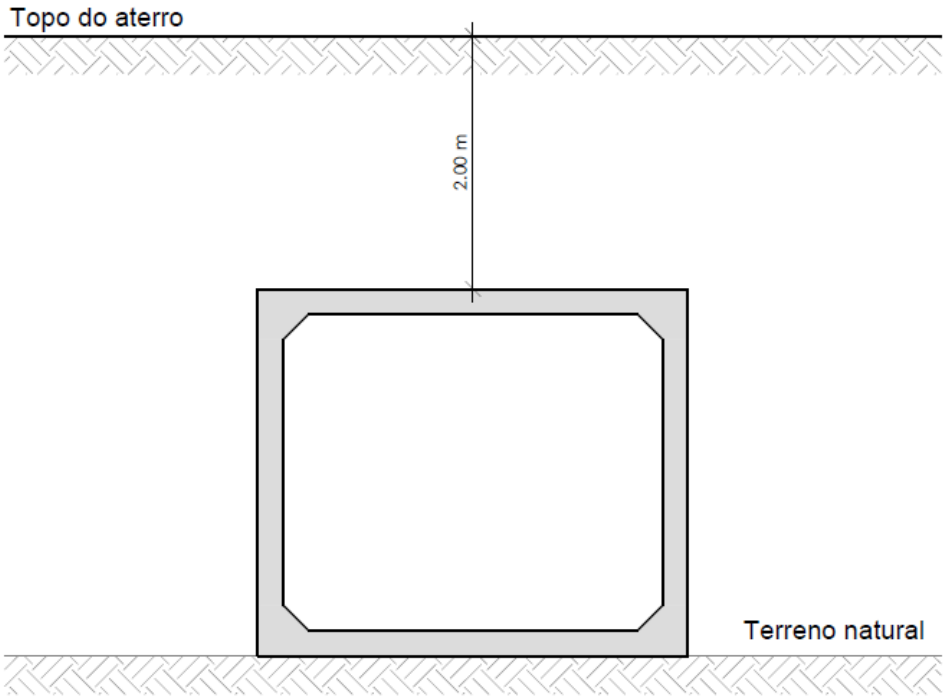
Fonte: Autora (2019).

Como a galeria está enterrada e assim totalmente em contato com o solo, foi definido a classe de agressividade do meio, de acordo com a Tabela 8, a classe de agressividade é

considerada moderada e, como mostra a Tabela 10, o cobrimento mínimo para elementos estruturais em contato com solo é de 30 mm, atendendo ao cobrimento mínimo estabelecido pela NBR 15396:2018. O concreto possui um fck de 30 MPa e foi utilizado barras de aço CA-50.

Para o solo, o qual a galeria está diretamente em contato, pode se considerar um peso específico de γ_{solo}= 18 kN/m³, sugerido por El Debs (2018). A altura do aterro sobre a galeria é de 2,00 m, como mostra a Figura 52. Como a largura da galeria é maior que a altura de terra sobre a ela, não é necessário considerar os efeitos de arqueamento do solo.

Figura 52 - Profundidade de instalação



Fonte: Autora (2019).

O valor do módulo de reação do solo pode ser obtido através da Tabela 6, onde a resistência do solo pode ser baixa, média ou alta. Neste caso optou-se pela utilização de um solo com resistência média com um módulo de reação do solo k_r = 25 MPa/m.

3.2 Composição de cargas

El Debs (2018), sugere 3 tipos de carregamentos, neste trabalho será utilizado o carregamento simétrico com pressão vertical máxima e horizontal máxima conforme a Figura 44, porém não será utilizado a carga móvel.

3.2.1 Resultante de cargas verticais

Através da Equação 1 podemos identificar a pressão vertical da carga de solo que atuará na estrutura.

$$p_v = \gamma_{solo} * h_s$$

$$p_v = 18\ \text{kN/m}^3 * 2\ \text{m} = 36\ \text{kN/m}^2$$

Onde:

γ_{solo} = peso específico do solo;

h_s = altura de solo.

Além da carga do solo, outra carga vertical a ser determinada é a do peso próprio da estrutura, para isto deve-se estabelecer o volume de concreto para as lajes da galeria.

$V_{lc} = V_{lf} = L * H * C$

$V_{lc} = V_{lf} = 3{,}40 * 0{,}20 * 1{,}00 = 0{,}68\ m^3$

Onde:

V_{lc} = volume laje de cobertura;

V_{lf} = volume laje de fundo

L, H e C = dimensões da laje de cobertura/fundo.

Com o volume de concreto pode-se determinar a carga característica permanente distribuída, gerada pelo peso próprio dos elementos da galeria, com as equações abaixo. A Figura 53 apresenta uma síntese das cargas verticais.

$$g_{\text{k peso próprio lc}} = g_{\text{k peso próprio lf}} = \frac{V}{A} * \gamma$$

$$g_{\text{k peso próprio lc}} = g_{\text{k peso próprio lf}} = \frac{0{,}68\text{m}^3}{(3{,}40\text{m} * 1{,}00\text{m})} * 25\ \text{kN/m}^3 = 5{,}00\ \text{kN/m}^2$$

Onde:

$g_{\text{k peso próprio lc}} = g_{\text{k peso próprio lf}}$ = carga característica permanente da laje de cobertura e de fundo;

V = volume;

A = área da base;

γ = peso específico do concreto.

$$g_{k\ peso\ próprio\ pl} = L * C * \gamma$$

$$g_{k\ peso\ próprio\ pl} = 0{,}20m * 1{,}00m * 25kN/m^3 = 5{,}00kN/m$$

Onde:

$g_{k\ peso\ próprio\ pl}$ = carga característica permanente da parede lateral;

L = espessura;

C = comprimento;

γ = peso específico do concreto.

$$g_{k\ peso\ próprio\ m} = \frac{A * C * \gamma}{H}$$

$$g_{k\ peso\ próprio\ m} = \frac{\frac{(0{,}20m)^2}{2} * 1{,}00m * 25kN/m^3}{2{,}50m} = 0{,}20kN/m$$

Onde:

$g_{k\ peso\ próprio\ m}$ = carga característica permanente da mísula;

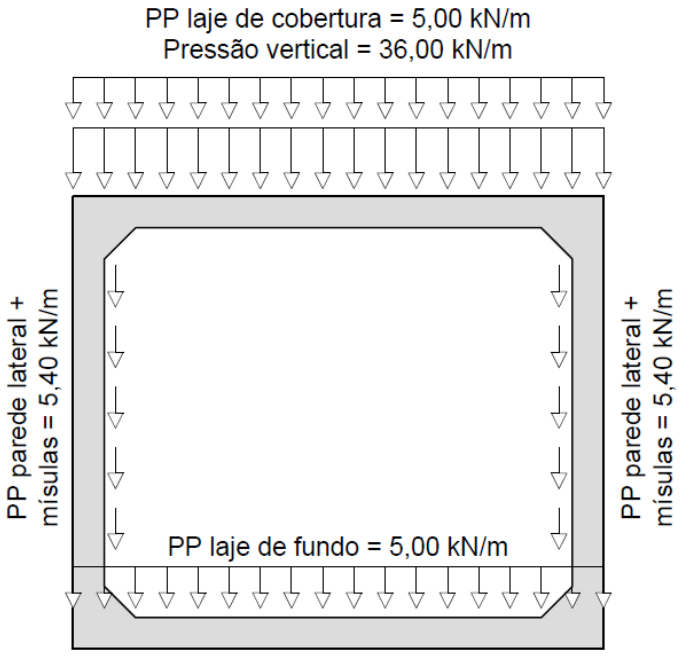
A = área da mísula;

C = comprimento;

H = altura da parede lateral;

γ = peso específico do concreto.

Figura 53 - Cargas verticais (p/m)



Fonte: Autora (2019).

3.2.2 Resultante de cargas horizontais

3.2.2.1 Solo

Como a galeria está totalmente em contato com o solo deve-se levar em conta o empuxo do solo. Para este caso considerou-se um solo sem coesão, com ângulo de atrito interno de 30º com empuxo ativo sendo k_a = 0,333, valores estes, recomendados por El Debs (2018). Assim, utilizando a Equação 5 encontra-se o valor da pressão horizontal a 2,00 m de profundidade e a 4,70 m, respectivamente, como pode ser observado na Figura 54.

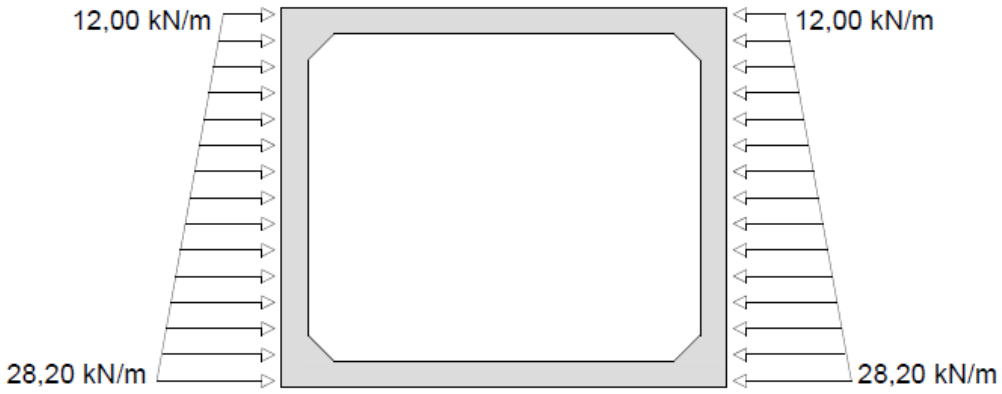
$$p_h = k_a * p_v$$
$$p_h = 0{,}333 * 36\ \text{kN/m}^2 = 12{,}00\ \text{kN/m}^2$$
$$p_h = 0{,}333 * (18\ \text{kN/m}^3 * 4{,}70\ \text{m}) = 28{,}20\ \text{kN/m}^2$$

Onde:

ka = empuxo ativo;

pv = pressão vertical.

Figura 54 - Carga horizontal (p/m)



Fonte: Autora (2019).

3.3 Método de cálculo sugerido pela ABTC, utilizando o *Ftool*

O dimensionamento da galeria de concreto pré-moldado será realizado seguindo as recomendações do manual da ABTC como já mencionado nos capítulos anteriores. O módulo de elasticidade (E_{ci}) é estabelecido com a Equação 33, para concretos com f_{ck} = 30 MPa, e o módulo de deformação secante (E_{cs}) é estabelecido com a Equação 34.

$E_{ci} = \propto_E * 5600\sqrt{f_{ck}}$

$E_{ci} = 1{,}2 * 5600\sqrt{30\text{MPa}} = 36.806{,}96\ MPa$

Onde:

$\propto_E$ = 1,2 para basalto e diabásio;

$E_{cs} = \propto_i * E_{ci}$

$\propto_{\text{i}} = 0{,}80 + 0{,}2 * \frac{\text{f}_{\text{ck}}}{80} \leq 1{,}0$

$\propto_{\text{i}} = 0{,}80 + 0{,}2 * \frac{30}{80} = 0{,}875 \leq 1{,}0$

$E_{cs} = 0{,}875 * 36.806{,}96\ \text{Mpa} = 32.206{,}09\ \text{MPa}$

As cargas que geram efeitos desfavoráveis na estrutura devem ser majoradas conforme a Tabela 7, através dos coeficientes de ponderações (γ_f), para que as cargas características passem a ser forças solicitantes de cálculo. Essa ponderação deve ser realizada tanto para as cargas verticais, como para as horizontais e podem ser observadas abaixo. A Figura 55, apresenta uma síntese das cargas que atuam na estrutura.

$F_{\text{d peso próprio lc}} = F_{\text{d peso próprio lf}} = g_{\text{peso próprio}} * \gamma_{\text{f}}$

$F_{\text{d peso próprio lc}} = F_{\text{d peso próprio lf}} = 5{,}00\ \text{kN/m}^2 * 1{,}30 = 6{,}50\text{kN/m}^2$

$F_{\text{d peso próprio pl + m}} = F_{\text{d peso próprio pl + m}} = g_{\text{peso próprio}} * \gamma_{\text{f}}$

$F_{\text{d peso próprio pl + m}} = F_{\text{d peso próprio pl + m}} = 5{,}40kN/m * 1{,}30 = 7{,}02\text{kN/m}$

$F_{\text{d solo}} = p_{\text{v}} * \gamma_{\text{f}}$

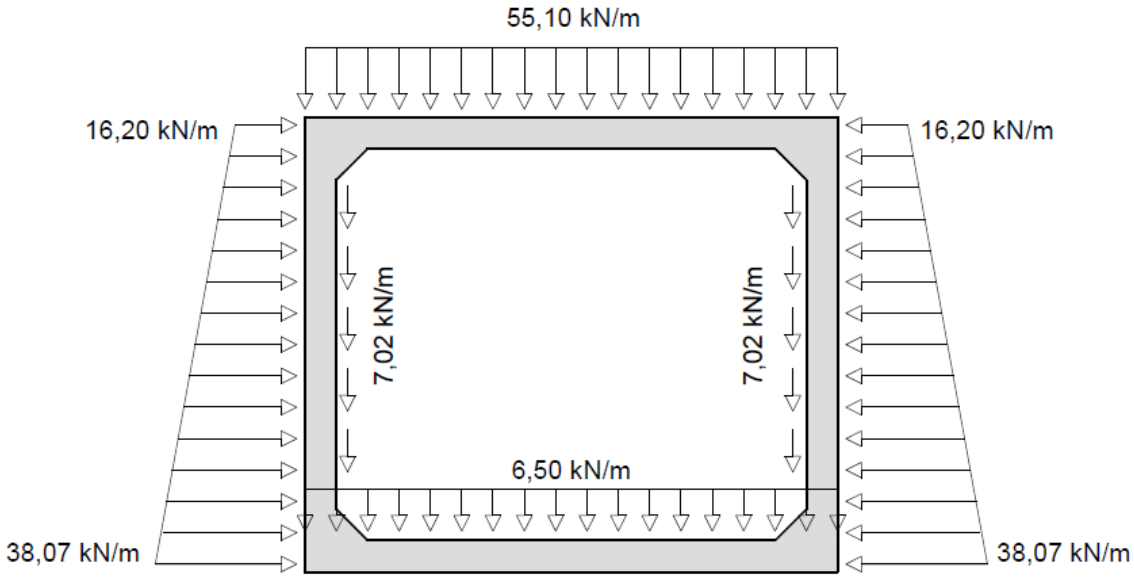
$F_{\text{d solo}} = 36{,}00\ \text{kN/m}^2 * 1{,}35 = 48{,}60\ \text{kN/m}^2$

$F_{\text{d solo horizontal}} = p_{\text{h}} * \gamma_{\text{f}}$

$F_{\text{d solo horizontal}} = 12{,}00\ \text{kN/m}^2 * 1{,}35 = 16{,}20\ \text{kN/m}^2$

$F_{\text{d solo horizontal}} = 28{,}20\ \text{kN/m}^2 * 1{,}35 = 38{,}07\ \text{kN/m}^2$

Figura 55 - Sintase de cargas



Fonte: Autora (2019).

Para obter os efeitos gerados pelo carregamento na estrutura utilizou-se o *software Ftool*, sendo este, uma ferramenta computacional para cálculo estrutural, que permite o ensino do comportamento estrutural de pórticos e estruturas planas quando é preciso obter os esforços e deformações de estruturas simples.

No *software*, através de barras e nós, é possível criar a estrutura a ser analisada. Aos nós e as barras devem ser adicionados atributos que caracterizem o modelo, tais como: o material e a seção transversal da barra e as condições de apoio nodal. Após a conclusão do modelo, devem ser inseridas as cargas que atuam na estrutura para assim obter os resultados.

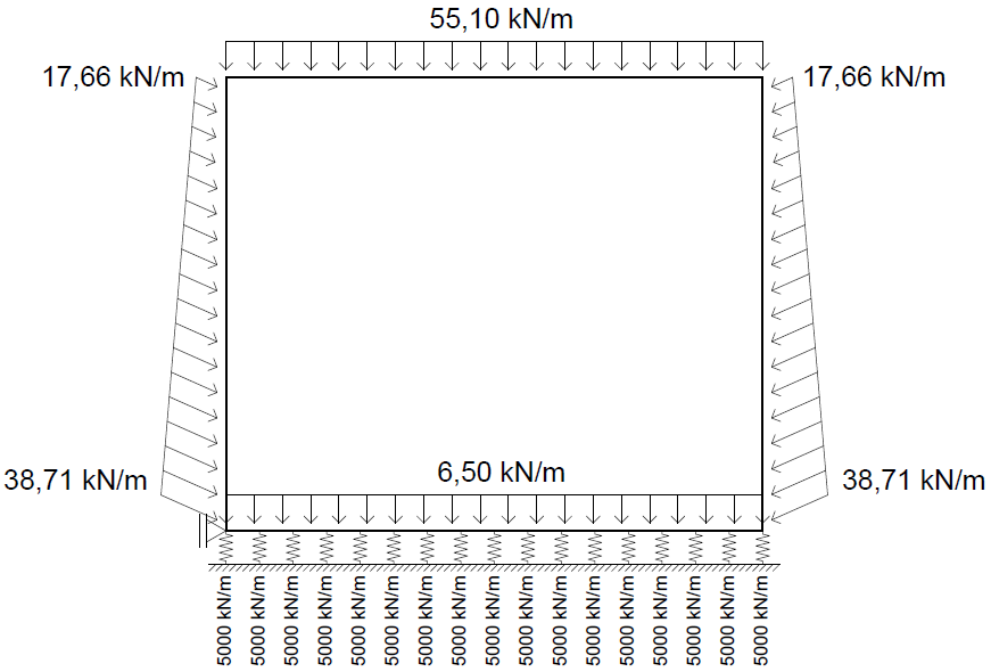
Para o caso em análise, como a galeria possui dimensões internas de 3,00 m x 2,50 m e paredes de 0,20 m, no *Ftool* o modelo possui dimensões de 3,20 m x 2,70 m, sendo essa a dimensão central da galeria, além disso, a seção transversal da estrutura possui dimensões de 1,00 x 0,20 m. Como já mencionado, o módulo de elasticidade para o concreto classe C30 é igual a E_{ci} = 36.806,96 MPa. Para simular o comportamento do solo na base da galeria, utilizou-se um apoio elástico a cada 20 cm, atribuindo a ele um coeficiente de mola, definido através do módulo de reação do solo k_r = 25 MPa/m, o qual deve ser multiplicado pelo comprimento de influência de cada nó, 0,20 m, obtendo-se assim o coeficiente de rigidez do elemento simulador do solo, conforme o cálculo:

$$k = 25x10^6\ N/m^2/m * 0{,}20\ m = 5000\ kN/m^2$$

$$k = 5000\ kN/m^2 * 1{,}00\ m = 5000\ kN/m$$

Com o modelo pronto foi aplicado uma carga uniformemente distribuída na laje de cobertura e nas paredes laterais uma carga linearmente distribuída, para assim, obter os resultados dos diagramas de esforços. A Figura 56 apresenta o modelo analisado.

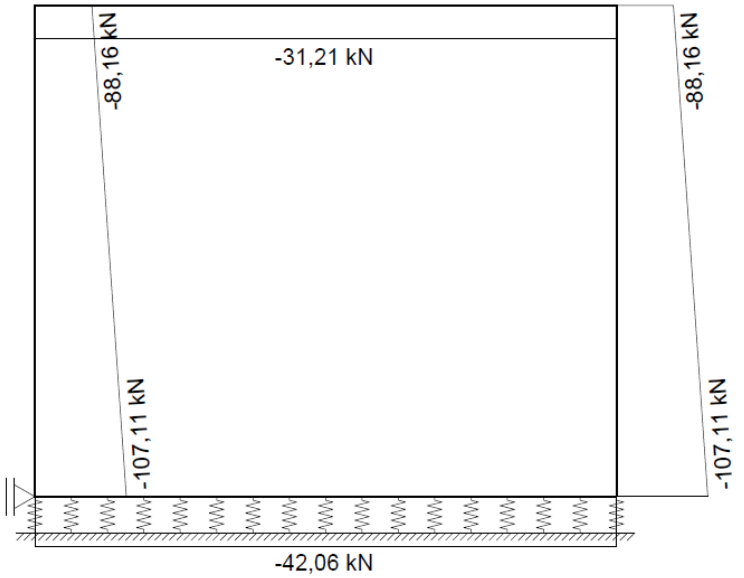
Figura 56 - Modelo em análise



Fonte: Ftool, adaptado pela autora (2019).

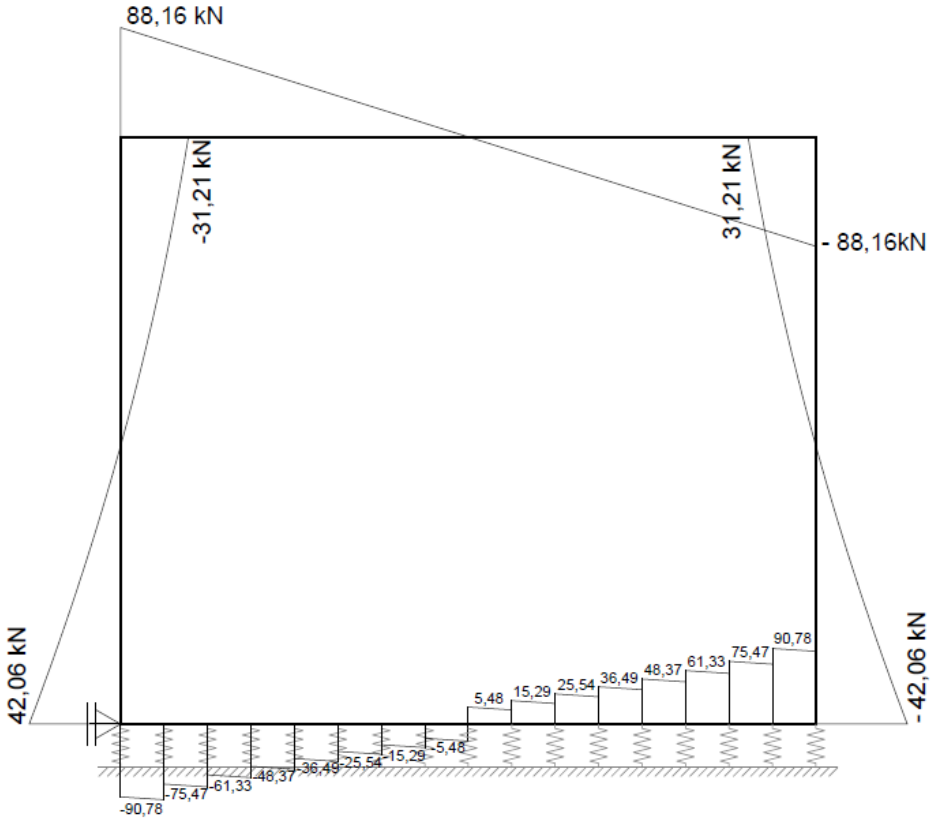
As Figuras 57, 58 e 59 apresentam os resultados dos diagramas de esforços e a Figura 60 a deformação da estrutura, obtidos no *Ftool*.

