

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Diogo Rubbo

**ESTUDO DE UMA VIGA CURVA DE SEÇÃO CAIXÃO
ABERTO CONSTRUÍDA POR BALANÇOS SUCESSIVOS**

Porto Alegre
dezembro 2009

DIOGO RUBBO

**ESTUDO DE UMA VIGA CURVA DE SEÇÃO CAIXÃO
ABERTO CONSTRUÍDA POR BALANÇOS SUCESSIVOS**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Rubem Clécio Schwingel

Porto Alegre
dezembro 2009

DIOGO RUBBO

**ESTUDO DE UMA VIGA CURVA DE SEÇÃO CAIXÃO
ABERTO CONSTRUÍDA POR BALANÇOS SUCESSIVOS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2009

Prof. Rubem Clécio Schwingel
Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Américo Campos Filho
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Rubem Clécio Schwingel
Msc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a todos que contribuíram com a
minha formação acadêmica e àqueles que fizeram uso
deste para seu conhecimento.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Professor Rubem Clécio Schwingel, pela orientação neste trabalho e pelos valiosos ensinamentos e experiências transmitidos.

Agradeço à Empresa RS Engenharia SC Ltda, pela oportunidade de fazer parte de sua equipe e por compreender minha falta nas vezes que não me fiz presente por causa deste trabalho e a seus colaboradores pelos ensinamentos fornecidos durante o período de estágio.

Agradeço à minha noiva Juliane pelo amor, carinho e companheirismo que teve durante todo este período em que o estudo foi a minha prioridade. Agradeço pelas vezes que ouvia minhas “filosofias” e minhas angústias e tentava entender. Por fim, agradeço pela ajuda na correção deste trabalho e pelas noites mal dormidas que teve por eu estar trabalhando no quarto.

Agradeço ao meu irmão Lucas pelas vezes que se omitiu a fim de evitar conflitos e por me fazer entender que as pessoas são diferentes e não pensam da mesma forma que eu.

Agradeço em especial aos meus pais, Milton e Celina, pela vida dedicada aos sonhos dos seus filhos e por entenderem minha falta, às vezes durante meses, por causa da faculdade.

Depois que conhece uma nova idéia, a mente do homem
nunca pode voltar às suas dimensões originais.

Oliver Wendell Holmes Jr.

RESUMO

RUBBO, D. **Estudo de uma viga curva de seção caixão aberto construída por balanços sucessivos**. 2009. 114 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Este trabalho apresenta um estudo de uma viga curva de seção aberta que servirá de via para um sistema de transporte – Aeromóvel – propulsionado a ar. O estudo consiste em determinar os esforços e a capacidade resistente de uma viga curva de seção caixão aberto construída por balanços sucessivos. A viga em estudo apresenta um comprimento contínuo de 100 metros e vãos livres de 25 metros. Foram estudados os esforços oriundos da fase construtiva da estrutura, assim como os esforços atuantes em situação de serviço. Além da determinação dos esforços que atuarão na estrutura, o estudo contempla a determinação de sua capacidade resistente. Os esforços na fase de construção são inerentes ao processo construtivo que será por aduelas pré-fabricadas montadas por balanços sucessivos. Já os esforços de serviço são determinados pelo peso próprio da estrutura e pelo trem-tipo do veículo que passará sobre a via. Para a determinação da armadura de protensão, são considerados os esforços máximos e mínimos a que a estrutura estará submetida durante sua vida útil, fazendo com que esta atenda aos limites de segurança estabelecidos pela normatização técnica brasileira. O trabalho apresenta a verificação das tensões admissíveis na estrutura para a situação de serviço e também a verificação do estado limite último. Este estudo não considera os esforços devido ao vento e à pressão no interior da seção devido à força de propulsão do veículo. Será dada uma atenção especial aos esforços de torção provindos da estrutura curva. Os esforços serão obtidos através o software SAP 2000. Após o atendimento dos critérios de segurança, estabelecidos pela normatização brasileira, será definido o raio de curvatura mínimo que poderá ser executada a estrutura em estudo.

Palavras-chave: Aeromóvel; seção caixão aberto; aduelas; protensão; torção.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: princípio de funcionamento do sistema Aeromóvel	12
Figura 2: Aeromóvel na cidade de Jacarta na Indonésia	14
Figura 3: diagrama do estudo	18
Figura 4: esquema ilustrativo da construção de pontes em balanços sucessivos em madeira	25
Figura 5: ponte sobre o rio Yangtze, na China, construída por balanços sucessivos estaiados	27
Figura 6: formas de montagem das aduelas pré-moldadas (a) guindaste; (b) ponte rolante e (c) treliça de lançamento	28
Figura 7: protensão com cabo curvo (sistema auto-equilibrado)	37
Figura 8: (a) esforços gerados pelo carregamento externo e (b) esforços gerados pela protensão	38
Figura 9: fluxo de tensões de cisalhamento	41
Figura 10: modelo estrutural	45
Figura 11: seção transversal	46
Figura 12: modelo estrutural com o carregamento, na fase construtiva, referente à montagem da última aduela	48
Figura 13: veículo do sistema Aeromóvel 30t	49
Figura 14: trem-tipo do veículo Aeromóvel 30t	50
Figura 15: modelo estrutural com o carregamento externo, na situação de serviço.....	50
Figura 16: modelo numérico da estrutura, para a fase construtiva, referente à montagem da última aduela	51
Figura 17: modelo numérico da estrutura, extrudado, para a fase construtiva, referente à montagem da última aduela	51
Figura 18: numérico da estrutura, para a situação de uso da estrutura	52
Figura 19: modelo numérico da estrutura, extrudado, para a situação de uso da estrutura	52
Figura 20: seções da estrutura para a fase de construção	53
Figura 21: crescimento do esforço de corte na fase construtiva	55
Figura 21: crescimento do momento de flexão na fase construtiva	55
Figura 22: crescimento do momento de torção na fase construtiva	56
Figura 24: envoltória de esforços cortantes atuantes na estrutura na situação final	60
Figura 25: envoltória de momentos de flexão atuantes na estrutura na situação final	60
Figura 26: envoltória de momentos de torção atuantes na estrutura na situação final	61
Figura 27: seções e medidas parciais da aduela	62

Figura 28: disposição da armadura de protensão na fase construtiva	64
Figura 29: disposição da armadura de protensão na condição definitiva	64
Figura 30: posição da armadura de protensão na seção S_{20}	70
Figura 31: solicitações auto-equilibradas geradas pelo conjunto CONJ4	72
Figura 32: reações nos apoios devidas às cargas introduzidas pela protensão	75
Figura 33: momento hiperestático de protensão	75
Figura 34: envoltória do esforço cortante no estado limite último	79
Figura 35: envoltória do momento de flexão no estado limite último	79
Figura 36: envoltória do momento de torção no estado limite último	79
Figura 37: região comprimida nas seções com momento de flexão negativo	80
Figura 38: região comprimida nas seções com momento de flexão positivo	81
Figura 39: direção das forças em cada trecho e posição do centro de corte	84
Figura 40: trem tipo simplificado para determinação dos momentos de torção devidos a força centrífuga	85
Figura 41: elementos resistentes aos esforços de corte	85
Figura 42: elementos resistentes aos esforços de torção	86
Figura 43: força centrífuga nas seções S_{20} e S_{60}	89
Figura 44: desenho esquemático do veículo Aeromóvel de 30t sobre a via.....	90

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: coeficientes de ponderação para ELU de ações permanentes agrupadas	22
Quadro 2: coeficientes de ponderação para ELU de ações variáveis consideradas separadas	23
Quadro 3: combinações de ações	52
Quadro 4: esforços na estrutura na fase de construção, sem a consideração da protensão	54
Quadro 5 esforços na estrutura gerados pela combinação SERV2, na condição final da estrutura, sem a consideração da protensão	57
Quadro 6: envoltória de esforços na estrutura gerados pela combinação SERV3, na condição final da estrutura, sem a consideração da protensão	58
Quadro 7: cálculo das propriedades geométricas da aduela	62
Quadro 8: propriedades geométricas da aduela	63
Quadro 9: esforços devidos a protensão na seção S_{20}	70
Quadro 10: resultante das solicitações, auto-equilibradas, devidas à protensão	73
Quadro 11: resultados da combinação ELU1 para esforços no estado limite último	76
Quadro 12: esforços em cada trecho devido ao esforço de corte de 48965196 kN	83
Quadro 13: esforço de torção resistido por cada elemento	86
Quadro 14: verificação das diagonais comprimidas.....	87

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
2 MÉTODO DE PESQUISA	16
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	16
2.2 OBJETIVOS	16
2.2.1 Objetivo Principal	16
2.2.2 Objetivos Secundários	16
2.3 DELIMITAÇÕES	17
2.4 LIMITAÇÕES	17
2.5 DELINEAMENTO	17
3 CARREGAMENTOS	20
3.1 CARREGAMENTOS PERMANENTES	21
3.2 CARREGAMENTOS ACIDENTAIS	22
4 SISTEMA CONSTRUTIVO: BALANÇOS SUCESSIVOS	25
5 PROTENSÃO	29
5.1 TIPOS DE PROTENSÃO	30
5.2 MATERIAIS	31
5.2.1 Concreto	31
5.2.2 Aços	32
5.2.2.1 Aços de protensão	32
5.2.2.2 Aços para armadura convencional	32
5.3 PERDAS DE PROTENSÃO	33
5.3.1 Perdas por atrito	34
5.3.2 Perdas por recuo de ancoragem	34
5.3.3 Perdas por encurtamento elástico do concreto	35
5.3.4 Perdas progressivas	35
5.4 ESFORÇOS DEVIDOS À PROTENSÃO	36
6 TENSÕES DEVIDAS AO CISALHAMENTO E À TORÇÃO	40
7 ANÁLISE DA ESTRUTURA	44
7.1 MODELO ESTRUTURAL	44
7.2 ADUELAS	45
7.3 RAIOS DE CURVATURA MÍNIMO DA ESTRUTURA	47
7.4 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA	47
7.4.1 Fase construtiva	48

7.4.2 Situação de serviço	48
7.5 MODELO NUMÉRICO	50
7.5.1 Fase construtiva	51
7.5.2 Situação de serviço	51
7.6 SOLICITAÇÕES DEVIDAS ÀS CARGAS EXTERNAS	52
7.6.1 Esforços na fase construtiva	53
7.6.2 Esforços na situação de serviço	56
7.7 SOLICITAÇÕES DEVIDAS À PROTENSÃO	61
7.7.1 Propriedades mecânicas e geométricas dos materiais	61
7.7.2 Determinação das armaduras de protensão	63
7.7.3 Determinação dos esforços devidos à protensão	71
7.8 VERIFICAÇÃO DO ESFORÇOS NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	75
7.8.1 Esforços no estado limite último	76
7.8.2 Verificação da flexão no estado limite último	80
7.8.3 Verificação das bielas comprimidas no estado limite último	82
7.9 RAIOS DE CURVATURA DEFINIDO PELO VEÍCULO AEROMÓVEL 30t	90
8 CONCLUSÕES	91
REFERÊNCIAS	93
APÊNDICE 1	95
APÊNDICE 2	98
APÊNDICE 3	101
APÊNDICE 4	104
APÊNDICE 5	107
APÊNDICE 6	110

1 INTRODUÇÃO

O sistema de transporte Aeromóvel é caracterizado pelo tipo de energia que usa para seu movimento, que é dado pelo princípio pneumático de propulsão, que atua nas aletas, dando movimento ao veículo. Esse sistema é muito atraente pelo baixo consumo energético e pelo baixo índice de poluição gerado. Para a viabilização econômica desse tipo de transporte são necessárias adequações de vários fatores. Um deles diz respeito à via por onde passa o veículo, que deve servir também de duto para passagem do ar, que propulsionará o veículo. Essa via é formada por vigas contínuas de seção caixão aberto, dispostas sobre pilares, caracterizando um viaduto. A figura 1 mostra um esquema do sistema de propulsão do sistema Aeromóvel.

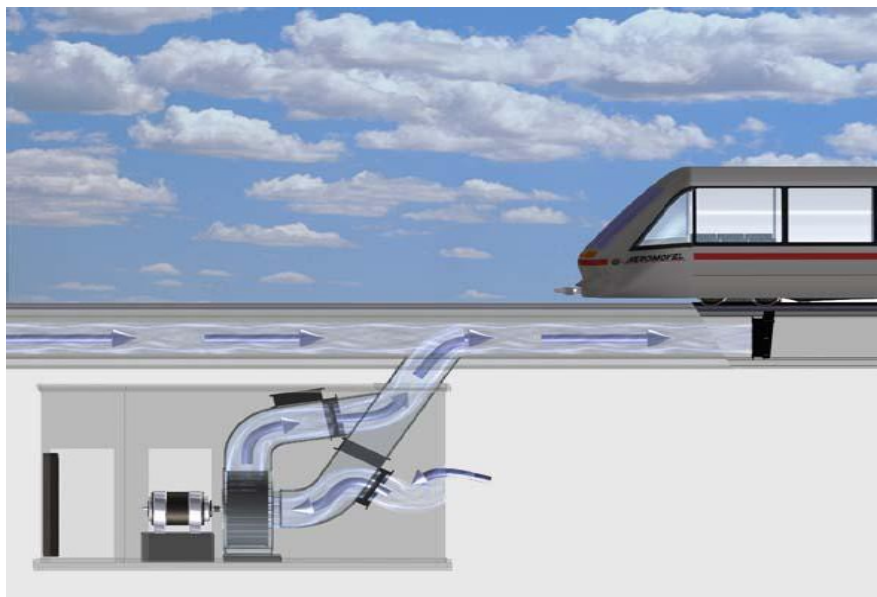


Figura 1: princípio de funcionamento do sistema Aeromóvel
(AEROMÓVEL INC., 2009)

Lindau et al. (2007, p. 2) caracterizam a via do Aeromóvel como “[...] uma estrutura elevada, de concreto ou metálica, com seção interna vazada, caracterizando um duto, por onde circulam fluxos de ar gerados por vários grupos de moto-propulsores, distribuídos ao longo da via.”. Lindau et al. (2007, p. 3) apresentam também algumas vantagens obtidas com o uso de vias elevadas:

- (a) uma operação ininterrupta em via exclusiva livre de interferências que ocorrem na superfície facilitando, assim, o deslocamento de pedestres e de veículos automotores;
- (b) uma oferta adicional de transporte coletivo, pois os pilares que suportam a via elevada podem ser localizados de forma a minimizar a interferência nas atividades que ocorrem na superfície;
- (c) investimentos relativamente baixos em desapropriações na medida em que a via elevada consiga acompanhar o traçado viário já existente;
- (d) interferências mínimas para o tráfego na superfície durante a etapa de construção da via se os elementos forem modulados e puderem ser pré-fabricados e, então, montados no local.

Lindau et al. (2007, p. 3) apresentam algumas vantagens adicionais do sistema Aeromóvel quando comparado com outros sistemas *Automated People Movers* (APM):

- (a) a possibilidade de utilização segura de uma via elevada não energizada no caso da necessidade de evacuar os passageiros de um veículo;
- (b) um elemento extra de segurança intrínseco à forma de propulsão, pois o colchão de ar existente entre a aleta de veículos sucessivos minimizaria ou até impediria a colisão de veículos sucessivos;
- (c) uma forma de propulsão que independe da adesão entre roda e trilho, que é uma das maiores limitações dos sistemas ferroviários convencionais durante as etapas de aceleração e frenagem;
- (d) um baixo índice de peso morto por passageiro transportado, pois os veículos não dispõem de motores e outros sub-sistemas complementares de tração.

O sistema de transporte Aeromóvel, em um primeiro momento, assemelha-se ao sistema ferroviário, mas quando comparados pela ótica da Engenharia são completamente distintos, tanto no que diz respeito a sua logística como no seu sistema de locomoção. O sistema de transporte Aeromóvel é bastante econômico, quando comparado ao sistema ferroviário, se usado no transporte urbano de pequenas massas e curtas distâncias. Esse sistema não atinge grandes velocidades e se caracteriza pelo transporte de pessoas a curtas distâncias. A necessidade de uma pista com características específicas para o Aeromóvel se dá pela imposição atribuída a ela de servir, não só para guiar o veículo, mas também para conduzir o ar que propulsiona o veículo. Dessa forma todas as características intrínsecas a estrutura devem ser bem avaliadas. A figura 2 mostra o veículo Aeromóvel sobre a via na cidade de Jacarta na Indonésia.



Figura 2: Aeromóvel na cidade de Jacarta na Indonésia
(PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO GRANDE DO SUL, 2009)

Leonhardt (1979, p. 1), em 1978, já alertava sobre as exigências do tráfego moderno quanto à diversificação das formas de transporte, que induzem os engenheiros a aprimorarem suas técnicas construtivas e construírem os mais variados tipos e formas de estruturas. A estrutura destinada ao sistema de transporte Aeromóvel vem ao encontro ao que Leonhardt já alertava em 1978. A forma com que este sistema de transporte é movido e as características do veículo, impõem a necessidade da seção transversal da estrutura ser aberta. Este tipo de seção apresenta comportamento distinto às de seção cheia, comumente utilizada em estruturas de ponte. Campanari (1985, p. 723-724) aponta que o comportamento mecânico de perfis delgados abertos é distinto ao dos perfis de seção plena ou de seção fechada. Os esforços de cisalhamento em perfis de seção aberta causam esforços de torção na peça.

Muitos são os estudos que buscam aprimorar os processos construtivos a fim promover obras mais econômicas. Dessa forma, faz-se necessário o uso de novas tecnologias e um arrojo no dimensionamento das peças de concreto, tornando-as mais esbeltas e, conseqüentemente, mais suscetíveis a falhas. Por esse motivo, é de fundamental importância o conhecimento do real comportamento das estruturas.

Esse estudo consiste em analisar o comportamento de uma viga curva, de seção caixão aberto, construída por balanços sucessivos com protensão aderente posterior, que servirá de via para um sistema de transporte Aeromóvel. São analisados os comportamentos da viga na fase

construtiva e na situação de serviço, a fim de determinar um raio de curvatura mínimo, podendo assim ser projetada essa via curva, para o fim a que se destina.

Este trabalho começa apresentando o método de pesquisa, seguindo com uma pequena revisão bibliográfica sobre os assuntos nele abordados. Foram enfatizados os carregamentos que atuam em estruturas de pontes curvas, as particularidades do método construtivo adotado no estudo, os parâmetros de cálculo do concreto protendido e o comportamento da torção em perfis delgados abertos. O trabalho segue com a caracterização da estrutura e dos carregamentos, a determinação dos esforços atuantes na estrutura e a definição da armadura de protensão necessária para atender aos limites de tensões admissíveis. Por fim são verificados os esforços de flexão e de torção para o estado limite último, definindo assim o raio de curvatura mínimo da estrutura.

2 MÉTODO DE PESQUISA

A pesquisa foi realizada de modo a entender o comportamento mecânico da estrutura em estudo, frente à bibliografia disponível, definindo os fatores condicionantes aos quais ela está inserida e as propriedades mecânicas e geométricas da estrutura de seção aberta que dará suporte ao Aeromóvel. A partir do entendimento do problema, a estrutura foi modelada numericamente e as variáveis envolvidas foram parametrizadas a fim de atender aos objetivos da pesquisa. O fator determinante diz respeito à via, por onde passa o veículo, que deve servir também de duto para passagem do ar que o propulsiona o veículo. Essa via é formada por vigas contínuas de seção caixão aberto, caracterizando um viaduto ou uma ponte.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho é: qual o raio de curvatura mínimo pode ser projetada uma estrutura em concreto protendido, construída por balanços sucessivos, que vença vãos de 25 metros, destinada ao sistema de transporte Aeromóvel?

2.2 OBJETIVOS

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal desse trabalho é a definição do raio de curvatura mínimo, para uma via destinada ao sistema de transporte Aeromóvel, sendo a estrutura em concreto protendido, construída por balanços sucessivos, com vãos de 25 metros.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários deste trabalho são:

- a) determinação dos esforços de corte, momento de flexão e de torção que atuarão na estrutura na fase construtiva e na condição de serviço;
- b) determinação da armadura de protensão necessária para atender aos critérios de segurança;
- c) determinação do raio de curvatura mínimo devido à geometria do veículo Aeromóvel de 30t e aquele limitado pela capacidade da estrutura.

2.3 DELIMITAÇÕES

Este trabalho fica delimitado ao estudo de apenas um modelo de aduela para a estrutura, com suas medidas pré-determinadas. Além da seção transversal, será considerado apenas um modelo de veículo Aeromóvel, o de 30t, para a determinação do carregamento móvel da estrutura.

2.4 LIMITAÇÕES

Este trabalho fica limitado ao estudo do carregamento móvel devido apenas ao veículo Aeromóvel. Não serão considerados os carregamentos aerodinâmicos devidos ao vento e à pressão no interior das aduelas devido à força de propulsão do veículo. Quanto à protensão, os resultados ficam limitados às estimativas das perdas de protensão. No que diz respeito ao software de análise numérica, limita-se ao uso de apenas um software de elementos finitos, o SAP 2000.

2.5 DELINEAMENTO

Após a escolha do assunto desse trabalho, a pesquisa bibliográfica foi de fundamental importância para o correto entendimento do comportamento mecânico da estrutura em estudo. Além disso, ela forneceu informações consistentes e precisas para conduzir este trabalho adequadamente. Começou com o estudo dos carregamentos que atuam nas estruturas de pontes, seguindo com a caracterização do processo construtivo de balanços sucessivos e da protensão. Por fim o estudo da torção em perfis delgados abertos e da normatização técnica brasileira vigente forneceu condições para a análise da estrutura.

A etapa de definição das variáveis envolvidas no estudo decorreu ao longo da pesquisa bibliográfica. Como variáveis entende-se: tipos de carregamentos, esforços e materiais envolvidos. A partir do embasamento teórico, foram aplicados os carregamentos a fim de obter as envoltórias de máximas e mínimas solicitações. A figura 3 apresenta o diagrama ao qual este estudo segue.

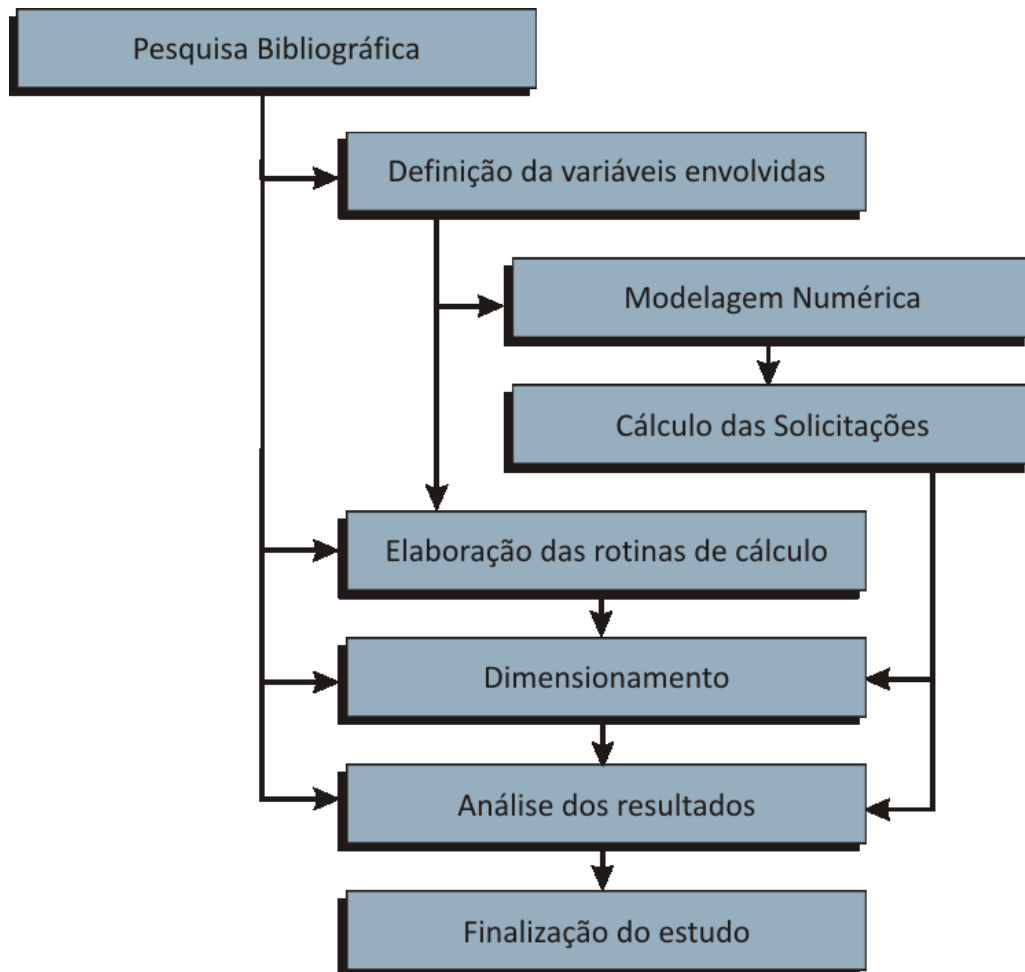


Figura 3: diagrama do estudo

Após a determinação dos carregamentos, o trabalho seguiu de forma paralela na modelagem numérica e na elaboração de rotinas para o cálculo da protensão. A modelagem numérica foi feita por elementos finitos, utilizando o software SAP 2000. As rotinas de cálculo foram programadas em uma planilha eletrônica de forma a dinamizar o processo de cálculo.

A partir das solicitações fornecidas pelo SAP 2000 e das rotinas de cálculo programadas foi possível dimensionar a protensão a ser utilizada na estrutura. Com todas essas etapas concluídas, os resultados foram analisados, verificando os estados limites de serviço e o

estado limite último da estrutura. O estudo é finalizado com os resultados obtidos e a definição do raio de curvatura mínimo para a estrutura.

3. CARREGAMENTOS

Os carregamentos que atuam em uma estrutura são classificados em permanentes e acidentais. O carregamento permanente não muda com o tempo, sendo constituído pelo peso próprio da estrutura sendo representado por esforços distribuídos ou concentrados. Já os carregamentos acidentais são aqueles que podem variar, tanto de posição como de intensidade, em relação ao tempo. Assim como o carregamento permanente, os carregamentos acidentais podem ser representados por esforços distribuídos e concentrados (CAMPANARI, 1985, p. 508).

Campanari (1985, p. 508) salienta que “Os carregamentos acidentais que devemos utilizar no cálculo das estruturas geralmente são padronizados por normas oficiais, mas muitas vezes podem ser adotados outros carregamentos móveis especiais, conforme as condições específicas de trabalho da obra.”. Segundo a NBR 7187, o projeto de uma estrutura deve considerar todas suas possíveis combinações de ações, tanto de construção como de serviço, atendendo a todos os estados limites últimos e de utilização, e as condições de durabilidade requeridas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 3).

Para a NBR 6118, os projetos de estruturas de concreto devem contemplar a consideração dos estados limites últimos e de serviço das estruturas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 50). A NBR 8681 define estado limite último (ELU) como o estado que, pela sua simples ocorrência, determina a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção e caracteriza este estado pela (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 2):

- a) perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- b) ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- c) transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- d) instabilidade por deformação;
- e) instabilidade dinâmica.

Os estados limites de serviço (ELS) são definidos pela NBR 8681 como os “Estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de

comprometimento da durabilidade da estrutura.” e caracteriza este estado por (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 2):

- a) danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b) deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- c) vibração excessiva ou desconfortável.

A NBR 8681 considera coeficientes de ponderação que devem ser aplicados às ações que atuam na estrutura e os justificam pela variabilidade das ações e por possíveis erros na avaliação das mesmas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 5). Estes coeficientes são distintos para os estados limites últimos e de serviço, assim como para as ações permanentes e móveis.

A combinação das ações, permanentes e variáveis, desconsiderando suas possíveis reduções, é dada, segunda a NBR 8681, pela equação 1:

$$F_d = \gamma_{f,g} * F_G + \gamma_{f,q} * F_Q + \gamma_P * F_P \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

F_d = valor da ação, devido à combinação das ações permanentes e variáveis;

F_G = valor das ações permanentes agrupadas;

F_Q = valor da ação variável;

F_P = valor da ação devida à protensão;

$\gamma_{f,g}$ = coeficiente de ponderação para ações permanentes agrupadas, para os estados limites de serviço (γ_f) e para os estados limites de últimos (γ_g);

$\gamma_{f,q}$ = coeficiente de ponderação para ação variável, para os estados limites de serviço (γ_f) e para os estados limites de últimos (γ_q);

γ_p = coeficiente de ponderação para ações devidas à protensão.

3.1 CARREGAMENTOS PERMANENTES

A NBR 8681 considera como carregamento permanente o peso próprio da estrutura e de todos os equipamentos fixos a ela, os empuxos de solo, a protensão das armaduras, os recalques das fundações e a retração dos materiais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS

TÉCNICAS, 2003b, p. 3). Esta norma define como 1 o coeficiente de ponderação (γ_f) das ações permanentes a ser utilizado nas verificações dos estados limites de serviço, salvo exigências contrárias (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 5). Já os coeficientes de ponderação (γ_g) para o estado limite último são dados pelo quadro 1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 8-9).

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,20	1,0

¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações permanentes.
²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m².
³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

Quadro 1: coeficientes de ponderação para ELU de ações permanentes agrupadas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 9)

Existem situações em que a protensão pode atuar desfavoravelmente em alguns trechos da estrutura, comum em estruturas hiperestáticas. Nestes casos a NBR 6118 define os coeficientes de ponderação devidos à protensão (γ_p), para os estados limites últimos, em 0,9 quando a protensão atuar a favor da segurança e 1,2 quando a favor (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 59).

3.2 CARREGAMENTOS ACIDENTAIS

Os carregamentos acidentais considerados pela NBR 8681 são todas as cargas possíveis de ocorrer em situações de serviço: sobrecargas, forças de frenagem, de impacto e centrífugas, efeitos do vento, movimentações térmicas, atrito dos aparelhos de apoio, pressões

hidrostáticas e hidrodinâmicas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 3).

Assim como para as ações permanentes, o coeficiente de ponderação (γ_f) para os estados limites de serviço é 1. Já os coeficientes de ponderação (γ_q) para as ações acidentais, para a consideração do ELU, a NBR 8681 apresenta o quadro 2 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 11):

Combinação	Tipo de ação	Coefficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas ¹⁾	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas ¹⁾	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0
¹⁾ Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na tabela 4 se aplica a esse valor limite.		

Quadro 2: coeficientes de ponderação para ELU de ações variáveis consideradas separadas
(ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 9)

Os carregamentos devidos às cargas móveis em pontes causam efeitos dinâmicos. A NBR 7187 permite aplicar um coeficiente de impacto (φ_i) à carga móvel, a fim de simular seus efeitos dinâmicos na estrutura quando não existirem estudos específicos do seu comportamento dinâmico na estrutura. A equação 2 apresenta a fórmula do coeficiente de impacto indicado pela norma para elementos estruturais de obras ferroviárias (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 5).

$$\varphi_i = 0,001 * (1600 - 60 * \sqrt{L} + 2,25 * L) \geq 1,2 \quad (\text{equação 2})$$

Onde:

φ_i = coeficiente de impacto para elementos estruturais de obras ferroviárias, adimensional;

L = vão teórico da estrutura, em metros.

Para pontes curvas, a NBR 7187 considera também o efeito de uma força centrífuga da carga móvel sobre a estrutura. Segundo a norma, para pontes ferroviárias, deve-se aplicar uma força normal ao seu eixo, a uma distância de 1,6 metros acima do topo dos trilhos. Para pontes com raio de curvatura até 1200 metros, a força a ser considerada corresponde a 15% da carga do veículo (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 6).

4 SISTEMA CONSTRUTIVO: BALANÇOS SUCESSIVOS

El Bebs e Takeya (2009, p. 10) lembram que “A idéia da construção de pontes ou mesmo outros tipos de estruturas não é nova, pois já existia na antiguidade, com o emprego de madeira e pedra [...]”, como mostra a figura 4.

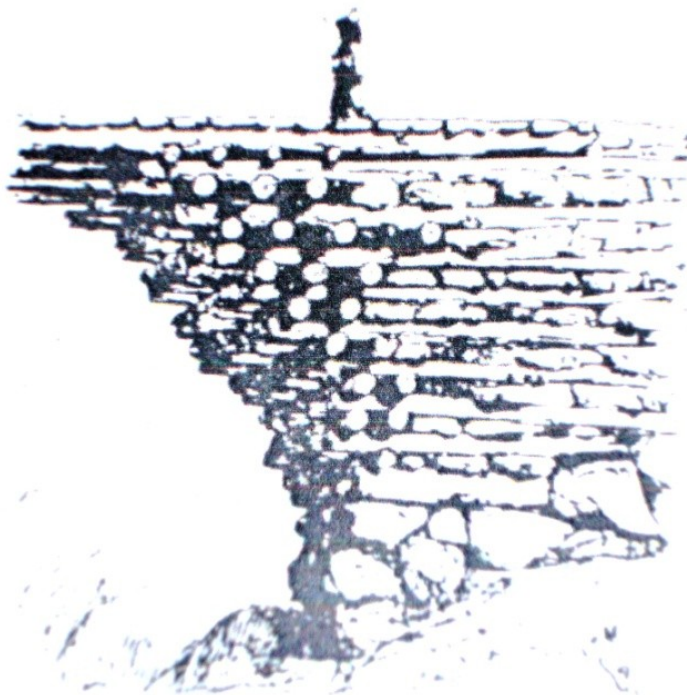


Figura 4: esquema ilustrativo da construção de pontes em balanços sucessivos em madeira
(EL DEBS; TAKEYA, 2009)

A construção segmentada de pontes iniciou nos anos 40, sendo que a primeira ponte executada com viga em caixão, composta de elementos pré-moldados, foi em 1952 sobre o rio Senae, em Choisy-le-Roi, Paris (LEONHARDT, 1979, p. 46). El Bebs e Takeya (2009, p. 10) justificam a consagração dessa técnica pelo desenvolvimento do concreto protendido. Mattos (2001, p. 21) afirma que com o surgimento do aço, do concreto armado e protendido, foi possível a construção de estruturas com vãos cada vez maiores.

El Debs e Takeya (2009, p. 10) descrevem o processo de construção por balanços sucessivos como a execução de uma ponte em segmentos, onde cada segmento apóia-se no anterior, de forma progressiva, partindo dos apoios até o encontro das extremidades. Para um melhor encaixe das aduelas, elas são fabricadas encostadas umas às outras, de forma a fazer com que

a aduela adjacente sirva de fôrma lateral para a aduela subsequente. Na interface das aduelas, Mattos (2001, p. 46) sugere, para a fase construtiva, o uso de “[...] cola a base de resina epóxi, que serve para lubrificar a superfície, diminuir o efeito das imperfeições das juntas das aduelas, impermeabilizar a junta e contribuir para a transmissão das tensões cisalhantes.”.

Mattos (2001, p. 47) explica que “[...] a concretagem do trecho central é realizada nos períodos com menor variação de temperatura, para que os efeitos térmicos não provoquem esforços no trecho até o endurecimento do concreto.”. Mason¹ (1977 apud MATTOS, 2001, p. 47) complementa, afirmando que:

Após a concretagem do fechamento central surge um esforço denominado de momento de restituição ou hiperestático da deformação lenta. Este esforço ocorre em função da alteração do sistema estrutural que impede a deformação diferida do concreto que prosseguiria até sua estabilização final. Com a continuidade central o aumento da rotação diferida na seção é impedido surgindo assim o esforço hiperestático. Este esforço é nulo no instante da ligação crescendo progressivamente até um limite em função do fenômeno da relaxação.

A montagem da estrutura por balanços sucessivos se dá de forma simétrica, onde as aduelas são montadas alternadamente aos lados do apoio. Este processo minimiza os esforços diferenciais na estrutura. Na montagem das aduelas nas extremidades da estrutura, onde não existe o contrabalanceamento das cargas, são usados escoramentos provisórios de modo a absorver os esforços. Para a construção de pontes por balanços sucessivos, fazendo uso de elementos pré-moldados, é conveniente pensar em um sistema de protensão total, onde toda a capacidade da estrutura esta vinculada à protensão. Em casos muito específicos usam-se barras de transferência entre os segmentos pré-moldados, buscando favorecer o processo construtivo ou também para contribuir com a resistência ao cisalhamento da peça. Pfeil (1980, p. 9) explica que a “[...] protensão como força externa aplicada, no caso particular de protensão total, permite analisar a seção de concreto como material homogêneo. Essa análise é, em geral, feita de modo convencional, admitindo-se que o concreto seja elástico e homogêneo.”.

Este é um método consagrado de construção de pontes, que usa aduelas pré-fabricadas, que por meio de treliças metálicas apoiadas sobre os pilares da estrutura, levam as aduelas até sua posição final onde os cabos de protensão são alocados e protendidos, fazendo com que a

¹ MASON, J. Pontes em concreto armado e protendido. Rio de Janeiro. Livros Técnicos e Científicos

estrutura adquira capacidade portante (LEONHARDT, 1979, p. 47). A figura 5 mostra uma ponte sendo construída por balanços sucessivos estaiados.



Figura 5: ponte sobre o rio Yangtze, na China, construída por balanços sucessivos estaiados (GLOBO.COM, 2009)

Para o processo de construção por balanços sucessivos, é bastante indicado com o uso da protensão, pois dinamiza a etapa executiva da obra devido à fabricação em série das aduelas na fábrica, restando apenas o processo de montagem para ser realizado na obra. A construção de estruturas por balanços sucessivos pode ser realizada de várias formas, sendo as mais usuais:

- a) guindaste: equipamento mecânico que iça as aduelas sem que a estrutura sirva de apoio (figura 6a);
- b) ponte rolante: trilhos provisórios, normalmente montados sobre a estrutura em construção, sobre a qual suspende as aduelas por meio de cabos de aço (figura 6b);
- c) treliça de lançamento: estrutura metálica provisória montada sobre a estrutura em construção que iça as aduelas por meio de cabos de aço (figura 6c).

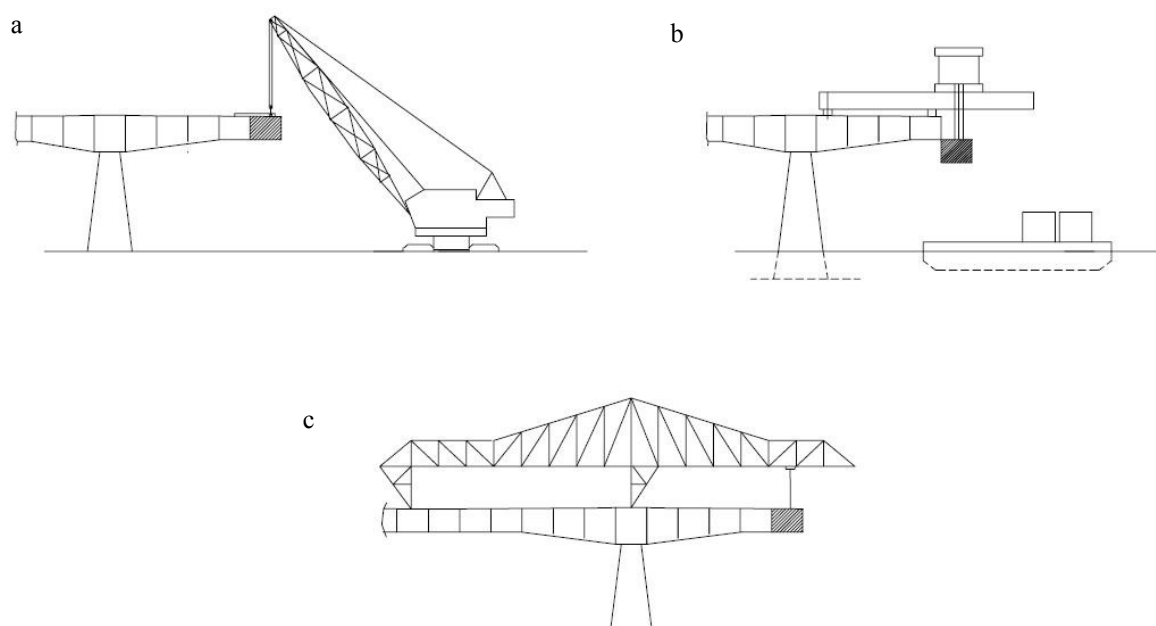


Figura 6: formas de montagem das aduelas pré-moldadas (a) guindaste; (b) ponte rolante e (c) treliça de lançamento (MATTOS, 2009)

O método mais comum é o que faz uso de treliças metálicas, pois a estrutura de içamento fica sobre a estrutura da ponte favorecendo a mobilidade dos demais trabalhos de execução da ponte. Em contrapartida, o uso deste método dispense de maiores cifras, sendo economicamente viável somente para estruturas de grande porte. Em estruturas menos robustas, onde as componentes da estrutura – as aduelas – são menores e exista a facilidade, a disponibilidade e ainda a possibilidade de locomoção e permanência de guindastes no local, seu uso se faz atrativo.

5 PROTENSÃO

De acordo com Pfeil (1980, p. 1), “A protensão é um artifício que consiste em introduzir numa estrutura um estado prévio de tensões capaz de melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob diversas condições de carga.”. Pfeil (1980, p. 5) particulariza a protensão, quando aplicada ao concreto, afirmando que a mesma “[...] consiste em introduzir esforços que anulem ou limitem drasticamente as tensões de tração do concreto, de modo a eliminar a abertura de fissuras como condição determinante do dimensionamento da viga.”.

Pfeil (1980, p. 17-18) apresenta algumas vantagens no uso da protensão no concreto:

- (a) reduz as quantidades necessárias de concreto e aço; este fato decorre do emprego eficiente de materiais de maior resistência;
- (b) permite vencer vãos maiores que o concreto armado convencional; para o mesmo vão, permite reduzir a altura necessária de viga. Estes fatos provêm do citado na alínea (a) e da maior eficiência do trabalho do concreto, quando previamente comprimido;
- (c) reduz em geral a incidência de fissuras;
- (d) reduz as tensões principais de tração provocadas pelo esforço cortante;
- (e) durante a operação de protensão, o concreto e o aço são submetidos a tensões em geral superiores às que poderão ocorrer durante a vida da estrutura. Os materiais componentes da estrutura são, portanto, testados antes de receberem as cargas de serviço.

Pfeil (1980, p. 18) também apresenta algumas desvantagens do uso da protensão:

- (a) o concreto de maior resistência exige melhor controle de execução;
- (b) os aços de alta resistência exigem cuidados especiais de protensão contra a corrosão;
- (c) a colocação dos cabos de protensão deve ser feita com maior precisão de modo a garantir as posições admitidas nos cálculos;
- (d) as operações de protensão exigem equipamento e pessoal especializados, com controle permanente de esforços aplicados e alongamentos dos cabos;
- (e) de um modo geral, as construções protendidas exigem atenção e controle superiores aos necessários para o concreto armado comum.

Segundo Hanai (2005, p. 3) “[...] a protensão pode ser empregada como meio de se criar tensões de compressão prévias nas regiões onde o concreto seria tracionado em consequência

das ações sobre a estrutura.”. O autor também apresenta o uso da protensão “[...] como meio de solidarização de partes menores de concreto armado, para compor componentes e sistemas estruturais.”. Hanai (2005, p. 4) aplica este conceito na “[...] construção de grandes estruturas, como a de pontes de grande vão executadas por balanços progressivos, em que aduelas pré-moldadas são paulatinamente acrescentadas, como o próprio nome sugere, em balaços sucessivos.”.

Atualmente, o uso da protensão se faz pelo mundo todo. Por se tratar de um sistema bastante eficiente, quando agregado ao concreto, possibilita a diversificação dos sistemas construtivos a fim de dinamizá-los e/ou torná-los mais econômicos.

5.1 TIPOS DE PROTENSÃO

Rocha (1972, p. 13) apresenta dois processos de protensão: em um “[...] a armadura é estirada antes da colocação do concreto, usando dispositivos mecânicos desligados da peça.”. Após o concreto atingir a resistência especificada em projeto, os cabos são cortados e comprimem o concreto; o outro processo, o autor descreve que “[...] consiste em distender os cabos depois do concreto endurecido.” Este processo exige o uso de bainhas metálicas na peça de concreto de forma a permitir a passagem dos cabos, após a execução da peça, para a execução da protensão. Segundo Rocha (1972, p. 13-14), “[...] após a ancoragem, as bainhas são cheias com nata de cimento para que se realize a aderência entre os cabos e o concreto.”

Quanto à intensidade da protensão, Rocha (1972, p. 14) caracteriza o concreto protendido nos seguintes tipos:

- (a) *concreto com protensão completa*, quando não há tensão de tração para a carga de serviço;
- (b) *concreto com protensão limitada*, quando se permite tensão de tração limitada para a ação de carga de serviço;
- (c) *concreto armado protendido*, quando se permite qualquer valor de tração, desde que a abertura de fissuras não ultrapasse valores fixados para cada caso.

5.2 MATERIAIS

A eficiência da protensão no concreto é obtida pelo uso de materiais diferenciados aos do concreto convencional. Segundo Hanai (2005, p. 21), o uso da protensão torna-se eficiente quando forem utilizados aços e concretos de alta resistência.

Conforme a modalidade de protensão torna-se necessário também o uso de outros materiais ou dispositivos para sua execução. Quando a protensão for aderente e executada posteriormente à concretagem do elemento estrutural, lança-se mão do uso de bainhas metálicas, dispostas no elemento de concreto, a fim de que permitam a passagem dos cabos de protensão após o endurecimento do concreto. Além das bainhas, torna-se necessário o uso de dispositivos de ancoragens para a transferência da força de protensão aplicada no aço para o concreto.

5.2.1 Concreto

A NBR 6118 explica que “[...] a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura.” e exige uma resistência característica à compressão (f_{ck}), mínima aos 28 dias, de 25 MPa. Para a armadura de protensão, a norma exige o cobrimento mínimo de 30 mm para a classe de agressividade ambiental mais branda (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 17).

Para Hanai (2005, p 22), o concreto a ser protendido deve apresentar boa resistência mecânica, um controle da retração e da fluência, boas características de compacidade e baixa permeabilidade, visto a maior suscetibilidade do aço de protensão à corrosão, devida a sua constante tensão. Deve-se, para isso, estudar o traço adequado para a dosagem do concreto, a fim de minimizar ou evitar os efeitos destes fatores.

Nas indústrias de elementos de concreto pré-fabricados, onde a protensão é utilizada em larga escala, usam-se concretos de alto desempenho para as peças protendidas, com f_{ck} na ordem de 40 MPa. Nestas indústrias, o controle tecnológico do concreto é bastante rigoroso, possibilitando assim o uso da protensão de forma mais confiável.

5.2.2 Aços

Nos elementos de concreto protendido, além das armaduras protendidas, pode ser necessário o uso de armaduras suplementares. Faz-se uso destas quando a modalidade de protensão não for a completa, onde a armadura suplementar se faz necessária para garantir a capacidade resistente da estrutura.

5.2.2.1 Aços de protensão

Segundo Pfeil (1980, p 29) “os aços utilizados para a protensão caracterizam-se por suas elevadas resistências e pela ausência de um patamar de escamento.”. O autor apresenta os aços de protensão mais usuais distintos em: fios trefilados de aço carbono e cordoalhas e barras de aço liga de alta resistência.

Para Veríssimo e César Junior. (1998, p. 25) os aços de protensão são “[...] sensivelmente mais econômicos que os aços normalmente empregados na construção com concreto armado, já que sua resistência pode ser, aproximadamente, até três vezes maior.”. Os autores também explicam que, apesar do aço de protensão apresentar resistência três vezes superior ao aço de construção convencional, esse aço tem seu uso proibido quando usado na forma de armadura passiva, pois necessita de grandes deformações para o desenvolvimento de sua resistência plena, acarretando grandes fissuras, que são inconvenientes à estrutura.

Os aços de protensão disponíveis atualmente são os de **relaxação normal** (RN), fornecidos sob a forma de fios e os de **relaxação baixa** (RB), fornecidos na forma de fios, e também de cordoalhas. Os aços de relaxação normal apresentam perdas por relaxação de 8,5%, sob a carga de 80% da carga de ruptura, enquanto os aços de relaxação baixa apresentam perdas por relaxação de 3,0%. Os aços de protensão, também conhecidos por aços de alta resistência, apresentam resistência mínima de ruptura por tração (f_{ptk}) de 19 kN/cm² (BELGO MINEIRA, 2009, p. 3-4).

5.2.2.2 Aços para armadura convencional

Existem situações em que, além do uso da protensão, torna-se necessário o uso de armadura passiva para resistir aos esforços que solicitam um elemento estrutural. A imposição do uso da

armadura passiva, como parte da armadura resistente de um elemento, é dada devido aos limites aceitáveis de utilização da estrutura. Em situações onde o dimensionamento da estrutura deve levar em consideração grandes sobrecargas, existirá a tendência ao uso da armadura passiva com o propósito de absorver parte da carga da estrutura. Este artifício é utilizado para limitar deformações excessivas na estrutura oriundas da protensão.

Pfeil (1980, p. 28) caracteriza a armadura suplementar, ou passiva, pelo seu valor característico do limite de escoamento (f_{yk}). Atualmente emprega-se como armadura suplementar o aço CA50, cujo f_{yk} é 5 kN/cm².

5.3 PERDAS DE PROTENSÃO

Hanai (2005, p. 36) define a perda de protensão como “A diminuição da intensidade da força de protensão [...]”. Essas perdas têm seus fatores diretamente relacionados ao comportamento reológico do concreto, com a fluência do aço sob tensão, ao processo executivo e aos equipamentos utilizados. Com o conhecimento do comportamento reológico do concreto é possível atribuir exigências na composição do concreto como um traço apropriado, e não simplesmente o f_{ck} , objetivando diminuir as perdas devidas à retração e fluência do concreto.

Sobral (1990, p. 1-2) define reologia como a “[...] ciência que estuda a deformação e o escoamento da matéria.” e completa afirmando que “A esta cabe estudar os problemas relacionados com os escoamentos, cisalhamentos, deslizamentos, atritos, e observar, de modo particular, a sedimentação, frequência de vibração –, conjunto elementos cuja conjugação conveniente caracteriza a trabalhabilidade.”.

A eficiência da protensão é obtida com a diminuição das perdas atreladas ao processo construtivo. Mattos (2001, p. 65) afirma que “A força de protensão aplicada na extremidade do cabo sofre perdas ao longo do comprimento relacionadas com a posição do cabo em cada seção, com o sistema estrutural, com a fluência e a retração do concreto e com a relaxação do aço ao longo do tempo.”.

Leonhardt (2007, p. 23) ressalta que:

Para o concreto protendido, a deformação devida à fluência (*creep strain*), sob tensão constante, não é decisiva, porque em estruturas protendidas não é a tensão no aço que permanece constante, mas sim o comprimento deformado obtido após a

protensão, o qual é aproximadamente constante. Este comprimento, na realidade, se encurta de um valor insignificante devido à retração e à fluência do concreto.

Segundo Pfeil (1980, p. 147), as perdas de protensão podem ser classificadas quanto à época de ocorrência como:

- (a) perdas imediatas: perdas por atrito, por recuos de ancoragens e pelo encurtamento elástico instantâneo do concreto no momento da protensão;
- (b) perdas retardadas: perdas devidas à fluência e retração do concreto, e por relaxação do aço.

Para Pfeil (1980, p. 148), “As perdas imediatas, sobretudo as devidas ao atrito, podem atingir valores consideráveis, dependendo da geometria dos cabos e do coeficiente de atrito, nos pontos de contato entre o cabo e a peça pretendida.”. Já as perdas retardadas podem ser bastante significativas se os materiais empregados não forem adequados ou as condições termo-higrométricas de exposição da obra forem desfavoráveis.

A NBR 6118 exige que sejam consideradas, em projeto, todas as perdas de protensão que ocorrem durante a vida útil da peça e trata as perdas retardadas por perdas progressivas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 45). As perdas de protensão são inicialmente estimadas e posteriormente verificadas. A partir do conhecimento das particularidades de cada tipo de perda é possível estimar de forma mais precisa as perdas inerentes ao processo de protensão e, assim, elaborar projetos que as tornem menos significativas e promover formas de minimizá-las.

5.3.1 Perdas por atrito

As perdas de protensão por atrito são devidas à trajetória do cabo na peça de concreto. Pfeil (1980, p. 150) explica que “Durante a protensão, os cabos, ao se deslocarem em relação à viga, sofrem perdas por atrito nos pontos de contato

5.3.2 Perdas por recuo de ancoragem

Pfeil (1980, p. 162-163) alerta sobre a existência de perdas na força de protensão em virtude das ancoragens por cunhas, nos processos de protensão pós-tracionados. Neste processo, para

a cunha entrar em carga, o cabo sofre um encurtamento devido ao cravamento da mesma. Hanai (2005, p. 40) afirma que “A magnitude dessa perda depende do tipo de ancoragem [...]”. Segundo Mattos (2001, p. 66) essa perda varia de 3,5% a 8,0% para os equipamentos de protensão atuais. Anotações de aula² observam que, para os equipamentos de protensão existentes, o recuo varia de 6 a 8 mm.

5.3.3 Perdas pelo encurtamento elástico do concreto

Nas situações em que o concreto é protendido pelo sistema de pós-tração, com apenas uma cordoalha, a perda de protensão pelo recuo elástico do concreto não é significativa. Mas, nas situações onde existirem vários cabos, e os mesmo forem protendidos um a um, ocorrem perdas de protensão nos cabos já protendidos em virtude do encurtamento imediato do concreto provocado pela protensão dos cabos posteriores. Nas situações onde existam muitos cabos é conveniente aplicar a protensão em etapas; em um primeiro momento é aplicada parte da carga em todos os cabos e posteriormente aplica-se a carga completa a todos.

5.3.4 Perdas progressivas

Seria possível pensar que após as perdas imediatas da força de protensão haveria uma permanência na intensidade da força de protensão, mas, segundo Hanai (2005, p. 36), “[...] elas estão sujeitas a variações de intensidades.”. O autor justifica, enfatizando o comportamento do concreto que “[...] é um material sujeito a deformações intrínsecas, isto é, que são decorrentes da natureza da sua estrutura interna, da sua reologia.”.

Além da retração por secagem rápida, o concreto sofre deformação por retração ao longo do tempo, isso acontece devido ao equilíbrio higrotérmico que o concreto estabelece com o meio ambiente. A fluência também representa um encurtamento da peça de concreto, sendo esta devida as tensões de longa duração que o aço de protensão tensionado exerce no elemento estrutural. A fluência também acontece em estruturas de concreto convencional simples, mas devido ao carregamento aleatório, é menos significativa, explica Hanai (2005, p. 37).

² Notas de aula do Prof. Rubem C. Schwingel da disciplina de Concreto Protendido do curso de Engenharia Civil da UFRGS

O encurtamento do elemento estrutural devido aos esforços de compressão de longa duração, induzidos pela armadura de protensão, acarretam uma diminuição da força de protensão instalada e, portanto, são consideradas perdas progressivas da força de protensão, explica Hanai (2005, p. 37). O autor completa informando que a maior parte das perdas progressivas acontecem no tempo de 2 a 3 anos.

A força de protensão também sofre redução devido à fluência e a relaxação do aço. Hanai (2005, p. 39) explica que “[...] a fluência do aço ocorre quando a deformação do aço aumenta ao longo do tempo enquanto a deformação é mantida constante.” e a relaxação do aço “[...] ocorre quando a armadura, deformada por uma solitação inicial, é mantida a comprimento constante.”. Leonhardt (2007, p. 23) explica que “[...] as causas, comuns a esses dois fenômenos, são os movimentos produzidos por transformações na estrutura cristalina, quando o aço estiver submetido a uma solitação permanente.”. A diminuição do comprimento da peça de concreto, devido à retração e a fluência, alivia a tensão no aço de protensão acarretando uma diminuição na força de protensão, diminuindo assim a capacidade da estrutura.

5.4 ESFORÇOS DEVIDOS À PROTENSÃO

Os esforços devidos à protensão vêm de cargas atribuídas à estrutura, de forma voluntária. Estas cargas, quando dispostas de forma adequada, possibilitam projetar elementos estruturais, tendo seu principal fundamento relacionado na introdução de solicitações na estrutura, contrárias as que a solicitam. A partir do conhecimento do carregamento que irá atuar na estrutura, tanto na sua fase construtiva quanto em sua situação de serviço, é possível dimensionar a protensão fazendo com que ela exerça um esforço contrário e equivalente ao do carregamento externo. Isso é possível com o uso de cabos curvos, ou dispondo os cabos de forma excêntrica ao centro de gravidade da seção.

Pfeil (1980, p. 17) verifica que “[...] para uma mesma seção de concreto, o artifício da protensão permite dobrar o momento resistente”. O autor complementa afirmando que o uso de concretos de maiores resistências faz com que a eficiência da protensão cresça de forma diretamente proporcional. A figura 7 mostra o sistema auto-equilibrado da protensão contrapondo o carregamento vertical.

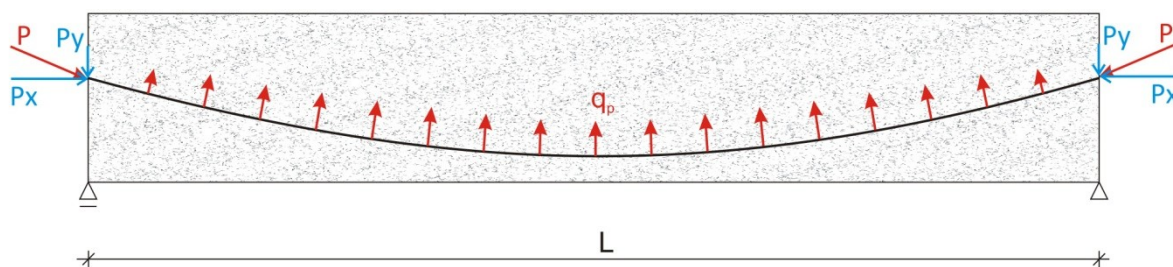


Figura 7: protensão com cabo curvo (sistema auto-equilibrado)
(baseado em PFEIL, 1980)

Com base na figura 7, é possível determinar a força (q_p) devida a protensão que atua no elemento estrutural pela equação 3:

$$q_p = 2 * \frac{P_y}{L} \quad (\text{equação 3})$$

Onde:

q_p = força que atua no elemento estrutural devido a protensão, em nN/m;

P_y = componente vertical da força de protensão, em kN;

L = comprimento do trecho protendido curvo, em metros.

Rocha (1972, p. 22) explica que “Nas peças fletidas, a colocação da armadura é feita em posição excêntrica de modo a fazer com que a força de tração da armadura realize um momento fletor na peça em sentido contrário ao que será realizado com a aplicação das cargas.”. Dessa forma, a ação das cargas externas distende a armadura de protensão, tendendo a tracionar o concreto na região comprimida e comprimir o concreto na tracionada pela protensão. A figura 8 mostra as tensões geradas pelo carregamento externo e pela protensão aplicada em um elemento estrutural:

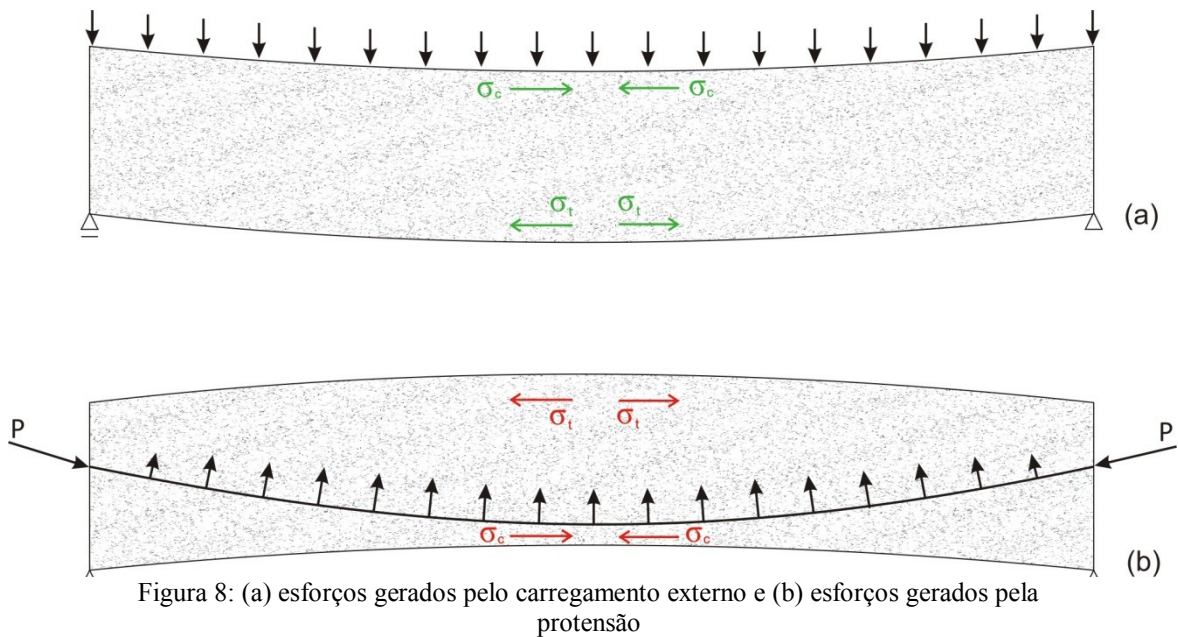


Figura 8: (a) esforços gerados pelo carregamento externo e (b) esforços gerados pela protensão

O efeito da protensão em estruturas isostáticas é distinto ao das estruturas hiperestáticas. Nas primeiras, a protensão não altera as reações nos apoios. Já nas estruturas hiperestáticas, Hanai (2005, p. 16) salienta que existe uma “[...] redistribuição de esforços decorrente da existência de vínculos adicionais, que acarreta os chamados “*hiperestáticos de protensão*”.”.

Hanai (2005, p. 35) afirma que “O cálculo de esforços solicitantes causados pela protensão é feito pela Teoria da Estruturas, com os mesmos métodos empregados para analisar o efeito de outras ações, como peso próprio, cargas móveis, deslocamentos de apoio, etc.”, porém, por se tratar de um sistema de força especial, devem-se considerar suas peculiaridades e seus procedimentos executivos apropriados.

Pfeil (1980, p. 9) apresenta as equações 4 e 5, que determinam as tensões nos bordos, inferior e superior, da estrutura de concreto protendido, respectivamente.

$$\sigma_{BI} = P * \left(\frac{1}{A_C} + \frac{e_P}{W_I} \right) - \frac{M}{W_I} \quad (\text{equação 4})$$

$$\sigma_{BS} = P * \left(\frac{1}{A_C} - \frac{e_P}{W_S} \right) + \frac{M}{W_S} \quad (\text{equação 5})$$

Onde:

σ_{BI} = tensão no bordo inferior do concreto devido à protensão e o carregamento externo, em kN/cm^2 ;

σ_{BS} = tensão no bordo superior do concreto devido à protensão e o carregamento externo, em kN/cm^2 ;

P = força de protensão, na seção analisada, em kN;

A_C = área de concreto da seção transversal da peça, em cm^2 ;

e_P = excentricidade do cabo de protensão em relação ao centro de gravidade da seção transversal, em cm;

W_I = módulo resistente inferior, em cm^3 ;

W_S = módulo resistente superior, em cm^3 ;

M = momento de flexão devido a carga externa em kN.m.

6 TENSÕES DEVIDAS AO CISALHAMENTO E À TORÇÃO

O comportamento mecânico de perfis delgados abertos é distinto dos perfis de seção plena ou de seção fechada. Os esforços de cisalhamento em perfis de seção aberta causam esforços de torção na peça. De forma análoga, esforços de torção, em perfis delgados de seção aberta, geram rotações e empenamentos da seção devido a esses esforços, e quando essas deformações forem impedidas, surgem tensões secundárias de cisalhamento (CAMPANARI, 1985, p. 723-724). O autor explica que, quando a estrutura não tem liberdade para sofrer empenamento ocorre o aparecimento destas tensões fazendo com que “[...] a seção do perfil tenha um comportamento específico na resistência à torção, que é denominado efeito de torção não uniforme, e haverá um efeito denominado “flexão na torção”.”.

Campanari (1985, p. 697) afirma que “Sempre que aplicarmos um esforço solicitante em uma seção qualquer, surgem como esforços resistentes as tensões correspondentes ao esforço solicitante aplicado, de modo que o efeito resultante das tensões seja equivalente ao esforço solicitante aplicado.”. Os perfis de seção aberta, submetidos a esforços de corte, não apresentam um fluxo contínuo das tensões de cisalhamento ao longo de sua seção transversal, fazendo que o centro de esforço cortante se encontre, normalmente, fora da seção do perfil. Para haver equivalência entre uma força cortante, aplicada a um perfil, e as tensões de cisalhamento provocadas por esta, é necessário que esta força seja aplicada no centro de esforço cortante explica Campanari (1985, p. 699). A aplicação desta força fora do centro de esforço cortante gera esforços de torção no perfil.

Por esse motivo, é comum que os esforços cisalhantes, aplicados em perfis abertos, gerem esforços de torção devido à excentricidade da aplicação da carga do centro de esforço de cortante. Campanari (1985, p. 688-690) diferencia os esforços devidos ao esforço cortante aplicado no centro de esforço cortante daqueles gerados por momentos de torção. A determinação desses esforços é feita a partir do conhecimento da contribuição de cada elemento retangular que compõem o perfil para a sua resistência. Quando alguma força, normal ao eixo da estrutura, for aplicada fora do centro de esforço de corte, surgirá esforço de torção na estrutura.

Os esforços de cisalhamento devidos às solicitações de corte e de torção podem ser somados ou podem reduzir um ao outro. Sua determinação se dá pelo fluxo de tensões que ocorrem no perfil. A figura 9 apresenta o fluxo de tensões devido aos esforços de corte e à torção.

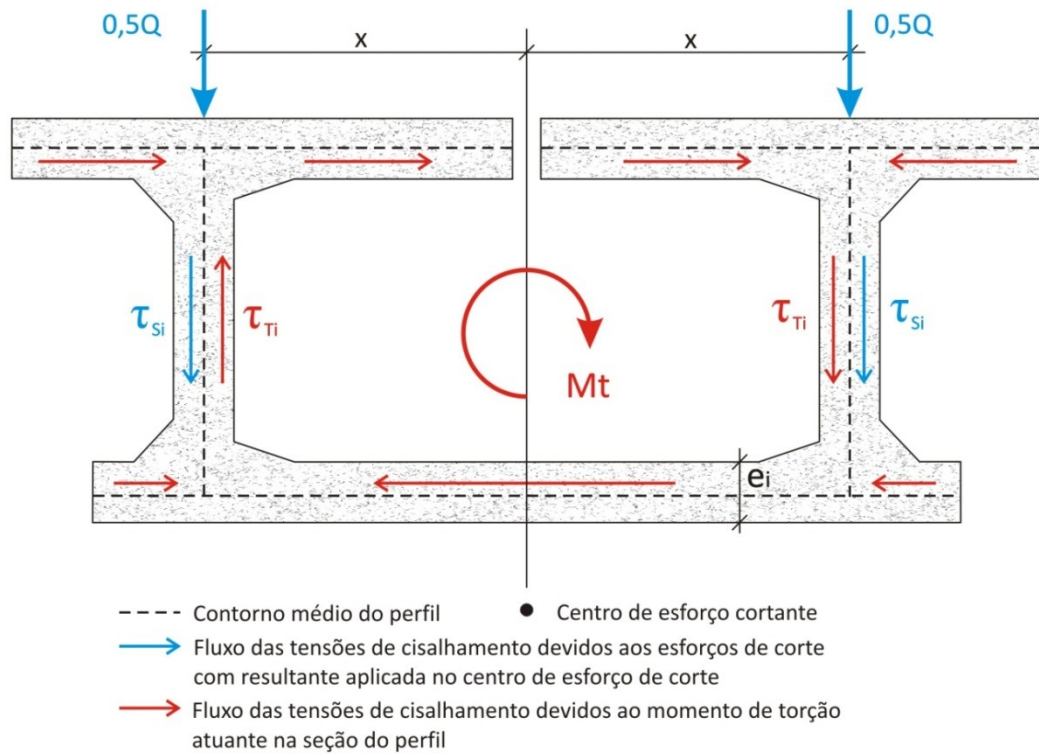


Figura 9: fluxo das tensões de cisalhamento

A NBR 6118 apresenta as equações 6 e 7 para a determinação dos limites de resistência do banzo comprimido do perfil devido aos esforços de corte e o momento de torção, respectivamente (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 122-126):

$$V_{RD2} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d \quad (\text{equação 6})$$

Onde:

V_{RD2} = esforço cortante resistente de cálculo, em kN;

α_{v2} = dado pela equação 8;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto, em kN/cm^2 .

b_w = espessura do perfil, em cm;

d = altura útil da seção, em cm.

$$T_{RD2} = 0,50 * \alpha_{v2} * f_{cd} * A_e * e * \text{sen}(2\theta) \quad (\text{equação 7})$$

Onde:

T_{RD2} = momento de torção resistente de cálculo de cada elemento retangular, em kN.cm;

α_{v2} = dado pela equação 8;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto, em kN/cm².

A_e = dado pela equação 9;

e = espessura do perfil, em cm.

θ = ângulo de inclinação da diagonal comprimida, entre 30° e 45°.