Figura 57 - Diagrama de esforço normal (kN)



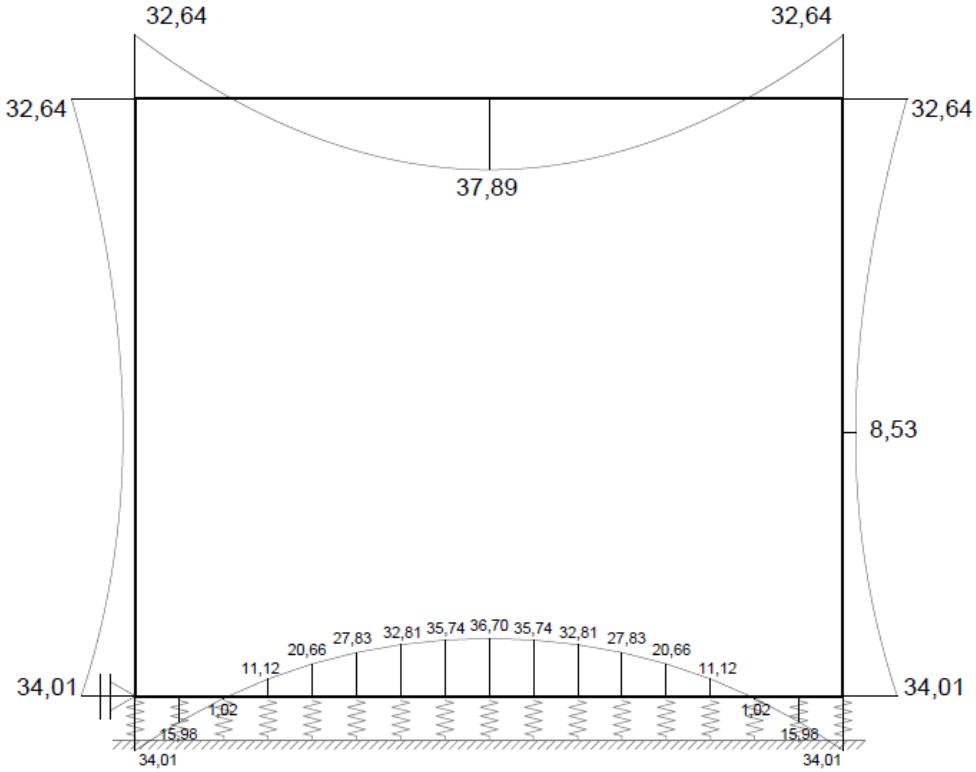
Fonte: Ftool, adaptado pela autora (2019).

Figura 58 - Diagrama de esforço cortante (kN)



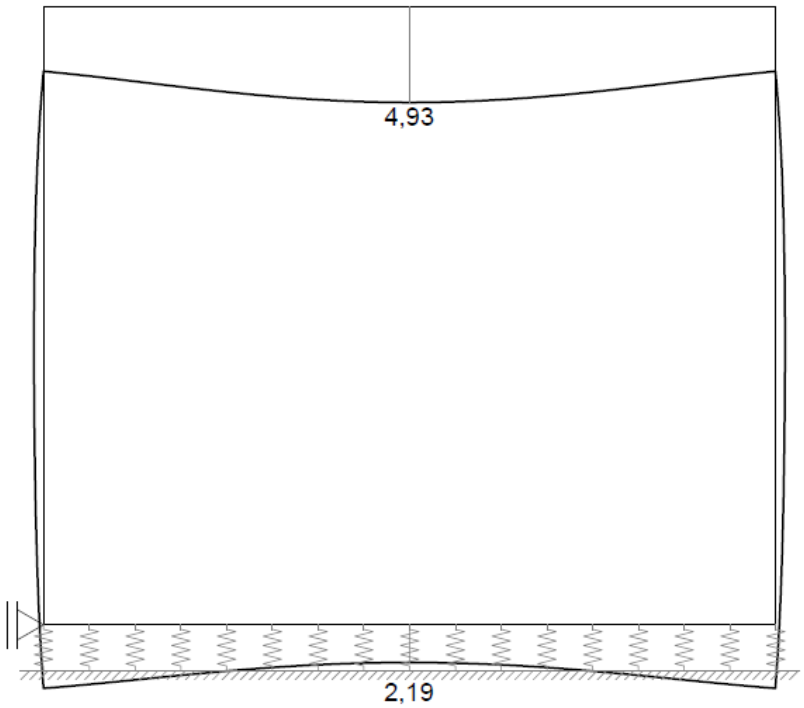
Fonte: Ftool, adaptado pela autora (2019).

Figura 59 - Diagrama de momento fletor (kN.m)



Fonte: Ftool, adaptado pela autora (2019).

Figura 60 - Diagrama de deformação (mm)

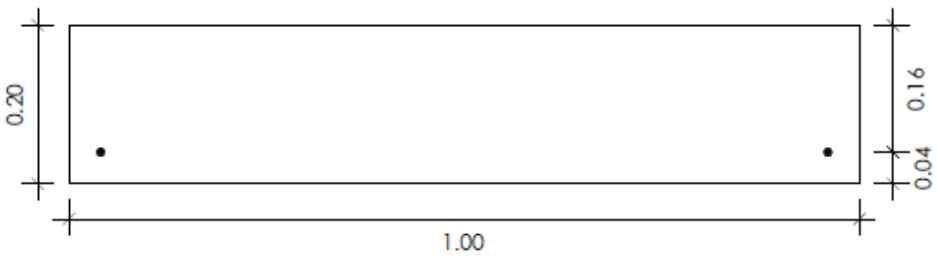


Fonte: Ftool, adaptado pela autora (2019).

3.3.1 Cálculo das armaduras para solicitações normais.

Com a Equação 37 é possível determinar o momento fletor reduzido (μ_{sd}), necessário para o dimensionamento da armadura principal. A altura útil da seção para o meio da laje de cobertura, meio da parede lateral e meio da laje de fundo foi definida a partir do cobrimento da armadura de 3,50 cm mais a metade do diâmetro da barra, definida em 10 mm, portanto, d = 16 cm, como mostra a Figura 61.

Figura 61 - Altura útil (d) para a laje de cobertura



Fonte: Autora (2019).

Além disso, os coeficientes de minoração da resistência utilizados são os estabelecidos na NBR 9062 (2017) para elementos pré-fabricados, concreto $\gamma_c = 1{,}30$ e, para o aço $\gamma_s = 1{,}10$. Como os fabricantes utilizam para o aço $\gamma_s = 1{,}15$, este será utilizado.

a) Meio da laje de cobertura

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b\ d^2 f_{cd}} = \frac{3.789\ kN.cm}{100\ cm\ *\ (16\ cm)^2\ *\ {3{,}0\ kN/cm^2}/{1{,}30}} = 0{,}064$$

b) Meio da laje de fundo

$$\mu_{sd} = \frac{3.670\ kN.cm}{100\ cm\ *\ (16\ cm)^2\ *\ {3{,}0\ kN/cm^2}/{1{,}30}} = 0{,}062$$

c) Meio da parede lateral

$$\mu_{sd} = \frac{853\ kN.cm}{100\ cm\ *\ (16\ cm)^2\ *\ {3{,}0\ kN/cm^2}/{1{,}30}} = 0{,}014$$

d) Canto superior

$$\mu_{sd} = \frac{3.264\ kN.cm}{100\ cm\ *\ (16\ cm)^2\ *\ {3{,}0\ kN/cm^2}/{1{,}30}} = 0{,}055$$

e) Canto inferior

$$\mu_{sd} = \frac{3.401\ kN.cm}{100\ cm\ *\ (16\ cm)^2\ *\ {3{,}0\ kN/cm^2}/{1{,}30}} = 0{,}057$$

Através da Tabela 9 a armadura da laje é classificada como armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção que possui valor mínimo de armadura igual a $\rho_s \geq \rho_{mín}$. Onde $\rho_s = A_s / b_w\ h$. No caso analisado neste trabalho $\rho_{mín}$ não pode ser definido com a Tabela 10, pois possui γ_c diferente do estabelecido, portanto, $\rho_{mín}$ deve ser recalculado. Conforme a NBR 6118 (2014) a seção deve ser dimensionada com momento fletor mínimo para assim determinar a armadura mínima de tração, como mostra a Equação 62, respeitada a taxa mínima absoluta de 0,15 %.

$$M_{d,mín} = 0{,}8 * W_0 * f_{ctk,sup} \quad (62)$$

Sendo:

W_0 = o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$ = a resistência característica superior do concreto à tração;

$f_{ctk,sup} = 1{,}3\ f_{ct,m}$ (para concretos de classes até C50)

$f_{ct,m} = 0{,}3\ f_{ck}^{2/3}$.

$W_0 = I_c / y_t$

I_c = momento de inércia da seção bruta;

y_t = distância da linha neutra até a fibra mais tracionada da seção.

a) Meio da laje de cobertura

Utilizado a Equação 62 é determinado o momento fletor mínimo:

$$M_{d,mín} = 0{,}8 * 3.617{,}29\ cm^3 * 0{,}377\ \text{kN/cm}^2 = 1.090{,}97\ \text{kN.cm}$$

Como μ_{sd} = 0,064 e assim ≤ 0,319, o dimensionamento da armadura nos domínios 2 e 3 é realizado através da Equação 38 que também é utilizada para determinar a área mínima de aço com o momento fletor mínimo, sendo o valor a ser utilizado o maior entre os dois.

$$A_{s\ mín,CA-50} = \frac{1}{\frac{50\ \text{kN/cm}^2}{1{,}15}}\left(\frac{1.090{,}97\ \text{kN.cm}}{15{,}37\ \text{cm}} + 31{,}21\ \text{kN}\right) = 2{,}35\ cm^2$$

$$A_{s,CA-50} = \frac{1}{\frac{50\ \text{kN/cm}^2}{1{,}15}}\left(\frac{3.789\ \text{kN.cm}}{15{,}37\ \text{cm}} + 31{,}21\ \text{kN}\right) = 6{,}39\ cm^2$$

b) Meio da laje de fundo

Utilizado a Equação 62 é determinado o momento fletor mínimo:

$$M_{d,mín} = 0{,}8 * 3.607{,}50\ \text{cm}^3 * 0{,}377\ \text{kN/cm}^2 = 1.088{,}02\ \text{kN.cm}$$

Como μ_{sd} = 0,062 e assim ≤ 0,319, o dimensionamento da armadura nos domínios 2 e 3 é realizado através da Equação 38 que também é utilizada para determinar a área mínima de aço com o momento fletor mínimo.

$$A_{s\ mín,CA-50} = \frac{1}{\frac{50\ \text{kN/cm}^2}{1{,}15}}\left(\frac{1.088{,}02\ \text{kN.cm}}{15{,}39\ \text{cm}} + 42{,}06\ \text{kN}\right) = 2{,}59\ cm^2$$

$$A_{s,CA-50} = \frac{1}{\frac{50\ \text{kN/cm}^2}{1{,}15}}\left(\frac{3.670\ \text{kN.cm}}{15{,}39\ \text{cm}} + 42{,}06\ \text{kN}\right) = 6{,}45\ cm^2$$

c) Meio da parede lateral

Utilizado a Equação 62 é determinado o momento fletor mínimo:

$$M_{d,mín} = 0{,}8 * 3.390{,}98\ \text{cm}^3 * 0{,}377\ \text{kN/cm}^2 = 1.022{,}72\ \text{kN.cm}$$

Como μ_{sd} = 0,014 e assim ≤ 0,319, o dimensionamento da armadura nos domínios 2 e 3 é realizado através da Equação 38 que também é utilizada para determinar a área mínima de aço com o momento fletor mínimo.

$$A_{s\ mín,CA-50} = \frac{1}{\frac{50\ \text{kN/cm}^2}{1{,}15}}\left(\frac{1.022{,}72\ kN.cm}{15{,}86\ cm} + 97{,}64\ kN\right) = 3{,}73\ cm^2$$

$$A_{s,CA-50} = \frac{1}{\frac{50\ \text{kN/cm}^2}{1{,}15}}\left(\frac{853\ \text{kN.cm}}{15{,}86\ \text{cm}} + 97{,}64\ \text{kN}\right) = 3{,}48\ cm^2$$

d) Canto superior

Utilizado a Equação 62 é determinado o momento fletor mínimo:

$$M_{d,mín} = 0{,}8 * 3.572{,}70\ cm^3 * 0{,}377\ \text{kN/cm}^2 = 1.077{,}53\ \text{kN.cm}$$

Como μ_{sd} = 0,055 e assim ≤ 0,319, o dimensionamento da armadura nos domínios 2 e 3 é realizado através da Equação 38 que também é utilizada para determinar a área mínima de aço com o momento fletor mínimo.

$$A_{s\ mín,CA-50} = \frac{1}{\frac{50\ \text{kN/cm}^2}{1{,}15}}\left(\frac{1.077{,}53\ kN.cm}{15{,}46\ cm} + 88{,}16\ kN\right) = 3{,}63\ cm^2$$

$$A_{s,CA-50} = \frac{1}{\frac{50\ \text{kN/cm}^2}{1{,}15}}\left(\frac{3.264\ \text{kN.cm}}{15{,}46\ \text{cm}} + 88{,}16\ \text{kN}\right) = 6{,}88\ cm^2$$

e) Canto inferior

Utilizado a Equação 62 é determinado o momento fletor mínimo:

$$M_{d,mín} = 0{,}8 * 3.584{,}23\ cm^3 * 0{,}377\ \text{kN/cm}^2 = 1.081{,}00\ \text{kN.cm}$$

Como μ_{sd} = 0,057 e assim ≤ 0,319, o dimensionamento da armadura nos domínios 2 e 3 é realizado através da Equação 38 que também é utilizada para determinar a área mínima de aço com o momento fletor mínimo.

$$A_{s\ mín,CA-50} = \frac{1}{\frac{50\ \text{kN/cm}^2}{1{,}15}}\left(\frac{1.081{,}00\text{kN.cm}}{15{,}44\ \text{cm}} + 107{,}11\ \text{kN}\right) = 4{,}07\ cm^2$$

$$A_{s,CA-50} = \frac{1}{\frac{50\ \text{kN/cm}^2}{1{,}15}}\left(\frac{3.401\ \text{kN.cm}}{15{,}44\ \text{cm}} + 107{,}11\ \text{kN}\right) = 7{,}53\ cm^2$$

A laje de cobertura e de fundo obtiveram uma área de aço maior que a encontrada com o momento fletor mínimo e maior que a mínima recomendada pela NBR 6118 (2014) a qual é de 0,15% da área de concreto, ou seja, $A_{s,mín}$ = 100 * 20 * 0,15% = 3,00 cm². A área de aço a ser utilizada no meio da parede lateral é a encontrada com o momento fletor mínimo, sendo essa a maior. Já os cantos superior e inferior, como a galeria apresenta mísula, o cálculo da área de aço mínima deve levar em consideração a sua altura total h_q, determinada através da Equação 36, resultando em 42,43 cm, portanto, $A_{s,mín}$ = 100 * 42,43 * 0,15% = 6,36 cm², tanto o canto superior como o inferior, apresentaram valores superiores ao mínimo recomendado.

3.3.2 Verificação da resistência a força cortante

A força cortante deve ser verificada para a laje de cobertura junto às quinas e na laje de fundo, a qual deve atender a relação $V_{Sd} \leq V_{Rd1}$, onde V_{Rd1} é determinado pela Equação 51.

Para o canto superior:

$V_{Rd1} = [0{,}039\ kN/cm^2 * 1{,}44\ (1{,}20 + 40 * 4{,}30x10^{-3}) + 0{,}15 * 0{,}0441]\ 100 * 16$

V_{Rd1} = 133,87 kN > V_{Sd} = 88,16 kN

Para o canto inferior:

$V_{Rd1} = [0{,}039\ kN/cm^2 * 1{,}44\ (1{,}20 + 40 * 4{,}706\ x10^{-3}) + 0{,}15 * 0{,}0669]\ 100 * 16$

V_{Rd1} = 140,80 kN > V_{Sd} = 90,78 kN

Como $V_{Sd} \leq V_{Rd1}$ é dispensado a utilização de armadura transversal mínima para resistir a força cortante.

Além disso, com a Equação 52 deve ser verificado a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas do concreto, atendendo a relação $V_{Sd} \leq V_{Rd2}$.

$V_{Rd2} = 0{,}27 * 0{,}88 * (3{,}0/1{,}30) * 100 * 16 = 877{,}29$ kN

Como $V_{Sd} \leq V_{Rd2}$ é não haverá ruína das diagonais comprimidas do concreto.

3.4 Dimensionamento através do *software* Aduelas

3.4.1 Considerações sobre o software

Desde o ano de 2010 a Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto disponibiliza aos seus fabricantes associados um *software* chamado Dimensionamento Estrutural de Aduelas a fim de auxiliá-los no dimensionamento das galerias.

O *software* possui uma interface de fácil uso, onde é necessário apenas a entrada dos dados como finalidade, dimensões, resistência do concreto, sobre aterro, características do solo, tipo de sobrecarga, coeficientes, cobrimento, enfim todos os dados necessários para o correto dimensionamento de cada caso em análise. Após a entrada dos dados o programa gera dois relatórios, um deles é o simplificado e que possui informações da geometria, instalação e manuseio, sobrecarga, parâmetros de armadura, critérios e constantes, as armaduras para as solicitações normais, os esforços de momentos fletores e a força normal de forma simplificada, verificação da fadiga, força cortante e da fissuração. Já o relatório completo gerado pelo programa além de todos os itens já citados ele fornece o esquema para o detalhamento das armaduras, os diagramas de deslocamento, esforço normal, esforço cortante e momento fletor, todos com os valores de cada nó da estrutura, para assim tornar possível a verificação do correto dimensionamento do *software*.

Além dos relatórios o programa gera um arquivo do tipo .dxf que fornece as vistas, cortes, detalhes do encaixe tipo macho e fêmea, detalhes das barras, detalhes para execução das juntas e o detalhamento completo das armaduras para a execução com a quantidade de cada barra, diâmetros, espaçamento, comprimentos e pesos.

Apesar do *software* ser de fácil uso a ABTC estabelece que o programa foi criado para auxiliar os fabricantes nos cálculos do dimensionamento estrutural e não exime um profissional responsável e capacitado para manuseá-lo, para que não ocorra erros no dimensionamento. O relatório e o detalhamento podem ser observados nos Anexos A e B deste trabalho.

3.4.2 Dimensionamento

Para ser possível a comparação dos resultados, os dados e os parâmetros para o dimensionamento no *software* Aduelas foram os mesmos utilizados e já demostrados aqui neste trabalho. Como o *software* é disponibilizado apenas para fabricantes, foi realizado uma visita até uma fábrica que se dispôs a realizar o dimensionamento do caso em análise para assim tornar possível a comparação de resultados.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 Resultados

Neste capítulo serão apresentados os resultados encontrados através dos *softwares Ftool* e do Aduelas, a fim de compará-los.

4.1.1 Resultados obtidos através do *Ftool*

As Tabelas 17, 18 e 19 apresentam um resumo dos resultados obtidos com o *Ftool*, o esforço normal, esforço cortante e momento fletor, respectivamente, em cada elemento da galeria, conforme os diagramas já expostos neste trabalho.

Tabela 17 - Esforço normal

Elemento	Esforço normal (kN)
Laje de cobertura	- 31,21
Laje de fundo	- 42,06
Parede lateral (canto superior)	- 88,16
Parede lateral (meio)	-97,64
Parede lateral (canto inferior)	-107,11

Fonte: Autora (2019).

Tabela 18 - Esforço cortante

Elemento	Esforço cortante (kN)	
	Máx.	Mín.
Laje de cobertura	88,16	- 88,16
Laje de fundo	90,78	- 90,78
Parede lateral	31,21	- 42,06

Fonte: Autora (2019).

Tabela 19 - Momento fletor

Elemento	Momento fletor (kN.m)
Meio da laje de cobertura	37,89
Meio da laje de fundo	- 36,70

Meio da parede lateral	- 8,53
Canto superior	- 32,64
Canto inferior	- 34,01

Fonte: Autora (2019).

As áreas de aços necessárias para os resultados de momento fletor e força normal obtidos através do *Ftool* estão expostos na Tabela 20, para cada elemento da galeria, onde $A_{S,CAL}$ se refere as áreas de aço calculadas através das equações já mencionadas e realizadas neste trabalho e $A_{S,MÍN}$ é a área de aço mínima necessária, conforme a NBR 6118:2014, sendo a maior área entre ambas que a galeria deverá possuir para resistir aos esforços solicitantes.

Tabela 20 - Áreas de aço

Elemento	**Áreas de aço (cm²/m)**	
	$A_{S,CAL}$	**$A_{S,MÍN}$**
Meio da laje de cobertura	6,39	3,00
Meio da laje de fundo	6,45	3,00
Meio da parede lateral	3,48	3,73
Canto superior	6,88	6,36
Canto inferior	7,53	6,36

Fonte: Autora (2019).

4.1.2 Resultados obtidos através do *software* Aduelas

As Tabelas 21, 22 e 23 apresentam um resumo dos resultados obtidos com o *software* Aduelas, o esforço normal, esforço cortante e momento fletor, respectivamente, em cada elemento da galeria.

O diagrama de esforço normal das paredes laterais da galeria, gerado pelo *software*, não é um valor constante, sendo o esforço maior localizado na base da galeria o qual possui um valor de – 106,69 kN e no topo da galeria, um esforço de – 88,49 kN. Essa variação não é comum em diagramas de esforços normais e o relatório do *software* não apresenta informações sobre o motivo da variação.

Tabela 21 - Esforço normal

Elemento	Esforço normal (kN)
Laje de cobertura	- 30,61
Laje de fundo	- 44,84
Parede lateral	- 88,49 a – 106,69

Fonte: Autora (2019).

Tabela 22 - Esforço cortante

Elemento	Esforço cortante (kN)	
	Máx.	Mín.
Laje de cobertura	88,49	- 88,49
Laje de fundo	99,29	- 99,29
Parede lateral	44,84	- 30,61

Fonte: Autora (2019).

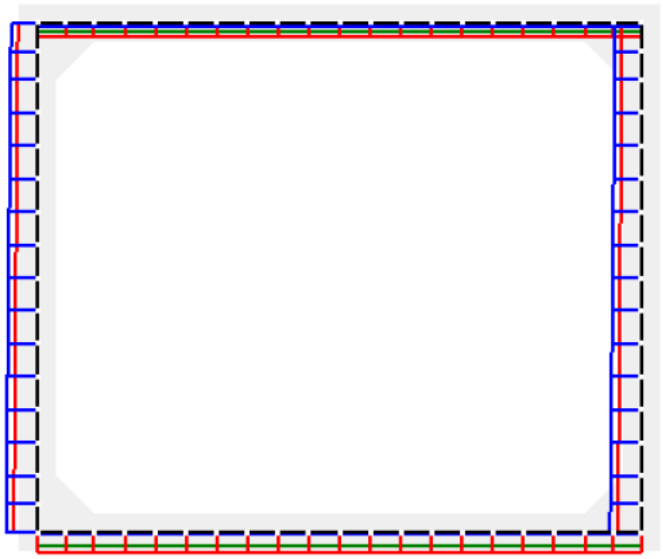
Tabela 23 - Momento fletor

Elemento	Momento fletor (kN.m)
Meio da laje de cobertura	33,57
Meio da laje de fundo	- 33,76
Meio da parede lateral	- 14,01
Canto superior	- 37,01
Canto inferior	- 41,95

Fonte: Autora (2019).

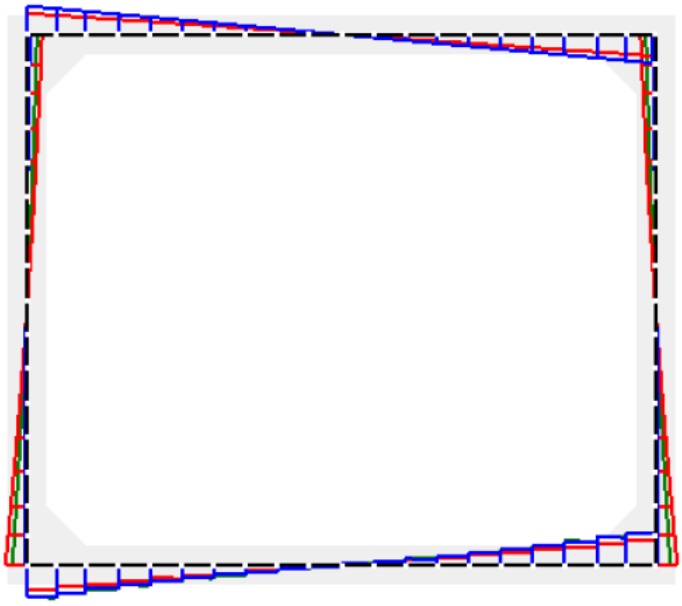
As Figuras 62, 63, e 64 foram extraídas do relatório gerado pelo *software* Aduelas, elas mostram os diagramas de esforços normal e cortante e o diagrama de momento fletor, respectivamente. A linha verde representa o carregamento simétrico com pressão vertical máxima e horizontal máxima, caso analisado neste trabalho. A linha verde da parede lateral na Figura 62 está no mesmo local que a linha azul, o mesmo acontece na Figura 63 para a laje de cobertura e laje de fundo.