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (\text{equação 8})$$

Onde:

α_{v2} = coeficiente de minoração de altas resistências do concreto, adimensional;

f_{ck} = resistência característica do concreto aos 28 dias, em MPa.

$$A_e = (e - h_e) * (a - h_e) \quad (\text{equação 9})$$

Onde:

A_e = área delimitada pela linha média da parede da seção vazada equivalente, em cm²;

e = espessura do perfil, em cm;

a = altura do perfil, em cm;

h_e = espessura de parede equivalente, dado pela equação 10.

$$h_e = \frac{A}{u} \quad (\text{equação 10})$$

Onde:

h_e = espessura de parede equivalente, em cm.

A = área do retângulo analisado, em cm²;
u = perímetro do retângulo analisado, em cm.

A NBR 6118 também apresenta a equação 11 onde limita a resistência do perfil pela combinação dos esforços de corte e de torção atuantes simultaneamente no perfil (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 129).

$$\frac{V_{SD}}{V_{RD2}} + \frac{T_{SD}}{T_{RD2}} \leq 1 \quad (\text{equação 11})$$

Onde:

V_{RD2} = esforço cortante resistente de cálculo, em kN.cm;

T_{RD2} = momento de torção resistente de cálculo, em kN.cm;

V_{SD} = esforço cortante solicitante de cálculo, em kN.cm;

T_{SD} = momento de torção solicitante de cálculo, em kN.cm.

7 ANÁLISE DA ESTRUTURA

A via de transporte do sistema Aeromóvel se caracteriza por ser uma via elevada. Segundo Marchetti (2008, p. 1) ela pode ser tratada como uma ponte, por se tratar de um viaduto, já que o fator que os diferenciam é o tipo de obstáculo que vencem. Vários autores, dentre eles Pfeil (1983, p. 1), caracterizam genericamente uma ponte como uma obra-de-arte especial.

A via elevada, característica desse tipo de transporte, eleva os custos de sua estrutura pela sua etapa construtiva, já que equipamentos de montagem especiais são necessários para a execução dos trabalhos. Em contrapartida, facilita a circulação do veículo, por não haver cruzamentos em sua linha e também por necessitar de baixas áreas de desapropriações.

Formas diferenciadas de seções e vãos levam a elaboração de projetos bastante distintos, fator que eleva os custos do projeto. Por esse motivo, torna-se interessante a criação de uma tendência, ou uma tentativa de padronização de projetos e das formas construtivas desse tipo de estrutura. Sabe-se da dificuldade de construção de obras civis idênticas, em lugares distintos, mas um estudo consistente de um modelo adequado e generalista, pode facilitar a adequação deste para várias situações.

7.1 MODELO ESTRUTURAL

O modelo estrutural adotado para o estudo leva em consideração a dilatação térmica que uma estrutura de grande comprimento sofre. Esta consideração é feita apenas pela limitação do vão entre as juntas de dilatação. Os esforços gerados pela dilatação térmica não serão considerados. Para essa estrutura determinou-se um comprimento entre juntas de dilatação de 100 metros. Esse comprimento total de 100 metros foi subdividido em 4 vãos livres de 25 metros.

Para o estudo de uma viga contínua sobre vários apoios, Timoshenko (1974, p. 207) considera “[...] um dos apoios com articulações fixas e todos os outros com articulações móveis sobre rolos.”. O mesmo autor justifica sua consideração devido ao fato da simplificação do modelo estrutural a fim de resultar apenas uma incógnita em cada apoio, exceto no apoio com articulação fixa. O modelo idealizado pelo autor pode ser considerado válido devido ao fato da estrutura não estar engastada nos apoios. A disposição de elementos de Neoprene, sob a

viga, leva a estrutura a um comportamento estrutural idealizado pelo autor. A figura 10 apresenta o modelo estrutural adotado neste estudo.

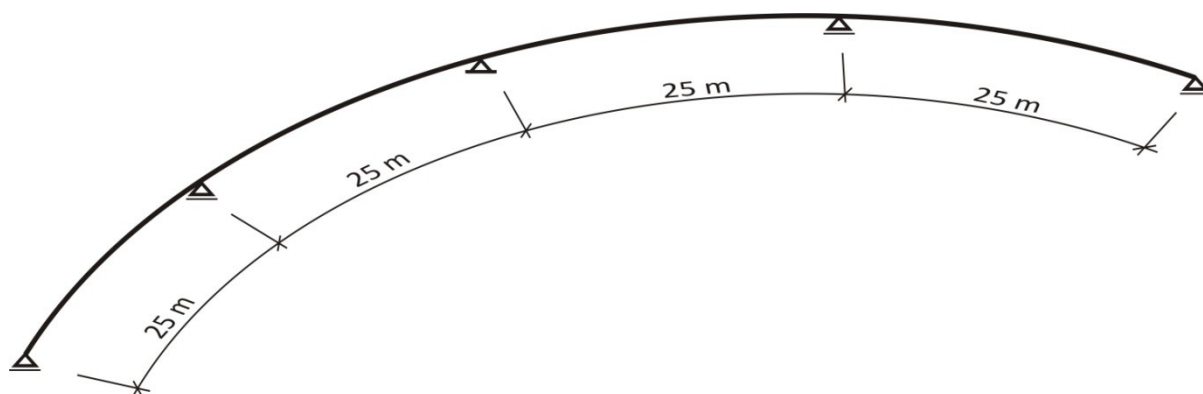


Figura 10: modelo estrutural

Esta estrutura é definida como uma estrutura hiperestática, tendo seus apoios distando 25 metros entre si. O modelo estrutural analisado foi o de viga contínua com vinculação de primeira ordem nos extremos, ou seja, simplesmente apoiada, sendo restringidos os movimentos verticais nos apoios da estrutura, não havendo restrições de movimento na direção do eixo horizontal da peça. Os apoios foram considerados infinitamente rígidos e verticalmente indeslocáveis. Esse estudo não considera qualquer deslocamento proveniente de recalques nas fundações.

Apesar do atrito, entre a estrutura e os elementos de apoio, favorecer a distribuição dos esforços horizontais entre todos os pilares, este estudo adotou a idealização de Timoshenko (1974, p. 207), considerando o apoio central com articulações fixas. A escolha do apoio central com articulações fixas é justificada pela consideração dos esforços horizontais provocados pela dilatação térmica e pela protensão. A presença de uma junta de dilatação nas extremidades da estrutura induz a mesma a uma deformação longitudinal nula sobre o apoio central fixo e máxima nas suas extremidades.

7.2 ADUELAS

O DNER (BRASIL, 1996, p. 129) apresenta vantagens no uso de seções celulares por suas “[...] características estruturais de grande rigidez longitudinal e torcional, com pequeno

consumo de material [...]”. Isto as tornam vantajosas em traçados curvos e em grandes vãos com cargas excêntricas.

A estrutura em estudo apresenta uma forma diferenciada das usadas em pontes rodoviárias. Sua seção transversal se assemelha muito às de pontes projetadas com vigas caixão, mas o fato dela ter sua seção aberta na face superior, característica imposta pelo uso ao qual se destina, faz com que o comportamento estrutural seja diferenciado.

Estudos realizados em trabalho não publicado³ conduziram a uma seção transversal bastante eficiente do ponto de vista estrutural e também econômica, do ponto de vista financeiro, quando utilizada em trechos retos. A aduela deste estudo sofreu pequenas alterações na sua geometria original. A figura 11 apresenta a seção transversal da viga deste estudo com as medidas geométricas que a caracteriza.

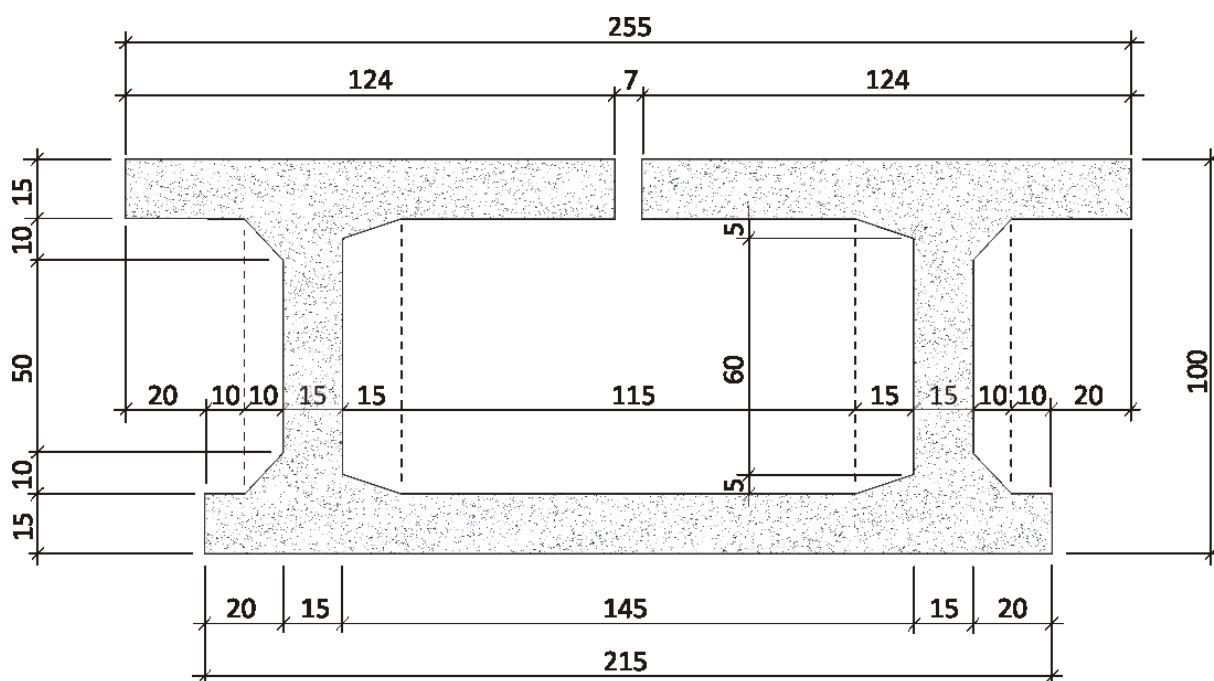


Figura 11: seção transversal
(baseado em projeto em desenvolvimento)⁴

A forma, ou seção transversal da aduela, é determinada pelo uso ao qual a estrutura é destinada. Já o seu comprimento, Leonhardt (1979, p. 47) afirma que é determinado pela capacidade de carga dos equipamentos disponíveis para transporte e montagem das aduelas. O

³ Projeto em desenvolvimento pela Empresa RS Engenharia SC Ltda.

⁴ Idem.

desenvolvimento da aduela levou em consideração o veículo, ao qual esta estrutura servirá de via, que necessita de um duto de 1 m^2 para a propulsão do ar. Nesse duto passarão aletas que, propulsionadas, darão movimento ao veículo.

Visando uma possível padronização de projetos, e também possibilitar que os serviços de montagem possam ser realizados por equipamentos de pequeno porte, este estudo adotou o comprimento das aduelas de 1,25 metros. As aduelas dispostas sobre os pilares terão o comprimento de 5 metros.

7.3 RAIOS DE CURVATURA MÍNIMO DA ESTRUTURA

Os esforços gerados pelos carregamentos limitam o raio de curvatura que a estrutura pode admitir. Em estruturas curvas, o esforço determinante para a limitação do raio de curvatura é a torção. Após várias análises, o raio de 250 metros se mostrou adequado, de modo a atender as condições de segurança exigidas pela normatização brasileira. Serão apresentados os resultados obtidos da análise deste raio a fim de verificar a segurança da estrutura.

7.4 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

A estrutura em estudo terá seu uso exclusivo ao sistema de transporte Aeromóvel. Os esforços que solicitarão a estrutura terão caráter permanente e acidental. As solicitações permanentes provêm do peso próprio da estrutura somado os dispositivos de uso da via que serão instalados na estrutura, tais como trilhos, guarda-corpos e outros. A protensão também será uma solicitação permanente, mas será tratada de forma particular. Já as solicitações acidentais, ou móveis, serão devidas ao veículo que percorre a via e pelos equipamentos necessários para a construção da estrutura. Marchetti (2008, p. 29) explica que “Para o cálculo de elementos de ponte, as cargas dos veículos e da multidão são utilizadas em conjunto, formando os chamados “trens-tipos”.”.

Para a determinação dos esforços que a estrutura estará sujeita, foram consideradas as fases de construção e de serviço da estrutura. Para cada situação estudada foi considerada cada particularidade inerente, tanto ao processo construtivo, quanto à situação de utilização da estrutura. Os carregamentos devidos a protensão foram determinados em função dos

carregamentos de peso próprio, pelos dispositivos de uso da via e pela carga móvel que atua na estrutura.

7.4.1 Fase construtiva

A fase construtiva desta estrutura é dada pela montagem alternada das aduelas – em cada lado da viga – formando um pórtico com apenas um pilar e uma única viga engastada no seu comprimento médio, sobre o pilar. A garantia de estabilidade, nesta fase, se dará por escoramentos na aduela de 5 metros, disposta sobre o pilar.

Nesta fase, a estrutura estará submetida a esforços devidos ao peso próprio da estrutura, exceto os dispositivos de uso da via, e os equipamentos de instalação das aduelas. A carga devido ao peso próprio da estrutura atua de forma distribuída e uniforme ao longo a estrutura. Já a carga devida aos equipamentos de construção será aplicada de forma concentrada nos extremos da estrutura.

A carga devida ao peso próprio da estrutura, na fase construtiva, é 23,5 kN/m. Já a carga devida aos equipamentos de construção foi estimada em 10 kN, atuando nos dois lados da estrutura. A figura 12 mostra o modelo estrutural para a estrutura na fase construtiva.

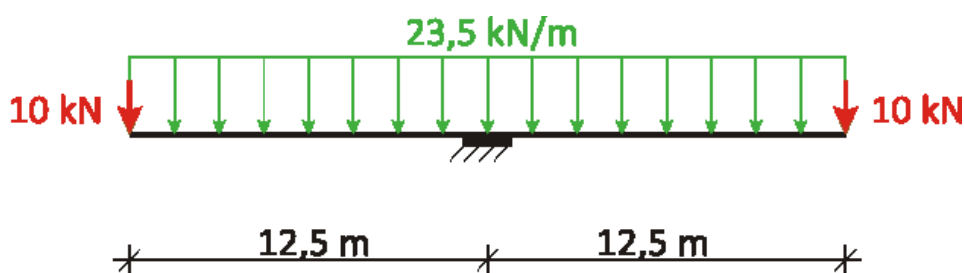


Figura 12: modelo estrutural com o carregamento, na fase construtiva, referente à montagem da última aduela

7.4.2 Situação de serviço

Após a fase de montagem das aduelas, onde a estrutura se encontra em balanço, procede-se o fechamento da parte central, de forma a unir os pórticos. Aplicam-se então os esforços de protensão, que darão à estrutura condições hiperestáticas. Nesta fase, a estrutura deve oferecer condições de serviço, além das condições de segurança previstas nas normas técnicas.

Para as situações de serviço e de segurança, a estrutura estará submetida aos esforços devidos ao peso próprio da estrutura, ao carregamento móvel e aos esforços de protensão. O peso próprio da estrutura será composto pelo peso da viga com os dispositivos de uso da via. Para estes dispositivos foram estimadas cargas equivalentes a 3 kN/m. Dessa forma, o peso próprio da estrutura para a situação de serviço será de 26,5 kN/m.

As ações de natureza móvel serão aplicadas na estrutura através do trem-tipo do veículo. Para este estudo foi considerado um modelo de veículo Aeromóvel de 30t. As medidas que caracterizam o trem-tipo deste veículo são apresentadas na figura 13.

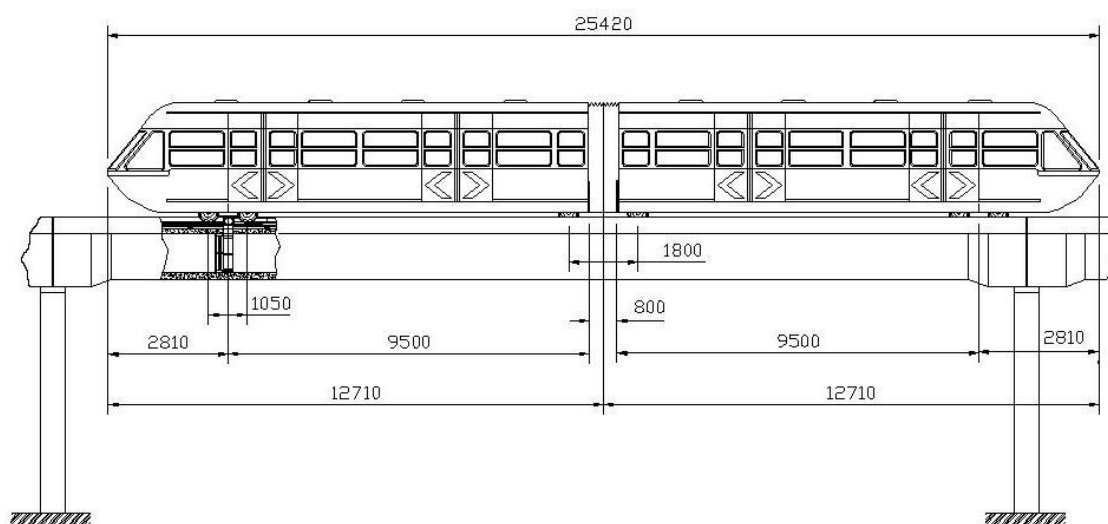


Figura 13: veículo do sistema Aeromóvel 30t
(imagem não publicada)⁵

Para a consideração dos efeitos dinâmicos da carga móvel sobre a estrutura foi utilizada a equação 2, que determina o coeficiente de impacto a ser aplicado no trem-tipo.

$$\varphi_i = 0,001 * (1600 - 60 * \sqrt{25} + 2,25 * 25) = 1,355$$

O estudo da estrutura que servirá de via para o sistema de transporte Aeromóvel leva em consideração um trem-tipo não normatizado. Sendo assim, torna-se necessária a discretização deste trem-tipo para a determinação das solicitações por ele geradas. A figura 14 apresenta a discretização do trem-tipo do veículo Aeromóvel de 30t.

⁵ Modelo disponibilizado para fins de projeto para a Empresa RS Engenharia SC Ltda.

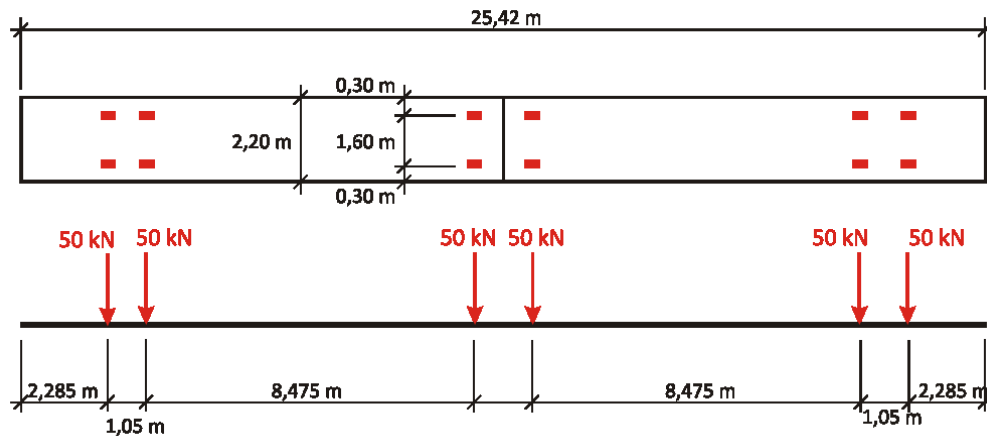


Figura 14: trem-tipo do veículo Aeromóvel 30t

A figura 15 mostra o modelo estrutural para a estrutura em condição de serviço, devido apenas aos carregamentos externos, onde as cargas de 50 kN são móveis.

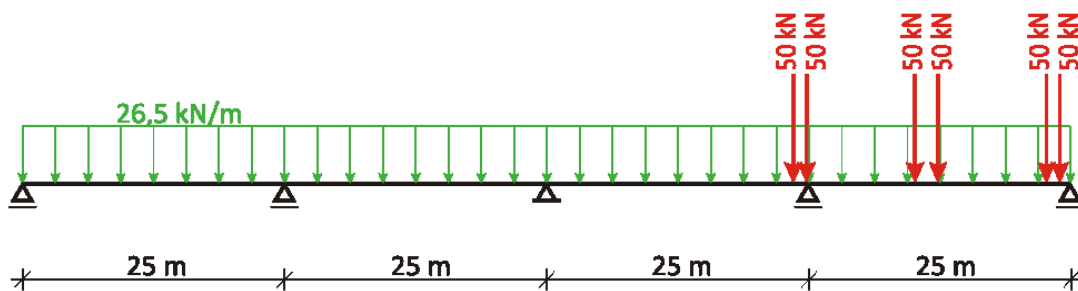


Figura 15: modelo estrutural com o carregamento externo, na situação de serviço

7.5 MODELO NUMÉRICO

Para a determinação dos esforços gerados pelas ações permanentes – exceto a protensão – e pelas ações móveis, fez-se uso do software SAP2000. Os modelos anteriormente descritos foram reproduzidos no software para cada situação. No modelo numérico, foram usados elementos finitos de barra – *frames* –, com comprimento de 1,25 metros, para a caracterização da estrutura. Estes elementos se caracterizam por apresentarem 6 graus de liberdade por nó, 3 restrições de deslocamentos (X,Y,Z) e 3 restrições de giro (X,Y,Z).

7.5.1 Fase construtiva

Nos modelos numéricos da fase construtiva, a estrutura em balanço foi idealizada com condições de engastamento perfeito no pilar, sendo desconsiderado o efeito do escoramento da aduela de 5 metros. As figuras 16 e 17 apresentam o modelo da análise numérica da estrutura na fase construtiva.

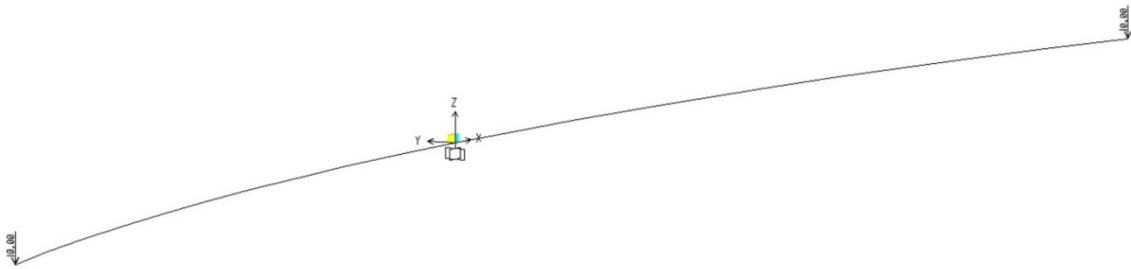


Figura 16: modelo numérico da estrutura, para a fase construtiva, referente à montagem da última aduela

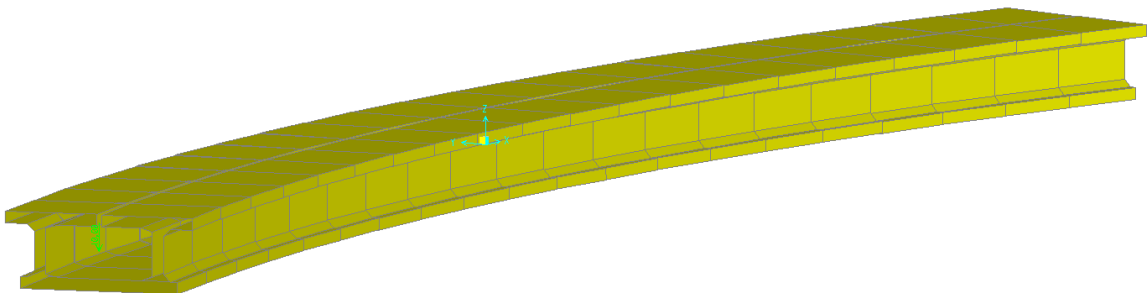


Figura 17: modelo numérico da estrutura, extrudado, para a fase construtiva, referente à montagem da última aduela

7.5.2 Situação de serviço

Nos modelos numéricos para a fase final da estrutura foi considerado o modelo de Timoshenko. Para o apoio central foram aplicadas todas as restrições ao deslocamento. Para os demais apoios foram restringidos os deslocamentos nos eixos, Y e Z, sendo liberado o deslocamento em X. Quanto ao giro, em todos os apoios, foi permitido apenas o giro em Y. As figuras 18 e 19 apresentam o modelo da análise numérica da estrutura para a situação de uso da estrutura.

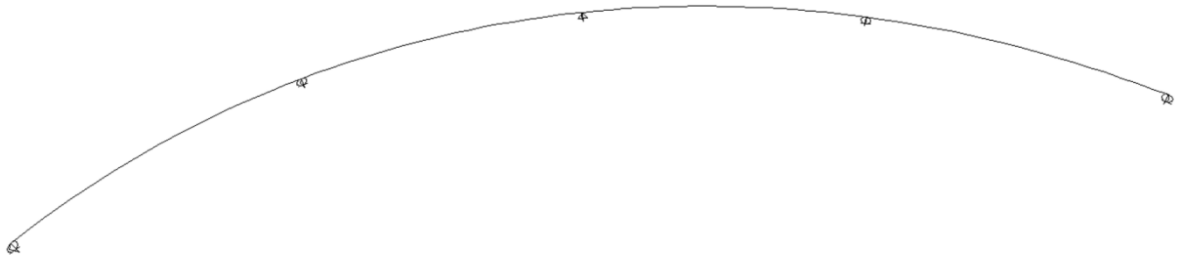


Figura 18: modelo numérico da estrutura, para a situação de uso da estrutura

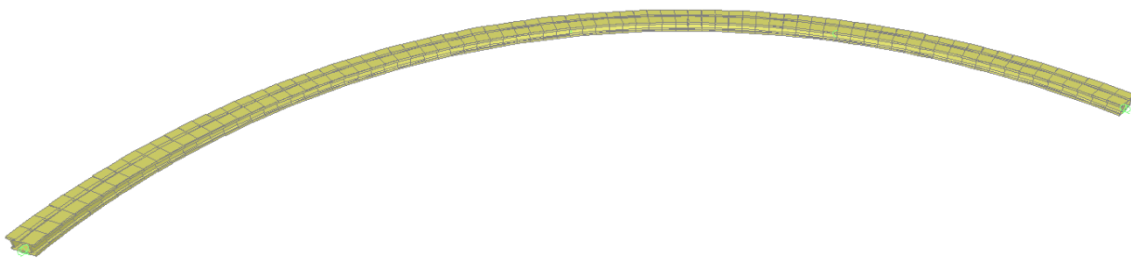


Figura 19: modelo numérico da estrutura, extrudado, para a situação de uso da estrutura

7.6 SOLICITAÇÕES DEVIDAS ÀS CARGAS EXTERNAS

Para as considerações dos estados limites de utilização e estados limites últimos, previstos em norma, este trabalho considera 4 combinações de solicitações. O quadro 3 apresenta as combinações estudadas.

Combinação	$\gamma_{f,g}$	$\gamma_{f,q}$	γ_p
SERV1	1,00 $F_G +$	$+$	1,00 F_p
SERV2	1,00 $F_G +$	$+$	1,00 F_p
SERV3	1,00 $F_G +$	1,00 $F_Q +$	1,00 F_p
ELU1	1,35 $F_G +$	1,50 $F_Q +$	0,9 ou 1,2 F_p

Quadro 3: combinações de ações

A combinação SERV1 contempla os esforços na fase construtiva da estrutura. As combinações SERV2 e SERV3 verificam os esforços gerados na estrutura na situação de serviço. A primeira considera a estrutura sendo solicitada apenas pelos esforços permanentes – peso próprio e protensão –, já a segunda considera também a carga móvel. A combinação ELU1 leva em considerações eventos desfavoráveis imprevistos na situação de utilização.

Em um primeiro momento foram analisadas as combinações SERV1, SERV2 e SERV3 considerando apenas os esforços devidos ao peso próprio da estrutura (F_G) e o carregamento móvel (F_Q), na condição de utilização. A partir das solicitações geradas desta análise, a protensão (F_P) pode ser determinada e então verificada em todas as combinações.

7.6.1 Esforços na fase construtiva

Esta fase se caracteriza pela montagem das aduelas. A partir do modelo numérico e das ações atuantes – exceto a protensão – foram determinados os esforços na fase de construção da estrutura. Os coeficientes de ponderação são dados pela combinação SERV1.

Para a etapa construtiva, foi considerada a montagem alternada das aduelas na estrutura em balanço. Cada lado da estrutura recebe uma aduela por vez e aplica-se a protensão a cada 4 aduelas montadas na estrutura, 2 em cada lado do balanço. Os esforços foram obtidos em seções a cada 1,25 metros da estrutura, objetivando dessa forma o conhecimento dos esforços em todas as interfaces entre aduelas. As seções da estrutura onde foram obtidos os esforços são mostradas na figura 20, onde “e” representa o comprimento de uma aduela.

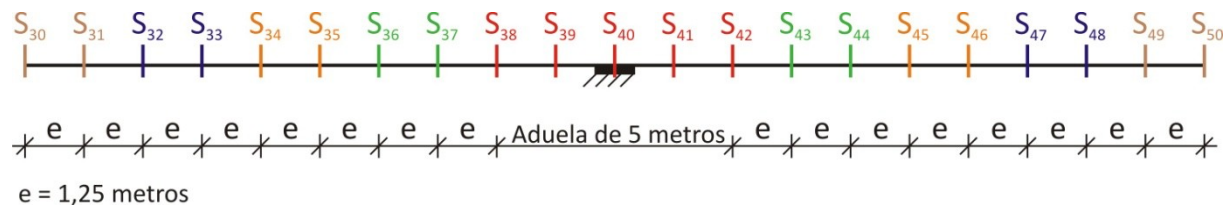


Figura 20: seções da estrutura para a fase de construção

A fase construtiva foi dividida em 4 fases, onde cada fase corresponde a uma etapa de protensão. Foram obtidos os esforços de corte e momentos de flexão e torção todas estas fases. A 1ª fase compreende as aduelas contidas entre as seções S_{36} e S_{44} . Já a 2ª fase compreende as aduelas entre as seções S_{34} e S_{46} . A 3ª e 4ª fase compreende as aduelas entre as seções S_{32} a S_{48} e S_{30} a S_{50} , respectivamente. Os esforços atuantes na fase construtiva da estrutura, sem a consideração da protensão, são dados no quadro 4.

Seção	Esforço de Corte V (kN)				Momento de Flexão M (kN.m)				Momento de Torção T (kN.m)			
	1ª Fase	2ª Fase	3ª Fase	4ª Fase	1ª Fase	2ª Fase	3ª Fase	4ª Fase	1ª Fase	2ª Fase	3ª Fase	4ª Fase
S ₃₀				10,00				0,00				0,00
S ₃₁				39,93				-31,21				0,08
S ₃₂			10,00	69,86			0,00	-99,83			0,00	0,41
S ₃₃			39,93	99,79			-31,21	-205,86			0,08	1,17
S ₃₄		10,00	69,86	129,73		0,00	-99,83	-349,29		0,00	0,41	2,56
S ₃₅		39,93	99,79	159,66		-31,21	-205,86	-530,14		0,08	1,17	4,76
S ₃₆	10,00	69,86	129,73	189,59	0,00	-99,83	-349,29	-748,37	0,00	0,41	2,56	7,95
S ₃₇	39,93	99,79	159,66	219,52	-31,21	-205,86	-530,14	-1004,01	0,08	1,17	4,76	12,33
S ₃₈	69,86	129,73	189,59	249,45	-99,83	-349,29	-748,37	-1297,02	0,41	2,56	7,95	18,09
S ₃₉	99,79	159,66	219,52	279,38	-205,86	-530,14	-1004,01	-1627,42	1,17	4,76	12,33	25,40
S ₄₀	129,73	189,59	249,45	309,32	-349,31	-748,41	-1297,11	-1995,36	1,68	6,08	14,84	29,47
S ₄₁	-99,79	-159,66	-219,52	-279,38	-205,86	-530,16	-1004,07	-1627,55	-1,17	-4,76	-12,33	-25,40
S ₄₂	-69,86	-129,73	-189,59	-249,45	-99,83	-349,31	-748,41	-1297,11	-0,66	-3,43	-9,82	-18,09
S ₄₃	-39,93	-99,79	-159,66	-219,52	-31,21	-205,86	-530,16	-1004,07	-0,08	-1,17	-4,76	-12,33
S ₄₄	-10,00	-69,86	-129,73	-189,59	0,00	-99,83	-349,31	-748,41	0,00	-0,66	-2,56	-7,95
S ₄₅		-39,93	-99,79	-159,66		-31,21	-205,86	-530,16		-0,08	-1,17	-4,76
S ₄₆		-10,00	-69,86	-129,73		0,00	-99,83	-349,31		0,00	-0,41	-2,56
S ₄₇			-39,93	-99,79			-31,21	-205,86			-0,08	-1,17
S ₄₈			-10,00	-69,86			0,00	-99,83			0,00	-0,41
S ₄₉				-39,93				-31,21				-0,08
S ₅₀				-10,00				0,00				0,00

Quadro 4: esforços na estrutura na fase de construção, sem a consideração da protensão

As figuras 21 a 23 apresentam graficamente o crescimento do esforço de corte, do momento de flexão e do momento de torção, respectivamente, pelo processo de montagem. Estes esforços não contemplam a protensão.

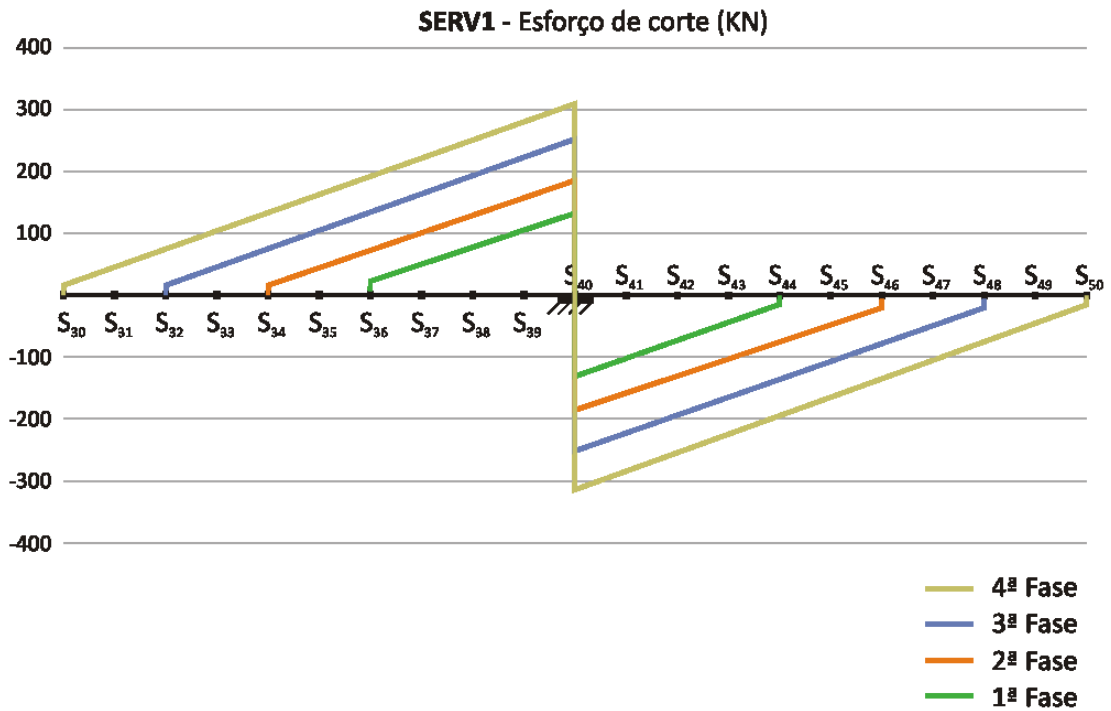


Figura 21: diagrama dos esforços de corte na fase construtiva

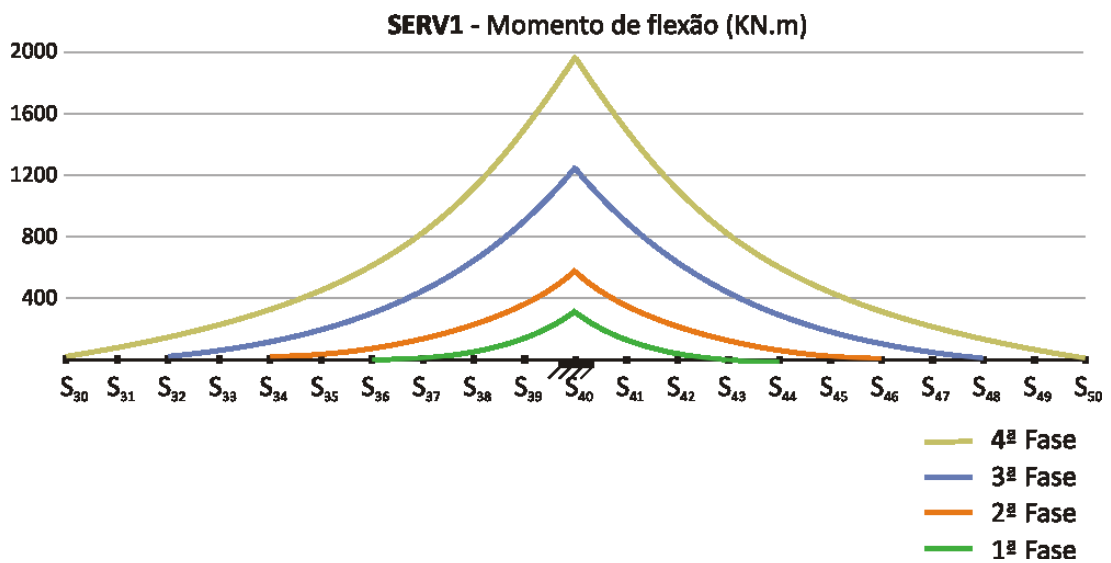


Figura 22: diagrama dos momentos de flexão na fase construtiva

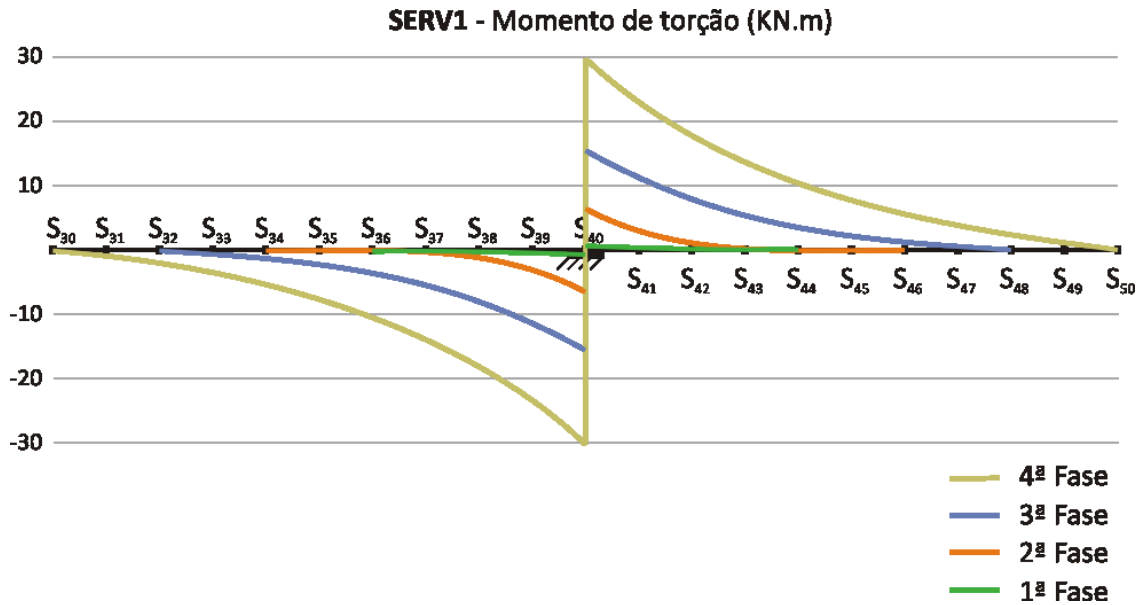


Figura 23: diagrama dos momentos de torção na fase construtiva

7.6.2 Esforços na situação de serviço

Para a situação de serviço foram consideradas três combinações possíveis para a estrutura estar submetida. A combinação SERV2 é caracterizada pelos esforços gerados na estrutura devidos as ações permanentes atuantes nela. Para análise e comparação dos resultados, a estrutura da fase final também foi dividida em seções que distam 1,25 metros entre si, localizando-se nas interfaces das aduelas. As seções da estrutura analisadas nas combinações SERV2, SERV3 e ELU1 são nomeadas iniciando em S_{00} , na extremidade esquerda da viga, e S_{80} na extremidade direita, distando 1,25 metros entre as mesmas.

Os quadros 5 e 6 apresenta os esforços obtidos da combinação SERV2 e SERV3, respectivamente, devido somente as cargas externas, sem a consideração da protensão. Nos quadros estão diferenciados por cores os esforços negativos dos positivos.

Seção	V (kN)	M (kN.m)	T (kN.m)	Seção	V (kN)	M (kN.m)	T (kN.m)
S ₀₀	251,83	0,00	0,00	S ₈₀	-251,83	0,00	0,00
S ₀₁	218,15	293,74	0,73	S ₇₉	-218,15	293,73	-0,73
S ₀₂	184,47	545,37	2,83	S ₇₈	-184,47	545,36	-2,83
S ₀₃	150,79	754,89	6,08	S ₇₇	-150,79	754,86	-6,08
S ₀₄	117,11	922,30	10,28	S ₇₆	-117,11	922,24	-10,28
S ₀₅	83,42	1047,57	15,20	S ₇₅	-83,42	1047,50	-15,20
S ₀₆	49,74	1130,73	20,65	S ₇₄	-49,74	1130,62	-20,65
S ₀₇	16,06	1171,75	26,40	S ₇₃	-16,06	1171,62	-26,40
S ₀₈	-17,62	1170,65	32,26	S ₇₂	17,62	1170,48	-32,26
S ₀₉	-51,30	1127,41	38,00	S ₇₁	51,30	1127,22	-38,00
S ₁₀	-84,98	1042,04	43,43	S ₇₀	84,98	1041,82	-43,43
S ₁₁	-118,67	914,54	48,32	S ₆₉	118,67	914,30	-48,32
S ₁₂	-152,35	744,92	52,46	S ₆₈	152,35	744,66	-52,46
S ₁₃	-186,03	533,17	55,66	S ₆₇	186,03	532,89	-55,66
S ₁₄	-219,71	279,31	57,69	S ₆₆	219,71	279,02	-57,69
S ₁₅	-253,39	-16,67	58,34	S ₆₅	253,39	-16,96	-58,34
S ₁₆	-287,07	-354,75	57,42	S ₆₄	287,07	-355,04	-57,42
S ₁₇	-320,75	-734,93	54,69	S ₆₃	320,75	-735,20	-54,69
S ₁₈	-354,44	-1157,20	49,96	S ₆₂	354,44	-1157,45	-49,96
S ₁₉	-388,12	-1621,54	43,01	S ₆₁	388,12	-1621,76	-43,01
S ₂₀	-421,80	-2127,95	33,64	S ₆₀	-368,20	-2128,12	-33,64
S ₂₁	334,52	-1688,92	24,10	S ₅₉	-334,52	-1689,04	-24,10
S ₂₂	300,84	-1291,94	16,64	S ₅₈	-300,84	-1292,02	-16,64
S ₂₃	267,16	-937,03	11,07	S ₅₇	-267,16	-937,08	-11,07
S ₂₄	233,48	-624,19	7,17	S ₅₆	-233,48	-624,22	-7,17
S ₂₅	199,79	-353,43	4,72	S ₅₅	-199,79	-353,45	-4,72
S ₂₆	166,11	-124,76	3,53	S ₅₄	-166,11	-124,78	-3,53
S ₂₇	132,43	61,81	3,37	S ₅₃	-132,43	61,79	-3,37
S ₂₈	98,75	206,28	4,04	S ₅₂	-98,75	206,26	-4,04
S ₂₉	65,07	308,65	5,33	S ₅₁	-65,07	308,62	-5,33
S ₃₀	31,39	368,91	7,02	S ₅₀	-31,39	368,87	-7,02
S ₃₁	-2,29	387,05	8,91	S ₄₉	2,29	387,01	-8,91
S ₃₂	-35,98	363,09	10,79	S ₄₈	35,98	363,04	-10,79
S ₃₃	-69,66	297,01	12,44	S ₄₇	69,66	296,95	-12,44
S ₃₄	-103,34	188,83	13,65	S ₄₆	103,34	188,76	-13,65
S ₃₅	-137,02	38,54	14,22	S ₄₅	137,02	38,46	-14,22
S ₃₆	-170,70	-153,86	13,93	S ₄₄	170,70	-153,93	-13,93
S ₃₇	-204,38	-388,36	12,58	S ₄₃	204,38	-388,42	-12,58
S ₃₈	-238,07	-664,96	9,94	S ₄₂	238,07	-665,00	-9,94
S ₃₉	-271,75	-983,64	5,82	S ₄₁	271,75	-983,67	-5,82
S ₄₀	-305,43	-1344,40	0,00				

Quadro 5: esforços na estrutura gerados pela combinação SERV2, na condição final da estrutura, sem a consideração da protensão

Seção	V (kN)		M (kN.m)		T (kN.m)	
	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
S ₀₀	235,86	459,99	0,00	0,00	0,00	0,00
S ₀₁	202,18	405,01	273,78	527,32	0,69	1,32
S ₀₂	168,50	351,03	505,45	961,79	2,64	4,98
S ₀₃	126,41	298,10	695,01	1307,35	5,63	10,53
S ₀₄	83,67	247,16	842,46	1572,81	9,48	17,52
S ₀₅	40,09	198,68	947,78	1772,96	13,95	25,55
S ₀₆	-4,54	151,12	1010,98	1907,03	18,85	34,30
S ₀₇	-48,44	104,26	1032,04	1968,77	23,96	43,44
S ₀₈	-91,64	58,13	1010,98	1961,02	29,06	52,75
S ₀₉	-134,14	12,76	947,80	1921,83	33,96	62,00
S ₁₀	-182,76	-31,83	842,49	1811,33	38,44	71,08
S ₁₁	-232,69	-75,52	695,05	1635,43	42,28	79,64
S ₁₂	-282,04	-117,16	505,50	1403,05	45,28	87,10
S ₁₃	-330,76	-157,36	273,80	1116,33	47,23	93,04
S ₁₄	-378,84	-196,59	0,01	763,06	47,91	97,13
S ₁₅	-427,23	-235,41	-315,88	346,33	47,12	99,11
S ₁₆	-475,77	-273,80	-673,87	-82,15	44,65	98,82
S ₁₇	-525,98	-311,77	-1073,95	-539,53	40,28	96,00
S ₁₈	-580,65	-349,28	-1583,42	-1040,75	33,80	90,52
S ₁₉	-634,30	-383,06	-2270,60	-1501,72	25,01	81,95
S ₂₀	-686,89	-416,74	-3018,63	-2001,84	13,69	69,59
S ₂₁	310,72	547,94	-2400,89	-1592,59	2,74	56,42
S ₂₂	277,04	498,75	-1955,54	-1123,31	-5,08	45,56
S ₂₃	243,36	448,66	-1557,57	-673,21	-10,24	36,79
S ₂₄	209,68	397,78	-1201,66	-231,29	-13,03	29,91
S ₂₅	170,28	346,22	-887,81	149,08	-13,65	24,71
S ₂₆	125,83	294,10	-616,04	463,98	-12,52	20,96
S ₂₇	81,75	245,09	-386,35	709,84	-10,05	18,47
S ₂₈	38,07	197,40	-198,76	886,50	-6,46	17,02
S ₂₉	-5,18	154,40	-53,27	1014,77	-2,69	16,43
S ₃₀	-47,98	111,40	50,15	1082,77	-0,06	16,48
S ₃₁	-91,31	67,95	111,43	1086,89	1,89	16,96
S ₃₂	-139,32	24,09	130,42	1034,45	3,88	17,80
S ₃₃	-187,59	-20,13	36,00	926,46	5,69	19,62
S ₃₄	-235,98	-64,67	-101,93	749,37	7,12	22,49
S ₃₅	-287,33	-102,46	-281,98	504,18	7,94	25,10
S ₃₆	-338,05	-136,15	-504,10	195,50	7,94	26,40
S ₃₇	-387,96	-169,83	-768,33	-156,13	6,90	25,93
S ₃₈	-437,49	-203,51	-1074,65	-518,68	3,40	23,39
S ₃₉	-490,58	-237,19	-1517,68	-879,90	-2,83	18,51
S ₄₀	-543,44	-270,87	-2038,59	-1230,28	-10,91	10,91

continua

Seção	V (kN)		M (kN.m)		T (kN.m)	
	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
S ₄₁	237,19	490,58	-1517,68	-879,90	-18,51	2,83
S ₄₂	203,51	437,49	-1074,65	-518,68	-23,39	-3,40
S ₄₃	169,83	387,96	-768,33	-156,13	-25,93	-6,90
S ₄₄	136,15	338,05	-504,10	195,50	-26,40	-7,94
S ₄₅	102,46	287,33	-281,98	504,18	-25,10	-7,94
S ₄₆	64,67	235,98	-101,93	749,37	-22,49	-7,12
S ₄₇	20,13	187,59	36,00	926,46	-19,62	-5,69
S ₄₈	-24,09	139,32	130,42	1034,45	-17,80	-3,88
S ₄₉	-67,95	91,31	111,43	1086,89	-16,96	-1,89
S ₅₀	-111,40	47,98	50,15	1082,77	-16,48	0,06
S ₅₁	-154,40	5,18	-53,27	1014,77	-16,43	2,69
S ₅₂	-197,40	-38,07	-198,76	886,50	-17,02	6,46
S ₅₃	-245,09	-81,75	-386,35	709,84	-18,47	10,05
S ₅₄	-294,10	-125,83	-616,04	463,98	-20,96	12,52
S ₅₅	-346,22	-170,28	-887,81	149,08	-24,71	13,65
S ₅₆	-397,78	-209,68	-1201,66	-231,29	-29,91	13,03
S ₅₇	-448,66	-243,36	-1557,57	-673,21	-36,79	10,24
S ₅₈	-498,75	-277,04	-1955,54	-1123,31	-45,56	5,08
S ₅₉	-547,94	-310,72	-2400,89	-1592,59	-56,42	-2,74
S ₆₀	416,74	686,89	-3018,63	-2001,84	-69,59	-13,69
S ₆₁	383,06	634,30	-2270,60	-1501,72	-81,95	-25,01
S ₆₂	349,28	580,65	-1583,42	-1040,75	-90,52	-33,80
S ₆₃	311,77	525,98	-1073,95	-539,53	-96,00	-40,28
S ₆₄	273,80	475,77	-673,87	-82,15	-98,82	-44,65
S ₆₅	235,41	427,23	-315,88	346,33	-99,11	-47,12
S ₆₆	196,59	378,84	0,01	763,06	-97,13	-47,91
S ₆₇	157,36	330,76	273,80	1116,33	-93,04	-47,23
S ₆₈	117,16	282,04	505,50	1403,05	-87,10	-45,28
S ₆₉	75,52	232,69	695,05	1635,43	-79,64	-42,28
S ₇₀	31,83	182,76	842,49	1811,33	-71,08	-38,44
S ₇₁	-12,76	134,14	947,80	1921,83	-62,00	-33,96
S ₇₂	-58,13	91,64	1010,98	1961,02	-52,75	-29,06
S ₇₃	-104,26	48,44	1032,04	1968,77	-43,44	-23,96
S ₇₄	-151,12	4,54	1010,98	1907,03	-34,30	-18,85
S ₇₅	-198,68	-40,09	947,78	1772,96	-25,55	-13,95
S ₇₆	-247,16	-83,67	842,46	1572,81	-17,52	-9,48
S ₇₇	-298,10	-126,41	695,01	1307,35	-10,53	-5,63
S ₇₈	-351,03	-168,50	505,45	961,79	-4,98	-2,64
S ₇₉	-405,01	-202,18	273,78	527,32	-1,32	-0,69
S ₈₀	-459,99	-235,86	0,00	0,00	0,00	0,00

Quadro 6: envoltória de esforços na estrutura gerados pela combinação SERV3, na condição final da estrutura, sem a consideração da protensão

As figuras 24, a 26 apresentam graficamente as envoltórias dos esforços de corte, do momento de flexão e do momento de torção, respectivamente, gerados pelas combinações SERV2 e SERV3. Estes esforços não contemplam a protensão.

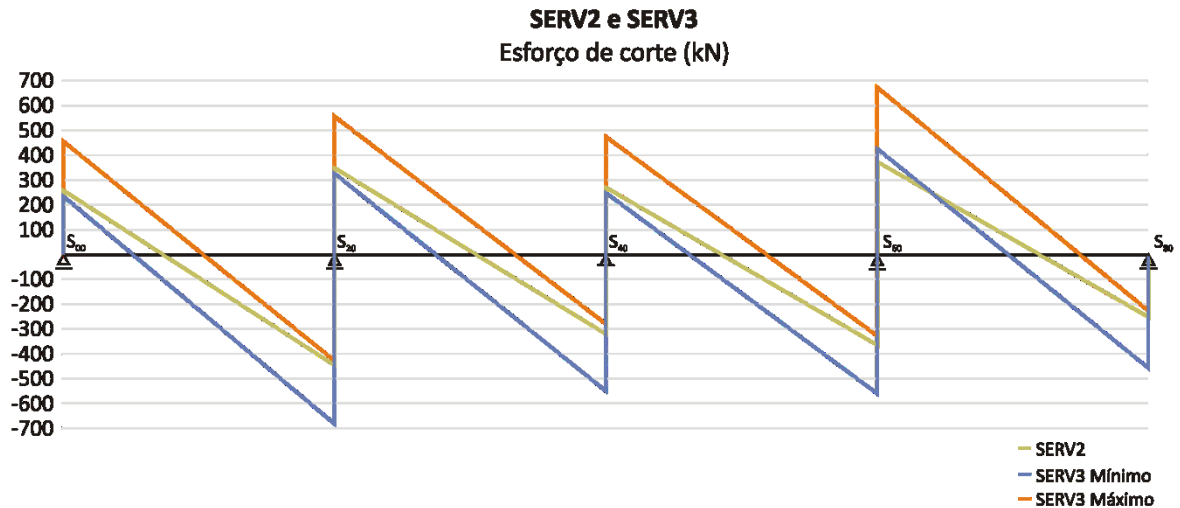


Figura 24: envoltória de esforços cortantes atuantes na estrutura na situação final

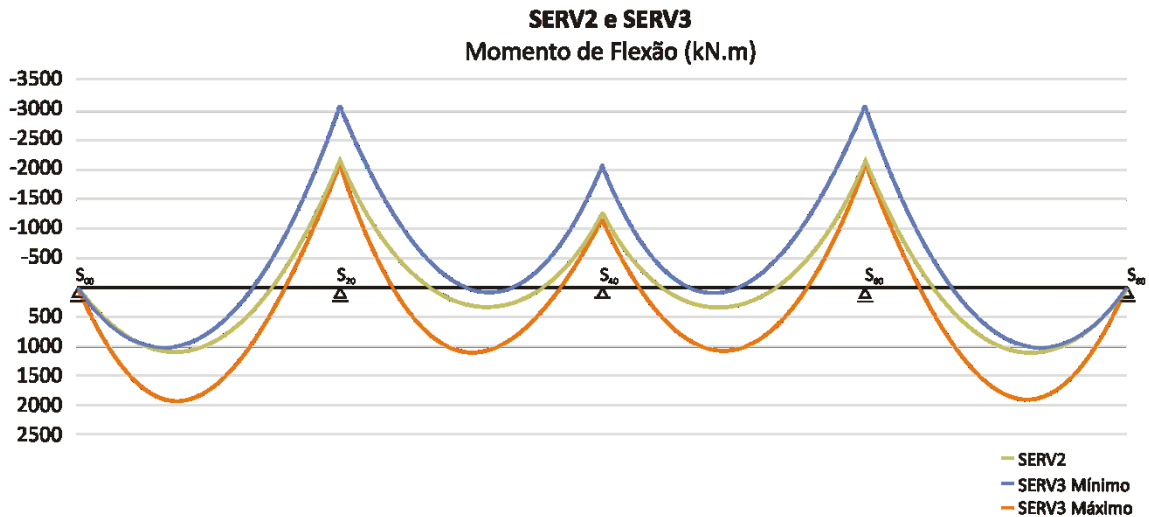


Figura 25: envoltória de momentos de flexão atuantes na estrutura na situação final

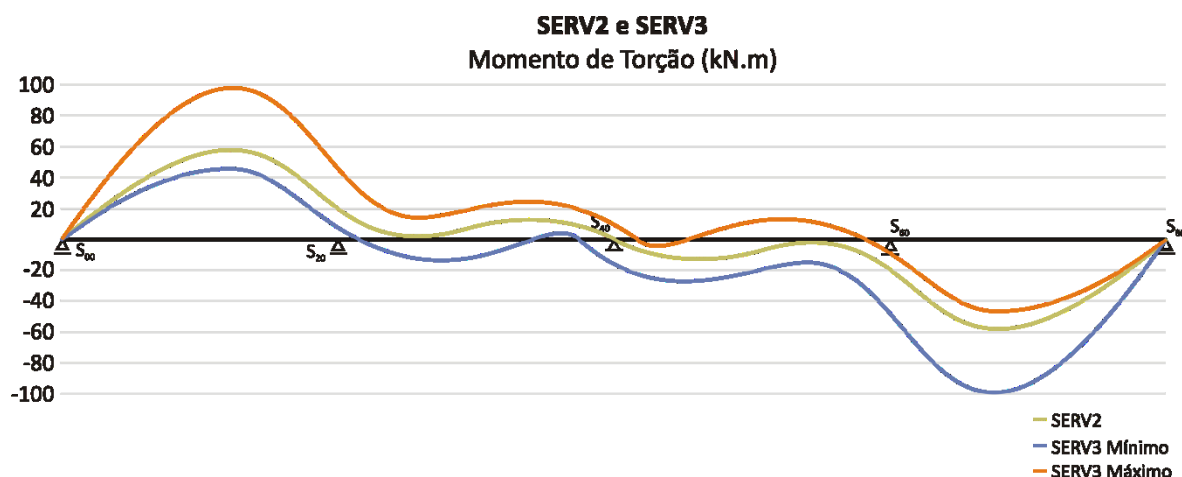


Figura 26: envoltória de momentos de torção atuantes na estrutura na situação final

7.7 SOLICITAÇÕES DEVIDAS À PROTENSÃO

A protensão é usada em estruturas de concreto de forma a contrapor os esforços devidos às ações de origens externas. Com o conhecimento dos esforços, os quais a estrutura estará submetida devido ao uso, é possível definir a protensão necessária para fazer oposição a esses esforços. Essa definição parte do cálculo das armaduras mínima e máxima que pode que podem ser usadas na protensão. A armadura de protensão mínima é definida pelo esforço máximo que atua em cada seção da estrutura, enquanto a protensão máxima é definida pelo esforço mínimo que atua nas seções.

7.7.1 Propriedades mecânicas e geométricas dos materiais

Para o cálculo da protensão faz-se necessário o conhecimento das propriedades mecânicas e geométricas dos materiais que compõem a estrutura. O aço de protensão usado neste estudo é o CP190 RB, que se caracteriza por apresentar resistência característica ao escoamento (σ_{ptk}) de 19 kN/cm², e módulo de elasticidade (E_p) de 19600 kN/cm². Já o concreto, é caracterizado pela sua resistência característica a compressão (f_{ck}) de 4 kN/cm² (40 MPa).

A figura 27 ilustra os quadros 7 e 8, que definem a área (A_c) e o perímetro da superfície (μ_{AR}) da seção transversal da aduela, a posição do centro de gravidade da seção (X_0, Y_0), seus momentos de inércia (I_{cx} e I_{cy}), seus módulos resistentes superior (W_s) e inferior (W_i) e a distância das bordas, inferior e superior, do centro de gravidade (e_i e e_s , respectivamente).

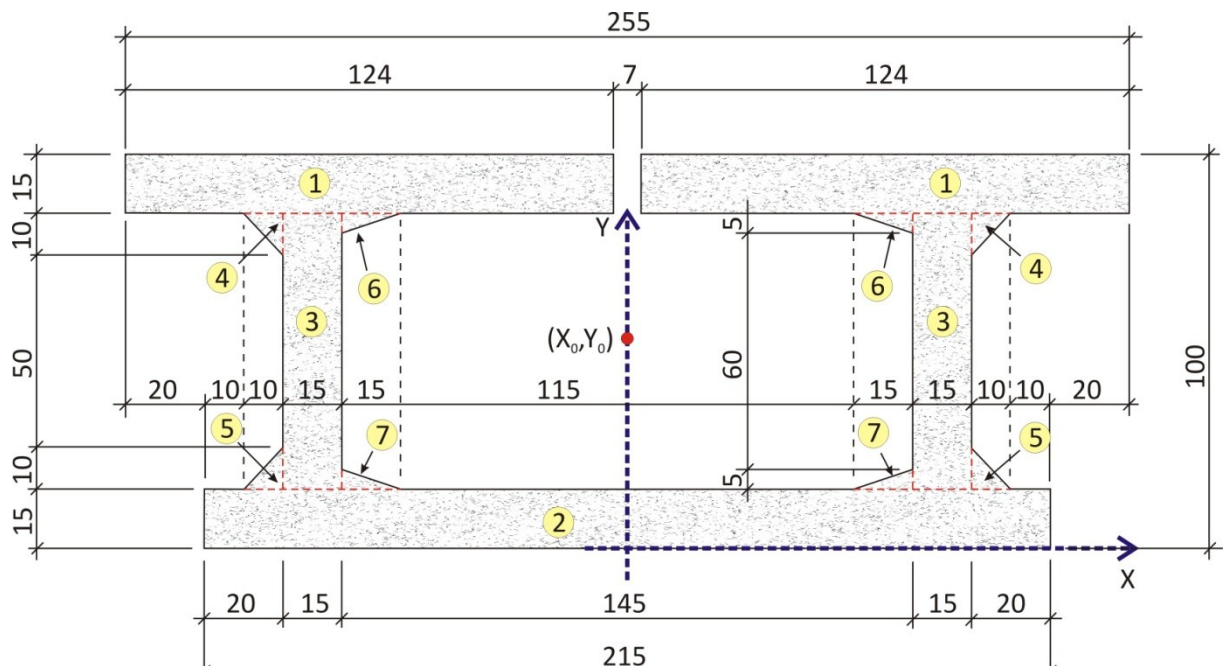


Figura 27: seções e medidas parciais da aduela

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS PARCIAIS DA SEÇÃO TRANSVERSAL												
i	QTD	Seção	b (cm)	H (cm)	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$A_i * Y_i$ (cm ³)	Y_{g_i} (cm)	$A_i * Y_{g_i}^2$ (cm ⁴)	$I_{c_x_i}$ (cm ⁴)	$A_i * Y_{g_i}^2$ (cm ⁴)	$I_{c_x_i}$ (%)
1	2	Retangular	124,0	15,0	3720	92,5	344100	42,5	6719250	69750	6789000	48,8%
2	1	Retangular	215,0	15,0	3225	7,5	24188	42,5	5825156	60469	5885625	42,3%
3	2	Retangular	15,0	70,0	2100	50,0	105000	0,0	0	857500	857500	6,2%
4	2	Triangular	10,0	10,0	100	81,7	8167	31,7	100278	556	100833	0,7%
5	2	Triangular	10,0	10,0	100	18,3	1833	31,7	100278	556	100833	0,7%
6	2	Triangular	15,0	5,0	75	83,3	6250	33,3	83333	104	83438	0,6%
7	2	Triangular	15,0	5,0	75	16,7	1250	33,3	83333	104	83438	0,6%
Σ					9395		490788		12911628	989038	13900667	
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS PARCIAIS DA SEÇÃO TRANSVERSAL												
i	QTD	Seção	b (cm)	H (cm)	A_i (cm ²)	X_i (cm)	$A_i * X_i$ (cm ³)	X_{g_i} (cm)	$A_i * X_{g_i}^2$ (cm ⁴)	$I_{c_y_i}$ (cm ⁴)	$A_i * X_{g_i}^2$ (cm ⁴)	$I_{c_y_i}$ (%)
1	2	Retangular	124,0	15,0	3720	0,0	0	65,5	15959730	4766560	20726290	42,3%
2	1	Retangular	215,0	15,0	3225	0,0	0	0,0	0	12422969	12422969	25,4%
3	2	Retangular	15,0	70,0	2100	0,0	0	80,0	13440000	39375	13479375	27,5%
4	2	Triangular	10,0	10,0	100	0,0	0	90,8	825069	556	825625	1,7%
5	2	Triangular	10,0	10,0	100	0,0	0	90,8	825069	556	825625	1,7%
6	2	Triangular	15,0	5,0	75	0,0	0	67,5	341719	938	342656	0,7%
7	2	Triangular	15,0	5,0	75	0,0	0	67,5	341719	938	342656	0,7%
Σ					9395	0	0		31733306	17231890	48965196	

Quadro 7: cálculo das propriedades geométricas da aduela

	x	y
I_C (cm ⁴):	13900667	48965196
e_s (cm):	47,8	127,5
e_i (cm):	52,2	127,5
W_s (cm ³):	291048	384041
W_i (cm ³):	266096	384041
Área (cm ²):	9395	
μ_{AR} (cm):	1195,8	
X_0 (cm):	0	
Y_0 (cm):	52,2	

Quadro 8: propriedades geométricas da aduela

7.7.2 Determinação das armaduras de protensão

O sistema de construção de pontes por balanços sucessivos faz uso da protensão com aderência posterior. Esta é definida como protensão completa, por atuar de forma a proporcionar tensões de compressão por toda a seção de concreto. Para o cálculo da armadura de protensão, limitam-se as tensões de compressão no concreto em 50% da capacidade do concreto, ou seja, -2 kN/cm^2 , e não são permitidas tensões de tração. Na fase construtiva não existe uma envoltória de esforços, mas sim esforços variáveis devido à montagem sucessiva das aduelas. Os cabos que compõem a protensão foram divididos em conjuntos, que se diferenciam pela posição e momento de aplicação. O conjunto 1 será o primeiro conjunto a ser protendido, correspondente a protensão das aduelas compreendidas entre as seções S_{36} e S_{44} . Os conjuntos 2, 3 e 4 são os próximos a serem protendidos, nesta ordem, e compreendem as aduelas S_{34} e S_{46} , S_{32} e S_{48} e S_{30} e S_{50} , respectivamente. O conjunto 5 será protendido após a montagem de todas as aduelas conferindo as condições de hiperestaticidade para a estrutura. Os conjuntos 1, 2, 3 e 4 são protendidos de forma a comprimir a mesa superior da viga, já o conjunto 5, a mesa inferior. As figuras 28 e 29 apresentam um esquema das etapas de protensão.

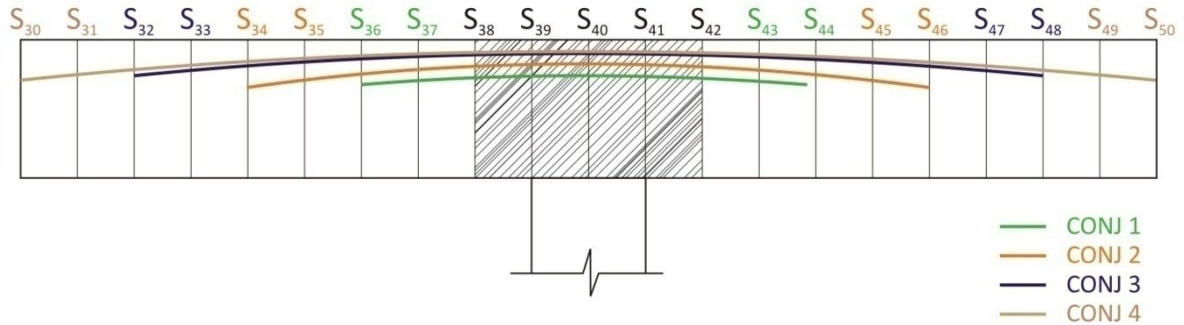


Figura 28: disposição da armadura de protensão na fase construtiva

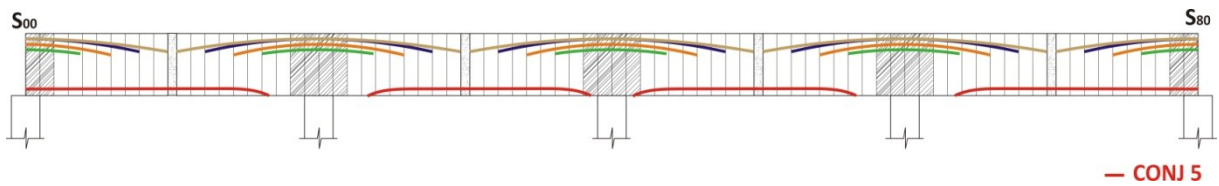


Figura 29: disposição da armadura de protensão na condição definitiva

Para a determinação das armaduras de protensão mínimas necessárias, para o banzo superior e inferior, fez-se uso dos esforços gerados pelas combinações SERV2 e SERV3. Verifica-se na figura 25 que a envoltória de momentos de flexão gerada pela combinação SERV3 apresenta as solicitações máximas e mínimas a que a estrutura estará sujeita. Sendo assim, a situação em que os esforços de flexão atingem valores máximos e mínimos será quando a estrutura estará sendo solicitada pelo veículo.