Figura 62 - Diagrama de esforço normal



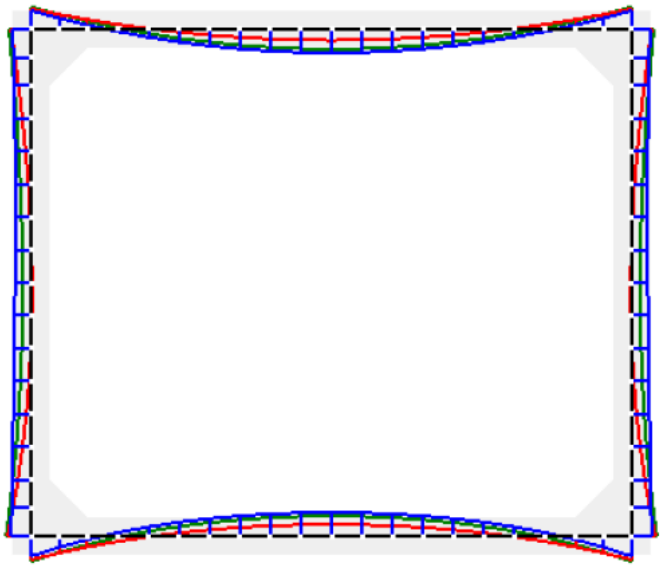
Fonte: *Software* Aduelas (2019).

Figura 63 - Diagrama de esforço cortante



Fonte: *Software* Aduelas (2019).

Figura 64 - Diagrama de momento fletor



Fonte: *Software* Aduelas (2019).

As áreas de aços necessárias para os resultados de momento fletor e força normal obtidos através do *software* Aduelas estão expostos na Tabela 24, para cada elemento da galeria. Vale ressaltar que o *software* utiliza para a área de aço mínima a equação da NBR 6118:2003, pois, ela apresenta um valor superior ao encontrado na equação da área mínima de aço da NBR 6118:2014. O software não apresenta os valores calculados, apenas a área de aço para a utilização para a face externa e para a face interna da galeria.

Tabela 24 - Áreas de aço

Elemento	$A_{S,ext}$ (cm²/m)	$A_{S,int}$ (cm²/m)
Meio da laje de cobertura	3,72	5,62
Meio da laje de fundo	3,72	5,69
Meio da parede lateral	3,72	3,72
Canto superior	7,88	1,26
Canto inferior	7,88	1,26

Fonte: Autora (2019).

4.2 Análise dos resultados

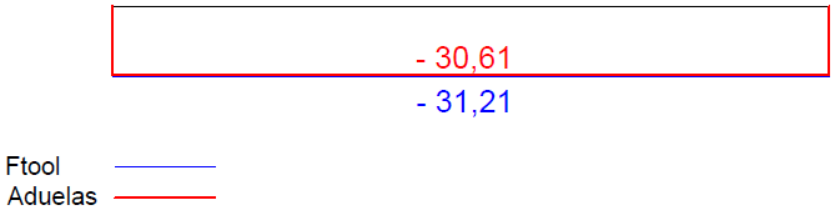
Será realizada a comparação dos diagramas obtidos através dos dois *softwares* a fim de identificar as diferenças entre ambos e os possíveis motivos dessa ocorrência. A análise ocorrerá em todos os elementos da galeria, comparando o diagrama de esforço normal, esforço cortante

e momento fletor, além da área de aço e a verificação da necessidade de armadura para resistir as solicitações ao corte.

4.2.1 Esforço normal

As Figuras 65, 66 e 67 apresentam os diagramas de esforço normal obtidos com o *Ftool* e com o *software* Aduelas, para uma melhor compreensão das diferenças entre ambos e assim ser possível a sua comparação. O esforço normal na laje de cobertura, como mostra a Figura 65, apresenta uma variação de apenas 1,96%, sendo o maior valor obtido com o *Ftool*.

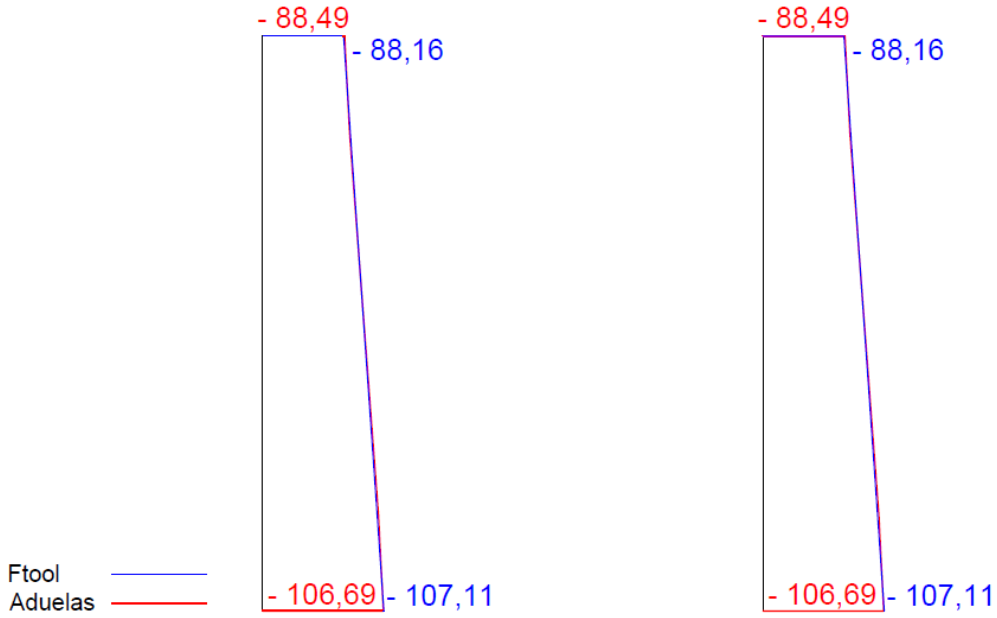
Figura 65 - Esforço normal na laje de cobertura



Fonte: Autora (2019).

Nas paredes laterais da galeria a variação foi ainda mais baixa. Em relação ao valor obtido com o *Aduelas*, a variação foi de apenas 0,37% no canto superior e de 0,39% no canto inferior, a mais para o *Ftool*, como pode ser observado na Figura 66.

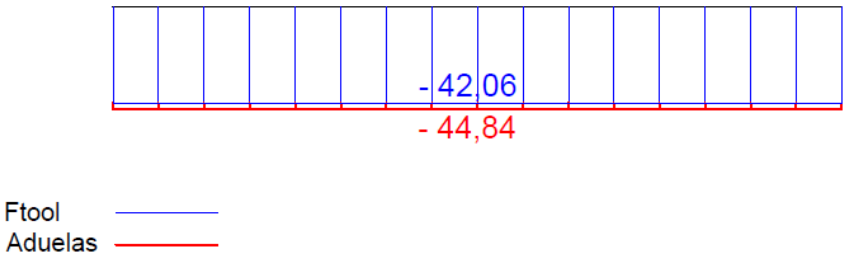
Figura 66 - Esforço normal nas paredes laterais



Fonte: Autora (2019).

Já na laje de fundo, o esforço normal maior foi obtido com o *software* Aduelas, e a variação em relação ao *Ftool* foi de 6,61%, exemplificado na Figura 67.

Figura 67 - Esforço normal na laje de fundo

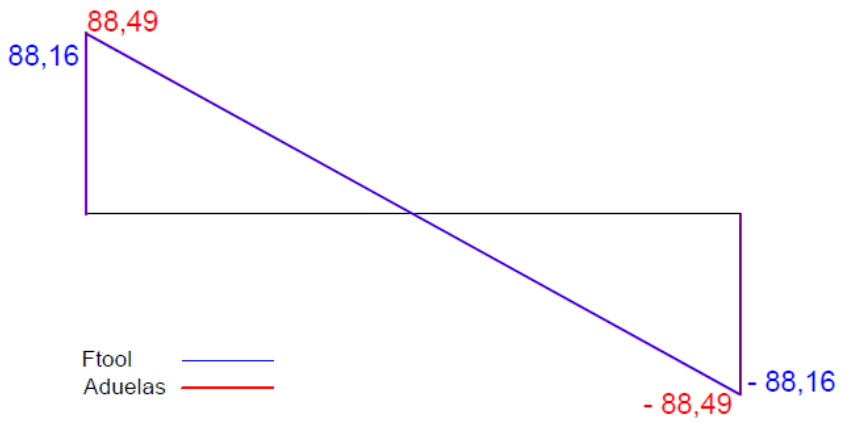


Fonte: Autora (2019).

4.2.2 Esforço cortante

Seguindo a mesma lógica de análise dos diagramas de esforço normal, agora serão comparados os resultados dos diagramas de esforço cortante. Na laje de cobertura, como mostra a Figura 68, o diagrama gerado pelo s*oftware* Aduelas apresenta um valor 0,37% maior que o encontrado com o *Ftool*.

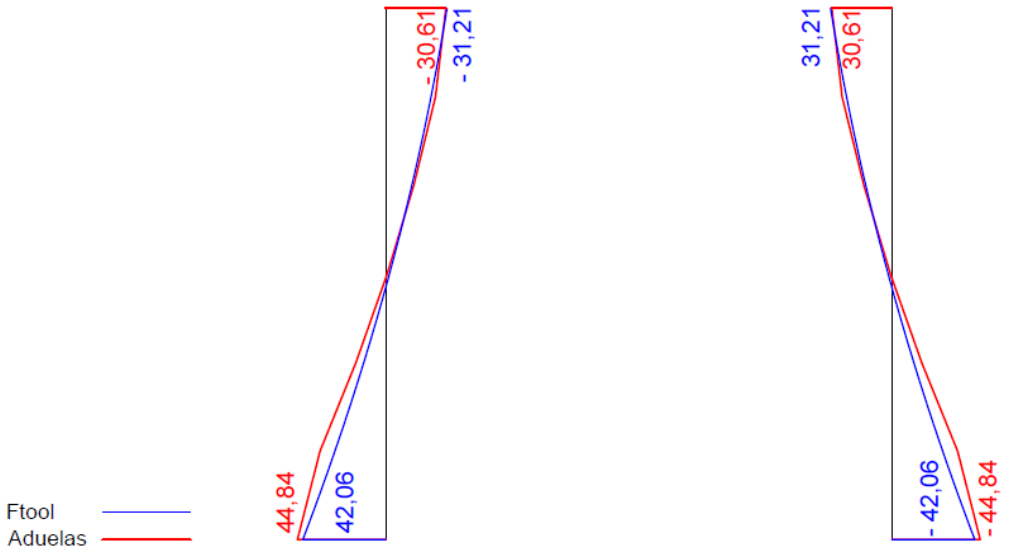
Figura 68 - Esforço cortante na laje de cobertura



Fonte: Autora (2019).

Nas paredes laterais também ocorre uma variação, porém, no canto superior o maior valor é dado pelo *Ftool*, enquanto na base o maior valor é o gerado pelo *software* Aduelas. No canto superior a diferença é de 1,96% e na base de 6,61%.

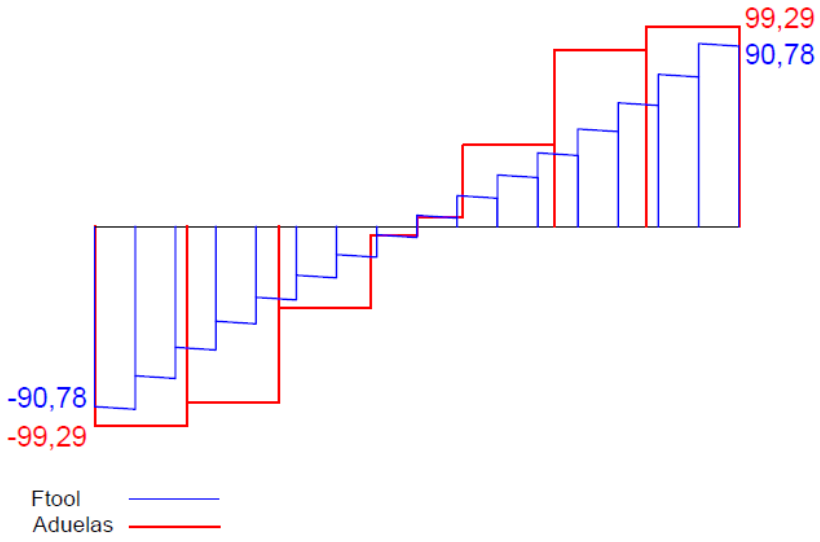
Figura 69 - Esforço cortante nas paredes laterais



Fonte: Autora (2019).

Como o *software* Aduelas gera os resultados por seções os intervalos de análise são bem superiores aos encontrados com o *Ftool* como mostra a Figura 70, mas se observamos o diagrama apresentado na Figura 63, ele apresenta mais intervalos, porém os valores encontrados no relatório são apenas para sete seções. A variação do esforço cortante foi de 9,37% a mais para o *software* Aduelas.

Figura 70 – Esforço cortante na laje de fundo

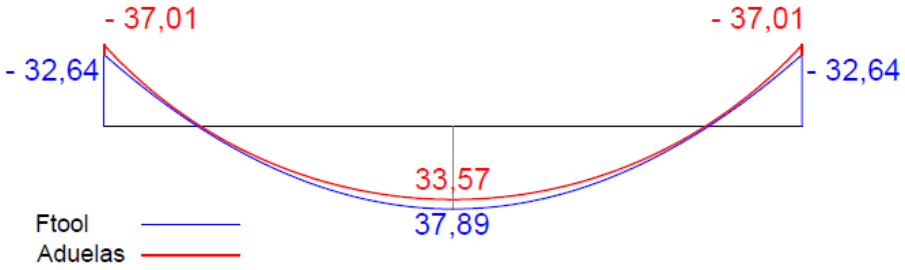


Fonte: Autora (2019).

4.2.3 Momento fletor

Na análise do diagrama de momento fletor da laje de cobertura, como mostra a Figura 71, os esforços gerados pelo *Ftool* são superiores aos do *software* Aduelas apenas no meio da laje de cobertura. A variação no centro da laje de cobertura foi de 12,87% e nos cantos de 13,39%.

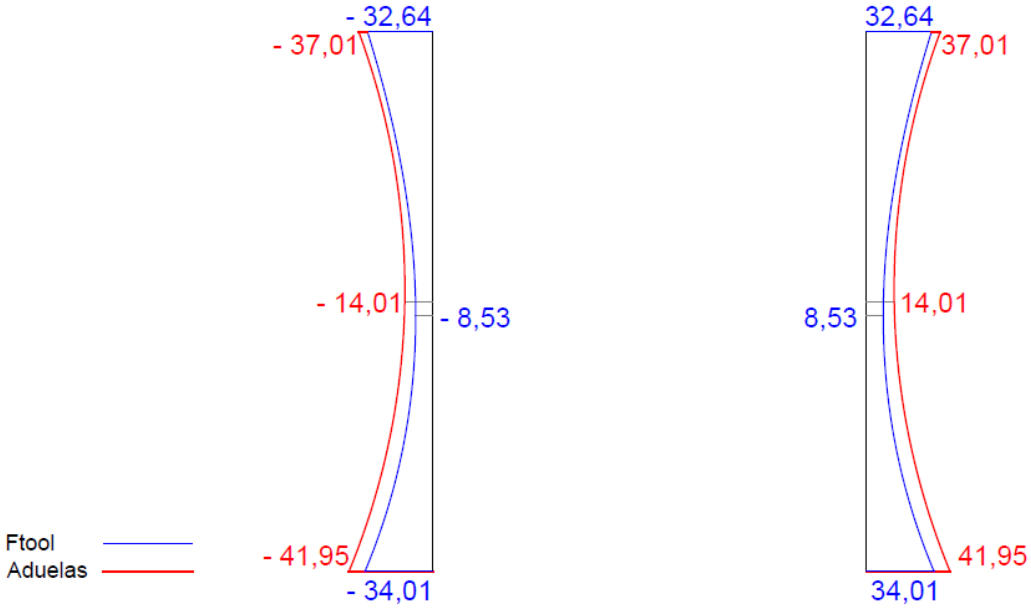
Figura 71 - Momento fletor na laje de cobertura



Fonte: Autora (2019).

O momento fletor nas paredes laterais também apresenta variações, como mostra a Figura 66. No canto inferior, a variação é de 23,35%, no canto superior a mesma da laje de cobertura 13,39% e maior variação ocorre no meio da parede lateral, uma discrepância de 64,24%, sendo todos os resultados a mais para o s*oftware* Aduelas.

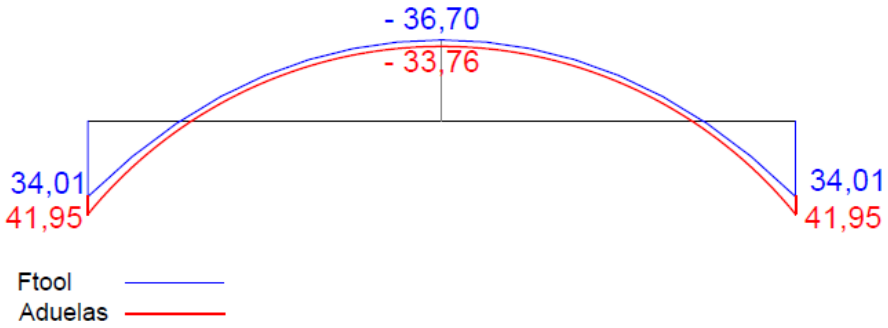
Figura 72 - Momento fletor nas paredes laterais



Fonte: Autora (2019).

Na laje de fundo, os momentos dos cantos apresentam os mesmos valores e variação do canto inferior das paredes laterais 23,35% a mais para o s*oftware* Aduelas e no centro da laje a variação foi de 8,71% a mais para o *Ftool*.

Figura 73 - Momento fletor na laje de fundo



Fonte: Autora (2019).

4.2.4 Áreas de aço

A Tabela 25 apresenta a comparação das áreas de aço obtidas através dos cálculos, utilizando o *Ftool*, e as áreas geradas pelo *software* Aduelas. Para ser possível a comparação deve-se analisar o resultado do meio da laje de cobertura e de fundo do *Ftool* com a área de aço interna ($A_{S,int}$) dada pelo Aduelas. Como o *Ftool* apresenta um momento fletor e um esforço normal maior que o *software* Aduelas para o meio da laje de cobertura a sua área de aço também será, apresentando uma variação de 13,70% a mais. Na laje de fundo, apesar do *software* Aduelas apresentar um esforço normal maior, o maior momento fletor foi obtido com o *Ftool* e por isso sua área de aço é 13,36% maior que a do *software* Aduelas.

Para o meio da parede lateral, a diferença entre as áreas de aços dos *softwares* foi muito baixa, de apenas 0,27%, apesar da maior discrepância entre os diagramas de momento fletores ter ocorrido neste local, sendo o maior esforço obtido com o *software* Aduelas, a pouca diferença ocorre devido a utilização da área de aço para o momento fletor mínimo estabelecido através da NBR 6118:2014 para o *Ftool*, além da proximidade do diagrama de esforço normal. Além disso, o resultado do *software* Aduelas é a área de aço mínima da equação da norma antiga, NBR 6118:2003, que é utilizada por apresentar uma área de aço mínima superior ao da NBR 6118:2014, utilizada, possivelmente, por motivos conservadores, mas que acarretam em mais consumo de armadura e assim mais gastos com a estrutura.

Nos cantos superior e inferior a comparação deve ocorrer com a área de aço do *Ftool* e a área de aço externa ($A_{S,ext}$) dada pelo Aduelas. No canto superior e no canto inferior a área de aço do *software* Aduelas é maior, pois os momentos também são, e ainda, a área de aço utilizada pelo *software* Aduelas corresponde a mínima estabelecida pela NBR 6118:2003 a qual é maior que a mínima recomendada pela norma em vigência.

Tabela 25 - Comparação das áreas de aço (CA-50)

Elemento	**Áreas de aço**		
	Ftool	***Software* Aduelas**	
	A_S (cm²/m)	**$A_{S,ext}$ (cm²/m)**	**$A_{S,int}$ (cm²/m)**
Meio da laje de cobertura	6,39	3,72	5,62
Meio da laje de fundo	6,45	3,72	5,69
Meio da parede lateral	3,73	3,72	3,72
Canto superior	6,88	7,88	1,26
Canto inferior	7,53	7,88	1,26

Fonte: Autora (2019).

O relatório do *software* Aduelas apresenta resultados para a utilização de aço CA-60 e CA-50, tanto para a armadura externa como para a interna, o que possibilita a utilização de ambas na mesma galeria. A ABTC recomenda aos seus associados a utilização de telas soldadas de aço CA-60 como armadura básica por apresentar vantagens como a redução do tempo de mão de obra, redução no consumo de aço, boas condições de aderência o que acarreta em melhores condições para atender os limites de fissuração inaceitável, melhor acabamento, entre outros e utiliza o aço CA-50 como armadura complementar e para resistir a fadiga quando necessário.

4.2.5 Verificação da resistência ao esforço cortante

A Tabela 26 apresenta os resultados de força solicitante de cálculo e força resistente de cálculo de ambos os *softwares* em análise. Como os resultados dos diagramas de esforço cortante tiveram diferenças, aqui, da mesma forma, irá ocorrer. Porém, tanto para o *Ftool* quanto para o Aduelas a força solicitante de cálculo é inferior a resistente, dispensando a utilização de armadura transversal mínima para resistir ao esforço cortante.

Tabela 26 - Verificação da resistência ao corte

Elemento	*Ftool*		*Software* Aduelas	
	V_{Sd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Sd} (kN)	V_{Rd} (kN)
Canto superior	88,16	133,87	73,10	170,96
Canto inferior	90,78	140,80	88,54	168,47

Fonte: Autora (2019).

Além da verificação da resistência ao esforço cortante também foi verificado a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas do concreto, os resultados estão expostos na Tabela 27. Para este caso, o resultado também foi o mesmo, para ambos os softwares não ocorrerá ruína das diagonais comprimidas do concreto.

Tabela 27 - Verificação da força cortante de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas

Elemento	*Ftool*		*Software* Aduelas	
	V_{Sd} (kN)	V_{Rd2} (kN)	V_{Sd} (kN)	V_{Rd2} (kN)
Canto inferior	90,78	877,29	82,65	856,73

Fonte: Autora (2019).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesta pesquisa buscou-se a realização do dimensionamento estrutural de uma galeria de concreto pré-moldado de seção retangular através de dois *softwares* distintos a fim de comparar os resultados de ambos, além de uma revisão bibliográfica sobre o assunto, o qual possui poucas pesquisas no Brasil e não possui norma específica para o seu dimensionamento, apenas recomendações criadas por pesquisadores da Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto, a qual também é responsável pelo *software* Aduelas.

Ao analisar os diagramas de esforço normal, esforço cortante e momento fletor de ambos os *softwares* se observa a existência de divergências em seus resultados, que variam de 0,37% até 64,24%. No diagrama de momentos fletores, o *Ftool* apresenta resultados superiores apenas no meio das lajes de cobertura e fundo, já no meio da parede lateral, canto superior e canto inferior o *software* Aduelas obteve resultados mais elevados. Assim, para as áreas de aço o *Ftool* também obteve resultados maiores para o meio da laje de cobertura e fundo, no meio da parede lateral, apesar do momento obtido com o *software* Aduelas ser bem superior, as áreas de aço ficaram praticamente iguais, devido a utilização da área de aço mínima exigida obtida com o momento fletor mínimo. No canto superior e no canto inferior a diferença ocorreu possivelmente, devido aos resultados dos momentos serem superiores, mas também pela utilização por parte do *software* Aduelas da equação para a área de aço mínima da norma antiga, a NBR 6118:2003 por ela apresentar um resultado superior ao encontrado na norma vigente, NBR 6118:2014, e isso se deve, supostamente, por motivos conservadores, mas que acarretam em mais gastos na fabricação das galerias.

Quanto a verificação da resistência ao esforço cortante, os resultados também variaram, porém a conclusão, tanto para o *Ftool* quanto para o *software* Aduelas foi a mesma, ambos dispensam a utilização de armadura transversal mínima para resistir ao esforço cortante. O mesmo ocorre na verificação da força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas do concreto, onde para os dois *softwares* não ocorrerá à ruína.