A força de protensão máxima a ser aplicada no banzo superior é determinada pela fase construtiva da estrutura, sendo representada pela combinação SERV1. Nesta fase, os esforços atuantes na estrutura são menores que na situação de serviço, sendo a força de protensão o esforço mais significativo. Já a força de protensão máxima a ser aplicada no banzo inferior é limitada pelos mínimos esforços a que a estrutura estará submetida na situação de serviço, sendo também representada pela combinação SERV3.

As primeiras armaduras a serem definidas foram as dos apoios, onde os momentos de flexão são negativos, tanto na fase construtiva como na de serviço. Apresenta-se como exemplo a seção S_{20} , onde o maior momento de flexão observado foi $-3018,63 \text{ kN.m}$. Para a verificação da armadura mínima necessária para esta seção, faz-se necessário a verificação dos limites de tensões de compressão e de tração nos banzos inferior e superior, respectivamente, para a

situação final da estrutura. Os limites de tensões são dados a partir das equações 4 e 5, onde algumas considerações devem ser feitas:

- a) foram consideradas, preliminarmente, perdas totais de protensão de 15%, tanto para a protensão do banzo superior quanto para a do inferior;
- b) não poderão ocorrer tensões de tração na estrutura;
- c) as tensões de compressão ficam limitadas em $0,5 * f_{ck} = -2,0 \text{ kN/cm}^2$.

A verificação da força de protensão mínima necessária na seção S_{20} , para que não ocorram tensões de compressão no banzo inferior, na situação de serviço, é feita de forma a não exceder os limites apresentados a seguir:

$$-2,0 \leq 0,85 * P * \left(-\frac{1}{9395} - \frac{-29,0}{266096} \right) + \frac{-301863}{266096}$$

A excentricidade correspondente a todos os conjuntos de cabos nesta seção é - 29,0 cm. Com isso obtêm-se o valor da força de protensão $P \geq -394097 \text{ kN}$. Este valor mostra que toda força de protensão aplicada no banzo superior favorecerá para que o banzo inferior da seção não apresente tensões de compressão, na situação de uso da estrutura.

A verificação da força de protensão mínima necessária para que não ocorram tensões de tração no banzo superior, na situação de uso da estrutura, é feita de forma que não excedam os limites apresentados a seguir:

$$0 \geq 0,85 * P * \left(-\frac{1}{9395} + \frac{-29,0}{291048} \right) - \frac{-301863}{291048}$$

A força de protensão mínima determinada pela tração no banzo superior é de 5920 kN. A partir destas definições, da força de protensão máxima e mínima para a condição de uso da estrutura, é possível determinar o número mínimo de cordoalhas necessárias para atender a estas forças.

O número de cordoalhas é definido pela capacidade do aço de protensão e pela área da seção transversal da cordoalha utilizada. Para este estudo adotou-se cordoalhas de protensão CP 190 RB 15,2, cuja área é $1,40 \text{ cm}^2$ e a tensão característica de escoamento f_{ptk} é 19 kN/cm^2 . Sendo assim, o número de cordoalhas mínimas é determinado da seguinte forma:

$$C \geq \frac{5920}{0,8 * 1,4 * 190} = 28$$

Após a definição do número mínimo de cordoalhas, faz-se necessária a determinação do número máximo de cordoalhas definidas pela fase construtiva da obra. Para esta determinação, faz-se necessário a verificação dos limites de tensões de tração e de compressão nos banzos inferior e superior, respectivamente, para a fase de construção da estrutura. Para esta fase, os esforços são definidos a cada etapa conforme indicado no quadro 4. Apresenta-se aqui o cálculo para a determinação da força de protensão máxima para a última etapa construção, ou seja, a protensão do conjunto CONJ4. Para as demais etapas as verificações são apresentadas nos apêndices 1 ao 3.

Para a determinação do número máximo de cordoalhas considerou-se perdas imediatas de protensão de 5% e a excentricidade dos cabos correspondente apenas ao conjunto CONJ4. A determinação da força de protensão máxima, devida as tensões limites de tração no banzo inferior, na fase construtiva, é dada da seguinte forma:

$$0 \geq 0,95 * P * \left(-\frac{1}{9395} - \frac{-40,3}{266096} \right) + \frac{-199536}{266096}$$

A força de protensão devido à tração do banzo inferior na fase construtiva é limitada em $P \leq 17595 \text{ kN}$. O limite da força de protensão devido à compressão do banzo superior na fase construtiva é apresentado a seguir:

$$-2,0 \leq 0,95 * P * \left(-\frac{1}{9395} + \frac{-40,3}{266096} \right) - \frac{-199536}{266096}$$

A força de protensão devido à compressão do banzo superior na fase construtiva é limitada em $P \leq 11549$ KN. Para que a força de protensão atenda aos limites de tensões dos banzos, superior e inferior, na fase construtiva, ela deve ser inferior a 11549 KN. Logo, o número máximo de cordoalhas que podem ser usadas na seção S_{20} é:

$$C_a \leq \frac{11549}{0,8 * 1,4 * 190} = 54$$

Verifica-se, então, que a protensão a ser utilizada sobre o apoio intermediário, na seção S_{20} , pode ser definida com um mínimo de 28 e um máximo de 54 cordoalhas CP 190 RB 15,2. A mesma verificação é válida para a seção S_{60} . A partir da definição dos limites de protensão para todas as seções foi possível definir o número de cordoalhas a ser utilizado em cada etapa, assim como suas posições em cada seção. Definiu-se então que seriam usadas 32 cordoalhas em cada apoio, sendo divididas em 4 conjuntos de 8 cordoalhas cada, onde cada conjunto corresponde a uma etapa de protensão. No apoio central, S_{40} , o esforço de momento flexão é bastante inferior ao dos apoios intermediários, S_{20} e S_{60} , mas por simplicidade foi adotado a mesma armadura de protensão dos apoios intermediários.

Já a determinação da armadura de protensão necessária para o banzo inferior é limitada apenas pelos esforços da estrutura para a situação de uso da mesma. Observa-se na figura 25 que os maiores esforços de momento de flexão atuantes nos vãos da estrutura são definidos pela envoltória da combinação SERV3.

Ns seções dos vãos, os limites de tensão admissíveis são os mesmos considerados para a seção S_{20} . Para a determinação da força de protensão máxima e mínima nas seções que apresentam momentos de flexão positivos foram estimadas perdas de 15%, levando-se em consideração perdas imediatas e perdas progressivas. Como exemplo, apresenta-se a definição dos limites de protensão para a seção S_{07} , onde o momento de flexão no estado limite de serviço, dado pela combinação SERV3, atinge seu valor máximo. A verificação da força de

protensão mínima necessária para que não ocorram tensões de compressão no banzo superior, na situação de serviço, é feita de forma que a força não exceda os limites estabelecidos a seguir:

$$-2,0 \leq 0,85 * P * \left(-\frac{1}{9395} + \frac{44,74}{291048} \right) - \frac{196877}{291048}$$

Obtém-se o valor de -32935 kN para a força de protensão. Este valor, negativo, mostra que não seria necessário aplicar protensão no banzo inferior, pois a seção S₀₇ não apresentaria tensões de compressão superiores aos limites estabelecidos.

A verificação da força de protensão mínima necessária para que não ocorram tensões de tração no banzo inferior, na situação de serviço, é feita de forma que a força não exceda os limites estabelecidos a seguir:

$$0 \leq 0,85 * P * \left(-\frac{1}{9395} - \frac{44,74}{266096} \right) + \frac{196877}{266096}$$

A força de protensão mínima obtida desta verificação foi de 3170 KN. Portanto, a força de protensão mínima para o banzo inferior na seção S₀₇ fica limitada em 3170 KN. O número de cordoalhas correspondentes a esta força é apresentado a seguir:

$$C_v \leq \frac{3170}{0,8 * 1,4 * 190} = 15$$

Verifica-se então que a quantidade mínima de cordoalhas de protensão CP 190 RB 15,2 a ser utilizada no banzo inferior na seção S₀₇ é 15. A partir deste limite adotaram-se 20 cordoalhas de CP 190 RB 15,2 para serem protendidas no banzo inferior dos vãos, sendo estas divididas em 5 conjuntos de 4 com 4 cordoalhas cada. As 20 cordoalhas utilizadas para protensão do banzo inferior são tratadas, para fins de cálculo, em um conjunto único, o conjunto 5. A

definição do número de cordoalhas, máximo e mínimo, para cada seção analisada, de S_{00} a S_{80} , é apresentada nos apêndices 1 a 5.

Com o objetivo de diminuir as tensões devidas à excentricidade da protensão nos trechos onde as solicitações extremas são menores, foram definidos traçados curvos na forma de parábolas para todos os conjuntos de 1 a 4. Esta configuração faz com que, a cada seção, a posição das cordoalhas, ou dos conjuntos de cordoalhas seja distinta. A caracterização de cada conjunto de cordoalhas é apresentada nos apêndices 1 a 5.

Com a definição, para cada seção da estrutura, do número de cordoalhas de cada banzo e de sua posição na seção transversal da peça, verificaram-se as tensões no banzo superior e inferior de todas as seções. Mostra-se como exemplo a verificação da seção S_{20} . Nesta seção passam 4 conjuntos de cordoalhas, CONJ1, CONJ2, CONJ3 E CONJ4. Cada conjunto é composto por 8 cordoalhas CP 190 RB 15,2, separadas em 2 cabos cada.

Na seção S_{20} , as cordoalhas estão na horizontal, sendo assim não geram esforços de corte. Isso não acontece nas seções onde os cabos apresentam curvatura. Nestas seções faz-se necessária a decomposição da força de protensão na parcela normal à seção, que gera compressão, e na parcela paralela à seção que gera esforços de corte. A parcela da força normal à seção é obtida pelo somatório da força exercida por cada cordoalha.

Após uma verificação preliminar das perdas imediatas da força de protensão, não apresentadas neste trabalho, observou-se que estas eram maiores quanto mais próximas dos apoios se encontrassem. Isso acontece pois a cada etapa de protensão subsequente, as anteriores aumentam seu encurtamento elástico, acarretando em uma diminuição da tensão no aço de protensão e, conseqüentemente, uma diminuição da força de protensão. Por este motivo, foram estimadas perdas diferentes para cada etapa de protensão. Para o conjunto CONJ1, que sofre encurtamento elásticos devido à protensão dos conjuntos CONJ2, CONJ3 e CONJ4, foram estimadas perdas imediatas de 10,0%. Para o conjunto CONJ2, que sofre encurtamento elástico devido à protensão dos conjuntos CONJ3 e CONJ4, foram estimadas perdas imediatas de 8,5%. Seguindo a mesma idéia, foram estimadas perdas imediatas para o conjunto CONJ3 e CONJ4 de 7,0 e 5,5%, respectivamente. Considerou-se também um acréscimo nas perdas de protensão devido às perdas progressivas de 7,5%, para os conjuntos CONJ1 a CONJ4. Para o conjunto CONJ5 estimou-se perdas totais de 15%.

Para a seção S_{20} tem-se a contribuição da força devida à protensão dos conjuntos CONJ1, CONJ2, CONJ3 e CONJ4. A figura 30 mostra a posição das cordoalhas e o quadro 9 apresenta os esforços devidos a protensão na seção S_{20} .

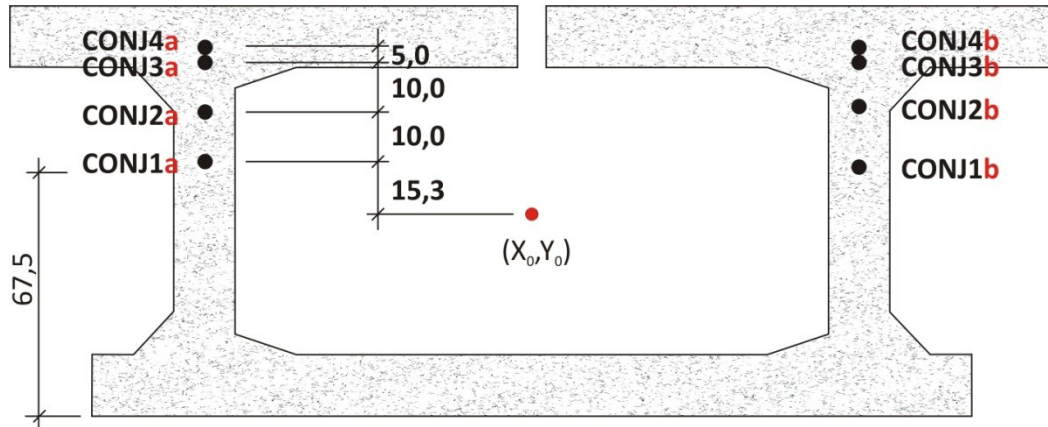


Figura 30: posição da armadura de protensão na seção S_{20}

Conjunto	Nº de Cordoalhas	Perdas Totais Estimadas (%)				
		e_p (cm)	N (kN)	M (kN.cm)		
CONJ1	8	16,75%	-15,3	-1417,26	21628	
CONJ2	8	15,36%	-25,3	-1440,88	36398	
CONJ3	8	13,98%	-35,3	-1464,46	51639	
CONJ4	8	12,59%	-40,3	-1488,12	59912	
				Σ	-5810,72	169577

Quadro 9: esforços devidos a protensão na seção S_{20}

A verificação das tensões atuantes, no banzo superior e no inferior, é feita considerando as solicitações máximas e mínimas que atuam na estrutura combinadas com a protensão. Estas solicitações são definidas pela combinação SERV3 conforme exposto anteriormente. A partir do quadro 9 e do valor do momento de flexão mínimo (máximo negativo) de -3018,63 kN.m mostrado no quadro 6, que atuará na seção S_{20} , é possível determinar a tensão no banzo superior e no inferior da seção conforme da seguinte forma:

$$\sigma_{BS} = \frac{-5810,72}{9395} - \frac{169577}{291048} + \frac{301863}{291048} = -0,161 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{BI} = \frac{-5810,72}{9395} + \frac{169577}{266096} - \frac{301863}{266096} = -1,119 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Com a verificação das tensões que atuarão nas seções S_{00} a S_{80} , para as situações de maior e menor sollicitação da estrutura, foi possível confirmar a adequabilidade da protensão proposta. Esta confirmação foi dada, pois as tensões que atuarão na estrutura durante o período de tempo a que se destina permanecerão dentro dos limites estabelecidos de $-2,0$ a $0,0$ kN/cm².

Com essas considerações foram determinados os esforços atuantes em cada seção da estrutura. O apêndice 6 apresenta estes esforços, além das tensões nos banzo inferior e superior das 80 seções. As tensões são apresentadas para as situações de máximo e mínimo carregamento.

7.7.3 Determinação dos esforços devidos à protensão

Após a determinação das armaduras de protensão, torna-se necessário o conhecimento dos esforços atribuídos na estrutura pelas forças de protensão, a fim de combiná-los com os esforços atuantes na estrutura devido ao carregamento externo e assim verificar sua segurança nos estados limites últimos. Sabe-se que o sistema de protensão gera sollicitações auto-equilibradas na estrutura, ou seja, as sollicitações devidas à protensão não aumentam a carga atuante na estrutura, mas sim redistribuem estes esforços.

Ao se aplicar um sistema de forças auto-equilibrado em uma estrutura hiperestática surgem reações positivas em alguns apoios e negativas em outros. São estas reações que modificam os esforços devidos ao carregamento externo pelo surgimento de momentos de flexão devidos às forças de protensão. Estes momentos são conhecidos como *momentos hiperestáticos de protensão*.

A determinação dos momentos hiperestáticos de protensão parte do conhecimento das cargas introduzidas na estrutura pelo sistema de protensão. Estas cargas correspondem às sollicitações paralelas à seção transversal da estrutura, ou seja, sollicitações de corte. Estas ocorrem somente nas situações onde a armadura pretendida não estiver normal à seção transversal. Nos cabos curvos, o sistema auto-equilibrado é dado por cargas concentradas na seção de aplicação da força de protensão e, para contrapor estas sollicitações, são aplicadas cargas distribuídas uniformemente no trecho curvo do cabo.

Apresenta-se a seguir a determinação das solicitações geradas pelo conjunto de cordoalhas CONJ4. Este conjunto de cordoalhas é curvo e apresenta uma flecha de 35 cm e comprimento de 25 metros. Para a determinação da componente das forças concentradas nos extremos das cordoalhas faz-se necessário o conhecimento do ângulo em que o conjunto de cordoalhas em questão se encontra em relação à normal da seção transversal. Este ângulo é apresentado a seguir:

$$\alpha = 4 * \frac{0,35}{25} = 3,21^\circ$$

A partir deste ângulo, determinam-se as solicitações concentradas aplicadas nos extremos de cada conjunto de cordoalhas. Sendo a força de protensão do conjunto CONJ4 igual a -1606,25 kN, determina-se as solicitações concentradas nos extremos das cordoalhas, na direção paralela à seção transversal da seguinte forma:

$$F_{p4} = 1606,25 * \text{sen } 3,21^\circ = 89,9 \text{ KN}$$

Esta força corresponde ao esforço de corte gerado pela protensão do conjunto CONJ4 nas seções extremas das cordoalhas deste conjunto. Para contrapor estas solicitações, visto ser um sistema auto-equilibrado, um carregamento equivalente e uniformemente distribuído é introduzido pelo conjunto de cordoalhas. Este carregamento é determinado da seguinte forma:

$$q_{eq4} = -\frac{2 * 89,9}{25} = -7,19 \text{ KN/m}$$

A figura 31 mostra o sistema de forças auto equilibrado gerado pela protensão do conjunto de cordoalhas CONJ4.

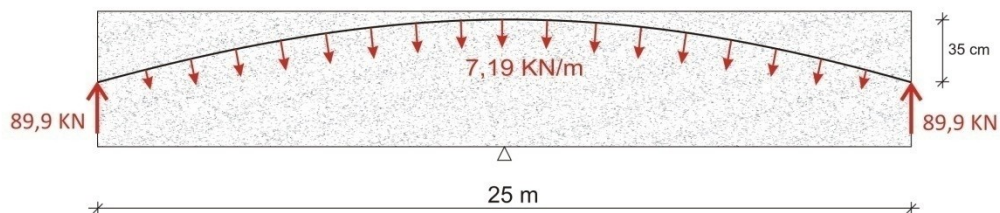


Figura 31: solicitações auto-equilibradas geradas pelo conjunto CONJ4

Para cada trecho de 1,25 m da estrutura, ou seja, para cada aduela, foram somados os esforços devidos a protensão de todos os conjuntos de cordoalhas. O quadro 10 apresenta a resultante

das forças concentradas F_p e das equivalentes distribuídas q_{ed} correspondente à contribuição de todos os conjuntos de cordoalhas. Este quadro apresenta também os momentos hiperestáticos de protensão gerados pelas reações dos apoios.

Aduela	q_{eq} (kN/m)	Seção	F_p (kN)		Reações (kN)	M_p (kN.m)
			Vertical	Horizontal		
		S_{00}	0,00	9889,40	54,44	0,00
A_{01}	-42,72	S_{01}	0,00	0,00	-	68,05
A_{02}	-42,72	S_{02}	0,00	0,00	-	136,10
A_{03}	-42,72	S_{03}	0,00	0,00	-	204,15
A_{04}	-42,72	S_{04}	61,22	-1529,71	-	272,20
A_{05}	-30,47	S_{05}	0,00	0,00	-	340,25
A_{06}	-30,47	S_{06}	103,54	-1550,78	-	408,30
A_{07}	-16,67	S_{07}	0,00	0,00	-	476,35
A_{08}	-16,67	S_{08}	94,77	-1577,54	-	544,40
A_{09}	-7,19	S_{09}	0,00	0,00	-	612,45
A_{10}	-7,19	S_{10}	179,81	0,00	-	680,50
A_{11}	-7,19	S_{11}	0,00	0,00	-	748,55
A_{12}	-7,19	S_{12}	94,77	1577,54	-	816,60
A_{13}	-45,01	S_{13}	0,00	0,00	-	884,65
A_{14}	-45,01	S_{14}	103,54	1550,78	-	952,70
A_{15}	-58,82	S_{15}	0,00	0,00	-	1020,75
A_{16}	-44,65	S_{16}	185,23	-2085,76	-	1088,80
A_{17}	-42,72	S_{17}	0,00	0,00	-	1156,85
A_{18}	-42,72	S_{18}	0,00	0,00	-	1224,90
A_{19}	-42,72	S_{19}	0,00	0,00	-	1292,95
A_{20}	-42,72	S_{20}	0,00	0,00	-78,82	1361,00
A_{21}	-42,72	S_{21}	0,00	0,00	-	1330,53
A_{22}	-42,72	S_{22}	0,00	0,00	-	1300,05
A_{23}	-42,72	S_{23}	0,00	0,00	-	1269,58
A_{24}	-42,72	S_{24}	185,23	2085,76	-	1239,10
A_{25}	-44,65	S_{25}	0,00	0,00	-	1208,63
A_{26}	-58,82	S_{26}	103,54	-1550,78	-	1178,15
A_{27}	-45,01	S_{27}	0,00	0,00	-	1147,68
A_{28}	-45,01	S_{28}	94,77	-1577,54	-	1117,20
A_{29}	-7,19	S_{29}	0,00	0,00	-	1086,73
A_{30}	-7,19	S_{30}	179,81	0,00	-	1056,25
A_{31}	-7,19	S_{31}	0,00	0,00	-	1025,78
A_{32}	-7,19	S_{32}	94,77	1577,54	-	995,30
A_{33}	-16,67	S_{33}	0,00	0,00	-	964,83
A_{34}	-16,67	S_{34}	103,54	1550,78	-	934,35
A_{35}	-30,47	S_{35}	0,00	0,00	-	903,88
A_{36}	-58,82	S_{36}	61,22	1529,71	-	873,40
A_{37}	-71,06	S_{37}	0,00	0,00	-	842,93
A_{38}	-71,06	S_{38}	0,00	0,00	-	812,45
A_{39}	-56,89	S_{39}	124,01	-3615,47	-	781,98

continua

Aduela	Q _{eq} (KN/m)	Seção	F _p (KN)		Reações (kN)	M _p (kN.m)
			Vertical	Horizontal		
A ₄₀	-42,72	S ₄₀	0,00	0,00	48,76	751,50
A ₄₁	-42,72	S ₄₁	124,01	3615,47	-	781,98
A ₄₂	-56,89	S ₄₂	0,00	0,00	-	812,45
A ₄₃	-71,06	S ₄₃	0,00	0,00	-	842,93
A ₄₄	-71,06	S ₄₄	61,22	-1529,71	-	873,40
A ₄₅	-58,82	S ₄₅	0,00	0,00	-	903,88
A ₄₆	-30,47	S ₄₆	103,54	-1550,78	-	934,35
A ₄₇	-16,67	S ₄₇	0,00	0,00	-	964,83
A ₄₈	-16,67	S ₄₈	94,77	-1577,54	-	995,30
A ₄₉	-7,19	S ₄₉	0,00	0,00	-	1025,78
A ₅₀	-7,19	S ₅₀	179,81	0,00	-	1056,25
A ₅₁	-7,19	S ₅₁	0,00	0,00	-	1086,73
A ₅₂	-7,19	S ₅₂	94,77	1577,54	-	1117,20
A ₅₃	-45,01	S ₅₃	0,00	0,00	-	1147,68
A ₅₄	-45,01	S ₅₄	103,54	1550,78	-	1178,15
A ₅₅	-58,82	S ₅₅	0,00	0,00	-	1208,63
A ₅₆	-44,65	S ₅₆	185,23	-2085,76	-	1239,10
A ₅₇	-42,72	S ₅₇	0,00	0,00	-	1269,58
A ₅₈	-42,72	S ₅₈	0,00	0,00	-	1300,05
A ₅₉	-42,72	S ₅₉	0,00	0,00	-	1330,53
A ₆₀	-42,72	S ₆₀	0,00	0,00	-78,82	1361,00
A ₆₁	-42,72	S ₆₁	0,00	0,00		1292,95
A ₆₂	-42,72	S ₆₂	0,00	0,00		1224,90
A ₆₃	-42,72	S ₆₃	0,00	0,00		1156,85
A ₆₄	-42,72	S ₆₄	185,23	2085,76		1088,80
A ₆₅	-44,65	S ₆₅	0,00	0,00		1020,75
A ₆₆	-58,82	S ₆₆	103,54	-1550,78		952,70
A ₆₇	-45,01	S ₆₇	0,00	0,00		884,65
A ₆₈	-45,01	S ₆₈	94,77	-1577,54		816,60
A ₆₉	-7,19	S ₆₉	0,00	0,00		748,55
A ₇₀	-7,19	S ₇₀	179,81	0,00		680,50
A ₇₁	-7,19	S ₇₁	0,00	0,00		612,45
A ₇₂	-7,19	S ₇₂	94,77	1577,54		544,40
A ₇₃	-16,67	S ₇₃	0,00	0,00		476,35
A ₇₄	-16,67	S ₇₄	103,54	1550,78		408,30
A ₇₅	-30,47	S ₇₅	0,00	0,00		340,25
A ₇₆	-30,47	S ₇₆	61,22	1529,71		272,20
A ₇₇	-42,72	S ₇₇	0,00	0,00		204,15
A ₇₈	-42,72	S ₇₈	0,00	0,00		136,10
A ₇₉	-42,72	S ₇₉	0,00	0,00		68,05
A ₈₀	-42,72	S ₈₀	0,00	-9889,40	54,44	0,00
Σ =	-3539,48		3539,48	0,00	0,00	

Quadro 10: resultante das solicitações, auto-equilibradas, devidas à protensão

Para a determinação das reações de apoio, fez-se uso do software SAP2000. Nele aplicaram-se os carregamentos q_{eq} e F_p e obtiveram-se as reações nos apoios, apresentadas na figura 32.

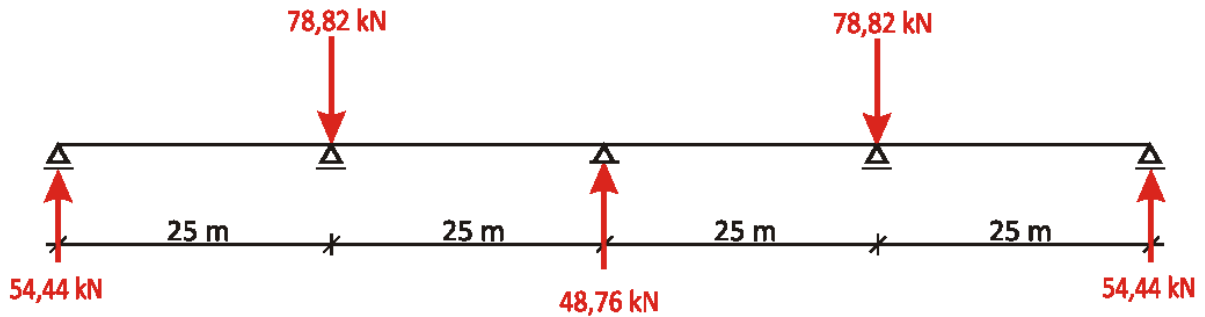


Figura 32: reações nos apoios devidas às cargas introduzidas pela protensão

A partir das reações de apoio foram determinados os momentos hiperestáticos de protensão por simples equilíbrios de momentos em cada seção. A figura 33 apresenta o gráfico do momento hiperestático de protensão.

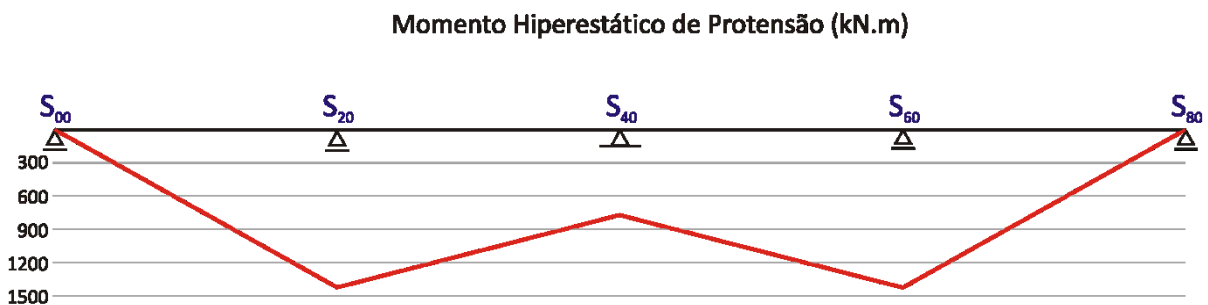


Figura 33: momento hiperestático de protensão

7.8 VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Após as verificações dos estados limites de serviço, os quais a estrutura estará submetida, atendendo as especificações normativas, faz-se necessário a verificação dos esforços no estado limite último da estrutura. Esta verificação consiste em analisar a estrutura, majorando os esforços desfavoráveis para a estrutura e minorando os esforços favoráveis. Todos os carregamentos devidos ao peso próprio da estrutura e a carga acidental, que é representada pela carga do veículo Aéromovel, sofrem majoração, pois todos aumentam os esforços na

estrutura. Já os esforços devidos à protensão podem atuar favorável ou desfavoravelmente na estrutura dependendo da situação de carregamento que a estrutura estará submetida.

Para a verificação dos estados limites últimos foi utilizada a combinação ELU1, obtendo uma envoltória de solicitações. Os esforços devidos à carga permanente são majorados em 35%, enquanto os devidos às cargas acidentais são majorados em 50%. Os esforços gerados pela protensão são majorados em 20% sempre que atuarem contra a segurança e minorados em 10% sempre que atuarem a favor.

7.8.1 Esforços no estado limite último

Serão apresentados os esforços máximos e mínimos, para a consideração do estado limite último da estrutura, referentes aos esforços de corte V , de momento de flexão M e de torção T . Para a determinação dos esforços nos estados limites últimos da estrutura, fez-se uso do software SAP2000. Os esforços de corte V e de torção T para a combinação ELU1 foram obtidos diretamente pelo software, enquanto que os esforços de momento de flexão M foram combinados a partir dos resultados gerados pelo software, sem a consideração da protensão, e os momentos hiperestáticos de protensão. O quadro 11 apresenta os esforços para as seções S_{00} a S_{80} considerados na verificação dos estados limites últimos.

Seção	V (kN.m)		M (kN.m)		T (kN.m)	
	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
S_{00}	365,01	717,54	0,00	0,00	0,00	0,00
S_{01}	271,54	576,12	448,27	828,57	1,00	1,97
S_{02}	162,40	451,87	839,69	1524,21	3,69	7,26
S_{03}	40,30	329,52	1174,27	2092,77	7,47	14,84
S_{04}	-82,76	210,15	1451,98	2547,51	11,54	23,89
S_{05}	-115,24	163,36	1672,84	2910,60	15,51	33,69
S_{06}	-222,76	62,85	1836,82	3180,89	19,02	43,74
S_{07}	-184,24	72,10	1943,91	3349,01	21,91	53,66
S_{08}	-268,92	-10,74	1994,16	3419,21	24,10	63,29
S_{09}	-225,29	3,00	1987,52	3448,58	25,54	72,53
S_{10}	-303,95	-66,92	1924,02	3377,29	26,19	81,40
S_{11}	-209,42	66,94	1803,66	3214,22	26,38	89,87
S_{12}	-286,48	-1,25	1626,43	2972,75	26,44	97,57
S_{13}	-320,26	-10,82	1392,30	2656,09	26,27	104,05
S_{14}	-437,90	-132,05	815,55	2245,93	25,62	108,84

continua

Seção	V (kN.m)		M (kN.m)		T (kN.m)	
	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
S ₁₅	-478,36	-149,14	447,36	1746,89	24,13	111,56
S ₁₆	-596,30	-268,58	22,33	909,90	21,42	111,91
S ₁₇	-547,86	-162,20	-459,52	342,10	17,46	109,73
S ₁₈	-672,81	-277,42	-1099,14	-285,13	12,25	105,07
S ₁₉	-796,23	-387,05	-1999,01	-845,69	5,11	97,00
S ₂₀	-918,07	-496,52	-2983,84	-1458,67	-4,65	84,23
S ₂₁	322,63	701,77	-2150,52	-938,07	-13,73	70,35
S ₂₂	213,16	585,04	-1569,48	-321,13	-18,99	59,18
S ₂₃	103,68	466,96	-1053,19	273,36	-21,54	50,14
S ₂₄	-5,79	347,68	-593,68	861,88	-22,15	42,64
S ₂₅	95,54	391,93	-190,93	1726,98	-20,93	36,70
S ₂₆	-54,24	252,68	154,98	2128,47	-18,27	32,30
S ₂₇	-58,50	226,82	444,11	2432,71	-14,46	28,68
S ₂₈	-186,40	109,77	676,39	2639,45	-9,87	25,49
S ₂₉	-143,90	127,06	851,85	2779,93	-6,17	22,84
S ₃₀	-213,83	59,52	1287,39	2836,32	-5,16	20,65
S ₃₁	-85,75	170,10	1340,02	2803,21	-5,39	18,94
S ₃₂	-160,80	98,58	1335,52	2691,57	-5,14	18,09
S ₃₃	-162,02	125,49	1167,24	2502,93	-4,43	19,25
S ₃₄	-248,25	38,80	659,69	2216,96	-3,32	22,73
S ₃₅	-261,26	65,77	384,73	1835,15	-1,92	26,75
S ₃₆	-398,40	-67,85	52,98	1364,41	-0,44	29,82
S ₃₇	-493,00	-146,37	-335,61	582,69	0,53	31,05
S ₃₈	-649,33	-291,16	-781,02	52,93	-1,51	29,75
S ₃₉	-809,17	-400,57	-1425,20	-468,52	-7,57	25,05
S ₄₀	-798,60	-382,44	-2179,88	-967,41	-16,37	16,37
S ₄₁	400,57	809,17	-1425,20	-468,52	-25,05	7,57
S ₄₂	291,16	649,33	-781,02	52,93	-29,75	1,51
S ₄₃	146,37	493,00	-335,61	582,69	-31,05	-0,53
S ₄₄	67,85	398,40	52,98	1364,41	-29,82	0,44
S ₄₅	-65,77	261,26	384,73	1835,15	-26,75	1,92
S ₄₆	-38,80	248,25	659,69	2216,96	-22,73	3,32
S ₄₇	-125,49	162,02	1167,24	2502,93	-19,25	4,43
S ₄₈	-98,58	160,80	1335,52	2691,57	-18,09	5,14
S ₄₉	-170,10	85,75	1340,02	2803,21	-18,94	5,39
S ₅₀	-59,52	213,83	1287,39	2836,32	-20,65	5,16
S ₅₁	-127,06	143,90	851,85	2779,93	-22,84	6,17
S ₅₂	-109,77	186,40	676,39	2639,45	-25,49	9,87
S ₅₃	-226,82	58,50	444,11	2432,71	-28,68	14,46
S ₅₄	-252,68	54,24	154,98	2128,47	-32,30	18,27
S ₅₅	-391,93	-95,54	-190,93	1726,98	-36,70	20,93

continua

Seção	V (kN.m)		M (kN.m)		T (kN.m)	
	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
S ₅₆	-347,68	5,79	-593,68	861,88	-42,64	22,15
S ₅₇	-466,96	-103,68	-1053,19	273,36	-50,14	21,54
S ₅₈	-585,04	-213,16	-1569,48	-321,13	-59,18	18,99
S ₅₉	-701,77	-322,63	-2150,52	-938,07	-70,35	13,73
S ₆₀	496,52	918,07	-2983,84	-1458,67	-84,23	4,65
S ₆₁	387,05	796,23	-1999,01	-845,69	-97,00	-5,11
S ₆₂	277,42	672,81	-1099,14	-285,13	-105,07	-12,25
S ₆₃	162,20	547,86	-459,52	342,10	-109,73	-17,46
S ₆₄	268,58	596,30	22,33	909,90	-111,91	-21,42
S ₆₅	149,14	478,36	447,36	1746,89	-111,56	-24,13
S ₆₆	132,05	437,90	815,55	2245,93	-108,84	-25,62
S ₆₇	10,82	320,26	1392,30	2656,09	-104,05	-26,27
S ₆₈	1,25	286,48	1626,43	2972,75	-97,57	-26,44
S ₆₉	-66,94	209,42	1803,66	3214,22	-89,87	-26,38
S ₇₀	66,92	303,95	1924,02	3377,29	-81,40	-26,19
S ₇₁	-3,00	225,29	1987,52	3448,58	-72,53	-25,54
S ₇₂	10,74	268,92	1994,16	3419,21	-63,29	-24,10
S ₇₃	-72,10	184,24	1943,91	3349,01	-53,66	-21,91
S ₇₄	-62,85	222,76	1836,82	3180,89	-43,74	-19,02
S ₇₅	-163,36	115,24	1672,84	2910,60	-33,69	-15,51
S ₇₆	-210,15	82,76	1451,98	2547,51	-23,89	-11,54
S ₇₇	-329,52	-40,30	1174,27	2092,77	-14,84	-7,47
S ₇₈	-451,87	-162,40	839,69	1524,21	-7,26	-3,69
S ₇₉	-576,12	-271,54	448,27	828,57	-1,97	-1,00
S ₈₀	-717,54	-365,01	0,00	0,00	0,00	0,00

Quadro 11: resultados da combinação ELUI para esforços no estado limite último

Com base nos dados do quadro 11, são apresentadas as figuras 34 a 36 que mostram graficamente a envoltória dos esforços de corte, de momento de flexão e de torção, respectivamente.

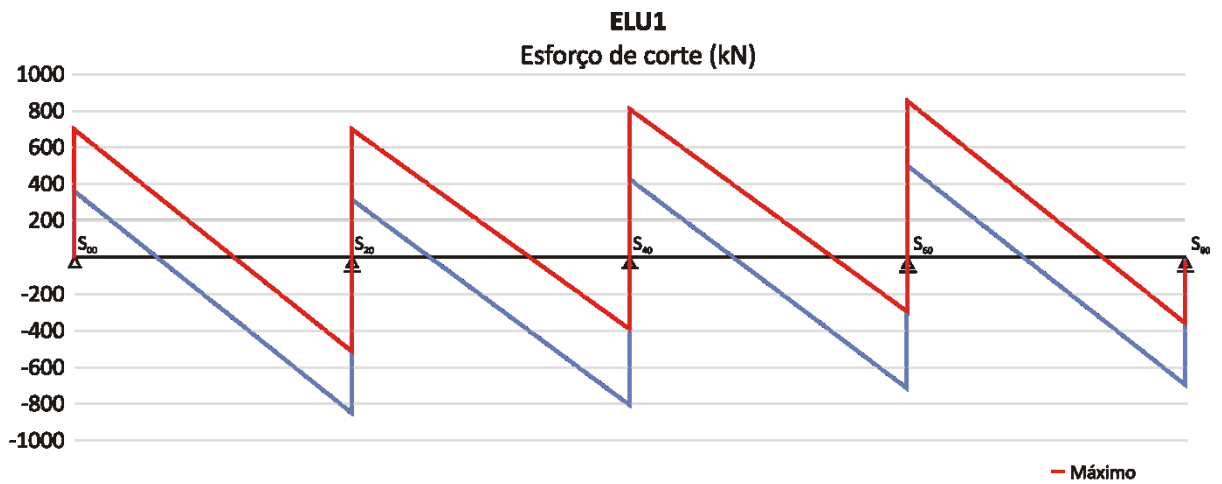


Figura 34: envoltória do esforço cortante no estado limite último

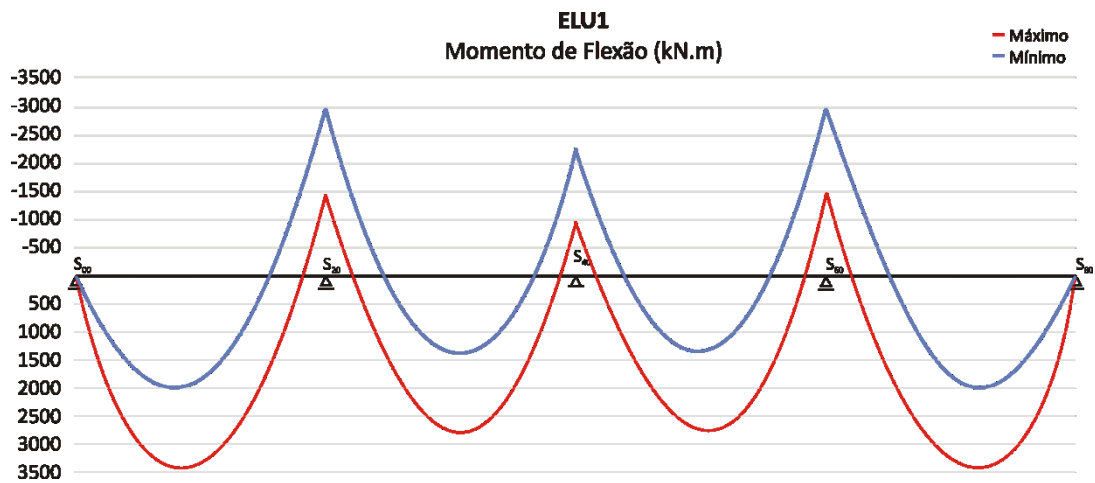


Figura 35: envoltória do momento de flexão no estado limite último

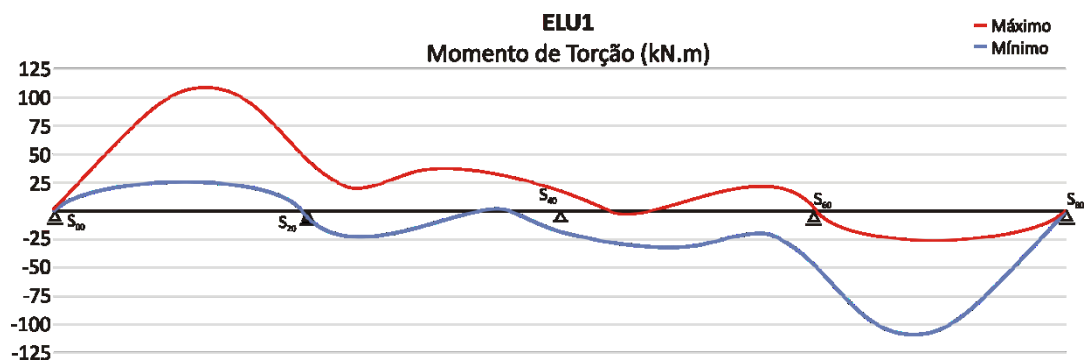


Figura 36: envoltória do momento de torção no estado limite último

7.8.2 Verificação da flexão no estado limite último

Além da verificação das tensões admissíveis nos estados limites de serviço, faz-se necessária a verificação da estrutura no estado limite último. Nesta verificação avalia-se a capacidade da estrutura não entrar em colapso. Para esta análise serão consideradas duas situações: a de momento de flexão mínimo (máximo negativo) sobre os apoios intermediários, na seção S₂₀ e S₆₀, e a de momento de flexão máximo nos vãos extremos.

Nos apoios, onde ocorrem os momentos de flexão negativos, a mesa do banzo inferior está sendo comprimida enquanto a do banzo superior esta sendo tracionada. A figura 37 mostra a região comprimida das seções onde atuam momentos de flexão negativos.

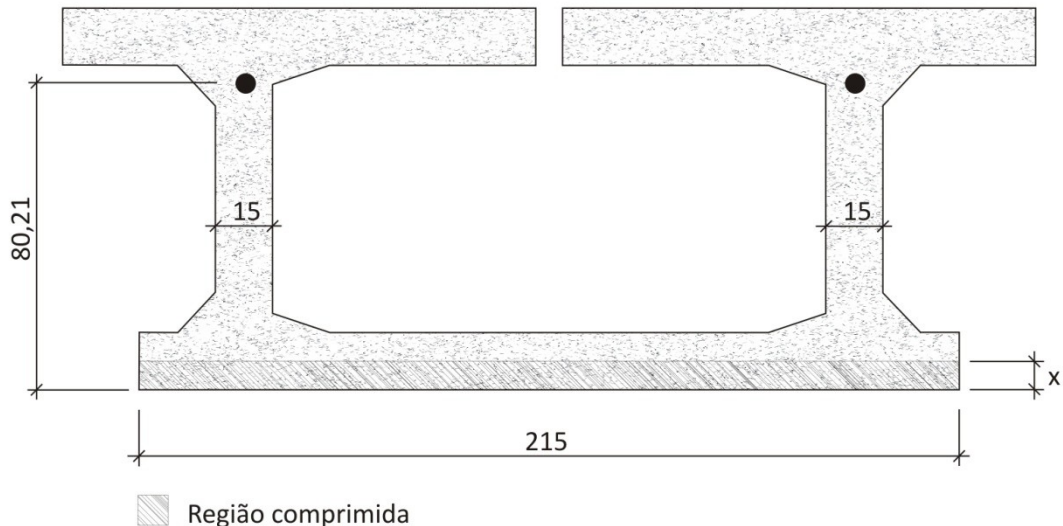


Figura 37: região comprimida nas seções com momento de flexão negativo

Apresenta-se a verificação das seções S₂₀ e S₆₀, as quais são solicitadas no seu estado limite último por um momento de flexão de -2983,84 kN.m. A armadura de protensão presente nestas seções é composta pelos conjuntos CONJ1, CONJ2, CONJ3 e CONJ4 e sua posição equivalente está situada a 81,21 cm da base da seção.

Com base nestas informações é possível verificar se a estrutura atende os critérios de segurança à flexão da seguinte forma:

$$x^2 - 2,5 * 81,21 * x + \frac{298384}{0,32 * 215 * 0,85 * \frac{4}{1,4}} = 0$$

Obtém-se para x o valor de 9,21 cm. Isso significa dizer que toda a zona comprimida da seção está na mesa inferior da mesma. A determinação da armadura mínima necessária para a estrutura não colapsar é apresentada a seguir:

$$A_s = \frac{0,8 * 9,21 * 215 * 0,85 * \frac{4}{1,4}}{\frac{190}{1,15}} = 23,3 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima verificada corresponde a 17 cordoalhas CP 190 RB 15,2. Verifica-se então que há segurança nesta seção pela presença de 32 cordoalhas CP 190 RB 15,2.

Para a verificação da capacidade da estrutura nos vãos, onde os momentos de flexão são positivos, ou seja, o banzo comprimido é o superior, procede-se os mesmos passos da verificação anterior. A figura 38 mostra a região comprimida das seções onde atuam momentos de flexão positivos.

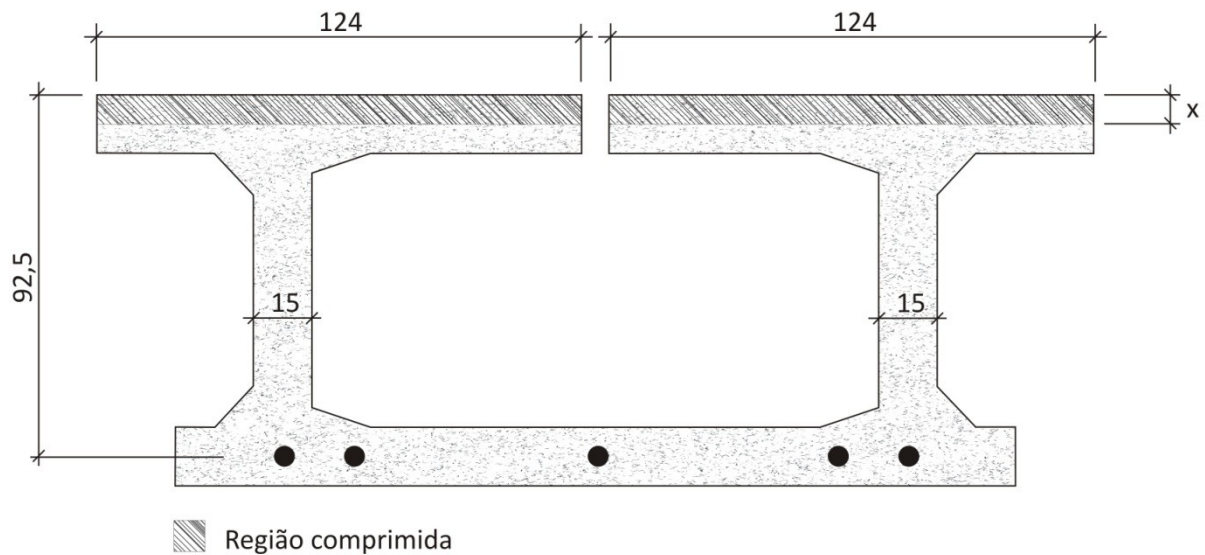


Figura 38: região comprimida nas seções com momento de flexão positivo

Apresenta-se a verificação das seções S_{09} e S_{71} , as quais são solicitadas no seu estado limite último por um momento de flexão de 3448,58 kN.m. A armadura de protensão presente nestas seções é composta apenas pelo conjunto CONJ5, que tem seu eixo na posição situada a 92,5 cm do topo da seção.

Procede-se a verificação da segurança da estrutura, nas seções apresentadas, para os esforços do estado limite último da seguinte forma:

$$x^2 - 2,5 * 92,5 * x + \frac{344858}{0,32 * 248 * 0,85 * \frac{4}{1,4}} = 0$$

Obtém-se para x o valor de 8,02 cm. Verifica-se então que toda a zona comprimida da seção está na mesa da seção, sendo neste caso na mesa superior. A determinação da armadura mínima necessária para a estrutura não entrar em colapso é apresentada a seguir:

$$A_s = \frac{0,8 * 7,47 * 248 * 0,85 * \frac{4}{1,4}}{\frac{190}{1,15}} = 23,4 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima verificada corresponde a 17 cordoalhas CP 190 RB 15,2. Verifica-se então que há segurança nestas seções pela presença de 20 cordoalhas CP 190 RB 15,2.

7.8.3 Verificação das bielas comprimidas no estado limite último

As estruturas curvas também se caracterizam por apresentarem esforços de torção. A presença destes esforços geram tensões de cisalhamento na estrutura maximizando as tensões de cisalhamento devidas aos esforços de corte. Por esse motivo, os esforços de torção devem ser verificados de forma combinada com os esforços de corte que atuam em cada seção da estrutura.

Os esforços de torção para o estado limite último, apresentados no quadro 11, não contemplam a exigência da NBR 7187 quanto à consideração da força centrífuga que as cargas móveis exercem sobre pontes curvas. Esta norma exige a aplicação de uma carga horizontal, correspondente a 15% do carregamento móvel, a 1,6 metros do topo do trilho. Dessa forma, o momento de torção a ser considerado é a soma dos momentos de torção apresentados no quadro 11 com aqueles devidos a força centrífuga.

Para a determinação do momento de torção causado por esta força, torna-se necessária a determinação do centro de esforço cortante da seção transversal. Esta determinação só se faz

necessária devido à consideração da força centrífuga, pois esta é a única carga que atua fora do eixo da seção transversal da estrutura.

O centro de esforço de corte é uma propriedade característica da seção transversal e não depende do carregamento. A fim de simplificar a determinação dessa propriedade foi usado o valor esforço de corte de 48965196 kN. Este valor é igual ao momento de inércia em relação ao eixo y da seção transversal da peça, fazendo com que a razão entre as duas parcelas seja igual a 1. Sendo assim, o centro de esforço de corte é definido por uma simples equação de equilíbrio entre as forças que atuam em cada trecho da seção transversal e o esforço de corte adotado. O quadro 12 apresenta as forças em cada trecho devido ao cortante Q de 48965196 kN e os momentos gerados por estas forças em relação ao ponto D.

Trecho	e (cm)	L (cm)	X_{LN} (cm)	d (cm)	Posição	q (kN/cm)	F (kN)	M_D (kN.cm)
AB	15,0	76,5	41,75	85,00	A	0	1832486	155761291
					B	47908		
HB	15,0	47,5	103,75	85,00	H	0	-1755645	-149229785
					B	73922		
BC	15,0	85,0	80,00	80,00	B	121830	16135550	1290844000
					C	223830		
IC	15,0	27,5	93,75	0,00	I	0	-531738	0
					C	38672		
CD	15,0	80,0	40,00	0,00	C	262502	23560150	0
					D	310502		
DE	15,0	80,0	40,00	0,00	D	310502	23560150	0
					E	262502		
JE	15,0	27,5	93,75	0,00	J	0	531738	0
					E	38672		
EF	15,0	85,0	80,00	-80,00	E	223830	-16135550	1290844000
					F	121830		
LF	15,0	47,5	103,75	85,00	L	0	1755645	149229785
					F	73922		
FG	15,0	76,5	41,75	85,00	F	47908	1832486	155761291
					G	0		

$\Sigma = 2893210583$

Quadro 12: esforços em cada trecho devido ao esforço de corte de 48965196 kN

A figura 39 ilustra o quadro 12.

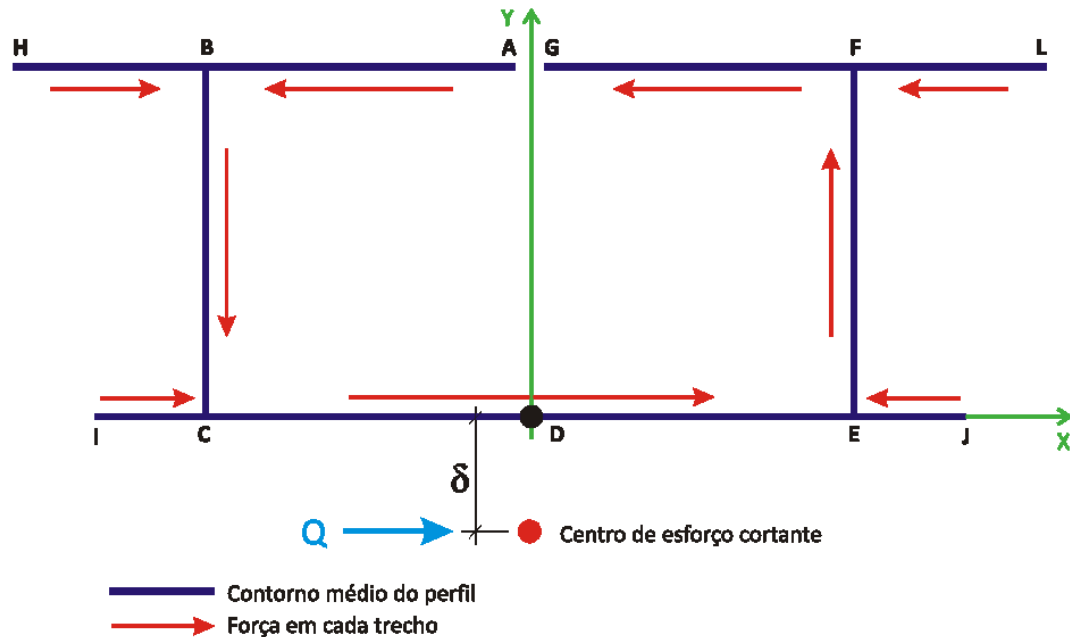


Figura 39: direção das forças em cada trecho e posição do centro de corte

O centro de esforço de corte é definido pela relação de equivalência, mostrada a seguir:

$$48965196 * \delta = 2893210583$$

Sendo assim, o centro de esforço de corte se encontra 59 cm abaixo da linha do contorno médio do banzo interior, ou seja, 51,5 cm abaixo da base da seção. Já sua posição em relação ao eixo X é a mesma do centro de gravidade, pois a seção é simétrica em relação ao eixo Y.

Com o conhecimento do centro de esforço cortante é possível determinar o momento de torção que a força centrífuga exerce nas seções da estrutura. Para a definição dos esforços de momento de torção, devidos a força centrífuga, os eixos foram agrupados dois a dois, assim essa força fica composta por apenas três parcelas. A figura 40 apresenta o veículo tipo adotado para a determinação da força centrífuga.

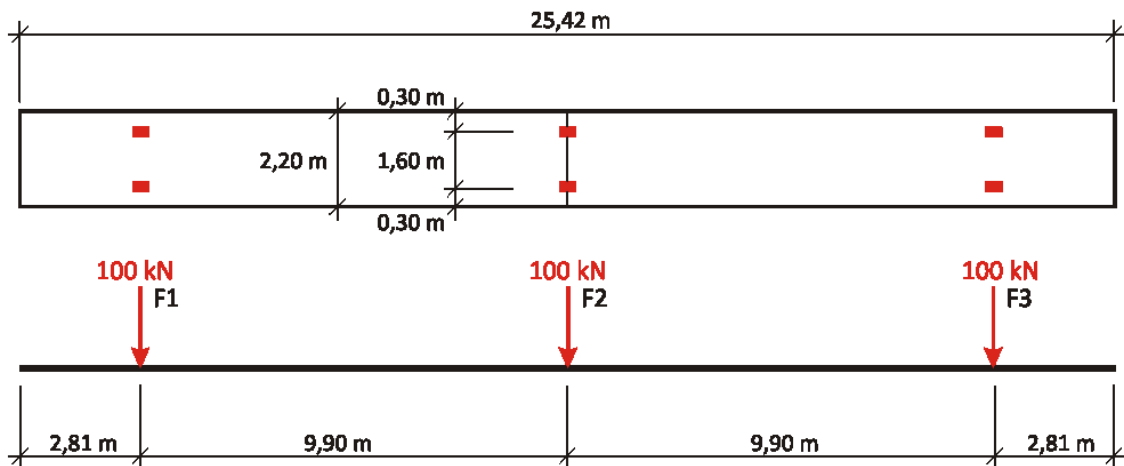


Figura 40: trem tipo simplificado para determinação dos momentos de torção devidos a força centrífuga

Em uma análise preliminar, será verificada a segurança das diagonais comprimidas das seções S_{00} a S_{80} da estrutura sem a consideração da força centrífuga. Após essa análise, verificar-se-á a seção mais solicitada, aplicando então nesta o momento de torção devido à força centrífuga.

Pelo fato dos carregamentos serem simétricos, exceto a força centrífuga, a resultante dos esforços de corte passa no centro de corte das seções. Por esse motivo, esses carregamentos não geram esforços de torção. Os esforços de corte são resistidos pela alma da viga que é composta por dois elementos. A figura 41 destaca estes elementos e mostra que cada elemento resiste à metade do esforço cortante atuante na seção.

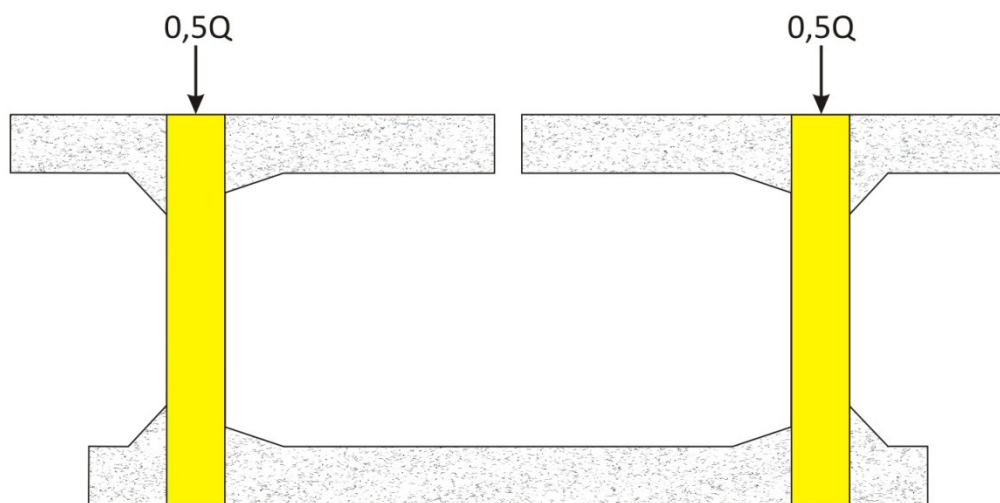


Figura 41: elementos resistentes aos esforços de corte

Para a verificação das bielas comprimidas, serão analisados os limites previstos pela NBR6118 para os esforços de corte e de torção. As equações 6 e 7 apresentam os esforços admissíveis devido ao corte e à torção, respectivamente, quando analisados separadamente. A equação 11 apresenta o limite admissível para a combinação destes esforços.

O esforço de corte resistente de cada seção é apresentado a seguir:

$$V_{RD2} = 2 * 0,27 * \left(1 - \frac{40}{250}\right) * \frac{4}{1,4} * 15 * 92,5 = 1798,2 \text{ KN}$$

Ao contrário dos esforços de corte, os esforços de torção são resistidos por todos os elementos que compõem a seção transversal. A figura 42 ilustra o quadro 13, que apresenta a parcela do esforço de torção resistida por cada elemento.

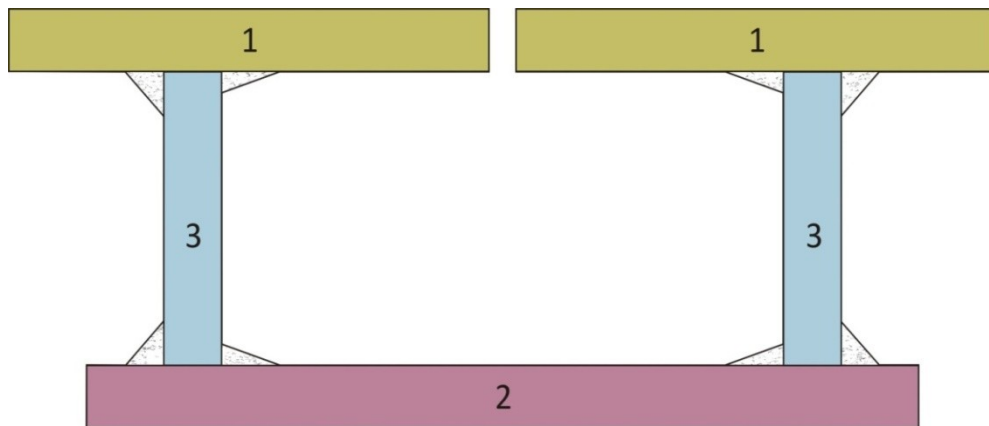


Figura 42: elementos resistentes aos esforços de torção

S_i	a (cm)	b (cm)	h_e (cm)	A_e (cm ²)	T_{RD2} (kN.m)	a^3*b (cm ⁴)	%
1	15	124	6,69	974,76	78,26	418500	20,6%
1	15	124	6,69	974,76	78,26	418500	20,6%
2	15	215	7,01	1661,65	139,80	725625	35,6%
3	15	70	6,18	563,15	41,74	236250	11,6%
3	15	70	6,18	563,15	41,74	236250	11,6%
$\Sigma =$					379,80	2035125	100%

Quadro 13: esforço de torção resistido por cada elemento

O quadro 13 apresenta o máximo momento de torção admissível pela NBR6118 de 379,80 kN.m. Este valor considera apenas o esforço de torção atuando isoladamente. Para que a a NBR 6118 seja atendida procede-se então a verificação da combinação destes esforços. O quadro 14 apresenta a verificação das diagonais comprimidas das seções S₀₀ a S₈₀ com a combinação dos esforços de corte e de torção, sem a consideração da força centrífuga.

Seção	V _{SD} (KN)	V _{RD} /V _{RD2}	T _{SD} (KN.m)	T _{RD} /T _{RD2}	V _{RD} /V _{RD2} + T _{RD} /T _{RD2}
S ₀₀	717,54	0,39	0,00	0,00	0,39
S ₀₁	576,12	0,31	1,97	0,01	0,32
S ₀₂	451,87	0,24	7,26	0,02	0,26
S ₀₃	329,52	0,18	14,84	0,04	0,22
S ₀₄	210,15	0,11	23,89	0,06	0,18
S ₀₅	163,36	0,09	33,69	0,09	0,18
S ₀₆	222,76	0,12	43,74	0,12	0,24
S ₀₇	184,24	0,10	53,66	0,14	0,24
S ₀₈	268,92	0,15	63,29	0,17	0,31
S ₀₉	225,29	0,12	72,53	0,19	0,31
S ₁₀	303,95	0,16	81,40	0,21	0,38
S ₁₁	209,42	0,11	89,87	0,24	0,35
S ₁₂	286,48	0,16	97,57	0,26	0,41
S ₁₃	320,26	0,17	104,05	0,27	0,45
S ₁₄	437,90	0,24	108,84	0,29	0,52
S ₁₅	478,36	0,26	111,56	0,29	0,55
S ₁₆	596,30	0,32	111,91	0,29	0,62
S ₁₇	547,86	0,30	109,73	0,29	0,59
S ₁₈	672,81	0,36	105,07	0,28	0,64
S ₁₉	796,23	0,43	97,00	0,26	0,69
S ₂₀	918,07	0,50	84,23	0,22	0,72
S ₂₁	701,77	0,38	70,35	0,19	0,57
S ₂₂	585,04	0,32	59,18	0,16	0,47
S ₂₃	466,96	0,25	50,14	0,13	0,38
S ₂₄	347,68	0,19	42,64	0,11	0,30
S ₂₅	391,93	0,21	36,70	0,10	0,31
S ₂₆	252,68	0,14	32,30	0,09	0,22
S ₂₇	226,82	0,12	28,68	0,08	0,20
S ₂₈	186,40	0,10	25,49	0,07	0,17
S ₂₉	143,90	0,08	22,84	0,06	0,14
S ₃₀	213,83	0,12	20,65	0,05	0,17
S ₃₁	170,10	0,09	18,94	0,05	0,14
S ₃₂	160,80	0,09	18,09	0,05	0,13
S ₃₃	162,02	0,09	19,25	0,05	0,14
S ₃₄	248,25	0,13	22,73	0,06	0,19
S ₃₅	261,26	0,14	26,75	0,07	0,21
S ₃₆	398,40	0,22	29,82	0,08	0,29

continua

Seção	V_{SD} (KN)	V_{RD}/V_{RD2}	T_{SD} (KN.m)	T_{RD}/T_{RD2}	$V_{RD}/V_{RD2} +$ T_{RD}/T_{RD2}
S ₃₇	493,00	0,27	31,05	0,08	0,35
S ₃₈	649,33	0,35	29,75	0,08	0,43
S ₃₉	809,17	0,44	25,05	0,07	0,50
S ₄₀	798,60	0,43	16,37	0,04	0,48
S ₄₁	809,17	0,44	25,05	0,07	0,50
S ₄₂	649,33	0,35	29,75	0,08	0,43
S ₄₃	493,00	0,27	31,05	0,08	0,35
S ₄₄	398,40	0,22	29,82	0,08	0,29
S ₄₅	261,26	0,14	26,75	0,07	0,21
S ₄₆	248,25	0,13	22,73	0,06	0,19
S ₄₇	162,02	0,09	19,25	0,05	0,14
S ₄₈	160,80	0,09	18,09	0,05	0,13
S ₄₉	170,10	0,09	18,94	0,05	0,14
S ₅₀	213,83	0,12	20,65	0,05	0,17
S ₅₁	143,90	0,08	22,84	0,06	0,14
S ₅₂	186,40	0,10	25,49	0,07	0,17
S ₅₃	226,82	0,12	28,68	0,08	0,20
S ₅₄	252,68	0,14	32,30	0,09	0,22
S ₅₅	391,93	0,21	36,70	0,10	0,31
S ₅₆	347,68	0,19	42,64	0,11	0,30
S ₅₇	466,96	0,25	50,14	0,13	0,38
S ₅₈	585,04	0,32	59,18	0,16	0,47
S ₅₉	701,77	0,38	70,35	0,19	0,57
S ₆₀	918,07	0,50	84,23	0,22	0,72
S ₆₁	796,23	0,43	97,00	0,26	0,69
S ₆₂	672,81	0,36	105,07	0,28	0,64
S ₆₃	547,86	0,30	109,73	0,29	0,59
S ₆₄	596,30	0,32	111,91	0,29	0,62
S ₆₅	478,36	0,26	111,56	0,29	0,55
S ₆₆	437,90	0,24	108,84	0,29	0,52
S ₆₇	320,26	0,17	104,05	0,27	0,45
S ₆₈	286,48	0,16	97,57	0,26	0,41
S ₆₉	209,42	0,11	89,87	0,24	0,35
S ₇₀	303,95	0,16	81,40	0,21	0,38
S ₇₁	225,29	0,12	72,53	0,19	0,31
S ₇₂	268,92	0,15	63,29	0,17	0,31
S ₇₃	184,24	0,10	53,66	0,14	0,24
S ₇₄	222,76	0,12	43,74	0,12	0,24
S ₇₅	163,36	0,09	33,69	0,09	0,18
S ₇₆	210,15	0,11	23,89	0,06	0,18
S ₇₇	329,52	0,18	14,84	0,04	0,22
S ₇₈	451,87	0,24	7,26	0,02	0,26
S ₇₉	576,12	0,31	1,97	0,01	0,32
S ₈₀	717,54	0,39	0,00	0,00	0,39

Quadro 14: verificação das diagonais comprimidas

A verificação preliminar das diagonais comprimidas do concreto atende os critérios de segurança previstos na NBR 6118 em todas as seções. As seções S_{20} e S_{60} apresentam os índices mais elevados de tensões tangenciais. Por este motivo será avaliada a força centrífuga máxima nestas seções.

O momento de torção gerado pela força centrífuga é obtido aplicando as três parcelas de força horizontais devidas ao trem-tipo apresentado na figura 38. Em função das linhas de influência, o maior esforço de torção acontecerá quando a carga F_1 estiver na primeira aduela da viga. Conseqüentemente as forças F_2 e F_3 estarão 9,9 e 19,8 metros adentro da viga, ainda no 1º vão da estrutura. A contribuição de influência de cada força, F_1 , F_2 e F_3 para o momento de torção nas seções S_{20} e S_{60} são 0,70, 0,68 e 0,68, respectivamente. Portanto a força centrífuga F_C , devida a carga móvel, nas seções S_{20} e S_{60} é dada por:

$$F_C = 0,15 * (0,7 + 0,68 + 0,68) * 100 = 31,35 \text{ kN}$$

Segundo os critérios previstos na NBR 7187, momento de torção nas seções S_{20} e S_{60} são determinados com base na figura 43. Adotou-se 20 cm para altura dos trilhos.