Sendo assim, pode-se concluir que ambos os programas apresentaram resultados satisfatórios tendo em vista a proximidade da maioria dos resultados. Apesar do *Ftool*, simular a estrutura de maneira mais simplificada, os resultados foram muito próximos aos obtidos com o *software* Aduelas, demonstrando assim, sua confiabilidade e possibilidade de utilização para o dimensionamento deste tipo de estrutura. O *software* Aduelas apresenta uma melhor interface de ligação dos componentes da galeria e assim, mostrou-se uma excelente ferramenta para o dimensionamento estrutural de galerias de seção retangular, pois possui uma interface

explicativa e de fácil utilização, sendo necessário apenas a entrada de dados, além de gerar um relatório completo, com todos os resultados e apresentar todas as informações necessárias para a correta execução de galerias, como o detalhamento da armadura.

Um ponto que deve ser observado é a utilização do *software* por pessoas não capacitadas para tal função, pois apesar de ser uma excelente ferramenta quando manuseado por pessoas não qualificadas, caso o programa apresente algum tipo de erro, pode não ser percebido, pois são necessários conhecimentos técnicos para identificá-lo e repará-lo. Em obras de infraestrutura urbana, assim como em qualquer outra, a segurança e a durabilidade dos elementos estruturais são de suma importância para garantir o correto funcionamento do sistema, pois em caso de falha, seja ela de dimensionamento ou de execução, os prejuízos podem ser onerosos e irreparáveis.

Com isto, para trabalhos futuros sugere-se, para uma análise mais detalhada, a utilização do Método dos Elementos Finitos, para a obtenção dos diagramas de esforços e assim tornar possível o dimensionamento estrutural, objetivando aumentar a confiabilidade dos resultados obtidos neste trabalho. Além disso, sugere-se a utilização de carga móvel para o dimensionamento.

REFERÊNCIAS

A GUERRIN; LAVAUR, Roger C. *Tratado de Concreto Armado: Estruturas de residências e indústrias - Lajes - Escadas - Balanços - Construções diversas*. 3 ed. Hermus, 2002.

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15396:* Aduelas (galerias celulares) de concreto armado pré-moldadas - Requisitos e métodos de ensaios. Rio de Janeiro, 2018.
_____. *NBR 6118:* Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. *NBR 7187:*Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. *NBR 7188:* Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

_____. *NBR 8681:* Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. *NBR 8890:* Tubo de concreto de seção circular para água pluvial e esgoto sanitário - Requisitos e métodos de ensaios. Rio de Janeiro, 2018.

_____. *NBR 9062:* Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

COSTA, Carlos Henrique Esteves Vaz da. *Comportamento dinâmico de atravessamentos inferiores pré-fabricados em linhas de alta velocidade*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2010/2011. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2011.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. *Manual de drenagem de Rodovias*. 2. ed. Rio de Janeiro, 2006.

DOMINGUES, Aline Bensi. *Contribuição ao projeto estrutural de galerias de concreto pré-moldado com seções transversais não usuais*; orientador Mounir Khalil El Debs. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2017.

EL DEBS, Mounir Khalil. *Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações* / Mounir Khalil El Debs. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

EL DEBS, Mounir Khalil. *Contribuição ao Projeto de Galerias Enterradas: Alternativas em Argmassa Armada*. São Carlos: Universidade de São Paulo, 1984.

EL DEBS, Mounir Khalil. *Projeto estrutural de galerias e canais com aduelas de concreto pré-moldado*. São Paulo: Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto - ABTC, 2018.

FERMIX TUBOS. Obra Ricardo Jafet. Disponível em: <http://www.fermixtubos.com.br/portfolio-item/obra-05/>. Acesso em: 06 abr. 2019.

KIM, Kyungsik; YOO, Chai H. *Design loading for Deeply buried box culverts*. Alabama: Highway Research Center Auburn University, 2002.

KIM, Kyungsik; YOO, Chai H.; F.ASCE. *Design Loading on Deeply Buried Box Culverts*. 2005.

LOURINHO NETTO, Wilson Rodrigues. *Análise de Interação Solo-estrutura Aplicada à Galerias de Concreto Armado*. Rio de Janeiro: UFRJ - Escola Politécnica, 2014

PINTO, Daniel Ramos Bárbara Cunha. *Análise de passagens hidráulicas enterradas constituídas por box culverts*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2007/2008. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2008.

ROMERO, José Roberto Hortêncio; CHAMA NETO, Pedro Jorge; EL DEBS, Mounir Khalil; *et al. Manual Técnico de Drenagem e Esgoto Sanitário - Tubos e Aduelas de Concreto: Projeto especificações e controle de qualidade*. São Paulo: Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto - ABTC, 2008.

SANG, Pedro Antonio Sing. *Comportamento e Modelação Numérica de Estruturas Enterradas de Betão*. Dissertação para Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2000.

SANTOS, Pedro Jorge Fernandes dos. *Análise Sísmica de Estruturas Enterradas do Tipo "Box-Culvert"*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.

SILVEIRA, Kênia Damasceno. Análise parametrica do comportamento de condutos enterrados flexíveis e de grande diâmetro. São Carlos: USP (Universidade de São Paulo), 2001.

YANG, Michael Zhiqiang. *Evaluation of Factors Affecting Earth Pressures on Buried Box Culverts*. Knoxville: University of Tennessee, 2000.

ZAIDLER, Waldemar. *Projetos estruturais de tubos enterrados* / Waldemar Zaidler. São Paulo: Pini, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS FABRICANTES DE TUBOS DE CONCRETO

RELATÓRIO DE DIMENSIONAMENTO DE ADUELA RETANGULAR MONOLÍTICA

segunda-feira, 21 de outubro de 2019

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA
DOS FABRICANTES DE
TUBOS DE CONCRETO

DADOS DO FABRICANTE

LOGO

NOME:
CPF/CNPJ:
ENDEREÇO:
BAIRRO:
CIDADE:
ESTADO: Rio Grande do Sul - RS
CEP:
TEL.:
CEL.:
E-MAIL:
SITE:

DADOS DO CLIENTE

LOGO

NOME:
CPF/CNPJ:
ENDEREÇO: ,
BAIRRO:
CIDADE:
ESTADO: Não Informado
CEP:
TEL.:
CEL.:
E-MAIL:
SITE:

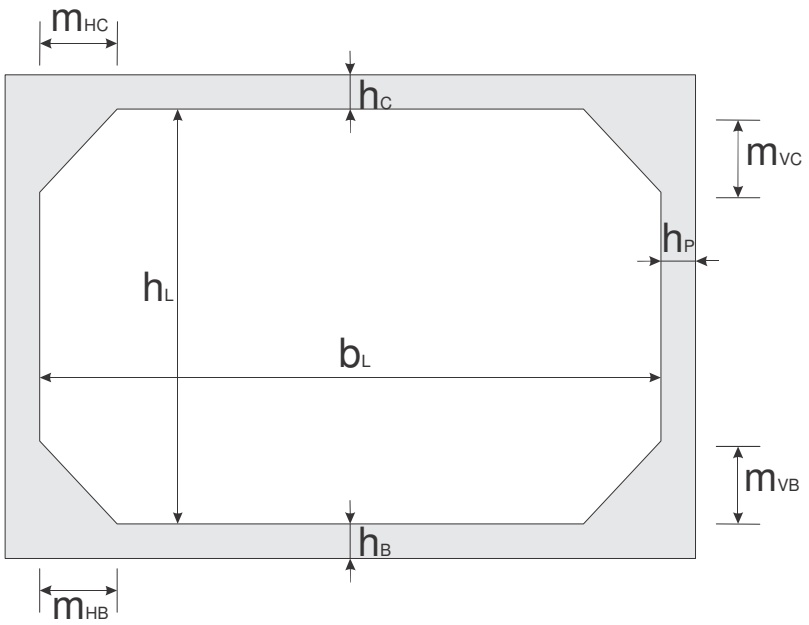
DADOS DA OBRA

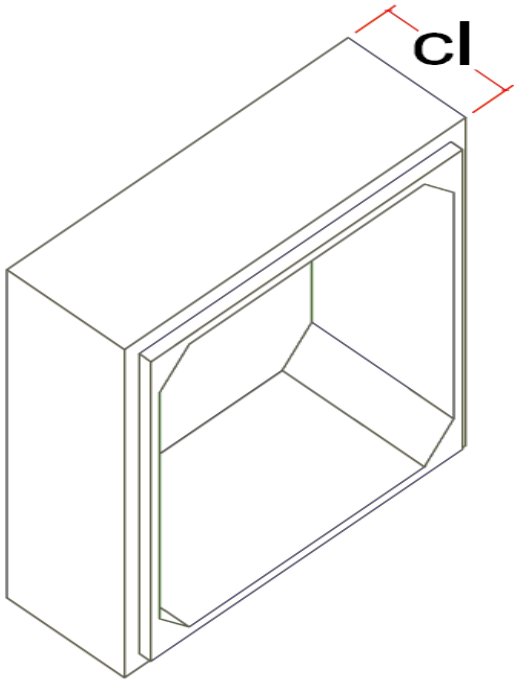
LOGO

NOME:
ENDEREÇO: ,
BAIRRO:
CIDADE:
ESTADO: Não Informado
CEP:
TEL.:
CEL.:
E-MAIL:
SITE:

GEOMETRIA

SEÇÃO CONSTANTE	SIM
FINALIDADE	ÁGUAS PLUVIAIS
COMPRIMENTO (cl)	1.00 m
LARGURA LIVRE (bl)	3.00 m
ALTURA LIVRE (hl)	2.50 m
ALTURA DA LAJE DA COBERTURA (hc)	0.20 m
ESPESSURA DAS PAREDES LATERAIS (hp)	0.20 m
ALTURA DA LAJE DA BASE (hb)	0.20 m
MÍSULA HOR. DA COBERTURA	0.20 m
MÍSULA VERT. DA COBERTURA	0.20 m
MÍSULA VERT. DA BASE	0.20 m
MÍSULA HOR. DA BASE	0.20 m





INSTALAÇÃO E MANUSEIO

ESPECIFICAÇÃO DO SOLO

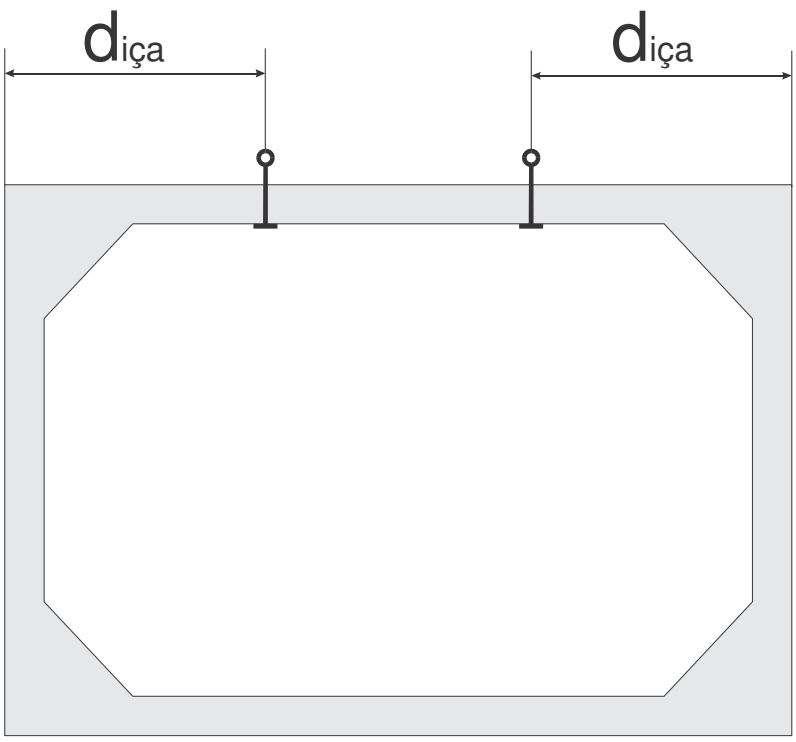
PESO ESPECÍFICO.....:	18.00 kN/m³
ÂNGULO DE ATRITO.....:	30.00 graus
COEFICIENTE DE ATRITO ATIVO.....:	0.33
COEFICIENTE DE ATRITO ESTÁTICO.....:	0.50
COEFICIENTE DE ATRITO.....:	0.58

DADOS DE INSTALAÇÃO

ALTURA DE TERRA.....:	2.00 m
ESPESSURA DO PAVIMENTO.....:	0.00 m
EFEITO DO ARQUEAMENTO.....:	NÃO CONSIDERADO
TIPO DE INSTALAÇÃO.....:	---
LARGURA DA VALA.....:	---
0.80 x Ka x COEFICIENTE DE ATRITO.....:	0.15
RAZÃO DE RECALQUE.....:	---

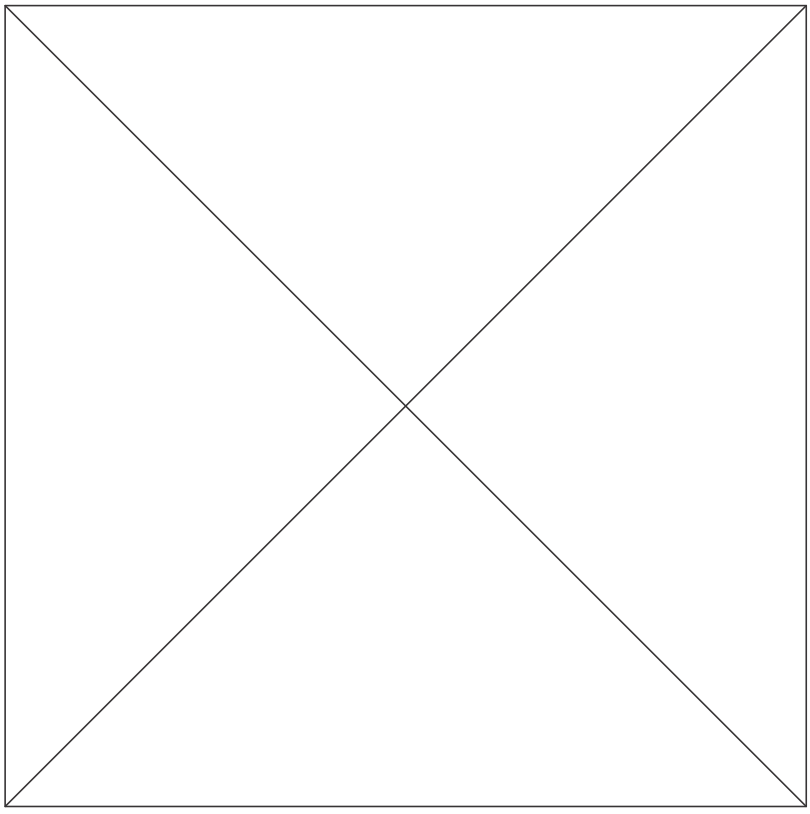
INFORMAÇÕES DE MANUSEIO

RESISTÊNCIA DO CONCRETO (fcj).....:	20.00 MPa
COEFICIENTE DE IMPACTO.....:	1.20
DISTÂNCIA DE IÇAMENTO.....:	60.00 cm



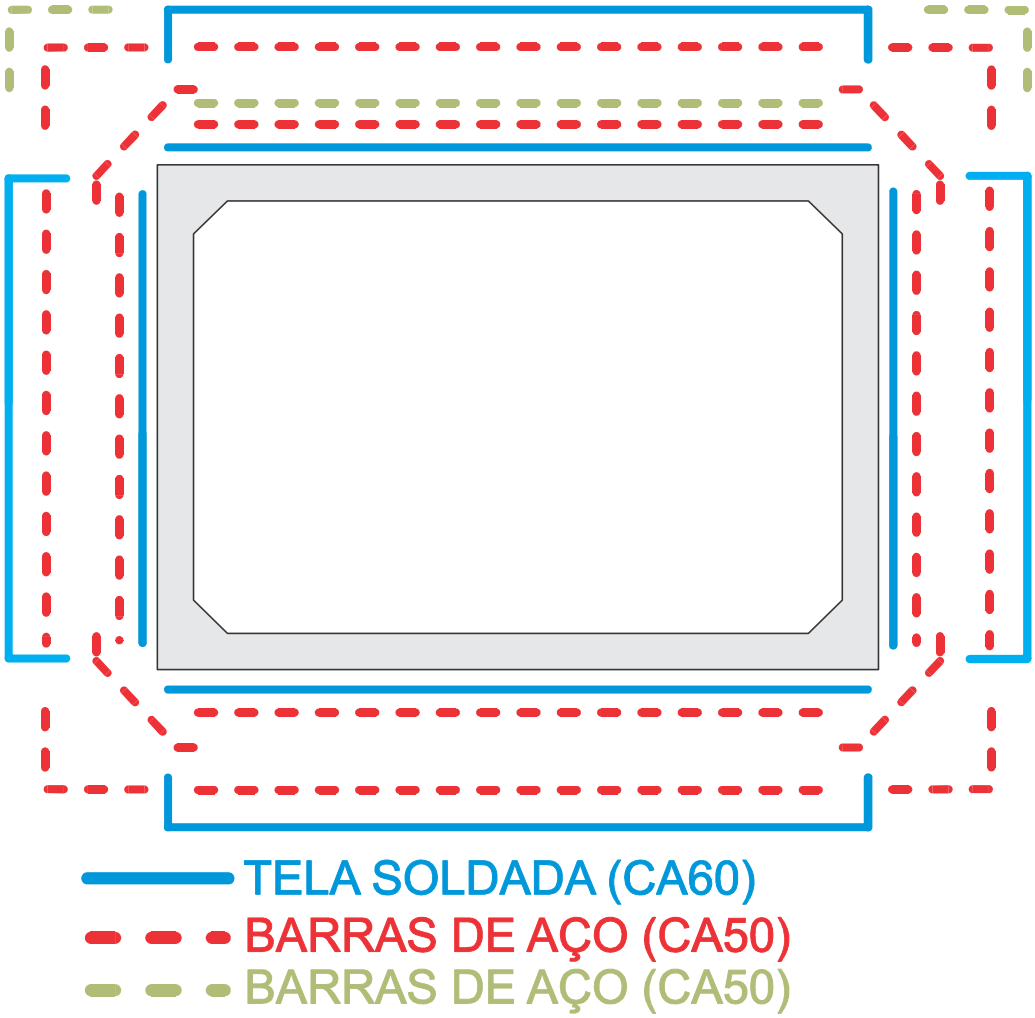
SOBRECARGA

TIPO DE SOBRECARGA.....: NULA OU DESPREZÍVEL



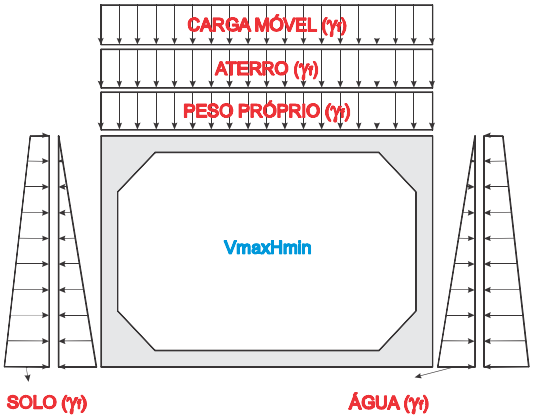
PARÂMETROS DA ARMADURA

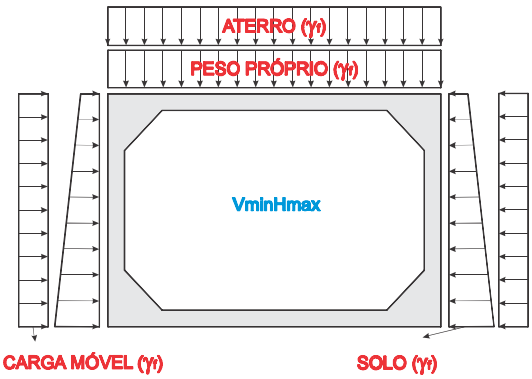
ABERTURA MÁX. DAS FISSURAS.....:	0.20 mm
DIMINUIÇÃO DA RIGIDEZ.....:	1.00
RESISTÊNCIA DA ARMADURA DO COROAMENTO.....:	190.00 MPa
RESISTÊNCIA DA ARMADURA DA QUINA.....:	105.00 MPa
COEF. DE PONDERAÇÃO DO CONCRETO.....:	1.30
COEF. DE PONDERAÇÃO DO AÇO.....:	1.15
ESPAÇAMENTO MÍN. ENTRE ARMADURAS.....:	5.00 cm
ESPAÇAMENTO MÁX. ENTRE ARMADURAS.....:	35.00 cm
COBRIMENTO DAS ARMADURAS.....:	3.50 cm
TELA PADRÃO INTERNA.....:	L283
TELA PADRÃO EXTERNA.....:	L283
CONSIDERAR ANCOR. DA ARM. INT. P/ CORTANTE..:	NÃO

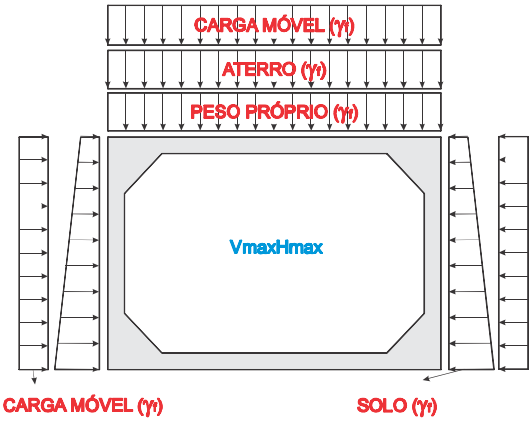


CRITÉRIOS E CONSTANTES

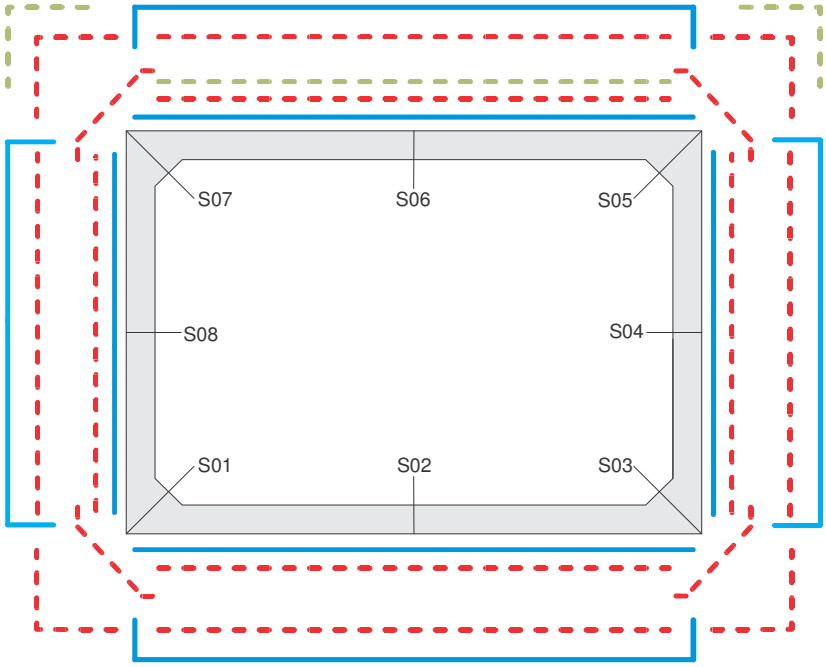
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO..: 30.00 MPa
PESO ESPECÍFICO DO CONCRETO.....: 25.00 kN/m³
PESO ESPECÍFICO DO AÇO.....: 78.00 kN/m³
MÓDULO DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL.....: 26071.59 MPa
MÓDULO DE REAÇÃO DO SOLO.....: 25.00 MPa/m
COMPRIMENTO DO ELEMENTO FINITO.....: 20.00 cm
ELS:
COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO PESO PRÓPRIO..: 1.00
COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO SOLO.....: 1.00
COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO FISSURAÇÃO....: 0.50
COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO FADIGA.....: 0.80
ELU:
- VmaxHmin:
COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO CARGA MÓVEL V.: 1.50
COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO ATERRO.....: 1.35
COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO PESO PRÓPRIO..: 1.30
COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO SOLO.....: 1.00
COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO ÁGUA.....: 1.20
- VminHmax:
COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO ATERRO.....: 1.00
COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO PESO PRÓPRIO..: 1.00
COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO SOLO.....: 1.35
COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO CARGA MÓVEL H.: 1.50
- VmaxHmax:
COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO CARGA MÓVEL V.: 1.50
COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO ATERRO.....: 1.35
COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO PESO PRÓPRIO..: 1.30
COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO SOLO.....: 1.35
COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO CARGA MÓVEL H.: 1.50







ESQUEMA P/ DETALHAMENTO

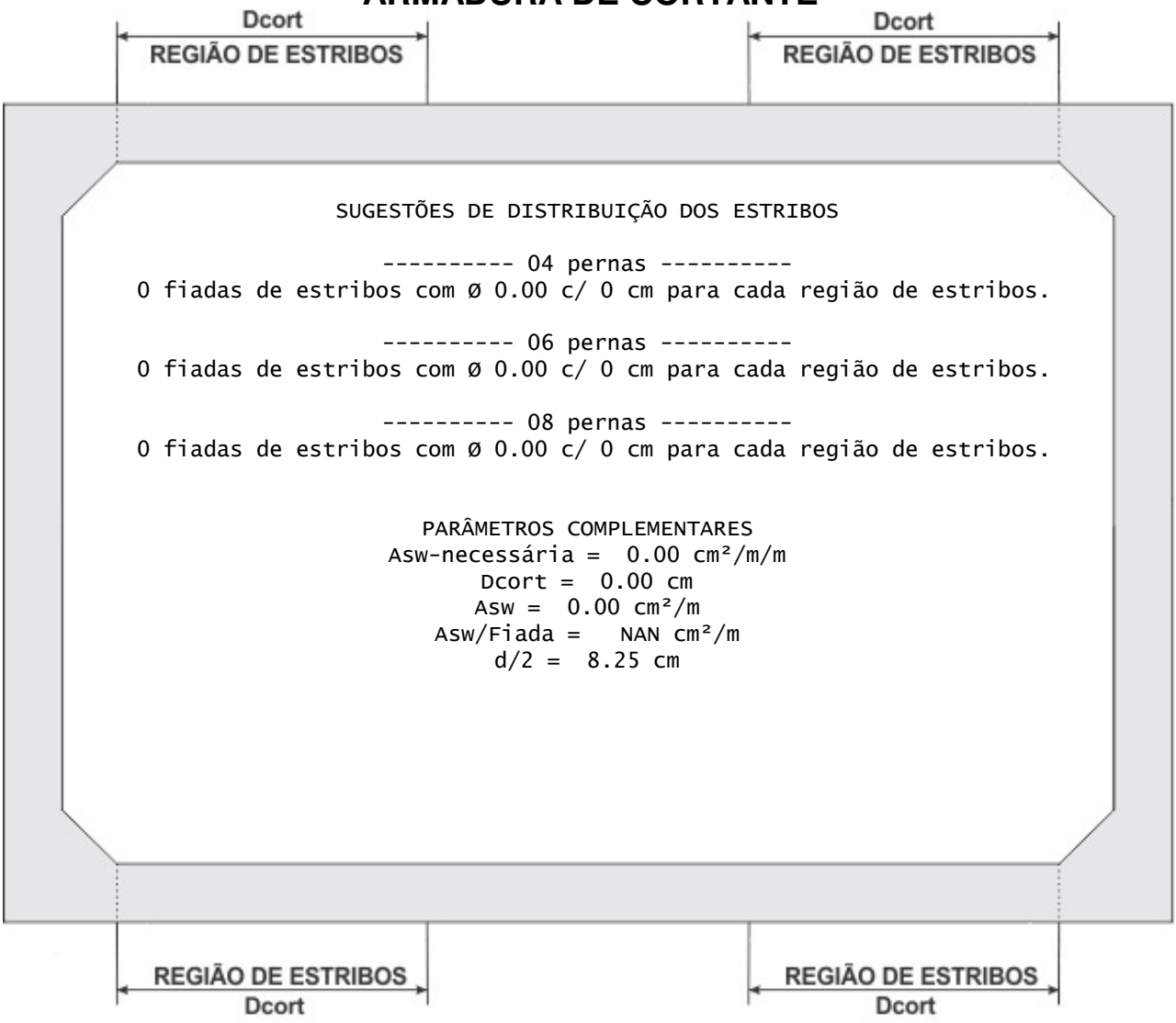


OBS.: VALORES POR METRO DE ADUELA.

	TELA	ARMADURA COMPLEMENTAR	ARMADURA DE FADIGA
LADO EXTERNO	T-S02: L283 T-S04: L283 T-S06: L283 T-S08: L283	B-S01: 4 Ø6.30 c/ 31 cm (13.53%) B-S02: 4 Ø6.30 c/ 31 cm (74.65%) B-S03: 4 Ø6.30 c/ 31 cm (13.53%) B-S04: 4 Ø6.30 c/ 31 cm (74.65%) B-S05: 4 Ø6.30 c/ 31 cm (13.53%) B-S06: 4 Ø6.30 c/ 31 cm (74.65%) B-S07: 4 Ø6.30 c/ 31 cm (13.53%) B-S08: 4 Ø6.30 c/ 31 cm (74.65%)	B-S05: 0.00 cm² de área acima B-S07: 0.00 cm² de área acima
LADO INTERNO	T-S02: L283 T-S04: L283 T-S06: L283 T-S08: L283	B-S01: 4 Ø6.30 c/ 31 cm (0.00%) B-S02: 7 Ø6.30 c/ 16 cm (-4.20%) B-S03: 4 Ø6.30 c/ 31 cm (0.00%) B-S04: 4 Ø6.30 c/ 31 cm (74.65%) B-S05: 4 Ø6.30 c/ 31 cm (0.00%) B-S06: 7 Ø6.30 c/ 16 cm (-0.96%) B-S07: 4 Ø6.30 c/ 31 cm (0.00%) B-S08: 4 Ø6.30 c/ 31 cm (74.65%)	B-S06: 0.00 cm² de área acima

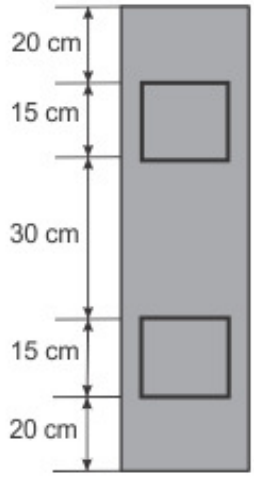
NOTA: Os valores entre parênteses representam a percentagem de área de aço que a seção apresenta acima (porcentagem positiva) ou a menos (porcentagem negativa) em relação ao necessário (calculado) para o tipo de armadura correspondente (armadura complementar ou armadura de fadiga) e não em relação a área total de aço na seção que é o resultado das áreas de tela, armadura complementar e armadura de fadiga. Assim sendo, se uma seção apresenta (X %) de área acima ou abaixo para armadura complementar, esta porcentagem é calculada em função da área de armadura complementar necessária e não em relação a área total de aço.

ARMADURA DE CORTANTE

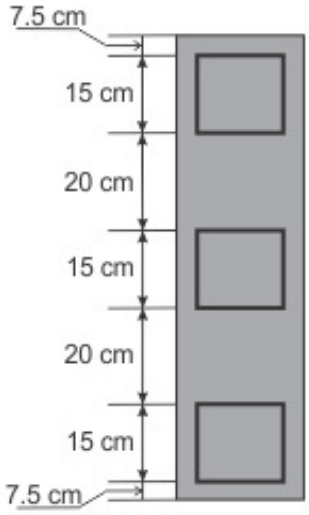


DISTRIBUIÇÃO (POR METRO LONGITUDINAL) DOS ESTRIBOS AO LONGO DE UMA FIADA:

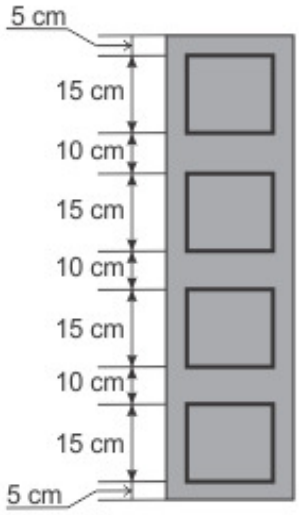
- 4 PERNAS



- 6 PERNAS

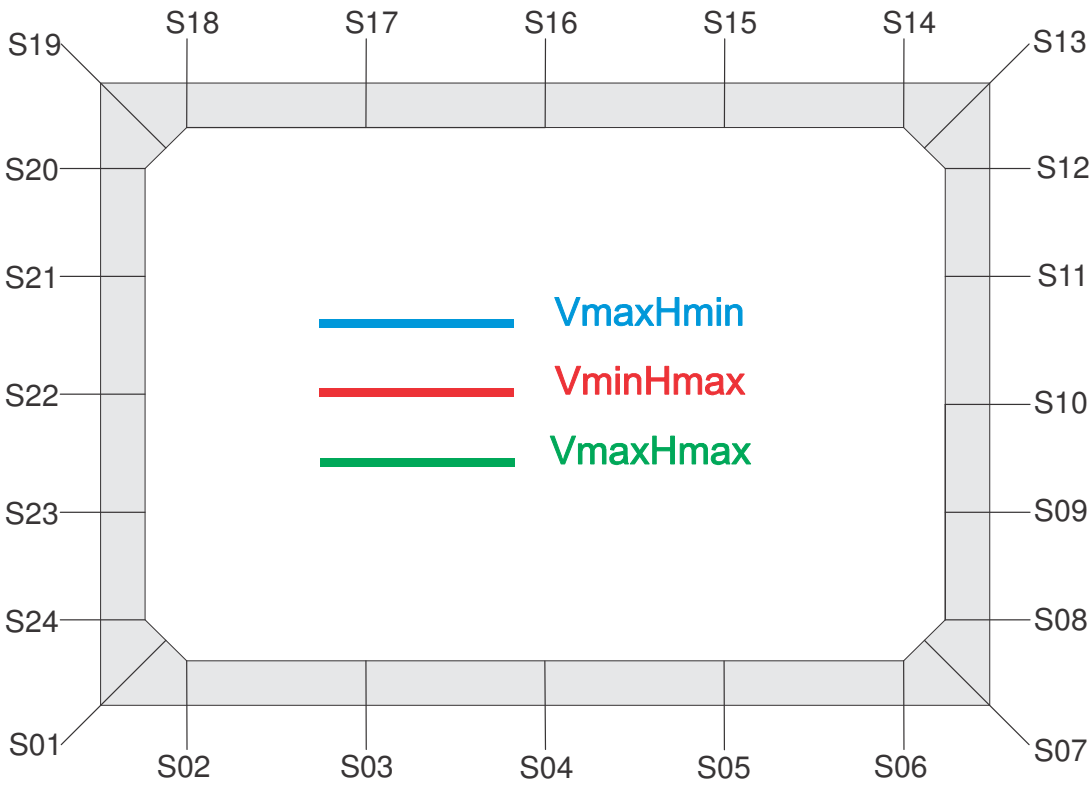


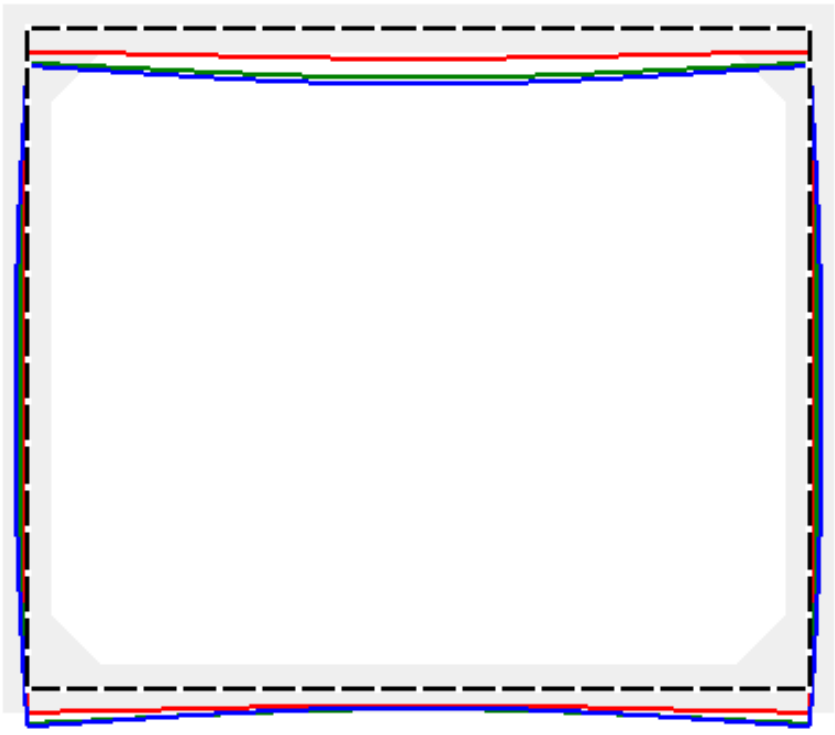
- 8 PERNAS



OBSERVAÇÃO:
Quando houver necessidade de armadura transversal, esta deve ser colocada nas quatro regiões apontadas na figura esquemática acima (REGIÃO DE ESTRIBOS), ou seja, os estribos devem ser colocados tanto na laje de cobertura quanto na laje de base.

DESLOCAMENTOS





```
##########################################################
#            SOLICITAÇÕES NORMAIS (ELU)                  #
#                      VmaxHmin                          #
##########################################################
```

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA NAS DIREÇÕES X E Y

SEÇÃO	DIREÇÃO X (m)	DIREÇÃO Y (m)
1	1.65E-006	-4.26E-003
2	1.45E-006	-3.70E-003
3	7.27E-007	-2.58E-003
4	0.00E+000	-2.11E-003
5	-7.27E-007	-2.58E-003
6	-1.45E-006	-3.70E-003
7	-1.65E-006	-4.26E-003
8	5.34E-004	-4.27E-003
9	1.19E-003	-4.28E-003
10	1.39E-003	-4.29E-003
11	1.16E-003	-4.30E-003
12	5.13E-004	-4.30E-003
13	-2.70E-006	-4.31E-003
14	-2.38E-006	-4.84E-003
15	-1.19E-006	-5.94E-003
16	-2.52E-014	-6.40E-003
17	1.19E-006	-5.94E-003
18	2.38E-006	-4.84E-003
19	2.70E-006	-4.31E-003
20	-5.13E-004	-4.30E-003
21	-1.16E-003	-4.30E-003
22	-1.39E-003	-4.29E-003
23	-1.19E-003	-4.28E-003
24	-5.34E-004	-4.27E-003

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA (ROTAÇÃO)

SEÇÃO	ROTAÇÃO (rad)
1	1.83E-003
2	1.89E-003
3	1.36E-003
4	5.36E-015
5	-1.36E-003
6	-1.89E-003
7	-1.83E-003
8	-1.72E-003
9	-8.05E-004
10	3.26E-005
11	8.33E-004
12	1.66E-003
13	1.76E-003
14	1.82E-003
15	1.35E-003
16	6.05E-015
17	-1.35E-003
18	-1.82E-003
19	-1.76E-003
20	-1.66E-003
21	-8.33E-004
22	-3.26E-005
23	8.05E-004
24	1.72E-003

```
#########################################################
#            SOLICITAÇÕES NORMAIS (ELU)                 #
#                      VminHmax                         #
#########################################################
```

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA NAS DIREÇÕES X E Y

SEÇÃO	DIREÇÃO X (m)	DIREÇÃO Y (m)
1	1.88E-005	-2.67E-003
2	1.66E-005	-2.51E-003
3	8.30E-006	-2.07E-003
4	0.00E+000	-1.85E-003
5	-8.30E-006	-2.07E-003
6	-1.66E-005	-2.51E-003
7	-1.88E-005	-2.67E-003
8	1.05E-004	-2.67E-003
9	1.77E-004	-2.68E-003
10	1.77E-004	-2.68E-003
11	1.89E-004	-2.69E-003
12	1.13E-004	-2.70E-003
13	-1.32E-005	-2.70E-003
14	-1.16E-005	-2.85E-003
15	-5.81E-006	-3.27E-003
16	-1.44E-014	-3.48E-003
17	5.81E-006	-3.27E-003
18	1.16E-005	-2.85E-003
19	1.32E-005	-2.70E-003
20	-1.13E-004	-2.70E-003
21	-1.89E-004	-2.69E-003
22	-1.77E-004	-2.68E-003
23	-1.77E-004	-2.68E-003
24	-1.05E-004	-2.67E-003

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA (ROTAÇÃO)

SEÇÃO	ROTAÇÃO (rad)
1	4.60E-004
2	5.55E-004
3	6.25E-004
4	3.24E-015
5	-6.25E-004
6	-5.55E-004
7	-4.60E-004
8	-3.57E-004
9	-1.02E-005
10	-1.61E-005
11	3.26E-006
12	3.68E-004
13	4.62E-004
14	5.44E-004
15	5.96E-004
16	3.54E-015
17	-5.96E-004
18	-5.44E-004
19	-4.62E-004
20	-3.68E-004
21	-3.26E-006
22	1.61E-005
23	1.02E-005
24	3.57E-004

```
#########################################################
#            SOLICITAÇÕES NORMAIS (ELU)                 #
#                     VmaxHmax                          #
#########################################################
```

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA NAS DIREÇÕES X E Y

SEÇÃO	DIREÇÃO X (m)	DIREÇÃO Y (m)
1	1.27E-005	-3.94E-003
2	1.12E-005	-3.55E-003
3	5.59E-006	-2.66E-003
4	0.00E+000	-2.27E-003
5	-5.59E-006	-2.66E-003
6	-1.12E-005	-3.55E-003
7	-1.27E-005	-3.94E-003
8	3.57E-004	-3.95E-003
9	7.66E-004	-3.96E-003
10	8.83E-004	-3.97E-003
11	7.68E-004	-3.98E-003
12	3.58E-004	-3.99E-003
13	-8.66E-006	-3.99E-003
14	-7.63E-006	-4.38E-003
15	-3.82E-006	-5.25E-003
16	-2.23E-014	-5.64E-003
17	3.82E-006	-5.25E-003
18	7.63E-006	-4.38E-003
19	8.66E-006	-3.99E-003
20	-3.58E-004	-3.99E-003
21	-7.68E-004	-3.98E-003
22	-8.83E-004	-3.97E-003
23	-7.66E-004	-3.96E-003
24	-3.57E-004	-3.95E-003

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA (ROTAÇÃO)

SEÇÃO	ROTAÇÃO (rad)
1	1.29E-003
2	1.38E-003
3	1.12E-003
4	5.41E-015
5	-1.12E-003
6	-1.38E-003
7	-1.29E-003
8	-1.16E-003
9	-4.61E-004
10	-3.75E-006
11	4.63E-004
12	1.15E-003
13	1.27E-003
14	1.35E-003
15	1.11E-003
16	6.18E-015
17	-1.11E-003
18	-1.35E-003
19	-1.27E-003
20	-1.15E-003
21	-4.63E-004
22	3.75E-006
23	4.61E-004
24	1.16E-003

```
#########################################################
#          SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS (ELU)               #
#                      VmaxHmin                         #
#########################################################
```

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA NAS DIREÇÕES X E Y

SEÇÃO	DIREÇÃO X (m)	DIREÇÃO Y (m)
1	1.65E-006	-4.26E-003
2	1.45E-006	-3.70E-003
3	7.27E-007	-2.58E-003
4	0.00E+000	-2.11E-003
5	-7.27E-007	-2.58E-003
6	-1.45E-006	-3.70E-003
7	-1.65E-006	-4.26E-003
8	5.34E-004	-4.27E-003
9	1.19E-003	-4.28E-003
10	1.39E-003	-4.29E-003
11	1.16E-003	-4.30E-003
12	5.13E-004	-4.30E-003
13	-2.70E-006	-4.31E-003
14	-2.38E-006	-4.84E-003
15	-1.19E-006	-5.94E-003
16	-2.52E-014	-6.40E-003
17	1.19E-006	-5.94E-003
18	2.38E-006	-4.84E-003
19	2.70E-006	-4.31E-003
20	-5.13E-004	-4.30E-003
21	-1.16E-003	-4.30E-003
22	-1.39E-003	-4.29E-003
23	-1.19E-003	-4.28E-003
24	-5.34E-004	-4.27E-003

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA (ROTAÇÃO)

SEÇÃO	ROTAÇÃO (rad)
1	1.83E-003
2	1.89E-003
3	1.36E-003
4	5.36E-015
5	-1.36E-003
6	-1.89E-003
7	-1.83E-003
8	-1.72E-003
9	-8.05E-004
10	3.26E-005
11	8.33E-004
12	1.66E-003
13	1.76E-003
14	1.82E-003
15	1.35E-003
16	6.05E-015
17	-1.35E-003
18	-1.82E-003
19	-1.76E-003
20	-1.66E-003
21	-8.33E-004
22	-3.26E-005
23	8.05E-004
24	1.72E-003

```
#########################################################
#          SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS (ELU)               #
#                      VminHmax                         #
#########################################################
```

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA NAS DIREÇÕES X E Y

SEÇÃO	DIREÇÃO X (m)	DIREÇÃO Y (m)
1	1.88E-005	-2.67E-003
2	1.66E-005	-2.51E-003
3	8.30E-006	-2.07E-003
4	0.00E+000	-1.85E-003
5	-8.30E-006	-2.07E-003
6	-1.66E-005	-2.51E-003
7	-1.88E-005	-2.67E-003
8	1.05E-004	-2.67E-003
9	1.77E-004	-2.68E-003
10	1.77E-004	-2.68E-003
11	1.89E-004	-2.69E-003
12	1.13E-004	-2.70E-003
13	-1.32E-005	-2.70E-003
14	-1.16E-005	-2.85E-003
15	-5.81E-006	-3.27E-003
16	-1.44E-014	-3.48E-003
17	5.81E-006	-3.27E-003
18	1.16E-005	-2.85E-003
19	1.32E-005	-2.70E-003
20	-1.13E-004	-2.70E-003
21	-1.89E-004	-2.69E-003
22	-1.77E-004	-2.68E-003
23	-1.77E-004	-2.68E-003
24	-1.05E-004	-2.67E-003

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA (ROTAÇÃO)

SEÇÃO	ROTAÇÃO (rad)
1	4.60E-004
2	5.55E-004
3	6.25E-004
4	3.24E-015
5	-6.25E-004
6	-5.55E-004
7	-4.60E-004
8	-3.57E-004
9	-1.02E-005
10	-1.61E-005
11	3.26E-006
12	3.68E-004
13	4.62E-004
14	5.44E-004
15	5.96E-004
16	3.54E-015
17	-5.96E-004
18	-5.44E-004
19	-4.62E-004
20	-3.68E-004
21	-3.26E-006
22	1.61E-005
23	1.02E-005
24	3.57E-004

```
#########################################################
#          SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS (ELU)               #
#                      VmaxHmax                         #
#########################################################
```

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA NAS DIREÇÕES X E Y

SEÇÃO	DIREÇÃO X (m)	DIREÇÃO Y (m)
1	1.27E-005	-3.94E-003
2	1.12E-005	-3.55E-003
3	5.59E-006	-2.66E-003
4	0.00E+000	-2.27E-003
5	-5.59E-006	-2.66E-003
6	-1.12E-005	-3.55E-003
7	-1.27E-005	-3.94E-003
8	3.57E-004	-3.95E-003
9	7.66E-004	-3.96E-003
10	8.83E-004	-3.97E-003
11	7.68E-004	-3.98E-003
12	3.58E-004	-3.99E-003
13	-8.66E-006	-3.99E-003
14	-7.63E-006	-4.38E-003
15	-3.82E-006	-5.25E-003
16	-2.23E-014	-5.64E-003
17	3.82E-006	-5.25E-003
18	7.63E-006	-4.38E-003
19	8.66E-006	-3.99E-003
20	-3.58E-004	-3.99E-003
21	-7.68E-004	-3.98E-003
22	-8.83E-004	-3.97E-003
23	-7.66E-004	-3.96E-003
24	-3.57E-004	-3.95E-003

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA (ROTAÇÃO)