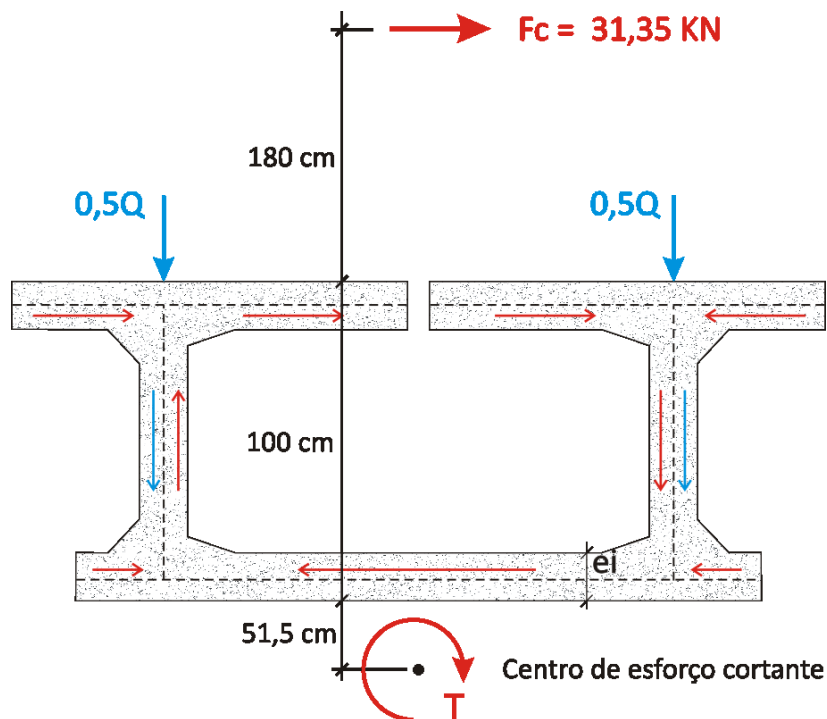


Figura 43: força centrífuga nas seções S_{20} e S_{60}

Desta forma, o momento de torção devido à força centrífuga é:

$$T_{Fc} = (0,515 + 1 + 1,8) * 31,35 = 103,92 \text{ kN.m}$$

Soma-se este momento de torção ao momento de torção da devida seção da combinação ELU1 e obtém-se o valor de 188,1 KN.m.

A verificação deste esforço combinado com o esforço de corte:

$$\frac{918,1}{1798,2} + \frac{188,1}{379,8} = 1,00$$

7.9 RAIOS DE CURVATURA DEFINIDO PELO VEÍCULO AEROMÓVEL 30t

Para a determinação deste raio, admitindo-se como critério, que as projeções do veículo não poderiam ultrapassar as projeções da via. A figura 44 apresenta um desenho esquemático.

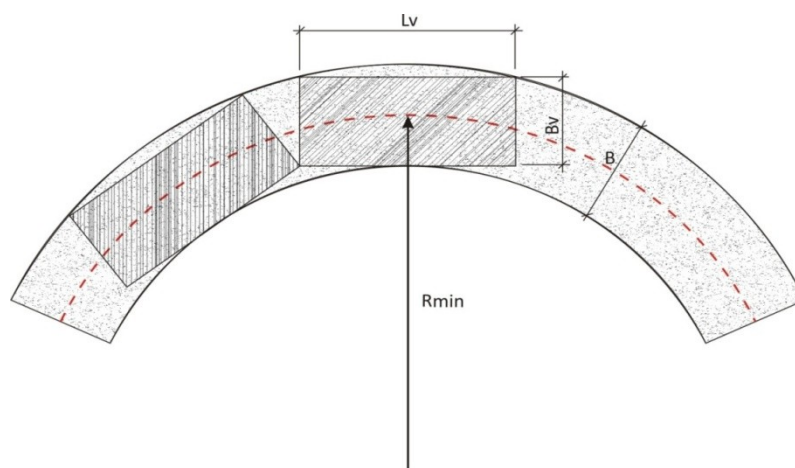


Figura 44: desenho esquemático do veículo Aeromóvel de 30t sobre a via

Com o conhecimento das dimensões do veículo e da via, por uma simples relação de Pitágoras⁶ é possível determinar o raio de curvatura mínimo que a estrutura deve oferecer ao veículo Aeromóvel 30t. Tendo o veículo 2,2 metros de largura, o vagão 12,71 metros de comprimento, e a via 2,55 metros de largura, determina-se o raio de curvatura mínimo de 56,6 metros. Este raio de curvatura é o mínimo necessário para atender os critérios anteriormente citados.

⁶ Filósofo e matemático grego que viveu no século V a.C. (WIKIPÉDIA, 2009)

8 CONCLUSÕES

A estrutura estudada neste trabalho se assemelha bastante com estruturas de pontes de concreto armado e protendido com seções viga caixão convencionais. Mas esta tem seu principal diferencial na descontinuidade do seu contorno, fato que a torna menos rígida, sendo passível de empenamentos. Outro detalhe que particulariza esta estrutura é a sua esbeltez. Por ser uma estrutura com seção transversal relativamente pequena, impõem baixa capacidade resistente à torção. Além desta baixa resistência a torção, esta seção apresenta seu centro de esforço cortante em posição desfavorável às cargas que solicitam a estrutura. Como o centro de esforço cortante está situado abaixo da base do perfil, faz com que a força centrífuga gere momentos de torção significativos na estrutura pelo elevado braço de alavanca. Dessa forma pode-se notar que este modelo de aduela é passível de melhoramentos a fim de aumentar sua resistência a torção.

Quanto aos esforços devidos às solicitações que atuam na estrutura, os resultados apresentados neste trabalho mostram que estes não são significativos na sua fase construtiva ao ponto de impor limitações ao dimensionamento da protensão. Como haveria de ser, a protensão teve seu dimensionamento regido apenas pelos esforços que atuam na estrutura na sua situação de serviço. Nos diversos modelos analisados foi verificado que os esforços de momentos de flexão sofriram pequenas alterações com a mudança do raio da curva, fato que permitiu a adoção da armadura de protensão igual para todos os modelos.

Quanto à torção, esta sim teve seu papel significativo na determinação do raio de curvatura limitado pela estrutura. Nos modelos analisados, foi verificado que os esforços de corte praticamente não sofriram alterações pela mudança do raio, enquanto que os esforços de torção diminuía de forma expressiva com o aumento do raio da curva.

A verificação da flexão para o estado limite último da estrutura mostrou que a armadura existente na estrutura, devida à protensão, atende as condições de segurança previstas na NBR 6118, tanto para o banzo superior como para o inferior. Já a verificação das bielas comprimidas mostrou que os esforços aos quais a estrutura, com 250 metros de raio, estará submetida apresentam valores limites. Sendo assim, a partir das considerações feitas neste trabalho foi possível verificar que o raio de curvatura mínimo que a estrutura necessita para oferecer segurança é de 250 metros.

Quanto ao veículo Aeromóvel $30t$, o raio que o mesmo necessita para atender os critérios estabelecidos é de 56,6 metros. Dessa forma, pode-se concluir que: considerando os carregamentos permanentes que atuam na estrutura, o carregamento devido ao trem-tipo do veículo Aeromóvel $30t$ e a força centrífuga gerada por este, o raio de curvatura mínimo necessário para que a estrutura estudada ofereça segurança é de 250 metros.

Cabe lembrar que na consideração do carregamento aerodinâmico os esforços de torção aumentam, pois este carregamento apresenta o mesmo princípio da força centrífuga, atua fora do centro de esforço cortante aumentando a torção na estrutura. Como a estrutura com raio de 250 metros apresenta esforços limites, a consideração do carregamento aerodinâmico fará com que o raio necessário para que a estrutura apresente segurança seja maior.

REFERÊNCIAS

- AEROMÓVEL INC. **Princípio de funcionamento**. Disponível em:
<<http://www.aeromovel.com.br/images/Princ%EDpio01.jpg>>. Acesso em: 21 maio 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido. Rio de Janeiro, 2003a.
- _____. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas - procedimento. Rio de Janeiro, 2003b.
- _____. **NBR 6118**: projetos de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2007.
- BELGO MINEIRA. **Catálogo técnico**: fios e cordoalhas para concreto protendido. 2009.
- BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. **Manual de projetos de obras-de-arte especiais**. 1996. Disponível em:
<http://www1.dnit.gov.br/ipr_new/..%5Carquivos_internet%5Cipr%5Cipr_new%5Cmanuais%5CManual%20de%20Projeto%20de%20Obras-de-Arte%20Especiais.pdf>. Acesso em: 31 maio 2009.
- CAMPANARI, A. F. **Teoria das estruturas**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1985. v. 2.
- EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. **Pontes de concreto**: introdução ao estudo de pontes de concreto – Anexo 8. Material didático da disciplina de Pontes de Concreto do curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da USP. 2009. Disponível em:
<http://www.set.eesc.usp.br/cursos/SET412/takeya/ANEXO%208_09.pdf>. Acesso em: 1 jun. 2009.
- GLOBO.COM. **China vai ganhar ponte recordista mundial**. Disponível em:
<<http://g1.globo.com/Noticias/Mundo/0,,MUL44580-5602,00.html>>. Acesso em: 04 nov. 2009.
- HANAI, J. B. **Fundamentos do concreto protendido**. Material didático da disciplina de Concreto Protendido do curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da USP. 2005. Disponível em:
<http://www.set.eesc.usp.br/public/mdidatico/protendido/cp_ebook_2005.pdf>. Acesso em: 1 maio 2009.
- LEONHARDT, F. **Construções de concreto**: princípios básicos para a construção de pontes de concreto. Rio de Janeiro: Interciência, 1979. v. 6.
- _____. **Construções de concreto**: concreto protendido. Rio de Janeiro: Interciência, 2007. v. 5.
- LINDAU, L. A.; LEÃO, A. G.; TODT, E.; PEREIRA, B. M. Tendências de mercado e estudo comparativo de parâmetros técnicos e econômicos de tecnologias APM no contexto do sistema Aeromóvel. In: CONGRESSO LATINO-AMERICANO DE TRANSPORTE PÚBLICO E URBANO, 14., 2007, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: COPRE/UFRJ, 2007. 1 CD.

MARCHETTI, O. **Pontes de concreto armado**. São Paulo: Blucher, 2008.

MATTOS, T. S. **Programa para análise de superestruturas de pontes de concreto armado e protendido**. 2001. 167 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação de Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

PFEIL, W. **Concreto protendido: processos construtivos, perdas de protensão, sistemas estruturais**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1980.

_____. **Pontes: curso básico. projeto, construção e manutenção**. Rio de Janeiro: Campus, 1983.

ROCHA, A. M. D. **Novo curso prático de concreto armado: concreto protendido**. Rio de Janeiro: Científica, 1972. v. 5.

SOBRAL, H. S. **Reologia e trabalhabilidade dos concretos**. São Paulo. Associação Brasileira de Cimento Portland. 1990.

TIMOSHENKO, S. **Resistência dos materiais**. Rio de Janeiro: Ao Livro Técnico, 1974. v. 1.

PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO GRANDE DO SUL. **Aeromóvel** [Histórico]. Disponível em: <<http://www.pucrs.br/aeromovel/historico.php>>. Acesso em: 12 jun. 2009.

VERRÍSSIMO, G. S.; CÉSAR JR., C. M. L. **Concreto protendido: fundamentos básicos**. Material didático da disciplina de Concreto Protendido do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa. 1998. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/lutt/Concreto%20Protendido/CP-vol1.pdf>>. Acesso em: 20 set. 2009.

WIKIPÉDIA. **Pitágoras**. Disponível em: <<http://pt.wikipedia.org/wiki/Pit%C3%A1goras>>. Acesso em: 02 nov. 2009.

Apêndice 1 – Definição e verificação da protensão do conjunto de cordoalhas CONJ1

Protensão - CONJ1												
Construção											FASE1	
L (cm):											1000	
Y ₀ (cm):											67,5	
Flecha do cabo (cm):											-10	
Perdas Imediatas Estimadas:											10,0%	
Nº Cordoalhas Etapa:											8	
Nº Cordoalhas Total:											8	
Seção	Posição (cm)	e _p (cm)	α (°)	P ₀ (kN)		Limites		ΔN _p (kN)	ΔV _p (kN)	ΔM _p (kN.m)	σ (kN/cm ²)	
				BS	BI	P ₀ (kN) ≤	Cord.				BS	BI
S ₀₀	67,5	-15,3	0,00	14046	-2815	14046	66	-1532,16	0,00	233,82	-0,123	-0,206
S ₀₁	66,9	-14,6	0,57	13908	-1583	13908	65	-1532,08	-15,32	224,23	-0,169	-0,156
S ₀₂	65,0	-12,8	1,15	14249	-675	14249	66	-1531,85	-30,64	195,48	-0,196	-0,127
S ₀₃	61,9	-9,6	1,72	15167	-176	15167	71	-1531,47	-45,96	147,57	-0,203	-0,119
S ₀₄	57,5	-5,3	2,29	16908	0	0	0	-1530,93	-61,27	80,54	-0,191	-0,133
S ₀₅	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₀₆	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₀₇	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₀₈	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₀₉	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₁₀	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₁₁	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₁₂	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₁₃	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₁₄	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₁₅	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₁₆	57,5	-5,3	-2,29	16908	0	0	0	-1530,93	61,27	80,54	-0,191	-0,133
S ₁₇	61,9	-9,6	-1,72	15167	-176	15167	71	-1531,47	45,96	147,57	-0,203	-0,119
S ₁₈	65,0	-12,8	-1,15	14249	-675	14249	66	-1531,85	30,64	195,48	-0,196	-0,127
S ₁₉	66,9	-14,6	-0,57	13908	-1583	13908	65	-1532,08	15,32	224,23	-0,169	-0,156
S ₂₀	67,5	-15,3	0,00	14046	-2815	14046	66	-1532,16	0,00	233,82	-0,123	-0,206
S ₂₁	66,9	-14,6	0,57	13908	-1583	13908	65	-1532,08	-15,32	224,23	-0,169	-0,156
S ₂₂	65,0	-12,8	1,15	14249	-675	14249	66	-1531,85	-30,64	195,48	-0,196	-0,127
S ₂₃	61,9	-9,6	1,72	15167	-176	15167	71	-1531,47	-45,96	147,57	-0,203	-0,119
S ₂₄	57,5	-5,3	2,29	16908	0	0	0	-1530,93	-61,27	80,54	-0,191	-0,133
S ₂₅	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₂₆	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₂₇	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₂₈	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₂₉	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₃₀	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₃₁	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₃₂	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₃₃	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₃₄	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₃₅	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₃₆	57,5	-5,3	-2,29	16908	0	0	0	-1530,93	61,27	80,54	-0,191	-0,133

continua

Seção	Posição (cm)	e _p (cm)	α (°)	P ₀ (kN)		Limites		ΔN _p (kN)	ΔV _p (kN)	ΔM _p (kN.m)	σ (kN/cm ²)	
				BS	BI	P ₀ (kN) ≤	Cord.				BS	BI
S ₃₇	61,9	-9,6	-1,72	15167	-176	15167	71	-1531,47	45,96	147,57	-0,203	-0,119
S ₃₈	65,0	-12,8	-1,15	14249	-675	14249	66	-1531,85	30,64	195,48	-0,196	-0,127
S ₃₉	66,9	-14,6	-0,57	13908	-1583	13908	65	-1532,08	15,32	224,23	-0,169	-0,156
S ₄₀	67,5	-15,3	0,00	14046	-2815	14046	66	-1532,16	0,00	233,82	-0,123	-0,206
S ₄₁	66,9	-14,6	0,57	13908	-1583	13908	65	-1532,08	-15,32	224,23	-0,169	-0,156
S ₄₂	65,0	-12,8	1,15	14249	-675	14249	66	-1531,85	-30,64	195,48	-0,196	-0,127
S ₄₃	61,9	-9,6	1,72	15167	-176	15167	71	-1531,47	-45,96	147,57	-0,203	-0,119
S ₄₄	57,5	-5,3	2,29	16908	0	0	0	-1530,93	-61,27	80,54	-0,191	-0,133
S ₄₅	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₄₆	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₄₇	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₄₈	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₄₉	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₅₀	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₅₁	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₅₂	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₅₃	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₅₄	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₅₅	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₅₆	57,5	-5,3	-2,29	16908	0	0	0	-1530,93	61,27	80,54	-0,191	-0,133
S ₅₇	61,9	-9,6	-1,72	15167	-176	15167	71	-1531,47	45,96	147,57	-0,203	-0,119
S ₅₈	65,0	-12,8	-1,15	14249	-675	14249	66	-1531,85	30,64	195,48	-0,196	-0,127
S ₅₉	66,9	-14,6	-0,57	13908	-1583	13908	65	-1532,08	15,32	224,23	-0,169	-0,156
S ₆₀	67,5	-15,3	0,00	14046	-2815	14046	66	-1532,16	0,00	233,82	-0,123	-0,206
S ₆₁	66,9	-14,6	0,57	13908	-1583	13908	65	-1532,08	-15,32	224,23	-0,169	-0,156
S ₆₂	65,0	-12,8	1,15	14249	-675	14249	66	-1531,85	-30,64	195,48	-0,196	-0,127
S ₆₃	61,9	-9,6	1,72	15167	-176	15167	71	-1531,47	-45,96	147,57	-0,203	-0,119
S ₆₄	57,5	-5,3	2,29	16908	0	0	0	-1530,93	-61,27	80,54	-0,191	-0,133
S ₆₅	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₆₆	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₆₇	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₆₈	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₆₉	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₇₀	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₇₁	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₇₂	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₇₃	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₇₄	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₇₅	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₇₆	57,5	-5,3	-2,29	16908	0	0	0	-1530,93	61,27	80,54	-0,191	-0,133
S ₇₇	61,9	-9,6	-1,72	15167	-176	15167	71	-1531,47	45,96	147,57	-0,203	-0,119
S ₇₈	65,0	-12,8	-1,15	14249	-675	14249	66	-1531,85	30,64	195,48	-0,196	-0,127
S ₇₉	66,9	-14,6	-0,57	13908	-1583	13908	65	-1532,08	15,32	224,23	-0,169	-0,156
S ₈₀	67,5	-15,3	0,00	14046	-2815	14046	66	-1532,16	0,00	233,82	-0,123	-0,206

Apêndice 2 – Definição e verificação da protensão do conjunto de cordoalhas CONJ2

Protensão – CONJ2												
Construção											FASE2	
L (cm):											1500	
Y ₀ (cm):											77,5	
Flecha do cabo (cm):											-25	
Perdas Imediatas Estimadas:											8,5%	
Nº Cordoalhas Etapa:											8	
Nº Cordoalhas Total:											16	
Seção	Posição (cm)	e _p (cm)	α (°)	P ₀ (kN)		Limites		ΔN _p (kN)	ΔV _p (kN)	ΔM _p (kN.m)	σ (kN/cm ²)	
				BS	BI	P ₀ (kN) ≤	Cord.				BS	BI
S ₀₀	77,5	-25,3	0,00	12296	-25725	12296	57	-1557,70	0,00	393,49	-0,287	-0,374
S ₀₁	76,8	-24,6	0,64	12036	-14854	12036	56	-1557,60	-17,31	382,65	-0,355	-0,300
S ₀₂	74,7	-22,5	1,27	12149	-6296	12149	57	-1557,31	-34,61	350,13	-0,396	-0,255
S ₀₃	71,3	-19,0	1,91	12691	-2327	12691	59	-1556,83	-51,91	295,97	-0,410	-0,239
S ₀₄	66,4	-14,1	2,55	13810	-741	13810	64	-1556,16	-69,21	220,19	-0,398	-0,253
S ₀₅	60,1	-7,9	3,18	15845	-161	15845	74	-1555,29	-86,49	122,86	-0,197	-0,131
S ₀₆	52,5	-0,3	3,82	19614	0	19614	92	-1554,24	-103,77	4,05	-0,167	-0,164
S ₀₇	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₀₈	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₀₉	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₁₀	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₁₁	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₁₂	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₁₃	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₁₄	52,5	-0,3	-3,82	19614	0	19614	92	-1554,24	103,77	4,05	-0,167	-0,164
S ₁₅	60,1	-7,9	-3,18	15845	-161	15845	74	-1555,29	86,49	122,86	-0,197	-0,131
S ₁₆	66,4	-14,1	-2,55	13810	-741	13810	64	-1556,16	69,21	220,19	-0,398	-0,253
S ₁₇	71,3	-19,0	-1,91	12691	-2327	12691	59	-1556,83	51,91	295,97	-0,410	-0,239
S ₁₈	74,7	-22,5	-1,27	12149	-6296	12149	57	-1557,31	34,61	350,13	-0,396	-0,255
S ₁₉	76,8	-24,6	-0,64	12036	-14854	12036	56	-1557,60	17,31	382,65	-0,355	-0,300
S ₂₀	77,5	-25,3	0,00	12296	-25725	12296	57	-1557,70	0,00	393,49	-0,287	-0,374
S ₂₁	76,8	-24,6	0,64	12036	-14854	12036	56	-1557,60	-17,31	382,65	-0,355	-0,300
S ₂₂	74,7	-22,5	1,27	12149	-6296	12149	57	-1557,31	-34,61	350,13	-0,396	-0,255
S ₂₃	71,3	-19,0	1,91	12691	-2327	12691	59	-1556,83	-51,91	295,97	-0,410	-0,239
S ₂₄	66,4	-14,1	2,55	13810	-741	13810	64	-1556,16	-69,21	220,19	-0,398	-0,253
S ₂₅	60,1	-7,9	3,18	15845	-161	15845	74	-1555,29	-86,49	122,86	-0,197	-0,131
S ₂₆	52,5	-0,3	3,82	19614	0	19614	92	-1554,24	-103,77	4,05	-0,167	-0,164
S ₂₇	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₂₈	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₂₉	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₃₀	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₃₁	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₃₂	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₃₃	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₃₄	52,5	-0,3	-3,82	19614	0	19614	92	-1554,24	103,77	4,05	-0,167	-0,164
S ₃₅	60,1	-7,9	-3,18	15845	-161	15845	74	-1555,29	86,49	122,86	-0,197	-0,131
S ₃₆	66,4	-14,1	-2,55	13810	-741	13810	64	-1556,16	69,21	220,19	-0,398	-0,253

continua

Seção	Posição (cm)	e _p (cm)	α (°)	P ₀ (kN)		Limites		ΔN _p (kN)	ΔV _p (kN)	ΔM _p (kN.m)	σ (kN/cm ²)	
				BS	BI	P ₀ (kN) ≤	Cord.				BS	BI
S ₃₇	71,3	-19,0	-1,91	12691	-2327	12691	59	-1556,83	51,91	295,97	-0,410	-0,239
S ₃₈	74,7	-22,5	-1,27	12149	-6296	12149	57	-1557,31	34,61	350,13	-0,396	-0,255
S ₃₉	76,8	-24,6	-0,64	12036	-14854	12036	56	-1557,60	17,31	382,65	-0,355	-0,300
S ₄₀	77,5	-25,3	0,00	12296	-25725	12296	57	-1557,70	0,00	393,49	-0,287	-0,374
S ₄₁	76,8	-24,6	0,64	12036	-14854	12036	56	-1557,60	-17,31	382,65	-0,355	-0,300
S ₄₂	74,7	-22,5	1,27	12149	-6296	12149	57	-1557,31	-34,61	350,13	-0,396	-0,255
S ₄₃	71,3	-19,0	1,91	12691	-2327	12691	59	-1556,83	-51,91	295,97	-0,410	-0,239
S ₄₄	66,4	-14,1	2,55	13810	-741	13810	64	-1556,16	-69,21	220,19	-0,398	-0,253
S ₄₅	60,1	-7,9	3,18	15845	-161	15845	74	-1555,29	-86,49	122,86	-0,197	-0,131
S ₄₆	52,5	-0,3	3,82	19614	0	19614	92	-1554,24	-103,77	4,05	-0,167	-0,164
S ₄₇	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₄₈	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₄₉	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₅₀	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₅₁	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₅₂	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₅₃	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₅₄	52,5	-0,3	-3,82	19614	0	19614	92	-1554,24	103,77	4,05	-0,167	-0,164
S ₅₅	60,1	-7,9	-3,18	15845	-161	15845	74	-1555,29	86,49	122,86	-0,197	-0,131
S ₅₆	66,4	-14,1	-2,55	13810	-741	13810	64	-1556,16	69,21	220,19	-0,398	-0,253
S ₅₇	71,3	-19,0	-1,91	12691	-2327	12691	59	-1556,83	51,91	295,97	-0,410	-0,239
S ₅₈	74,7	-22,5	-1,27	12149	-6296	12149	57	-1557,31	34,61	350,13	-0,396	-0,255
S ₅₉	76,8	-24,6	-0,64	12036	-14854	12036	56	-1557,60	17,31	382,65	-0,355	-0,300
S ₆₀	77,5	-25,3	0,00	12296	-25725	12296	57	-1557,70	0,00	393,49	-0,287	-0,374
S ₆₁	76,8	-24,6	0,64	12036	-14854	12036	56	-1557,60	-17,31	382,65	-0,355	-0,300
S ₆₂	74,7	-22,5	1,27	12149	-6296	12149	57	-1557,31	-34,61	350,13	-0,396	-0,255
S ₆₃	71,3	-19,0	1,91	12691	-2327	12691	59	-1556,83	-51,91	295,97	-0,410	-0,239
S ₆₄	66,4	-14,1	2,55	13810	-741	13810	64	-1556,16	-69,21	220,19	-0,398	-0,253
S ₆₅	60,1	-7,9	3,18	15845	-161	15845	74	-1555,29	-86,49	122,86	-0,197	-0,131
S ₆₆	52,5	-0,3	3,82	19614	0	19614	92	-1554,24	-103,77	4,05	-0,167	-0,164
S ₆₇	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₆₈	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₆₉	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₇₀	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₇₁	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₇₂	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₇₃	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₇₄	52,5	-0,3	-3,82	19614	0	19614	92	-1554,24	103,77	4,05	-0,167	-0,164
S ₇₅	60,1	-7,9	-3,18	15845	-161	15845	74	-1555,29	86,49	122,86	-0,197	-0,131
S ₇₆	66,4	-14,1	-2,55	13810	-741	13810	64	-1556,16	69,21	220,19	-0,398	-0,253
S ₇₇	71,3	-19,0	-1,91	12691	-2327	12691	59	-1556,83	51,91	295,97	-0,410	-0,239
S ₇₈	74,7	-22,5	-1,27	12149	-6296	12149	57	-1557,31	34,61	350,13	-0,396	-0,255
S ₇₉	76,8	-24,6	-0,64	12036	-14854	12036	56	-1557,60	17,31	382,65	-0,355	-0,300
S ₈₀	77,5	-25,3	0,00	12296	-25725	12296	57	-1557,70	0,00	393,49	-0,287	-0,374

Apêndice 3 – Definição e verificação da protensão do conjunto de cordoalhas CONJ3

Protensão – CONJ3												
Construção											FASE3	
L (cm):											2000	
Y ₀ (cm):											87,5	
Flecha do cabo (cm):											-30	
Perdas Imediatas Estimadas:											7,0%	
Nº Cordoalhas Etapa:											8	
Nº Cordoalhas Total:											24	
Seção	Posição (cm)	e _p (cm)	α (°)	P ₀ (kN)		Limites		ΔN _p (kN)	ΔV _p (kN)	ΔM _p (kN.m)	σ (kN/cm ²)	
				BS	BI	P ₀ (kN) ≤	Cord.				BS	BI
S ₀₀	87,5	-35,3	0,00	11311	19681	11311	53	-1583,23	0,00	558,26	-0,219	-0,539
S ₀₁	87,0	-34,8	0,43	10923	16339	10923	51	-1583,19	-11,87	550,82	-0,550	-0,440
S ₀₂	85,6	-33,4	0,86	10744	15561	10744	50	-1583,05	-23,75	528,51	-0,609	-0,375
S ₀₃	83,3	-31,0	1,29	10779	20526	10779	50	-1582,83	-35,62	491,34	-0,636	-0,345
S ₀₄	80,0	-27,8	1,72	11057	-65378	11057	51	-1582,52	-47,49	439,32	-0,631	-0,350
S ₀₅	75,8	-23,5	2,15	11636	-4532	11636	54	-1582,12	-59,36	372,46	-0,433	-0,225
S ₀₆	70,6	-18,4	2,58	12625	-1057	12625	59	-1581,63	-71,22	290,79	-0,401	-0,260
S ₀₇	64,5	-12,3	3,01	14236	-205	14236	66	-1581,05	-83,08	194,34	-0,224	-0,107
S ₀₈	57,5	-5,3	3,44	16908	0	0	0	-1580,38	-94,94	83,14	-0,197	-0,137
S ₀₉	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₁₀	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₁₁	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₁₂	57,5	-5,3	-3,44	16908	0	0	0	-1580,38	94,94	83,14	-0,197	-0,137
S ₁₃	64,5	-12,3	-3,01	14236	-205	14236	66	-1581,05	83,08	194,34	-0,224	-0,107
S ₁₄	70,6	-18,4	-2,58	12625	-1057	12625	59	-1581,63	71,22	290,79	-0,401	-0,260
S ₁₅	75,8	-23,5	-2,15	11636	-4532	11636	54	-1582,12	59,36	372,46	-0,433	-0,225
S ₁₆	80,0	-27,8	-1,72	11057	-65375	11057	51	-1582,52	47,49	439,32	-0,631	-0,350
S ₁₇	83,3	-31,0	-1,29	10779	20525	10779	50	-1582,83	35,62	491,34	-0,636	-0,345
S ₁₈	85,6	-33,4	-0,86	10744	15560	10744	50	-1583,05	23,75	528,51	-0,609	-0,375
S ₁₉	87,0	-34,8	-0,43	10923	16338	10923	51	-1583,19	11,87	550,82	-0,550	-0,440
S ₂₀	87,5	-35,3	0,00	11311	19681	11311	53	-1583,23	0,00	558,26	-0,459	-0,539
S ₂₁	87,0	-34,8	0,43	10923	16339	10923	51	-1583,19	-11,87	550,82	-0,550	-0,440
S ₂₂	85,6	-33,4	0,86	10744	15561	10744	50	-1583,05	-23,75	528,51	-0,609	-0,375
S ₂₃	83,3	-31,0	1,29	10779	20526	10779	50	-1582,83	-35,62	491,34	-0,636	-0,345
S ₂₄	80,0	-27,8	1,72	11057	-65378	11057	51	-1582,52	-47,49	439,32	-0,631	-0,350
S ₂₅	75,8	-23,5	2,15	11636	-4532	11636	54	-1582,12	-59,36	372,46	-0,433	-0,225
S ₂₆	70,6	-18,4	2,58	12625	-1057	12625	59	-1581,63	-71,22	290,79	-0,401	-0,260
S ₂₇	64,5	-12,3	3,01	14236	-205	14236	66	-1581,05	-83,08	194,34	-0,224	-0,107
S ₂₈	57,5	-5,3	3,44	16908	0	0	0	-1580,38	-94,94	83,14	-0,197	-0,137
S ₂₉	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₃₀	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₃₁	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₃₂	57,5	-5,3	-3,44	16908	0	0	0	-1580,38	94,94	83,14	-0,197	-0,137
S ₃₃	64,5	-12,3	-3,01	14236	-205	14236	66	-1581,05	83,08	194,34	-0,224	-0,107
S ₃₄	70,6	-18,4	-2,58	12625	-1057	12625	59	-1581,63	71,22	290,79	-0,401	-0,260
S ₃₅	75,8	-23,5	-2,15	11636	-4532	11636	54	-1582,12	59,36	372,46	-0,433	-0,225
S ₃₆	80,0	-27,8	-1,72	11057	-65375	11057	51	-1582,52	47,49	439,32	-0,631	-0,350

continua

Seção	Posição (cm)	e_p (cm)	α (°)	P_0 (kN)		Limites		ΔN_p (kN)	ΔV_p (kN)	ΔM_p (kN.m)	σ (kN/cm ²)	
				BS	BI	P_0 (kN) ≤	Cord.				BS	BI
S ₃₇	83,3	-31,0	-1,29	10779	20525	10779	50	-1582,83	35,62	491,34	-0,636	-0,345
S ₃₈	85,6	-33,4	-0,86	10744	15560	10744	50	-1583,05	23,75	528,51	-0,609	-0,375
S ₃₉	87,0	-34,8	-0,43	10923	16338	10923	51	-1583,19	11,87	550,82	-0,550	-0,440
S ₄₀	87,5	-35,3	0,00	11311	19681	11311	53	-1583,23	0,00	558,26	-0,459	-0,539
S ₄₁	87,0	-34,8	0,43	10923	16339	10923	51	-1583,19	-11,87	550,82	-0,550	-0,440
S ₄₂	85,6	-33,4	0,86	10744	15561	10744	50	-1583,05	-23,75	528,51	-0,609	-0,375
S ₄₃	83,3	-31,0	1,29	10779	20526	10779	50	-1582,83	-35,62	491,34	-0,636	-0,345
S ₄₄	80,0	-27,8	1,72	11057	-65378	11057	51	-1582,52	-47,49	439,32	-0,631	-0,350
S ₄₅	75,8	-23,5	2,15	11636	-4532	11636	54	-1582,12	-59,36	372,46	-0,433	-0,225
S ₄₆	70,6	-18,4	2,58	12625	-1057	12625	59	-1581,63	-71,22	290,79	-0,401	-0,260
S ₄₇	64,5	-12,3	3,01	14236	-205	14236	66	-1581,05	-83,08	194,34	-0,224	-0,107
S ₄₈	57,5	-5,3	3,44	16908	0	0	0	-1580,38	-94,94	83,14	-0,197	-0,137
S ₄₉	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₅₀	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₅₁	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₅₂	57,5	-5,3	-3,44	16908	0	0	0	-1580,38	94,94	83,14	-0,197	-0,137
S ₅₃	64,5	-12,3	-3,01	14236	-205	14236	66	-1581,05	83,08	194,34	-0,224	-0,107
S ₅₄	70,6	-18,4	-2,58	12625	-1057	12625	59	-1581,63	71,22	290,79	-0,401	-0,260
S ₅₅	75,8	-23,5	-2,15	11636	-4532	11636	54	-1582,12	59,36	372,46	-0,433	-0,225
S ₅₆	80,0	-27,8	-1,72	11057	-65375	11057	51	-1582,52	47,49	439,32	-0,631	-0,350
S ₅₇	83,3	-31,0	-1,29	10779	20525	10779	50	-1582,83	35,62	491,34	-0,636	-0,345
S ₅₈	85,6	-33,4	-0,86	10744	15560	10744	50	-1583,05	23,75	528,51	-0,609	-0,375
S ₅₉	87,0	-34,8	-0,43	10923	16338	10923	51	-1583,19	11,87	550,82	-0,550	-0,440
S ₆₀	87,5	-35,3	0,00	11311	19681	11311	53	-1583,23	0,00	558,26	-0,459	-0,539
S ₆₁	87,0	-34,8	0,43	10923	16339	10923	51	-1583,19	-11,87	550,82	-0,550	-0,440
S ₆₂	85,6	-33,4	0,86	10744	15561	10744	50	-1583,05	-23,75	528,51	-0,609	-0,375
S ₆₃	83,3	-31,0	1,29	10779	20526	10779	50	-1582,83	-35,62	491,34	-0,636	-0,345
S ₆₄	80,0	-27,8	1,72	11057	-65378	11057	51	-1582,52	-47,49	439,32	-0,631	-0,350
S ₆₅	75,8	-23,5	2,15	11636	-4532	11636	54	-1582,12	-59,36	372,46	-0,433	-0,225
S ₆₆	70,6	-18,4	2,58	12625	-1057	12625	59	-1581,63	-71,22	290,79	-0,401	-0,260
S ₆₇	64,5	-12,3	3,01	14236	-205	14236	66	-1581,05	-83,08	194,34	-0,224	-0,107
S ₆₈	57,5	-5,3	3,44	16908	0	0	0	-1580,38	-94,94	83,14	-0,197	-0,137
S ₆₉	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₇₀	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₇₁	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S ₇₂	57,5	-5,3	-3,44	16908	0	0	0	-1580,38	94,94	83,14	-0,197	-0,137
S ₇₃	64,5	-12,3	-3,01	14236	-205	14236	66	-1581,05	83,08	194,34	-0,224	-0,107
S ₇₄	70,6	-18,4	-2,58	12625	-1057	12625	59	-1581,63	71,22	290,79	-0,401	-0,260
S ₇₅	75,8	-23,5	-2,15	11636	-4532	11636	54	-1582,12	59,36	372,46	-0,433	-0,225
S ₇₆	80,0	-27,8	-1,72	11057	-65375	11057	51	-1582,52	47,49	439,32	-0,631	-0,350
S ₇₇	83,3	-31,0	-1,29	10779	20525	10779	50	-1582,83	35,62	491,34	-0,636	-0,345
S ₇₈	85,6	-33,4	-0,86	10744	15560	10744	50	-1583,05	23,75	528,51	-0,609	-0,375
S ₇₉	87,0	-34,8	-0,43	10923	16338	10923	51	-1583,19	11,87	550,82	-0,550	-0,440
S ₈₀	87,5	-35,3	0,00	11311	19681	11311	53	-1583,23	0,00	558,26	-0,459	-0,539