SEÇÃO	ROTAÇÃO (rad)
1	1.29E-003
2	1.38E-003
3	1.12E-003
4	5.41E-015
5	-1.12E-003
6	-1.38E-003
7	-1.29E-003
8	-1.16E-003
9	-4.61E-004
10	-3.75E-006
11	4.63E-004
12	1.15E-003
13	1.27E-003
14	1.35E-003
15	1.11E-003
16	6.18E-015
17	-1.11E-003
18	-1.35E-003
19	-1.27E-003
20	-1.15E-003
21	-4.63E-004
22	3.75E-006
23	4.61E-004
24	1.16E-003

```
#########################################################
#              VERIFICAÇÃO DA FADIGA (ELS)              #
#                       VmaxHmin                        #
#########################################################
```

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA NAS DIREÇÕES X E Y

SEÇÃO	DIREÇÃO X (m)	DIREÇÃO Y (m)
1	9.42E-006	-2.96E-003
2	8.30E-006	-2.66E-003
3	4.15E-006	-2.00E-003
4	0.00E+000	-1.71E-003
5	-4.15E-006	-2.00E-003
6	-8.30E-006	-2.66E-003
7	-9.42E-006	-2.96E-003
8	2.68E-004	-2.96E-003
9	5.75E-004	-2.97E-003
10	6.63E-004	-2.98E-003
11	5.76E-004	-2.98E-003
12	2.68E-004	-2.99E-003
13	-6.39E-006	-2.99E-003
14	-5.63E-006	-3.29E-003
15	-2.82E-006	-3.94E-003
16	-1.67E-014	-4.22E-003
17	2.82E-006	-3.94E-003
18	5.63E-006	-3.29E-003
19	6.39E-006	-2.99E-003
20	-2.68E-004	-2.99E-003
21	-5.76E-004	-2.98E-003
22	-6.63E-004	-2.98E-003
23	-5.75E-004	-2.97E-003
24	-2.68E-004	-2.96E-003

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA (ROTAÇÃO)

SEÇÃO	ROTAÇÃO (rad)
1	9.65E-004
2	1.03E-003
3	8.42E-004
4	3.42E-015
5	-8.42E-004
6	-1.03E-003
7	-9.65E-004
8	-8.71E-004
9	-3.46E-004
10	-1.50E-006
11	3.49E-004
12	8.64E-004
13	9.50E-004
14	1.01E-003
15	8.28E-004
16	4.01E-015
17	-8.28E-004
18	-1.01E-003
19	-9.50E-004
20	-8.64E-004
21	-3.49E-004
22	1.50E-006
23	3.46E-004
24	8.71E-004

```
#########################################################
#              VERIFICAÇÃO DA FADIGA (ELS)              #
#                       VminHmax                        #
#########################################################
```

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA NAS DIREÇÕES X E Y

SEÇÃO	DIREÇÃO X (m)	DIREÇÃO Y (m)
1	1.40E-005	-2.82E-003
2	1.24E-005	-2.59E-003
3	6.18E-006	-2.03E-003
4	0.00E+000	-1.78E-003
5	-6.18E-006	-2.03E-003
6	-1.24E-005	-2.59E-003
7	-1.40E-005	-2.82E-003
8	1.89E-004	-2.82E-003
9	3.81E-004	-2.83E-003
10	4.26E-004	-2.83E-003
11	3.87E-004	-2.84E-003
12	1.92E-004	-2.85E-003
13	-9.70E-006	-2.85E-003
14	-8.55E-006	-3.07E-003
15	-4.28E-006	-3.61E-003
16	-1.57E-014	-3.86E-003
17	4.28E-006	-3.61E-003
18	8.55E-006	-3.07E-003
19	9.70E-006	-2.85E-003
20	-1.92E-004	-2.85E-003
21	-3.87E-004	-2.84E-003
22	-4.26E-004	-2.83E-003
23	-3.81E-004	-2.83E-003
24	-1.89E-004	-2.82E-003

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA (ROTAÇÃO)

SEÇÃO	ROTAÇÃO (rad)
1	7.19E-004
2	7.99E-004
3	7.36E-004
4	3.42E-015
5	-7.36E-004
6	-7.99E-004
7	-7.19E-004
8	-6.20E-004
9	-1.82E-004
10	-8.60E-006
11	1.80E-004
12	6.22E-004
13	7.12E-004
14	7.82E-004
15	7.15E-004
16	3.86E-015
17	-7.15E-004
18	-7.82E-004
19	-7.12E-004
20	-6.22E-004
21	-1.80E-004
22	8.60E-006
23	1.82E-004
24	6.20E-004

```
#########################################################
#              VERIFICAÇÃO DA FADIGA (ELS)              #
#                       VmaxHmax                        #
#########################################################
```

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA NAS DIREÇÕES X E Y

SEÇÃO	DIREÇÃO X (m)	DIREÇÃO Y (m)
1	9.42E-006	-2.96E-003
2	8.30E-006	-2.66E-003
3	4.15E-006	-2.00E-003
4	0.00E+000	-1.71E-003
5	-4.15E-006	-2.00E-003
6	-8.30E-006	-2.66E-003
7	-9.42E-006	-2.96E-003
8	2.68E-004	-2.96E-003
9	5.75E-004	-2.97E-003
10	6.63E-004	-2.98E-003
11	5.76E-004	-2.98E-003
12	2.68E-004	-2.99E-003
13	-6.39E-006	-2.99E-003
14	-5.63E-006	-3.29E-003
15	-2.82E-006	-3.94E-003
16	-1.67E-014	-4.22E-003
17	2.82E-006	-3.94E-003
18	5.63E-006	-3.29E-003
19	6.39E-006	-2.99E-003
20	-2.68E-004	-2.99E-003
21	-5.76E-004	-2.98E-003
22	-6.63E-004	-2.98E-003
23	-5.75E-004	-2.97E-003
24	-2.68E-004	-2.96E-003

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA (ROTAÇÃO)

SEÇÃO	ROTAÇÃO (rad)
1	9.65E-004
2	1.03E-003
3	8.42E-004
4	3.42E-015
5	-8.42E-004
6	-1.03E-003
7	-9.65E-004
8	-8.71E-004
9	-3.46E-004
10	-1.50E-006
11	3.49E-004
12	8.64E-004
13	9.50E-004
14	1.01E-003
15	8.28E-004
16	4.01E-015
17	-8.28E-004
18	-1.01E-003
19	-9.50E-004
20	-8.64E-004
21	-3.49E-004
22	1.50E-006
23	3.46E-004
24	8.71E-004

```
#########################################################
#             VERIFICAÇÃO DA FADIGA (ELS)               #
#                      VminHmin                         #
#########################################################
```

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA NAS DIREÇÕES X E Y

SEÇÃO	DIREÇÃO X (m)	DIREÇÃO Y (m)
1	9.42E-006	-2.96E-003
2	8.30E-006	-2.66E-003
3	4.15E-006	-2.00E-003
4	0.00E+000	-1.71E-003
5	-4.15E-006	-2.00E-003
6	-8.30E-006	-2.66E-003
7	-9.42E-006	-2.96E-003
8	2.68E-004	-2.96E-003
9	5.75E-004	-2.97E-003
10	6.63E-004	-2.98E-003
11	5.76E-004	-2.98E-003
12	2.68E-004	-2.99E-003
13	-6.39E-006	-2.99E-003
14	-5.63E-006	-3.29E-003
15	-2.82E-006	-3.94E-003
16	-1.67E-014	-4.22E-003
17	2.82E-006	-3.94E-003
18	5.63E-006	-3.29E-003
19	6.39E-006	-2.99E-003
20	-2.68E-004	-2.99E-003
21	-5.76E-004	-2.98E-003
22	-6.63E-004	-2.98E-003
23	-5.75E-004	-2.97E-003
24	-2.68E-004	-2.96E-003

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA (ROTAÇÃO)

SEÇÃO	ROTAÇÃO (rad)
1	9.65E-004
2	1.03E-003
3	8.42E-004
4	3.42E-015
5	-8.42E-004
6	-1.03E-003
7	-9.65E-004
8	-8.71E-004
9	-3.46E-004
10	-1.50E-006
11	3.49E-004
12	8.64E-004
13	9.50E-004
14	1.01E-003
15	8.28E-004
16	4.01E-015
17	-8.28E-004
18	-1.01E-003
19	-9.50E-004
20	-8.64E-004
21	-3.49E-004
22	1.50E-006
23	3.46E-004
24	8.71E-004

```
#########################################################
#           VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO (ELS)             #
#                       VmaxHmin                        #
#########################################################
```

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA NAS DIREÇÕES X E Y

SEÇÃO	DIREÇÃO X (m)	DIREÇÃO Y (m)
1	9.42E-006	-2.96E-003
2	8.30E-006	-2.66E-003
3	4.15E-006	-2.00E-003
4	0.00E+000	-1.71E-003
5	-4.15E-006	-2.00E-003
6	-8.30E-006	-2.66E-003
7	-9.42E-006	-2.96E-003
8	2.68E-004	-2.96E-003
9	5.75E-004	-2.97E-003
10	6.63E-004	-2.98E-003
11	5.76E-004	-2.98E-003
12	2.68E-004	-2.99E-003
13	-6.39E-006	-2.99E-003
14	-5.63E-006	-3.29E-003
15	-2.82E-006	-3.94E-003
16	-1.67E-014	-4.22E-003
17	2.82E-006	-3.94E-003
18	5.63E-006	-3.29E-003
19	6.39E-006	-2.99E-003
20	-2.68E-004	-2.99E-003
21	-5.76E-004	-2.98E-003
22	-6.63E-004	-2.98E-003
23	-5.75E-004	-2.97E-003
24	-2.68E-004	-2.96E-003

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA (ROTAÇÃO)

SEÇÃO	ROTAÇÃO (rad)
1	9.65E-004
2	1.03E-003
3	8.42E-004
4	3.42E-015
5	-8.42E-004
6	-1.03E-003
7	-9.65E-004
8	-8.71E-004
9	-3.46E-004
10	-1.50E-006
11	3.49E-004
12	8.64E-004
13	9.50E-004
14	1.01E-003
15	8.28E-004
16	4.01E-015
17	-8.28E-004
18	-1.01E-003
19	-9.50E-004
20	-8.64E-004
21	-3.49E-004
22	1.50E-006
23	3.46E-004
24	8.71E-004

```
#########################################################
#           VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO (ELS)             #
#                      VminHmax                         #
#########################################################
```

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA NAS DIREÇÕES X E Y

SEÇÃO	DIREÇÃO X (m)	DIREÇÃO Y (m)
1	1.40E-005	-2.82E-003
2	1.24E-005	-2.59E-003
3	6.18E-006	-2.03E-003
4	0.00E+000	-1.78E-003
5	-6.18E-006	-2.03E-003
6	-1.24E-005	-2.59E-003
7	-1.40E-005	-2.82E-003
8	1.89E-004	-2.82E-003
9	3.81E-004	-2.83E-003
10	4.26E-004	-2.83E-003
11	3.87E-004	-2.84E-003
12	1.92E-004	-2.85E-003
13	-9.70E-006	-2.85E-003
14	-8.55E-006	-3.07E-003
15	-4.28E-006	-3.61E-003
16	-1.57E-014	-3.86E-003
17	4.28E-006	-3.61E-003
18	8.55E-006	-3.07E-003
19	9.70E-006	-2.85E-003
20	-1.92E-004	-2.85E-003
21	-3.87E-004	-2.84E-003
22	-4.26E-004	-2.83E-003
23	-3.81E-004	-2.83E-003
24	-1.89E-004	-2.82E-003

DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA (ROTAÇÃO)

SEÇÃO	ROTAÇÃO (rad)
1	7.19E-004
2	7.99E-004
3	7.36E-004
4	3.42E-015
5	-7.36E-004
6	-7.99E-004
7	-7.19E-004
8	-6.20E-004
9	-1.82E-004
10	-8.60E-006
11	1.80E-004
12	6.22E-004
13	7.12E-004
14	7.82E-004
15	7.15E-004
16	3.86E-015
17	-7.15E-004
18	-7.82E-004
19	-7.12E-004
20	-6.22E-004
21	-1.80E-004
22	8.60E-006
23	1.82E-004
24	6.20E-004

```
#########################################################
#           VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO (ELS)             #
#                       VmaxHmax                        #
#########################################################
```

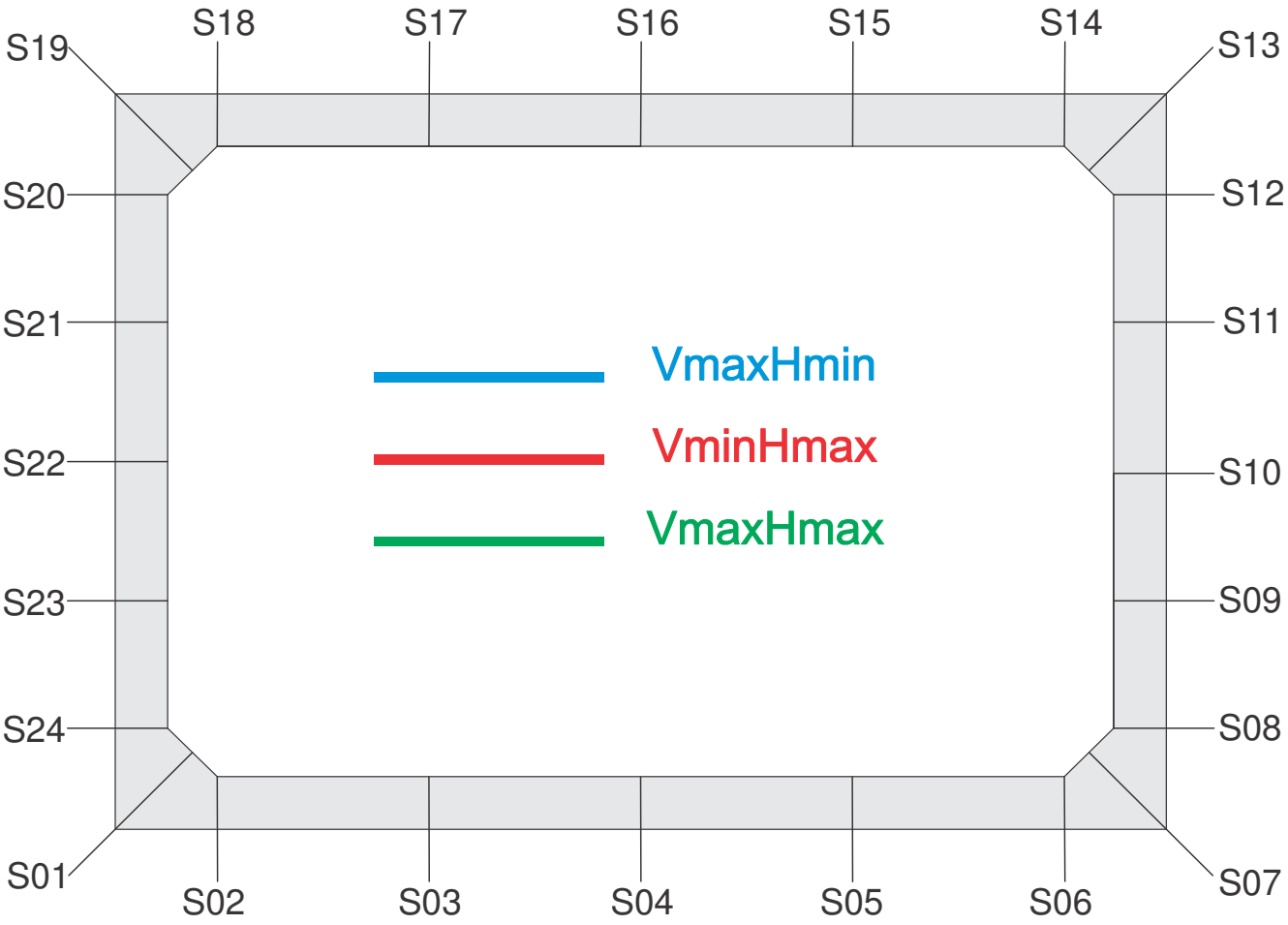
DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA NAS DIREÇÕES X E Y

SEÇÃO	DIREÇÃO X (m)	DIREÇÃO Y (m)
1	9.42E-006	-2.96E-003
2	8.30E-006	-2.66E-003
3	4.15E-006	-2.00E-003
4	0.00E+000	-1.71E-003
5	-4.15E-006	-2.00E-003
6	-8.30E-006	-2.66E-003
7	-9.42E-006	-2.96E-003
8	2.68E-004	-2.96E-003
9	5.75E-004	-2.97E-003
10	6.63E-004	-2.98E-003
11	5.76E-004	-2.98E-003
12	2.68E-004	-2.99E-003
13	-6.39E-006	-2.99E-003
14	-5.63E-006	-3.29E-003
15	-2.82E-006	-3.94E-003
16	-1.67E-014	-4.22E-003
17	2.82E-006	-3.94E-003
18	5.63E-006	-3.29E-003
19	6.39E-006	-2.99E-003
20	-2.68E-004	-2.99E-003
21	-5.76E-004	-2.98E-003
22	-6.63E-004	-2.98E-003
23	-5.75E-004	-2.97E-003
24	-2.68E-004	-2.96E-003

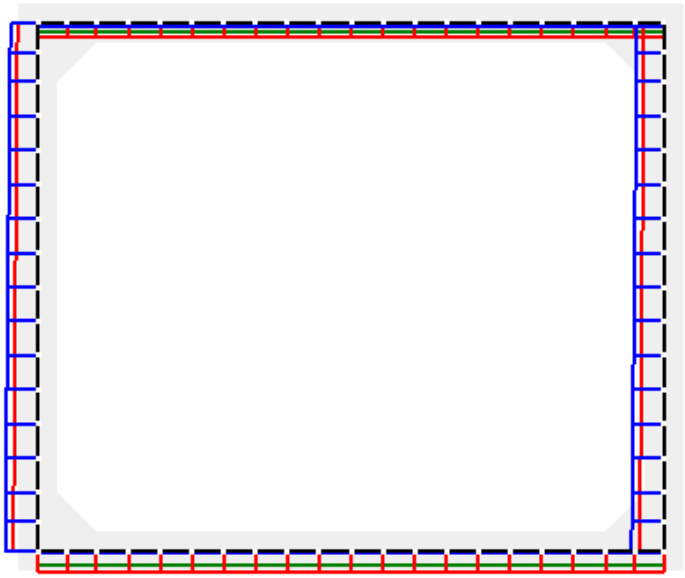
DESLOCAMENTOS DOS NÓS DA ESTRUTURA (ROTAÇÃO)

SEÇÃO	ROTAÇÃO (rad)
1	9.65E-004
2	1.03E-003
3	8.42E-004
4	3.42E-015
5	-8.42E-004
6	-1.03E-003
7	-9.65E-004
8	-8.71E-004
9	-3.46E-004
10	-1.50E-006
11	3.49E-004
12	8.64E-004
13	9.50E-004
14	1.01E-003
15	8.28E-004
16	4.01E-015
17	-8.28E-004
18	-1.01E-003
19	-9.50E-004
20	-8.64E-004
21	-3.49E-004
22	1.50E-006
23	3.46E-004
24	8.71E-004

NOMENCLATURA DAS SEÇÕES PARA VERSÃO COMPLETA DO RELATÓRIO



ESFORÇO NORMAL



```
#########################################################
#            SOLICITAÇÕES NORMAIS (ELU)                 #
#                      VmaxHmin                         #
#########################################################
```

ESFORÇO NORMAL DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	-106.69	-5.84
2	-5.84	-5.84
3	-5.84	-5.84
4	-5.84	-5.84
5	-5.84	-5.84
6	-5.84	-5.84
7	-5.84	-106.68
8	-104.41	-104.41
9	-101.00	-101.00
10	-97.58	-97.58
11	-94.17	-94.17
12	-90.76	-90.76
13	-88.48	-9.55
14	-9.55	-9.55
15	-9.55	-9.55
16	-9.55	-9.55
17	-9.55	-9.55
18	-9.55	-9.55
19	-9.55	-88.49
20	-90.76	-90.76
21	-94.17	-94.17
22	-97.59	-97.59
23	-101.00	-101.00
24	-104.41	-104.41

```
#########################################################
#            SOLICITAÇÕES NORMAIS (ELU)                 #
#                      VminHmax                         #
#########################################################
```

ESFORÇO NORMAL DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	-79.85	-66.59
2	-66.59	-66.59
3	-66.59	-66.59
4	-66.59	-66.59
5	-66.59	-66.59
6	-66.59	-66.59
7	-66.59	-79.85
8	-78.10	-78.10
9	-75.48	-75.48
10	-72.85	-72.85
11	-70.23	-70.23
12	-67.60	-67.60
13	-65.85	-46.59
14	-46.59	-46.59
15	-46.59	-46.59
16	-46.59	-46.59
17	-46.59	-46.59
18	-46.59	-46.59
19	-46.59	-65.85
20	-67.60	-67.60
21	-70.23	-70.23
22	-72.85	-72.85
23	-75.48	-75.48
24	-78.10	-78.10

```
#########################################################
#            SOLICITAÇÕES NORMAIS (ELU)                 #
#                      VmaxHmax                         #
#########################################################
```

ESFORÇO NORMAL DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	-106.69	-44.84
2	-44.84	-44.84
3	-44.84	-44.84
4	-44.84	-44.84
5	-44.84	-44.84
6	-44.84	-44.84
7	-44.84	-106.69
8	-104.41	-104.41
9	-101.00	-101.00
10	-97.59	-97.59
11	-94.17	-94.17
12	-90.76	-90.76
13	-88.49	-30.61
14	-30.61	-30.61
15	-30.61	-30.61
16	-30.61	-30.61
17	-30.61	-30.61
18	-30.61	-30.61
19	-30.61	-88.49
20	-90.76	-90.76
21	-94.17	-94.17
22	-97.59	-97.59
23	-101.00	-101.00
24	-104.41	-104.41

```
#########################################################
#          SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS (ELU)               #
#                      VmaxHmin                         #
#########################################################
```

ESFORÇO NORMAL DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	-106.69	-5.84
2	-5.84	-5.84
3	-5.84	-5.84
4	-5.84	-5.84
5	-5.84	-5.84
6	-5.84	-5.84
7	-5.84	-106.68
8	-104.41	-104.41
9	-101.00	-101.00
10	-97.58	-97.58
11	-94.17	-94.17
12	-90.76	-90.76
13	-88.48	-9.55
14	-9.55	-9.55
15	-9.55	-9.55
16	-9.55	-9.55
17	-9.55	-9.55
18	-9.55	-9.55
19	-9.55	-88.49
20	-90.76	-90.76
21	-94.17	-94.17
22	-97.59	-97.59
23	-101.00	-101.00
24	-104.41	-104.41

```
#########################################################
#          SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS (ELU)               #
#                      VminHmax                         #
#########################################################
```

ESFORÇO NORMAL DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	-79.85	-66.59
2	-66.59	-66.59
3	-66.59	-66.59
4	-66.59	-66.59
5	-66.59	-66.59
6	-66.59	-66.59
7	-66.59	-79.85
8	-78.10	-78.10
9	-75.48	-75.48
10	-72.85	-72.85
11	-70.23	-70.23
12	-67.60	-67.60
13	-65.85	-46.59
14	-46.59	-46.59
15	-46.59	-46.59
16	-46.59	-46.59
17	-46.59	-46.59
18	-46.59	-46.59
19	-46.59	-65.85
20	-67.60	-67.60
21	-70.23	-70.23
22	-72.85	-72.85
23	-75.48	-75.48
24	-78.10	-78.10

```
#########################################################
#          SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS (ELU)               #
#                      VmaxHmax                         #
#########################################################
```

ESFORÇO NORMAL DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	-106.69	-44.84
2	-44.84	-44.84
3	-44.84	-44.84
4	-44.84	-44.84
5	-44.84	-44.84
6	-44.84	-44.84
7	-44.84	-106.69
8	-104.41	-104.41
9	-101.00	-101.00
10	-97.59	-97.59
11	-94.17	-94.17
12	-90.76	-90.76
13	-88.49	-30.61
14	-30.61	-30.61
15	-30.61	-30.61
16	-30.61	-30.61
17	-30.61	-30.61
18	-30.61	-30.61
19	-30.61	-88.49
20	-90.76	-90.76
21	-94.17	-94.17
22	-97.59	-97.59
23	-101.00	-101.00
24	-104.41	-104.41

```
#########################################################
#          VERIFICAÇÃO DA FADIGA (ELS)                  #
#                      VmaxHmin                         #
#########################################################
```

ESFORÇO NORMAL DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	-79.85	-33.30
2	-33.30	-33.30
3	-33.30	-33.30
4	-33.30	-33.30
5	-33.30	-33.30
6	-33.30	-33.30
7	-33.30	-79.85
8	-78.10	-78.10
9	-75.48	-75.48
10	-72.85	-72.85
11	-70.22	-70.22
12	-67.60	-67.60
13	-65.85	-22.59
14	-22.59	-22.59
15	-22.59	-22.59
16	-22.59	-22.59
17	-22.59	-22.59
18	-22.59	-22.59
19	-22.59	-65.85
20	-67.60	-67.60
21	-70.23	-70.23
22	-72.85	-72.85
23	-75.48	-75.48
24	-78.10	-78.10

```
#########################################################
#              VERIFICAÇÃO DA FADIGA (ELS)              #
#                       VminHmax                        #
#########################################################
```

ESFORÇO NORMAL DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	-79.85	-49.54
2	-49.54	-49.54
3	-49.54	-49.54
4	-49.54	-49.54
5	-49.54	-49.54
6	-49.54	-49.54
7	-49.54	-79.85
8	-78.10	-78.10
9	-75.48	-75.48
10	-72.85	-72.85
11	-70.23	-70.23
12	-67.60	-67.60
13	-65.85	-34.30
14	-34.30	-34.30
15	-34.30	-34.30
16	-34.30	-34.30
17	-34.30	-34.30
18	-34.30	-34.30
19	-34.30	-65.85
20	-67.60	-67.60
21	-70.23	-70.23
22	-72.85	-72.85
23	-75.48	-75.48
24	-78.10	-78.10

```
#########################################################
#              VERIFICAÇÃO DA FADIGA (ELS)              #
#                       VmaxHmax                        #
#########################################################
```

ESFORÇO NORMAL DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	-79.85	-33.30
2	-33.30	-33.30
3	-33.30	-33.30
4	-33.30	-33.30
5	-33.30	-33.30
6	-33.30	-33.30
7	-33.30	-79.85
8	-78.10	-78.10
9	-75.48	-75.48
10	-72.85	-72.85
11	-70.22	-70.22
12	-67.60	-67.60
13	-65.85	-22.59
14	-22.59	-22.59
15	-22.59	-22.59
16	-22.59	-22.59
17	-22.59	-22.59
18	-22.59	-22.59
19	-22.59	-65.85
20	-67.60	-67.60
21	-70.23	-70.23
22	-72.85	-72.85
23	-75.48	-75.48
24	-78.10	-78.10

```
#########################################################
#             VERIFICAÇÃO DA FADIGA (ELS)               #
#                      VminHmin                         #
#########################################################
```

ESFORÇO NORMAL DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	-79.85	-33.30
2	-33.30	-33.30
3	-33.30	-33.30
4	-33.30	-33.30
5	-33.30	-33.30
6	-33.30	-33.30
7	-33.30	-79.85
8	-78.10	-78.10
9	-75.48	-75.48
10	-72.85	-72.85
11	-70.22	-70.22
12	-67.60	-67.60
13	-65.85	-22.59
14	-22.59	-22.59
15	-22.59	-22.59
16	-22.59	-22.59
17	-22.59	-22.59
18	-22.59	-22.59
19	-22.59	-65.85
20	-67.60	-67.60
21	-70.23	-70.23
22	-72.85	-72.85
23	-75.48	-75.48
24	-78.10	-78.10

```
#########################################################
#             VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO (ELS)           #
#                      VmaxHmin                         #
#########################################################
```

ESFORÇO NORMAL DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	-79.85	-33.30
2	-33.30	-33.30
3	-33.30	-33.30
4	-33.30	-33.30
5	-33.30	-33.30
6	-33.30	-33.30
7	-33.30	-79.85
8	-78.10	-78.10
9	-75.48	-75.48
10	-72.85	-72.85
11	-70.22	-70.22
12	-67.60	-67.60
13	-65.85	-22.59
14	-22.59	-22.59
15	-22.59	-22.59
16	-22.59	-22.59
17	-22.59	-22.59
18	-22.59	-22.59
19	-22.59	-65.85
20	-67.60	-67.60
21	-70.23	-70.23
22	-72.85	-72.85
23	-75.48	-75.48
24	-78.10	-78.10

```
#########################################################
#           VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO (ELS)             #
#                      VminHmax                         #
#########################################################
```

ESFORÇO NORMAL DOS NÓS DA ESTRUTURA

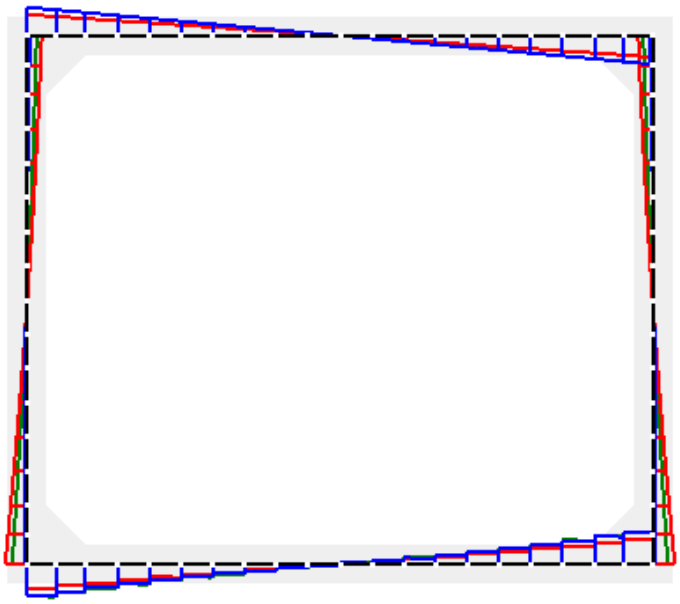
SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	-79.85	-49.54
2	-49.54	-49.54
3	-49.54	-49.54
4	-49.54	-49.54
5	-49.54	-49.54
6	-49.54	-49.54
7	-49.54	-79.85
8	-78.10	-78.10
9	-75.48	-75.48
10	-72.85	-72.85
11	-70.23	-70.23
12	-67.60	-67.60
13	-65.85	-34.30
14	-34.30	-34.30
15	-34.30	-34.30
16	-34.30	-34.30
17	-34.30	-34.30
18	-34.30	-34.30
19	-34.30	-65.85
20	-67.60	-67.60
21	-70.23	-70.23
22	-72.85	-72.85
23	-75.48	-75.48
24	-78.10	-78.10

```
#########################################################
#           VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO (ELS)             #
#                      VmaxHmax                         #
#########################################################
```

ESFORÇO NORMAL DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	-79.85	-33.30
2	-33.30	-33.30
3	-33.30	-33.30
4	-33.30	-33.30
5	-33.30	-33.30
6	-33.30	-33.30
7	-33.30	-79.85
8	-78.10	-78.10
9	-75.48	-75.48
10	-72.85	-72.85
11	-70.22	-70.22
12	-67.60	-67.60
13	-65.85	-22.59
14	-22.59	-22.59
15	-22.59	-22.59
16	-22.59	-22.59
17	-22.59	-22.59
18	-22.59	-22.59
19	-22.59	-65.85
20	-67.60	-67.60
21	-70.23	-70.23
22	-72.85	-72.85
23	-75.48	-75.48
24	-78.10	-78.10

ESFORÇO CORTANTE



```
##########################################################
#            SOLICITAÇÕES NORMAIS (ELU)                  #
#                     VmaxHmin                           #
##########################################################
```

ESFORÇOS CORTANTE DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	5.84	-98.69
2	-86.03	-71.56
3	-37.98	-27.52
4	-4.29	4.29
5	27.52	37.98
6	71.56	86.03
7	98.69	-5.84
8	-5.81	-5.81
9	-4.74	-4.74
10	-2.39	-2.39
11	1.24	1.24
12	6.16	6.16
13	9.55	-88.49
14	-71.63	-71.63
15	-35.81	-35.81
16	0.00	0.00
17	35.82	35.82
18	71.63	71.63
19	88.49	-9.55
20	-6.16	-6.16
21	-1.24	-1.24
22	2.39	2.39
23	4.74	4.74
24	5.81	5.81

```
#########################################################
#            SOLICITAÇÕES NORMAIS (ELU)                 #
#                      VminHmax                         #
#########################################################
```

ESFORÇOS CORTANTE DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	66.59	-74.85
2	-66.88	-57.06
3	-32.31	-23.89
4	-3.76	3.76
5	23.89	32.31
6	57.06	66.88
7	74.85	-66.59
8	-49.32	-49.32
9	-21.92	-21.92
10	1.89	1.89
11	22.10	22.10
12	38.71	38.71
13	46.59	-65.85
14	-53.30	-53.30
15	-26.65	-26.65
16	0.00	0.00
17	26.65	26.65
18	53.30	53.30
19	65.85	-46.59
20	-38.71	-38.71
21	-22.10	-22.10
22	-1.89	-1.89
23	21.92	21.92
24	49.32	49.32

```
#########################################################
#            SOLICITAÇÕES NORMAIS (ELU)                 #
#                      VmaxHmax                         #
#########################################################
```

ESFORÇOS CORTANTE DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	44.84	-99.29
2	-87.51	-73.66
3	-40.30	-29.50
4	-4.62	4.62
5	29.50	40.30
6	73.66	87.51
7	99.29	-44.84
8	-33.32	-33.32
9	-15.06	-15.06
10	0.81	0.81
11	14.29	14.29
12	25.36	25.36
13	30.61	-88.49
14	-71.63	-71.63
15	-35.81	-35.82
16	0.00	0.00
17	35.82	35.81
18	71.63	71.63
19	88.49	-30.61
20	-25.36	-25.36
21	-14.29	-14.29
22	-0.81	-0.81
23	15.06	15.06
24	33.32	33.32

```
#########################################################
#          SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS (ELU)               #
#                      VmaxHmin                         #
#########################################################
```

ESFORÇOS CORTANTE DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	5.84	-98.69
2	-86.03	-71.56
3	-37.98	-27.52
4	-4.29	4.29
5	27.52	37.98
6	71.56	86.03
7	98.69	-5.84
8	-5.81	-5.81
9	-4.74	-4.74
10	-2.39	-2.39
11	1.24	1.24
12	6.16	6.16
13	9.55	-88.49
14	-71.63	-71.63
15	-35.81	-35.81
16	0.00	0.00
17	35.82	35.82
18	71.63	71.63
19	88.49	-9.55
20	-6.16	-6.16
21	-1.24	-1.24
22	2.39	2.39
23	4.74	4.74
24	5.81	5.81

```
#########################################################
#          SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS (ELU)               #
#                      VminHmax                         #
#########################################################
```

ESFORÇOS CORTANTE DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	66.59	-74.85
2	-66.88	-57.06
3	-32.31	-23.89
4	-3.76	3.76
5	23.89	32.31
6	57.06	66.88
7	74.85	-66.59
8	-49.32	-49.32
9	-21.92	-21.92
10	1.89	1.89
11	22.10	22.10
12	38.71	38.71
13	46.59	-65.85
14	-53.30	-53.30
15	-26.65	-26.65
16	0.00	0.00
17	26.65	26.65
18	53.30	53.30
19	65.85	-46.59
20	-38.71	-38.71
21	-22.10	-22.10
22	-1.89	-1.89
23	21.92	21.92
24	49.32	49.32

```
#########################################################
#          SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS (ELU)               #
#                      VmaxHmax                         #
#########################################################
```

ESFORÇOS CORTANTE DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	44.84	-99.29
2	-87.51	-73.66
3	-40.30	-29.50
4	-4.62	4.62
5	29.50	40.30
6	73.66	87.51
7	99.29	-44.84
8	-33.32	-33.32
9	-15.06	-15.06
10	0.81	0.81
11	14.29	14.29
12	25.36	25.36
13	30.61	-88.49
14	-71.63	-71.63
15	-35.81	-35.82
16	0.00	0.00
17	35.82	35.81
18	71.63	71.63
19	88.49	-30.61
20	-25.36	-25.36
21	-14.29	-14.29
22	-0.81	-0.81
23	15.06	15.06
24	33.32	33.32

```
#########################################################
#          VERIFICAÇÃO DA FADIGA (ELS)                  #
#                      VmaxHmin                         #
#########################################################
```

ESFORÇOS CORTANTE DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	33.30	-74.30
2	-65.51	-55.12
3	-30.17	-22.06
4	-3.46	3.46
5	22.06	30.17
6	55.12	65.51
7	74.30	-33.30
8	-24.77	-24.77
9	-11.24	-11.24
10	0.52	0.52
11	10.50	10.50
12	18.70	18.70
13	22.59	-65.85
14	-53.30	-53.30
15	-26.65	-26.65
16	0.00	0.00
17	26.65	26.65
18	53.30	53.30
19	65.85	-22.59
20	-18.70	-18.70
21	-10.50	-10.50
22	-0.52	-0.52
23	11.24	11.24
24	24.77	24.77

```
#########################################################
#             VERIFICAÇÃO DA FADIGA (ELS)               #
#                      VminHmax                         #
#########################################################
```

ESFORÇOS CORTANTE DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	49.54	-74.57
2	-66.17	-56.06
3	-31.21	-22.95
4	-3.61	3.61
5	22.95	31.21
6	56.06	66.17
7	74.57	-49.54
8	-36.74	-36.74
9	-16.45	-16.45
10	1.19	1.19
11	16.16	16.16
12	28.46	28.46
13	34.30	-65.85
14	-53.30	-53.30
15	-26.65	-26.65
16	0.00	0.00
17	26.65	26.65
18	53.30	53.30
19	65.85	-34.30
20	-28.46	-28.46
21	-16.16	-16.16
22	-1.19	-1.19
23	16.45	16.45
24	36.74	36.74

```
#########################################################
#             VERIFICAÇÃO DA FADIGA (ELS)               #
#                      VmaxHmax                         #
#########################################################
```

ESFORÇOS CORTANTE DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	33.30	-74.30
2	-65.51	-55.12
3	-30.17	-22.06
4	-3.46	3.46
5	22.06	30.17
6	55.12	65.51
7	74.30	-33.30
8	-24.77	-24.77
9	-11.24	-11.24
10	0.52	0.52
11	10.50	10.50
12	18.70	18.70
13	22.59	-65.85
14	-53.30	-53.30
15	-26.65	-26.65
16	0.00	0.00
17	26.65	26.65
18	53.30	53.30
19	65.85	-22.59
20	-18.70	-18.70
21	-10.50	-10.50
22	-0.52	-0.52
23	11.24	11.24
24	24.77	24.77

```
#########################################################
#             VERIFICAÇÃO DA FADIGA (ELS)               #
#                      VminHmin                         #
#########################################################
```

ESFORÇOS CORTANTE DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	33.30	-74.30
2	-65.51	-55.12
3	-30.17	-22.06
4	-3.46	3.46
5	22.06	30.17
6	55.12	65.51
7	74.30	-33.30
8	-24.77	-24.77
9	-11.24	-11.24
10	0.52	0.52
11	10.50	10.50
12	18.70	18.70
13	22.59	-65.85
14	-53.30	-53.30
15	-26.65	-26.65
16	0.00	0.00
17	26.65	26.65
18	53.30	53.30
19	65.85	-22.59
20	-18.70	-18.70
21	-10.50	-10.50
22	-0.52	-0.52
23	11.24	11.24
24	24.77	24.77

```
#########################################################
#            VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO (ELS)            #
#                      VmaxHmin                         #
#########################################################
```

ESFORÇOS CORTANTE DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	33.30	-74.30
2	-65.51	-55.12
3	-30.17	-22.06
4	-3.46	3.46
5	22.06	30.17
6	55.12	65.51
7	74.30	-33.30
8	-24.77	-24.77
9	-11.24	-11.24
10	0.52	0.52
11	10.50	10.50
12	18.70	18.70
13	22.59	-65.85
14	-53.30	-53.30
15	-26.65	-26.65
16	0.00	0.00
17	26.65	26.65
18	53.30	53.30
19	65.85	-22.59
20	-18.70	-18.70
21	-10.50	-10.50
22	-0.52	-0.52
23	11.24	11.24
24	24.77	24.77

```
#########################################################
#           VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO (ELS)             #
#                      VminHmax                         #
#########################################################
```

ESFORÇOS CORTANTE DOS NÓS DA ESTRUTURA

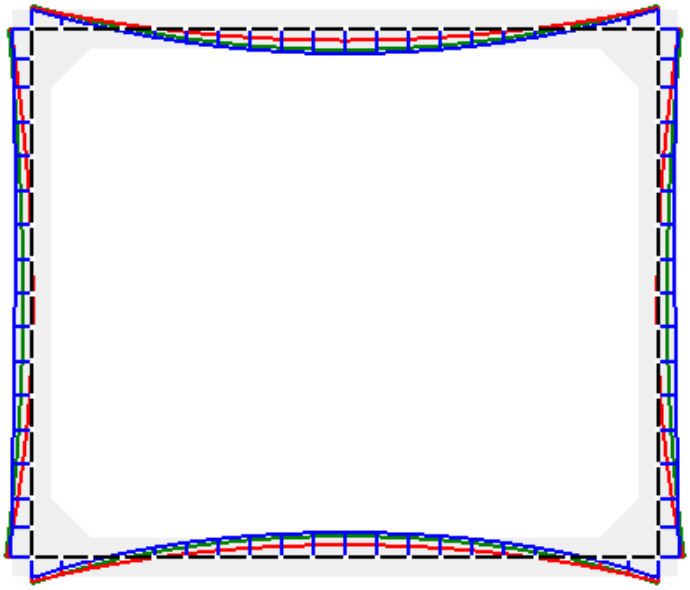
SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	49.54	-74.57
2	-66.17	-56.06
3	-31.21	-22.95
4	-3.61	3.61
5	22.95	31.21
6	56.06	66.17
7	74.57	-49.54
8	-36.74	-36.74
9	-16.45	-16.45
10	1.19	1.19
11	16.16	16.16
12	28.46	28.46
13	34.30	-65.85
14	-53.30	-53.30
15	-26.65	-26.65
16	0.00	0.00
17	26.65	26.65
18	53.30	53.30
19	65.85	-34.30
20	-28.46	-28.46
21	-16.16	-16.16
22	-1.19	-1.19
23	16.45	16.45
24	36.74	36.74

```
#########################################################
#           VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO (ELS)             #
#                      VmaxHmax                         #
#########################################################
```

ESFORÇOS CORTANTE DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN)	DIREITA (kN)
1	33.30	-74.30
2	-65.51	-55.12
3	-30.17	-22.06
4	-3.46	3.46
5	22.06	30.17
6	55.12	65.51
7	74.30	-33.30
8	-24.77	-24.77
9	-11.24	-11.24
10	0.52	0.52
11	10.50	10.50
12	18.70	18.70
13	22.59	-65.85
14	-53.30	-53.30
15	-26.65	-26.65
16	0.00	0.00
17	26.65	26.65
18	53.30	53.30
19	65.85	-22.59
20	-18.70	-18.70
21	-10.50	-10.50
22	-0.52	-0.52
23	11.24	11.24
24	24.77	24.77

MOMENTO FLETOR



```
##########################################################
#            SOLICITAÇÕES NORMAIS (ELU)                  #
#                     VmaxHmin                           #
##########################################################
```

MOMENTO FLETOR DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN.m)	DIREITA (kN.m)
1	-33.36	33.36
2	5.65	5.65
3	-29.57	-29.57
4	-39.75	-39.75
5	-29.57	-29.57
6	5.65	5.65
7	33.36	33.36
8	31.61	31.61
9	28.78	28.78
10	26.85	26.85
11	26.49	26.49
12	28.38	28.38
13	30.73	-30.73
14	-6.71	-6.71
15	28.21	28.21
16	39.85	39.85
17	28.21	28.21
18	-6.71	-6.71
19	-30.73	-30.73
20	-28.38	-28.38
21	-26.49	-26.49
22	-26.85	-26.85
23	-28.78	-28.78
24	-31.61	-31.61

```
#########################################################
#            SOLICITAÇÕES NORMAIS (ELU)                 #
#                      VminHmax                         #
#########################################################
```

MOMENTO FLETOR DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN.m)	DIREITA (kN.m)
1	-39.30	39.30
2	18.04	18.04
3	-10.85	-10.85
4	-19.77	-19.77
5	-10.85	-10.85
6	18.04	18.04
7	39.30	39.30
8	21.94	21.94
9	3.40	3.40
10	-1.70	-1.70
11	4.75	4.75
12	20.87	20.87
13	33.69	-33.69
14	-15.82	-15.82
15	10.16	10.16
16	18.82	18.82
17	10.16	10.16
18	-15.82	-15.82
19	-33.69	-33.69
20	-20.87	-20.87
21	-4.75	-4.75
22	1.70	1.70
23	-3.40	-3.40
24	-21.94	-21.94

```
#########################################################
#            SOLICITAÇÕES NORMAIS (ELU)                 #
#                      VmaxHmax                         #
#########################################################
```

MOMENTO FLETOR DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN.m)	DIREITA (kN.m)
1	-41.95	41.95
2	13.93	13.93
3	-22.81	-22.81
4	-33.76	-33.76
5	-22.81	-22.81
6	13.93	13.93
7	41.95	41.95
8	30.24	30.24
9	17.65	17.65
10	14.01	14.01
11	18.08	18.08
12	28.60	28.60
13	37.01	-37.01
14	-12.99	-12.99
15	21.93	21.93
16	33.57	33.57
17	21.93	21.93
18	-12.99	-12.99
19	-37.01	-37.01
20	-28.60	-28.60
21	-18.08	-18.08
22	-14.01	-14.01
23	-17.65	-17.65
24	-30.24	-30.24

```
#########################################################
#          SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS (ELU)               #
#                      VmaxHmin                         #
#########################################################
```

MOMENTO FLETOR DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN.m)	DIREITA (kN.m)
1	-33.36	33.36
2	5.65	5.65
3	-29.57	-29.57
4	-39.75	-39.75
5	-29.57	-29.57
6	5.65	5.65
7	33.36	33.36
8	31.61	31.61
9	28.78	28.78
10	26.85	26.85
11	26.49	26.49
12	28.38	28.38
13	30.73	-30.73
14	-6.71	-6.71
15	28.21	28.21
16	39.85	39.85
17	28.21	28.21
18	-6.71	-6.71
19	-30.73	-30.73
20	-28.38	-28.38
21	-26.49	-26.49
22	-26.85	-26.85
23	-28.78	-28.78
24	-31.61	-31.61

```
#########################################################
#          SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS (ELU)               #
#                      VminHmax                         #
#########################################################
```

MOMENTO FLETOR DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN.m)	DIREITA (kN.m)
1	-39.30	39.30
2	18.04	18.04
3	-10.85	-10.85
4	-19.77	-19.77
5	-10.85	-10.85
6	18.04	18.04
7	39.30	39.30
8	21.94	21.94
9	3.40	3.40
10	-1.70	-1.70
11	4.75	4.75
12	20.87	20.87
13	33.69	-33.69
14	-15.82	-15.82
15	10.16	10.16
16	18.82	18.82
17	10.16	10.16
18	-15.82	-15.82
19	-33.69	-33.69
20	-20.87	-20.87
21	-4.75	-4.75
22	1.70	1.70
23	-3.40	-3.40
24	-21.94	-21.94

```
#########################################################
#          SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS (ELU)               #
#                      VmaxHmax                         #
#########################################################
```

MOMENTO FLETOR DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN.m)	DIREITA (kN.m)
1	-41.95	41.95
2	13.93	13.93
3	-22.81	-22.81
4	-33.76	-33.76
5	-22.81	-22.81
6	13.93	13.93
7	41.95	41.95
8	30.24	30.24
9	17.65	17.65
10	14.01	14.01
11	18.08	18.08
12	28.60	28.60
13	37.01	-37.01
14	-12.99	-12.99
15	21.93	21.93
16	33.57	33.57
17	21.93	21.93
18	-12.99	-12.99
19	-37.01	-37.01
20	-28.60	-28.60
21	-18.08	-18.08
22	-14.01	-14.01
23	-17.65	-17.65
24	-30.24	-30.24

```
#########################################################
#            VERIFICAÇÃO DA FADIGA (ELS)                #
#                      VmaxHmin                         #
#########################################################
```