Apêndice 4 – Definição e verificação da protensão do conjunto de cordoalhas CONJ4

Protensão – CONJ4												
Construção											FASE4	
L (cm):											2500	
Y ₀ (cm):											92,5	
Flecha do cabo (cm):											-35	
Perdas Imediatas Estimadas:											5,5%	
Nº Cordoalhas Etapa:											8	
Nº Cordoalhas Total:											32	
Seção	Posição (cm)	e _p (cm)	α (°)	P ₀ (kN)		Limites		ΔN _p (KN)	ΔV _p (KN)	ΔM _p (KN.m)	σ (KN/cm ²)	
				BS	BI	P ₀ (kN) ≤	Cord.				BS	BI
S ₀₀	92,5	-40,3	0,00	11549	17595	11549	54	-1608,77	0,00	647,70	-0,613	-0,730
S ₀₁	92,2	-39,9	0,32	11060	14785	11060	51	-1608,74	-9,01	642,06	-0,728	-0,604
S ₀₂	91,1	-38,9	0,64	10728	12957	10728	50	-1608,67	-18,02	625,14	-0,807	-0,517
S ₀₃	89,4	-37,1	0,96	10551	12027	10551	49	-1608,54	-27,03	596,94	-0,850	-0,470
S ₀₄	86,9	-34,7	1,28	10535	12431	10535	49	-1608,36	-36,03	557,47	-0,857	-0,462
S ₀₅	83,8	-31,5	1,60	10698	17507	10698	50	-1608,14	-45,04	506,74	-0,667	-0,328
S ₀₆	79,9	-27,7	1,93	11076	-55508	11076	52	-1607,86	-54,04	444,75	-0,639	-0,358
S ₀₇	75,4	-23,1	2,25	11729	-4157	11729	55	-1607,53	-63,05	371,51	-0,463	-0,204
S ₀₈	70,1	-17,9	2,57	12761	-1004	12761	59	-1607,15	-72,05	287,05	-0,432	-0,238
S ₀₉	64,2	-11,9	2,89	14363	-200	14363	67	-1606,73	-81,05	191,37	-0,226	-0,111
S ₁₀	57,5	-5,3	3,21	16908	0	0	0	-1606,25	-90,04	84,50	-0,200	-0,139
S ₁₁	64,2	-11,9	-2,89	14363	-200	14363	67	-1606,73	81,05	191,37	-0,226	-0,111
S ₁₂	70,1	-17,9	-2,57	12761	-1004	12761	59	-1607,15	72,05	287,05	-0,432	-0,238
S ₁₃	75,4	-23,1	-2,25	11729	-4157	11729	55	-1607,53	63,05	371,51	-0,463	-0,204
S ₁₄	79,9	-27,7	-1,93	11076	-55506	11076	52	-1607,86	54,04	444,75	-0,639	-0,358
S ₁₅	83,8	-31,5	-1,60	10698	17507	10698	50	-1608,14	45,04	506,74	-0,667	-0,328
S ₁₆	86,9	-34,7	-1,28	10535	12430	10535	49	-1608,36	36,03	557,47	-0,857	-0,462
S ₁₇	89,4	-37,1	-0,96	10551	12027	10551	49	-1608,54	27,03	596,94	-0,850	-0,470
S ₁₈	91,1	-38,9	-0,64	10728	12956	10728	50	-1608,67	18,02	625,14	-0,807	-0,517
S ₁₉	92,2	-39,9	-0,32	11060	14784	11060	51	-1608,74	9,01	642,06	-0,728	-0,604
S ₂₀	92,5	-40,3	0,00	11549	17595	11549	54	-1608,77	0,00	647,70	-0,613	-0,730
S ₂₁	92,2	-39,9	0,32	11060	14785	11060	51	-1608,74	-9,01	642,06	-0,728	-0,604
S ₂₂	91,1	-38,9	0,64	10728	12957	10728	50	-1608,67	-18,02	625,14	-0,807	-0,517
S ₂₃	89,4	-37,1	0,96	10551	12027	10551	49	-1608,54	-27,03	596,94	-0,850	-0,470
S ₂₄	86,9	-34,7	1,28	10535	12431	10535	49	-1608,36	-36,03	557,47	-0,857	-0,462
S ₂₅	83,8	-31,5	1,60	10698	17507	10698	50	-1608,14	-45,04	506,74	-0,667	-0,328
S ₂₆	79,9	-27,7	1,93	11076	-55508	11076	52	-1607,86	-54,04	444,75	-0,639	-0,358
S ₂₇	75,4	-23,1	2,25	11729	-4157	11729	55	-1607,53	-63,05	371,51	-0,463	-0,204
S ₂₈	70,1	-17,9	2,57	12761	-1004	12761	59	-1607,15	-72,05	287,05	-0,432	-0,238
S ₂₉	64,2	-11,9	2,89	14363	-200	14363	67	-1606,73	-81,05	191,37	-0,226	-0,111
S ₃₀	57,5	-5,3	3,21	16908	0	0	0	-1606,25	-90,04	84,50	-0,200	-0,139
S ₃₁	64,2	-11,9	-2,89	14363	-200	14363	67	-1606,73	81,05	191,37	-0,226	-0,111
S ₃₂	70,1	-17,9	-2,57	12761	-1004	12761	59	-1607,15	72,05	287,05	-0,432	-0,238
S ₃₃	75,4	-23,1	-2,25	11729	-4157	11729	55	-1607,53	63,05	371,51	-0,463	-0,204
S ₃₄	79,9	-27,7	-1,93	11076	-55506	11076	52	-1607,86	54,04	444,75	-0,639	-0,358
S ₃₅	83,8	-31,5	-1,60	10698	17507	10698	50	-1608,14	45,04	506,74	-0,667	-0,328
S ₃₆	86,9	-34,7	-1,28	10535	12430	10535	49	-1608,36	36,03	557,47	-0,857	-0,462

continua

Seção	Posição (cm)	e_p (cm)	α (°)	P_o (kN)		Limites		ΔN_p (kN)	ΔV_p (kN)	ΔM_p (kN.m)	σ (kN/cm ²)	
				BS	BI	P_o (kN) \leq	Cord.				BS	BI
S ₃₇	89,4	-37,1	-0,96	10551	12027	10551	49	-1608,54	27,03	596,94	-0,850	-0,470
S ₃₈	91,1	-38,9	-0,64	10728	12956	10728	50	-1608,67	18,02	625,14	-0,807	-0,517
S ₃₉	92,2	-39,9	-0,32	11060	14784	11060	51	-1608,74	9,01	642,06	-0,728	-0,604
S ₄₀	92,5	-40,3	0,00	11549	17595	11549	54	-1608,77	0,00	647,70	-0,613	-0,730
S ₄₁	92,2	-39,9	0,32	11060	14785	11060	51	-1608,74	-9,01	642,06	-0,728	-0,604
S ₄₂	91,1	-38,9	0,64	10728	12957	10728	50	-1608,67	-18,02	625,14	-0,807	-0,517
S ₄₃	89,4	-37,1	0,96	10551	12027	10551	49	-1608,54	-27,03	596,94	-0,850	-0,470
S ₄₄	86,9	-34,7	1,28	10535	12431	10535	49	-1608,36	-36,03	557,47	-0,857	-0,462
S ₄₅	83,8	-31,5	1,60	10698	17507	10698	50	-1608,14	-45,04	506,74	-0,667	-0,328
S ₄₆	79,9	-27,7	1,93	11076	-55508	11076	52	-1607,86	-54,04	444,75	-0,639	-0,358
S ₄₇	75,4	-23,1	2,25	11729	-4157	11729	55	-1607,53	-63,05	371,51	-0,463	-0,204
S ₄₈	70,1	-17,9	2,57	12761	-1004	12761	59	-1607,15	-72,05	287,05	-0,432	-0,238
S ₄₉	64,2	-11,9	2,89	14363	-200	14363	67	-1606,73	-81,05	191,37	-0,226	-0,111
S ₅₀	57,5	-5,3	3,21	16908	0	0	0	-1606,25	-90,04	84,50	-0,200	-0,139
S ₅₁	64,2	-11,9	-2,89	14363	-200	14363	67	-1606,73	81,05	191,37	-0,226	-0,111
S ₅₂	70,1	-17,9	-2,57	12761	-1004	12761	59	-1607,15	72,05	287,05	-0,432	-0,238
S ₅₃	75,4	-23,1	-2,25	11729	-4157	11729	55	-1607,53	63,05	371,51	-0,463	-0,204
S ₅₄	79,9	-27,7	-1,93	11076	-55506	11076	52	-1607,86	54,04	444,75	-0,639	-0,358
S ₅₅	83,8	-31,5	-1,60	10698	17507	10698	50	-1608,14	45,04	506,74	-0,667	-0,328
S ₅₆	86,9	-34,7	-1,28	10535	12430	10535	49	-1608,36	36,03	557,47	-0,857	-0,462
S ₅₇	89,4	-37,1	-0,96	10551	12027	10551	49	-1608,54	27,03	596,94	-0,850	-0,470
S ₅₈	91,1	-38,9	-0,64	10728	12956	10728	50	-1608,67	18,02	625,14	-0,807	-0,517
S ₅₉	92,2	-39,9	-0,32	11060	14784	11060	51	-1608,74	9,01	642,06	-0,728	-0,604
S ₆₀	92,5	-40,3	0,00	11549	17595	11549	54	-1608,77	0,00	647,70	-0,613	-0,730
S ₆₁	92,2	-39,9	0,32	11060	14785	11060	51	-1608,74	-9,01	642,06	-0,728	-0,604
S ₆₂	91,1	-38,9	0,64	10728	12957	10728	50	-1608,67	-18,02	625,14	-0,807	-0,517
S ₆₃	89,4	-37,1	0,96	10551	12027	10551	49	-1608,54	-27,03	596,94	-0,850	-0,470
S ₆₄	86,9	-34,7	1,28	10535	12431	10535	49	-1608,36	-36,03	557,47	-0,857	-0,462
S ₆₅	83,8	-31,5	1,60	10698	17507	10698	50	-1608,14	-45,04	506,74	-0,667	-0,328
S ₆₆	79,9	-27,7	1,93	11076	-55508	11076	52	-1607,86	-54,04	444,75	-0,639	-0,358
S ₆₇	75,4	-23,1	2,25	11729	-4157	11729	55	-1607,53	-63,05	371,51	-0,463	-0,204
S ₆₈	70,1	-17,9	2,57	12761	-1004	12761	59	-1607,15	-72,05	287,05	-0,432	-0,238
S ₆₉	64,2	-11,9	2,89	14363	-200	14363	67	-1606,73	-81,05	191,37	-0,226	-0,111
S ₇₀	57,5	-5,3	3,21	16908	0	0	0	-1606,25	-90,04	84,50	-0,200	-0,139
S ₇₁	64,2	-11,9	-2,89	14363	-200	14363	67	-1606,73	81,05	191,37	-0,226	-0,111
S ₇₂	70,1	-17,9	-2,57	12761	-1004	12761	59	-1607,15	72,05	287,05	-0,432	-0,238
S ₇₃	75,4	-23,1	-2,25	11729	-4157	11729	55	-1607,53	63,05	371,51	-0,463	-0,204
S ₇₄	79,9	-27,7	-1,93	11076	-55506	11076	52	-1607,86	54,04	444,75	-0,639	-0,358
S ₇₅	83,8	-31,5	-1,60	10698	17507	10698	50	-1608,14	45,04	506,74	-0,667	-0,328
S ₇₆	86,9	-34,7	-1,28	10535	12430	10535	49	-1608,36	36,03	557,47	-0,857	-0,462
S ₇₇	89,4	-37,1	-0,96	10551	12027	10551	49	-1608,54	27,03	596,94	-0,850	-0,470
S ₇₈	91,1	-38,9	-0,64	10728	12956	10728	50	-1608,67	18,02	625,14	-0,807	-0,517
S ₇₉	92,2	-39,9	-0,32	11060	14784	11060	51	-1608,74	9,01	642,06	-0,728	-0,604
S ₈₀	92,5	-40,3	0,00	11549	17595	11549	54	-1557,70	0,00	627,14	-0,600	-0,732

Apêndice 5 – Definição e verificação da protensão do conjunto de cordoalhas CONJ5

Protensão – CONJ5											
FINAL										Positiva	
										L (cm): 10000	
										Y ₀ (cm): 7,5	
										Flecha do cabo (cm): 0	
										Perdas Totais Estimadas: 15%	
										Nº Cordoalhas Etapa: 20	
										Nº Cordoalhas Total: 20	
Seção	Posição (cm)	e _p (cm)	P ₀ (kN)		Limites		N _p (kN)	V _p (kN)	M _p (kN.m)	σ (kN/cm ²)	
			BS	BI	P ₀ (kN) ≥	Cord.				BS	BI
S ₀₀	7,5	44,74	-49768	0	0	0,0	-3617,60	0,00	-1618,49	0,171	-0,993
S ₀₁	7,5	44,74	-45260	849	849	4,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,010	-0,795
S ₀₂	7,5	44,74	-41545	1549	1549	8,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,159	-0,632
S ₀₃	7,5	44,74	-38590	2105	2105	10,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,278	-0,502
S ₀₄	7,5	44,74	-36321	2533	2533	12,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,369	-0,402
S ₀₅	7,5	44,74	-34610	2855	2855	14,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,438	-0,327
S ₀₆	7,5	44,74	-33463	3071	3071	15,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,484	-0,277
S ₀₇	7,5	44,74	-32935	3170	3170	15,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,505	-0,253
S ₀₈	7,5	44,74	-33002	3158	3158	15,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,503	-0,256
S ₀₉	7,5	44,74	-33337	3095	3095	15,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,489	-0,271
S ₁₀	7,5	44,74	-34281	2917	2917	14,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,451	-0,313
S ₁₁	7,5	44,74	-35785	2633	2633	13,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,391	-0,379
S ₁₂	7,5	44,74	-37772	2259	2259	11,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,311	-0,466
S ₁₃	7,5	44,74	-40224	1798	1798	9,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,213	-0,574
S ₁₄	7,5	44,74	-43244	1229	1229	6,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,091	-0,707
S ₁₅	7,5	44,74	-46807	558	558	3,0	-3617,60	0,00	-1618,49	0,052	-0,863
S ₁₆	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,199	-1,024
S ₁₇	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,356	-1,196
S ₁₈	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,529	-1,384
S ₁₉	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,687	-1,558
S ₂₀	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,859	-1,746
S ₂₁	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,718	-1,592
S ₂₂	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,557	-1,415
S ₂₃	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,402	-1,246
S ₂₄	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,251	-1,080
S ₂₅	7,5	44,74	-48493	240	240	2,0	-3617,60	0,00	-1618,49	0,120	-0,937
S ₂₆	7,5	44,74	-45801	747	747	4,0	-3617,60	0,00	-1618,49	0,012	-0,819
S ₂₇	7,5	44,74	-43699	1143	1143	6,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,073	-0,727
S ₂₈	7,5	44,74	-42189	1427	1427	7,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,134	-0,660
S ₂₉	7,5	44,74	-41092	1634	1634	8,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,178	-0,612
S ₃₀	7,5	44,74	-40511	1744	1744	9,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,201	-0,586
S ₃₁	7,5	44,74	-40475	1750	1750	9,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,202	-0,585
S ₃₂	7,5	44,74	-40924	1666	1666	8,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,184	-0,605
S ₃₃	7,5	44,74	-41847	1492	1492	8,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,147	-0,645
S ₃₄	7,5	44,74	-43361	1207	1207	6,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,086	-0,712
S ₃₅	7,5	44,74	-45457	812	812	4,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,002	-0,804
S ₃₆	7,5	44,74	-48096	315	315	2,0	-3617,60	0,00	-1618,49	0,104	-0,920

continua

Seção	Posição (cm)	e _p (cm)	P _o (kN)		Limites		N _p (kN)	V _p (kN)	M _p (kN.m)	σ (kN/cm ²)	
			BS	BI	P _o (kN) ≥	Cord.				BS	BI
S ₃₇	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,225	-1,052
S ₃₈	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,349	-1,188
S ₃₉	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,473	-1,324
S ₄₀	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,594	-1,456
S ₄₁	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,473	-1,324
S ₄₂	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,349	-1,188
S ₄₃	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,225	-1,052
S ₄₄	7,5	44,74	-48096	315	315	2,0	-3617,60	0,00	-1618,49	0,104	-0,920
S ₄₅	7,5	44,74	-45457	812	812	4,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,002	-0,804
S ₄₆	7,5	44,74	-43361	1207	1207	6,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,086	-0,712
S ₄₇	7,5	44,74	-41847	1492	1492	8,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,147	-0,645
S ₄₈	7,5	44,74	-40924	1666	1666	8,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,184	-0,605
S ₄₉	7,5	44,74	-40475	1750	1750	9,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,202	-0,585
S ₅₀	7,5	44,74	-40511	1744	1744	9,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,201	-0,586
S ₅₁	7,5	44,74	-41092	1634	1634	8,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,178	-0,612
S ₅₂	7,5	44,74	-42189	1427	1427	7,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,134	-0,660
S ₅₃	7,5	44,74	-43699	1143	1143	6,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,073	-0,727
S ₅₄	7,5	44,74	-45801	747	747	4,0	-3617,60	0,00	-1618,49	0,012	-0,819
S ₅₅	7,5	44,74	-48493	240	240	2,0	-3617,60	0,00	-1618,49	0,120	-0,937
S ₅₆	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,251	-1,080
S ₅₇	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,402	-1,246
S ₅₈	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,557	-1,415
S ₅₉	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,718	-1,592
S ₆₀	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,859	-1,746
S ₆₁	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,687	-1,558
S ₆₂	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,529	-1,384
S ₆₃	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,356	-1,196
S ₆₄	7,5	44,74	-	-	-	-	-3617,60	0,00	-1618,49	0,199	-1,024
S ₆₅	7,5	44,74	-46807	558	558	3,0	-3617,60	0,00	-1618,49	0,052	-0,863
S ₆₆	7,5	44,74	-43244	1229	1229	6,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,091	-0,707
S ₆₇	7,5	44,74	-40224	1798	1798	9,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,213	-0,574
S ₆₈	7,5	44,74	-37772	2259	2259	11,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,311	-0,466
S ₆₉	7,5	44,74	-35785	2633	2633	13,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,391	-0,379
S ₇₀	7,5	44,74	-34281	2917	2917	14,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,451	-0,313
S ₇₁	7,5	44,74	-33337	3095	3095	15,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,489	-0,271
S ₇₂	7,5	44,74	-33002	3158	3158	15,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,503	-0,256
S ₇₃	7,5	44,74	-32935	3170	3170	15,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,505	-0,253
S ₇₄	7,5	44,74	-33463	3071	3071	15,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,484	-0,277
S ₇₅	7,5	44,74	-34610	2855	2855	14,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,438	-0,327
S ₇₆	7,5	44,74	-36321	2533	2533	12,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,369	-0,402
S ₇₇	7,5	44,74	-38590	2105	2105	10,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,278	-0,502
S ₇₈	7,5	44,74	-41545	1549	1549	8,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,159	-0,632
S ₇₉	7,5	44,74	-45260	849	849	4,0	-3617,60	0,00	-1618,49	-0,010	-0,795
S ₈₀	7,5	44,74	-49768	0	0	0,0	-3617,60	0,00	-1618,49	0,171	-0,993

Apêndice 6 – Verificação da protensão de todos os conjuntos de cordoalhas

FINAL											Protensão			
											Positiva		Negativa	
L (cm):											10000			
Y ₀ (cm):											7,5		92,5	
Flecha do cabo (cm):											0		VARIÁVEL	
Perdas Totais Estimadas:											15%		VARIÁVEL	
Nº Cordoalhas Total:											20		32	
Seção	Protensão Positiva					Protensão Negativa					SERV3 - MÍN.		SERV3 - MÁX	
	Posição (cm)	e _p (cm)	N _p (KN)	V _p (KN)	M _p (KN.m)	Posição (cm)	e _p (cm)	N _p (KN)	V _p (KN)	M _p (KN.m)	σ (KN/cm ²)		σ (KN/cm ²)	
											BS	BI	BS	BI
S ₀₀	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-29,01	-5810,72	0,00	1685,73	-1,027	-0,978	-1,027	-0,978
S ₀₁	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-28,48	-5810,49	-49,50	1654,61	-1,110	-0,887	-1,197	-0,792
S ₀₂	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-26,87	-5809,82	-98,99	1561,25	-1,157	-0,835	-1,314	-0,664
S ₀₃	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-24,20	-5808,70	-148,48	1405,70	-1,169	-0,822	-1,379	-0,592
S ₀₄	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-20,46	-5807,13	-197,95	1188,02	-1,145	-0,848	-1,396	-0,574
S ₀₅	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-20,98	-4389,63	-176,57	921,13	-0,938	-0,758	-1,222	-0,448
S ₀₆	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-15,44	-4387,95	-211,86	677,31	-0,876	-0,826	-1,184	-0,489
S ₀₇	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-17,70	-2949,44	-135,17	522,09	-0,677	-0,723	-0,999	-0,371
S ₀₈	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-11,56	-2948,47	-154,46	340,87	-0,607	-0,799	-0,934	-0,442
S ₀₉	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-11,91	-1486,22	-74,97	177,02	-0,374	-0,729	-0,708	-0,363
S ₁₀	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-5,26	-1485,78	-83,29	78,16	-0,303	-0,805	-0,636	-0,441
S ₁₁	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-11,91	-1486,22	74,97	177,02	-0,287	-0,824	-0,610	-0,470
S ₁₂	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-11,56	-2948,47	154,46	340,87	-0,434	-0,989	-0,742	-0,652
S ₁₃	7,3	44,94	-3617,60	0,00	-1625,72	VAR	-17,70	-2949,44	135,17	522,09	-0,414	-1,011	-0,703	-0,694
S ₁₄	7,3	44,94	-3617,60	0,00	-1625,72	VAR	-15,44	-4387,95	211,86	677,31	-0,526	-1,209	-0,788	-0,922
S ₁₅	6,1	46,14	-3617,60	0,00	-1669,13	VAR	-20,98	-4389,63	176,57	921,13	-0,487	-1,252	-0,714	-1,003
S ₁₆	3,7	48,54	-3617,60	0,00	-1755,95	VAR	-20,46	-5807,13	197,95	1188,02	-0,576	-1,470	-0,780	-1,247
S ₁₇			0,00	0,00	0,00	VAR	-24,20	-5808,70	148,48	1405,70	-0,732	-0,494	-0,916	-0,293

continua

Seção	Protensão Positiva					Protensão Negativa					SERV3 - MÍN.		SERV3 - MÁX	
	Posição (cm)	e _p (cm)	N _p (KN)	V _p (KN)	M _p (KN.m)	Posição (cm)	e _p (cm)	N _p (KN)	V _p (KN)	M _p (KN.m)	σ (KN/cm ²)		σ (KN/cm ²)	
											BS	BI	BS	BI
S ₁₈			0,00	0,00	0,00	VAR	-26,87	-5809,82	98,99	1561,25	-0,611	-0,627	-0,797	-0,423
S ₁₉			0,00	0,00	0,00	VAR	-28,48	-5810,49	49,50	1654,61	-0,407	-0,850	-0,671	-0,561
S ₂₀			0,00	0,00	0,00	VAR	-29,01	-5810,72	0,00	1685,73	-0,161	-1,119	-0,510	-0,737
S ₂₁			0,00	0,00	0,00	VAR	-28,48	-5810,49	-49,50	1654,61	-0,362	-0,899	-0,640	-0,595
S ₂₂			0,00	0,00	0,00	VAR	-26,87	-5809,82	-98,99	1561,25	-0,483	-0,767	-0,769	-0,454
S ₂₃			0,00	0,00	0,00	VAR	-24,20	-5808,70	-148,48	1405,70	-0,566	-0,675	-0,870	-0,343
S ₂₄	3,7	48,54	-3617,60	0,00	-1755,95	VAR	-20,46	-5807,13	-197,95	1188,02	-0,395	-1,668	-0,729	-1,304
S ₂₅	6,1	46,14	-3617,60	0,00	-1669,13	VAR	-20,98	-4389,63	-176,57	921,13	-0,290	-1,467	-0,647	-1,077
S ₂₆	7,3	44,94	-3617,60	0,00	-1625,72	VAR	-15,44	-4387,95	-211,86	677,31	-0,315	-1,440	-0,686	-1,034
S ₂₇	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-17,70	-2949,44	-135,17	522,09	-0,190	-1,256	-0,566	-0,844
S ₂₈	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-11,56	-2948,47	-154,46	340,87	-0,192	-1,254	-0,565	-0,846
S ₂₉	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-11,91	-1486,22	-74,97	177,02	-0,030	-1,105	-0,397	-0,704
S ₃₀	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-5,26	-1485,78	-83,29	78,16	-0,031	-1,103	-0,386	-0,715
S ₃₁	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-11,91	-1486,22	74,97	177,02	-0,086	-1,043	-0,421	-0,676
S ₃₂	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-11,56	-2948,47	154,46	340,87	-0,305	-1,130	-0,615	-0,790
S ₃₃	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-17,70	-2949,44	135,17	522,09	-0,335	-1,097	-0,641	-0,763
S ₃₄	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-15,44	-4387,95	211,86	677,31	-0,494	-1,244	-0,786	-0,924
S ₃₅	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-20,98	-4389,63	176,57	921,13	-0,516	-1,220	-0,786	-0,925
S ₃₆	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-20,46	-5807,13	197,95	1188,02	-0,682	-1,354	-0,922	-1,091
S ₃₇	7,3	44,94	-3617,60	0,00	-1625,72	VAR	-24,20	-5808,70	148,48	1405,70	-0,664	-1,375	-0,874	-1,145
S ₃₈	6,1	46,14	-3617,60	0,00	-1669,13	VAR	-26,87	-5809,82	98,99	1561,25	-0,597	-1,448	-0,788	-1,239
S ₃₉	3,7	48,54	-3617,60	0,00	-1755,95	VAR	-28,48	-5810,49	49,50	1654,61	-0,447	-1,612	-0,666	-1,372
S ₄₀				0,00	0,00	VAR	-29,01	-5810,72	0,00	1685,73	-0,497	-0,751	-0,775	-0,447
S ₄₁	3,7	48,54	-3617,60	0,00	-1755,95	VAR	-28,48	-5810,49	-49,50	1654,61	-0,447	-1,612	-0,666	-1,372
S ₄₂	6,1	46,14	-3617,60	0,00	-1669,13	VAR	-26,87	-5809,82	-98,99	1561,25	-0,597	-1,448	-0,788	-1,239

continua

Seção	Protensão Positiva					Protensão Negativa					SERV3 - MÍN.		SERV3 - MÁX	
	Posição (cm)	e _p (cm)	N _p (KN)	V _p (KN)	M _p (KN.m)	Posição (cm)	e _p (cm)	N _p (KN)	V _p (KN)	M _p (KN.m)	σ (KN/cm ²)		σ (KN/cm ²)	
											BS	BI	BS	BI
S ₄₃	7,3	44,94	-3617,60	0,00	-1625,72	VAR	-24,20	-5808,70	-148,48	1405,70	-0,664	-1,375	-0,874	-1,145
S ₄₄	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-20,46	-5807,13	-197,95	1188,02	-0,682	-1,354	-0,922	-1,091
S ₄₅	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-20,98	-4389,63	-176,57	921,13	-0,516	-1,220	-0,786	-0,925
S ₄₆	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-15,44	-4387,95	-211,86	677,31	-0,494	-1,244	-0,786	-0,924
S ₄₇	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-17,70	-2949,44	-135,17	522,09	-0,335	-1,097	-0,641	-0,763
S ₄₈	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-11,56	-2948,47	-154,46	340,87	-0,305	-1,130	-0,615	-0,790
S ₄₉	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-11,91	-1486,22	-74,97	177,02	-0,086	-1,043	-0,421	-0,676
S ₅₀	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-5,26	-1485,78	-83,29	78,16	-0,031	-1,103	-0,386	-0,715
S ₅₁	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-11,91	-1486,22	74,97	177,02	-0,030	-1,105	-0,397	-0,704
S ₅₂	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-11,56	-2948,47	154,46	340,87	-0,192	-1,254	-0,565	-0,846
S ₅₃	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-17,70	-2949,44	135,17	522,09	-0,190	-1,256	-0,566	-0,844
S ₅₄	7,3	44,94	-3617,60	0,00	-1625,72	VAR	-15,44	-4387,95	211,86	677,31	-0,315	-1,440	-0,686	-1,034
S ₅₅	6,1	46,14	-3617,60	0,00	-1669,13	VAR	-20,98	-4389,63	176,57	921,13	-0,290	-1,467	-0,647	-1,077
S ₅₆	3,7	48,54	-3617,60	0,00	-1755,95	VAR	-20,46	-5807,13	197,95	1188,02	-0,395	-1,668	-0,729	-1,304
S ₅₇				0,00	0,00	VAR	-24,20	-5808,70	148,48	1405,70	-0,566	-0,675	-0,870	-0,343
S ₅₈				0,00	0,00	VAR	-26,87	-5809,82	98,99	1561,25	-0,483	-0,767	-0,769	-0,454
S ₅₉				0,00	0,00	VAR	-28,48	-5810,49	49,50	1654,61	-0,362	-0,899	-0,640	-0,595
S ₆₀				0,00	0,00	VAR	-29,01	-5810,72	0,00	1685,73	-0,161	-1,119	-0,510	-0,737
S ₆₁				0,00	0,00	VAR	-28,48	-5810,49	-49,50	1654,61	-0,407	-0,850	-0,671	-0,561
S ₆₂				0,00	0,00	VAR	-26,87	-5809,82	-98,99	1561,25	-0,611	-0,627	-0,797	-0,423
S ₆₃				0,00	0,00	VAR	-24,20	-5808,70	-148,48	1405,70	-0,732	-0,494	-0,916	-0,293
S ₆₄	3,7	48,54	-3617,60	0,00	-1755,95	VAR	-20,46	-5807,13	-197,95	1188,02	-0,576	-1,470	-0,780	-1,247
S ₆₅	6,1	46,14	-3617,60	0,00	-1669,13	VAR	-20,98	-4389,63	-176,57	921,13	-0,487	-1,252	-0,714	-1,003
S ₆₆	7,3	44,94	-3617,60	0,00	-1625,72	VAR	-15,44	-4387,95	-211,86	677,31	-0,526	-1,209	-0,788	-0,922

continua

Seção	Protensão Positiva					Protensão Negativa					SERV3 - MÍN.		SERV3 - MÁX	
	Posição (cm)	e _p (cm)	N _p (KN)	V _p (KN)	M _p (KN.m)	Posição (cm)	e _p (cm)	N _p (KN)	V _p (KN)	M _p (KN.m)	σ (KN/cm ²)		σ (KN/cm ²)	
											BS	BI	BS	BI
S ₆₇	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-17,70	-2949,44	-135,17	522,09	-0,416	-1,008	-0,706	-0,692
S ₆₈	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-11,56	-2948,47	-154,46	340,87	-0,434	-0,989	-0,742	-0,652
S ₆₉	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-11,91	-1486,22	-74,97	177,02	-0,287	-0,824	-0,610	-0,470
S ₇₀	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-5,26	-1485,78	-83,29	78,16	-0,303	-0,805	-0,636	-0,441
S ₇₁	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-11,91	-1486,22	74,97	177,02	-0,374	-0,729	-0,708	-0,363
S ₇₂	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-11,56	-2948,47	154,46	340,87	-0,607	-0,799	-0,934	-0,442
S ₇₃	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-17,70	-2949,44	135,17	522,09	-0,677	-0,723	-0,999	-0,371
S ₇₄	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-15,44	-4387,95	211,86	677,31	-0,876	-0,826	-1,184	-0,489
S ₇₅	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-20,98	-4389,63	176,57	921,13	-0,938	-0,758	-1,222	-0,448
S ₇₆	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-20,46	-5807,13	197,95	1188,02	-1,145	-0,848	-1,396	-0,574
S ₇₇	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-24,20	-5808,70	148,48	1405,70	-1,169	-0,822	-1,379	-0,592
S ₇₈	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-26,87	-5809,82	98,99	1561,25	-1,157	-0,835	-1,314	-0,664
S ₇₉	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-28,48	-5810,49	49,50	1654,61	-1,110	-0,887	-1,197	-0,792
S ₈₀	7,5	44,74	-3617,60	0,00	-1618,49	VAR	-29,01	-5763,48	0,00	1672,03	-1,017	-0,978	-1,017	-0,978