MOMENTO FLETOR DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN.m)	DIREITA (kN.m)
1	-31.36	31.36
2	10.39	10.39
3	-17.11	-17.11
4	-25.30	-25.30
5	-17.11	-17.11
6	10.39	10.39
7	31.36	31.36
8	22.66	22.66
9	13.29	13.29
10	10.55	10.55
11	13.52	13.52
12	21.27	21.27
13	27.48	-27.48
14	-9.60	-9.60
15	16.38	16.38
16	25.04	25.04
17	16.38	16.38
18	-9.60	-9.60
19	-27.48	-27.48
20	-21.27	-21.27
21	-13.52	-13.52
22	-10.55	-10.55
23	-13.29	-13.29
24	-22.66	-22.66

```
#########################################################
#             VERIFICAÇÃO DA FADIGA (ELS)               #
#                      VminHmax                         #
#########################################################
```

MOMENTO FLETOR DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN.m)	DIREITA (kN.m)
1	-35.23	35.23
2	14.12	14.12
3	-14.06	-14.06
4	-22.60	-22.60
5	-14.06	-14.06
6	14.12	14.12
7	35.23	35.23
8	22.31	22.31
9	8.46	8.46
10	4.57	4.57
11	9.24	9.24
12	21.07	21.07
13	30.51	-30.51
14	-12.64	-12.64
15	13.35	13.35
16	22.01	22.01
17	13.35	13.35
18	-12.64	-12.64
19	-30.51	-30.51
20	-21.07	-21.07
21	-9.24	-9.24
22	-4.57	-4.57
23	-8.46	-8.46
24	-22.31	-22.31

```
#########################################################
#             VERIFICAÇÃO DA FADIGA (ELS)               #
#                      VmaxHmax                         #
#########################################################
```

MOMENTO FLETOR DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN.m)	DIREITA (kN.m)
1	-31.36	31.36
2	10.39	10.39
3	-17.11	-17.11
4	-25.30	-25.30
5	-17.11	-17.11
6	10.39	10.39
7	31.36	31.36
8	22.66	22.66
9	13.29	13.29
10	10.55	10.55
11	13.52	13.52
12	21.27	21.27
13	27.48	-27.48
14	-9.60	-9.60
15	16.38	16.38
16	25.04	25.04
17	16.38	16.38
18	-9.60	-9.60
19	-27.48	-27.48
20	-21.27	-21.27
21	-13.52	-13.52
22	-10.55	-10.55
23	-13.29	-13.29
24	-22.66	-22.66

```
#########################################################
#             VERIFICAÇÃO DA FADIGA (ELS)               #
#                      VminHmin                         #
#########################################################
```

MOMENTO FLETOR DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN.m)	DIREITA (kN.m)
1	-31.36	31.36
2	10.39	10.39
3	-17.11	-17.11
4	-25.30	-25.30
5	-17.11	-17.11
6	10.39	10.39
7	31.36	31.36
8	22.66	22.66
9	13.29	13.29
10	10.55	10.55
11	13.52	13.52
12	21.27	21.27
13	27.48	-27.48
14	-9.60	-9.60
15	16.38	16.38
16	25.04	25.04
17	16.38	16.38
18	-9.60	-9.60
19	-27.48	-27.48
20	-21.27	-21.27
21	-13.52	-13.52
22	-10.55	-10.55
23	-13.29	-13.29
24	-22.66	-22.66

```
#########################################################
#           VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO (ELS)             #
#                      VmaxHmin                         #
#########################################################
```

MOMENTO FLETOR DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN.m)	DIREITA (kN.m)
1	-31.36	31.36
2	10.39	10.39
3	-17.11	-17.11
4	-25.30	-25.30
5	-17.11	-17.11
6	10.39	10.39
7	31.36	31.36
8	22.66	22.66
9	13.29	13.29
10	10.55	10.55
11	13.52	13.52
12	21.27	21.27
13	27.48	-27.48
14	-9.60	-9.60
15	16.38	16.38
16	25.04	25.04
17	16.38	16.38
18	-9.60	-9.60
19	-27.48	-27.48
20	-21.27	-21.27
21	-13.52	-13.52
22	-10.55	-10.55
23	-13.29	-13.29
24	-22.66	-22.66

```
#########################################################
#           VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO (ELS)             #
#                      VminHmax                         #
#########################################################
```

MOMENTO FLETOR DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN.m)	DIREITA (kN.m)
1	-35.23	35.23
2	14.12	14.12
3	-14.06	-14.06
4	-22.60	-22.60
5	-14.06	-14.06
6	14.12	14.12
7	35.23	35.23
8	22.31	22.31
9	8.46	8.46
10	4.57	4.57
11	9.24	9.24
12	21.07	21.07
13	30.51	-30.51
14	-12.64	-12.64
15	13.35	13.35
16	22.01	22.01
17	13.35	13.35
18	-12.64	-12.64
19	-30.51	-30.51
20	-21.07	-21.07
21	-9.24	-9.24
22	-4.57	-4.57
23	-8.46	-8.46
24	-22.31	-22.31

```
#########################################################
#           VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO (ELS)             #
#                      VmaxHmax                         #
#########################################################
```

MOMENTO FLETOR DOS NÓS DA ESTRUTURA

SEÇÃO	ESQUERDA (kN.m)	DIREITA (kN.m)
1	-31.36	31.36
2	10.39	10.39
3	-17.11	-17.11
4	-25.30	-25.30
5	-17.11	-17.11
6	10.39	10.39
7	31.36	31.36
8	22.66	22.66
9	13.29	13.29
10	10.55	10.55
11	13.52	13.52
12	21.27	21.27
13	27.48	-27.48
14	-9.60	-9.60
15	16.38	16.38
16	25.04	25.04
17	16.38	16.38
18	-9.60	-9.60
19	-27.48	-27.48
20	-21.27	-21.27
21	-13.52	-13.52
22	-10.55	-10.55
23	-13.29	-13.29
24	-22.66	-22.66

ARMADURAS P/ SOLICITAÇÕES NORMAIS

Seção	As-CA60ext(cm²/m)	As-CA50ext(cm²/m)	As-CA60int(cm²/m)	As-CA50int(cm²/m)
1	6.57	7.88	1.26	1.26
2	3.10	3.72	3.10	3.72
3	3.10	3.72	3.47	4.16
4	3.10	3.72	4.74	5.69
5	3.10	3.72	3.47	4.16
6	3.10	3.72	3.10	3.72
7	6.57	7.88	1.26	1.26
8	3.10	3.72	3.10	3.72
9	3.10	3.72	3.10	3.72
10	3.10	3.72	3.10	3.72
11	3.10	3.72	3.10	3.72
12	3.10	3.72	3.10	3.72
13	6.57	7.88	1.26	1.26
14	3.10	3.72	3.10	3.72
15	3.10	3.72	3.23	3.87
16	3.10	3.72	4.69	5.62
17	3.10	3.72	3.23	3.87
18	3.10	3.72	3.10	3.72
19	6.57	7.88	1.26	1.26
20	3.10	3.72	3.10	3.72
21	3.10	3.72	3.10	3.72
22	3.10	3.72	3.10	3.72
23	3.10	3.72	3.10	3.72
24	3.10	3.72	3.10	3.72

NOTA: A tabela acima mostra as áreas de aço calculadas para parte interna e externa das seções de interesse. Estas áreas são mostradas para o caso de se utilizar apenas aço do tipo CA60 (As-CA60ext e As-CA60int) e os correspondentes valores para o caso de se utilizar apenas aço do tipo CA50 (As-CA50ext e As-CA50int). Possibilitando os cálculos para o uso combinado dos tipos de aço: CA60 contido nas telas soldadas e o CA50 presentes nas barras.

VERIFICAÇÃO DA FADIGA

Seção	Nsdmax(kN)	Msdmax(kN.m)	Nsdmin(kN)	Msdmin(kN.m)	DSs(MPa)	Asad(cm²/m)
12	-67.60	21.27	-67.60	21.27	0.00	0.00
13	-65.85	27.48	-22.59	27.48	-19.21	0.00
14	-22.59	9.60	-22.59	9.60	0.00	0.00
16	-22.59	25.04	-34.30	22.01	43.61	0.00
18	-22.59	9.60	-22.59	9.60	0.00	0.00
19	-65.85	27.48	-22.59	27.48	-19.21	0.00
20	-67.60	21.27	-67.60	21.27	0.00	0.00

VERIFICAÇÃO DA CORTANTE

Seção	fck(MPa)	fcd(MPa)	fctm(MPa)	fctk,inf(MPa)	fctd(MPa)	Trd(MPa)
1	30.00	23.08	2.90	2.03	1.56	0.39
7	30.00	23.08	2.90	2.03	1.56	0.39
2	30.00	23.08	2.90	2.03	1.56	0.39
6	30.00	23.08	2.90	2.03	1.56	0.39
13	30.00	23.08	2.90	2.03	1.56	0.39
19	30.00	23.08	2.90	2.03	1.56	0.39
14	30.00	23.08	2.90	2.03	1.56	0.39
18	30.00	23.08	2.90	2.03	1.56	0.39

Seção	As(cm²/m)	ro	Vsd(kN)	Vrd1(kN)	Vrd2(kN)	Asw(cm²/m/m)
1	7.88	2.16E-003	88.54	168.47	0.00	0.00
7	7.88	2.16E-003	88.54	168.47	0.00	0.00
2	3.72	2.25E-003	82.65	74.76	856.73	0.00
6	3.72	2.25E-003	82.65	74.76	856.73	0.00
13	7.88	2.16E-003	73.10	170.96	0.00	0.00
19	7.88	2.16E-003	73.10	170.96	0.00	0.00
14	3.72	2.25E-003	64.68	77.23	0.00	0.00
18	3.72	2.25E-003	64.68	77.23	0.00	0.00

OBSERVAÇÃO: A verificação da resistência à força cortante é feita a uma distância d/2 das seções das mísulas.

VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO

VmaxHmin

Seção	As(cm²/m)	Nsd(kN)	Msd(kN.m)	Ø(mm)	w(mm)
1	7.88	-56.57	31.36	6.30	0.011
2	3.72	-33.30	10.39	6.30	0.027
3	4.16	-33.30	17.11	6.30	0.068
4	5.69	-33.30	25.30	6.30	0.086
5	4.16	-33.30	17.11	6.30	0.068
6	3.72	-33.30	10.39	6.30	0.027
7	7.88	-56.57	31.36	6.30	0.011
8	3.72	-78.10	22.66	6.30	0.126
9	3.72	-75.48	13.29	6.30	0.032
10	3.72	-72.85	10.55	6.30	0.017
11	3.72	-70.22	13.52	6.30	0.035
12	3.72	-67.60	21.27	6.30	0.114
13	7.88	-44.22	27.48	6.30	0.009
14	3.72	-22.59	9.60	6.30	0.026
15	3.87	-22.59	16.38	6.30	0.077
16	5.62	-22.59	25.04	6.30	0.090
17	3.87	-22.59	16.38	6.30	0.077
18	3.72	-22.59	9.60	6.30	0.026
19	7.88	-44.22	27.48	6.30	0.009
20	3.72	-67.60	21.27	6.30	0.114
21	3.72	-70.23	13.52	6.30	0.035
22	3.72	-72.85	10.55	6.30	0.017
23	3.72	-75.48	13.29	6.30	0.032
24	3.72	-78.10	22.66	6.30	0.126

VminHmax

Seção	As(cm²/m)	Nsd(kN)	Msd(kN.m)	Ø(mm)	w(mm)
1	7.88	-64.69	35.23	6.30	0.014
2	3.72	-49.54	14.12	6.30	0.048
3	4.16	-49.54	14.06	6.30	0.038
4	5.69	-49.54	22.60	6.30	0.062
5	4.16	-49.54	14.06	6.30	0.038
6	3.72	-49.54	14.12	6.30	0.048
7	7.88	-64.69	35.23	6.30	0.014
8	3.72	-78.10	22.31	6.30	0.121
9	3.72	-75.48	8.46	6.30	0.007
10	3.72	-72.85	4.57	6.30	0.000
11	3.72	-70.23	9.24	6.30	0.011
12	3.72	-67.60	21.07	6.30	0.112
13	7.88	-50.07	30.51	6.30	0.011
14	3.72	-34.30	12.64	6.30	0.043
15	3.87	-34.30	13.35	6.30	0.045
16	5.62	-34.30	22.01	6.30	0.065
17	3.87	-34.30	13.35	6.30	0.045
18	3.72	-34.30	12.64	6.30	0.043
19	7.88	-50.07	30.51	6.30	0.011
20	3.72	-67.60	21.07	6.30	0.112
21	3.72	-70.23	9.24	6.30	0.011
22	3.72	-72.85	4.57	6.30	0.000
23	3.72	-75.48	8.46	6.30	0.007
24	3.72	-78.10	22.31	6.30	0.121

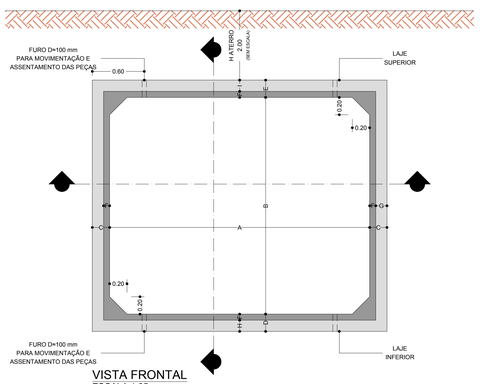
VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO (CONT.)

VmaxHmax

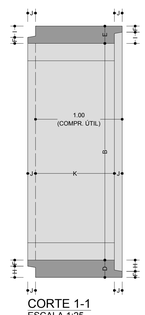
Seção	As(cm²/m)	Nsd(kN)	Msd(kN.m)	Ø(mm)	w(mm)
1	7.88	-56.57	31.36	6.30	0.011
2	3.72	-33.30	10.39	6.30	0.027
3	4.16	-33.30	17.11	6.30	0.068
4	5.69	-33.30	25.30	6.30	0.086
5	4.16	-33.30	17.11	6.30	0.068
6	3.72	-33.30	10.39	6.30	0.027
7	7.88	-56.57	31.36	6.30	0.011
8	3.72	-78.10	22.66	6.30	0.126
9	3.72	-75.48	13.29	6.30	0.032
10	3.72	-72.85	10.55	6.30	0.017
11	3.72	-70.22	13.52	6.30	0.035
12	3.72	-67.60	21.27	6.30	0.114
13	7.88	-44.22	27.48	6.30	0.009
14	3.72	-22.59	9.60	6.30	0.026
15	3.87	-22.59	16.38	6.30	0.077
16	5.62	-22.59	25.04	6.30	0.090
17	3.87	-22.59	16.38	6.30	0.077
18	3.72	-22.59	9.60	6.30	0.026
19	7.88	-44.22	27.48	6.30	0.009
20	3.72	-67.60	21.27	6.30	0.114
21	3.72	-70.23	13.52	6.30	0.035
22	3.72	-72.85	10.55	6.30	0.017
23	3.72	-75.48	13.29	6.30	0.032
24	3.72	-78.10	22.66	6.30	0.126

NOTA:
  * Seção com aumento na armadura devido a fissuração.

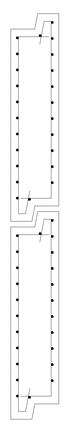
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



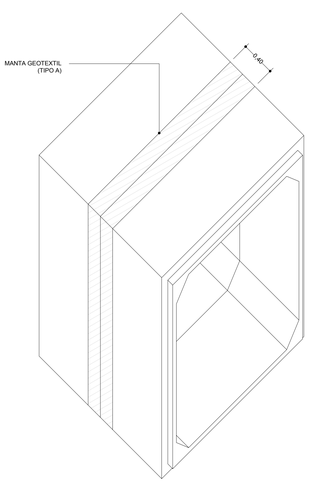
VISTA FRONTAL
ESCALA 1:25



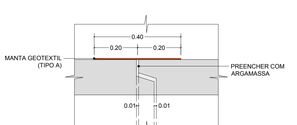
CORTE 1-1
ESCALA 1:25



DETALHE DAS ARMADURAS EM
TELA SOLDADA AÇO CA-60
SEM ESCALA

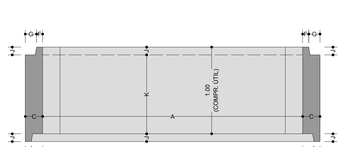


DETALHE PARA JUNTA
SEM ESCALA

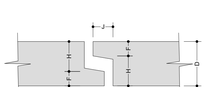


PROPRIEDADES DE MANTAS GEOTÊXTEIS NÃO TECIDAS		
PROPRIEDADE	NORMA	MANTA GEOTÊXTIL TIPO A
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO FAIXA LARGA	ABNT NBR 12824	≥ 12kN/m*
ALONGAMENTO	ABNT NBR 12824	≥ 75%*
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO GRAB	ASTM D 4632	≥ 800N*
RESISTÊNCIA AO PUNCIONAMENTO CBR	ABNT NBR 13359	≥ 2,5kN
PERMEABILIDADE	ASTM D 4491	≥ 0,35cm/s
ABERTURA APARENTE AOS (O_{90})	ASTM D 4751	0,11 a 0,21 mm
MATÉRIA PRIMA	POLIÉSTER	

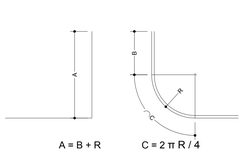
* DIREÇÃO DE MENOR RESISTÊNCIA



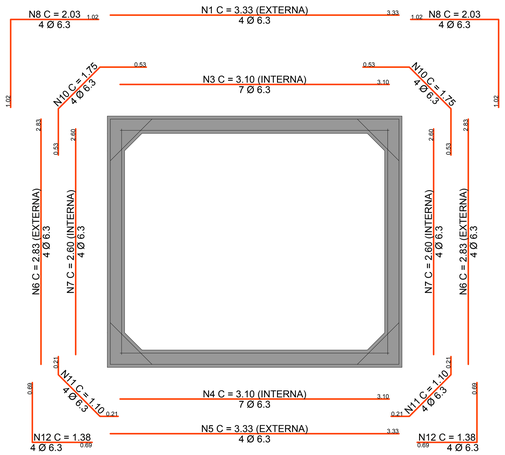
CORTE 2-2
ESCALA 1:25



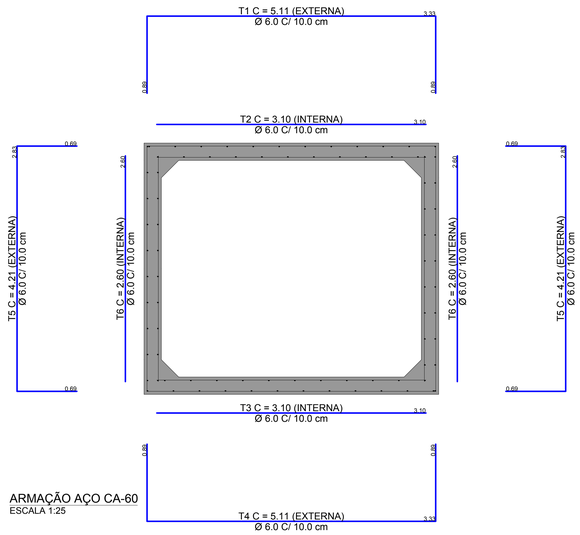
DETALHE DO ENCAIXE TIPO MACHO E FÊMEA
SEM ESCALA



DETALHE TÍPICO DAS BARRAS CURVADAS A 90°
SEM ESCALA



ARMAÇÃO AÇO CA-50
ESCALA 1:25



ARMAÇÃO AÇO CA-60
ESCALA 1:25

LEGENDA
TELA SOLDADA EM AÇO CA-60
BARRA EM AÇO CA-50

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	
POSIÇÃO	DIMENSÕES (cm)
A	300.0
B	250.0
C	20.0
D	20.0
E	20.0
F	7.0
G	13.0
H	13.0
I	13.0
J	9.0
K	91.0

LISTA DE FERROS PARA UMA ADUELA 3.00 X 2.50 - TIPO 1
AÇO CA-50

POSIÇÃO	DIÂMETRO (mm)	ESPAÇAMENTO (cm)	QUANTIDADE	COMPRIMENTO (m)		PESO	
				UNITÁRIO	TOTAL	UNIT. (Kg/m)	TOTAL (Kg)
N1	6.3	31	4	3.33	13.32	0.245	3.263
N2	0.0	0	0	0.00	0.00	0.000	0.000
N3	6.3	16	7	3.10	21.73	0.245	5.325
N4	6.3	16	7	3.10	21.73	0.245	5.325
N5	6.3	31	4	3.33	13.32	0.245	3.263
N6	6.3	31	2 X 4	2.83	22.64	0.245	5.547
N7	6.3	31	2 X 4	2.60	20.84	0.245	5.106
N8	6.3	31	2 X 4	2.03	16.24	0.245	3.979
N9	0.0	0	2 X 0	0.00	0.00	0.000	0.000
N10	6.3	31	2 X 4	1.75	13.99	0.245	3.427
N11	6.3	31	2 X 4	1.10	8.79	0.245	2.153
N12	6.3	31	2 X 4	1.38	11.04	0.245	2.705
					TOTAL DE AÇO CA-50		40.093

LISTA DE FERROS PARA UMA ADUELA 3.00 X 2.50 - TIPO 1
AÇO CA-60

POSIÇÃO	TIPO	QUANTIDADE	DIMENSÕES (m)		ÁREA	PESO	
			COMPRIM.	LARGURA	(m²)	UNIT. (Kg/m²)	TOTAL (Kg)
T1	L283	1	5.11	0.93	4.752	3.000	14.257
T2	L283	1	3.10	0.93	2.888	3.000	8.663
T3	L283	1	3.10	0.93	2.888	3.000	8.663
T4	L283	1	5.11	0.93	4.752	3.000	14.257
T5	L283	2	4.21	0.93	7.831	3.000	23.492
T6	L283	2	2.60	0.93	4.845	3.000	14.536
					TOTAL DE AÇO CA-60		83.868

TOTAL DE AÇO PARA UMA ADUELA	123.961

NOTAS:

1 - Medidas em centímetros;
2 - Concreto Estrutural das Aduelas Fck = 30 MPa;
3 - Aço: Telas soldadas em CA-60 e barras em CA - 50;
4 - Cobrimento das armaduras = 4 cm;
5 - A base para assentamento das peças deverá ser projetada em função dos estudos geotécnicos do solo local e por engenheiro especialista;
6 - Todas as galerias celulares são fabricadas em conformidade com a NBR-15.396/2006 - Aduelas (Galerias Celulares) de Concreto Armado Pré-fabricado - Requisitos e Métodos de Ensaios da ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas;
7 - A execução do aterro sobre a laje superior das Aduelas deverá ser feita por equipamento de menor porte, como os compactadores manuais. Somente após os 50 cm é que fica liberada a utilização de equipamento de compactação auto-propelido. Recomenda-se não utilizar os efeitos vibratórios dos equipamentos até uma altura mínima de aterro de 2,00 metros. As orientações técnicas da compactação, especificadas em projeto, deverão ser respeitadas;
8 - No assentamento das peças, observar posição da laje superior, indicada em todas as aduelas;
9 - Recomenda-se que todas as aduelas sejam rejuntadas interna e externamente com argamassa de areia e cimento, podendo-se adotar a utilização de manta geotextil sobre o rejunte externo evitando-se o carreamento do solo por eventuais fugas de líquido interno;
10 - Na verificação estrutural durante a fase de manuseio das peças, foi admitido o concreto estrutural com Fck mínimo de 20 MPa;
11 - Para situações não previstas em projeto ou alterações significativas de utilização, consultar o responsável técnico pelo projeto executivo;
12 - Todas as aduelas foram dimensionadas estruturalmente para as alturas mínimas e máximas de aterro indicadas no projeto, e carga móvel ou acidental proveniente do TB-45.

PROJETO DE ADUELA RETANGULAR FORMA E ARMAÇÃO		LOGO
PROJETISTA:		
RESP. TÉCNICO:	CREA:	ART:
DESENHO:	ESCALA: 1:25	DATA:
VERIFICAÇÃO:		

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION