UNIVERSIDADE REGIONAL DO NOROESTE DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL

DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS

Curso de Graduação em Engenharia Civil

INDIANA MASSARDO

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MÉTODOS DE REFORÇO A FLEXÃO APLICADOS A VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Ijuí/RS

2015

INDIANA MASSARDO

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MÉTODOS DE REFORÇO A FLEXÃO APLICADOS A VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso do Curso de Graduação em Engenharia Civil apresentado como requisito parcial para obtenção de título de Engenheiro Civil.

Orientador(a): PROF. ME. JEANCARLO RIBAS

Ijuí/RS

2015

INDIANA MASSARDO

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MÉTODOS DE REFORÇO ESTRUTURAIS APLICADOS A VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo professor orientador e pelo membro da banca examinadora.

Ijuí, 9 de Novembro de 2015

Prof. Jean Carlos Ribas

Mestre pela Universidade Federal de Santa Maria - Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Jean Carlos Ribas (UNIJUÍ)

Mestre pela Universidade Federal de Santa Maria - Orientador

Prof. Rafael Aésio Zaltron (UNIJUI)

Especialista em Engenharia Civil (UFOP)

Dedico este trabalho a minha incrível mãe, Selita Massardo, por ser a melhor mãe do mundo.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaria de agradecer minha mãe, Selita Massardo, por ser uma mulher batalhadora, que me ensinou a lutar pelo que desejo, que sempre me incentivou a estudar, e principalmente, por ser uma mãe maravilhosa. Eu amo você;

À toda minha família, em especial minha falecida nona Maria por todo o amor e encorajamento aos estudos, meu nono Fiori por sempre me apoiar e ser a figura paterna em minha vida, minha prima, Darli Massardo, por sua amizade e carinho e pela imensa ajuda ao ler inúmeras vezes este trabalho e outros e sempre ser sincera em suas correções;

Gostaria de agradecer a minha amiga Bruna Voght, que partilhou de todo o meu desespero na redação deste trabalho e me fez lembrar que temos tempo, e conseguimos acabar. E ao meu melhor amigo Thiago Galvão de Paula por compartilhar, mesmo que fisicamente distante, todo o meu trajeto até aqui;

Ao meu orientador Jeancarlo Ribas, que abraçou o tema deste trabalho e me passou o suporte necessário para que fosse possível realiza-lo, obrigada;

Ao professor Paulo Cezar Rodrigues, obrigada por todo o suporte técnico neste trabalho, e principalmente pelas críticas construtivas, crescer é aprender a ouvir e mudar;

A todos os professores do curso de Engenharia Civil da UNIJUI, vocês nos servem de inspiração, obrigada por todo o conhecimento compartilhado;

Gostaria de deixar meu muito obrigada ao professor Paulo Sarkis e a todos da Sarkis Engenharia Estrutural, principalmente ao engenheiro Mateus Rigon Moro que me ensinou com muita paciência os cálculos do reforço com protensão externa, muito obrigada.

A todos os funcionários que trabalham na UNIJUI e que nos possibilitam um local de estudo adequado e bem equipado.

Não são nossas habilidades que mostram quem realmente somos, são nossas escolhas.

Albus Percival Wulfric Brian Dumbledore

(Harry Potter e a Câmera Secreta)

RESUMO

MASSARDO, Indiana. **Análise comparativa entre métodos de reforço a flexão aplicados a vigas de concreto armado**. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ, Ijuí, 2015.

A apresentação de patologias ou a necessidade de aumento da capacidade de carga das estruturas fez com que diversas técnicas de reforço fossem desenvolvidas para o reforço de vigas de concreto armado. As técnicas mais utilizadas são reforço com chapa de aço, concreto armado e protensão externa. Neste trabalho é apresentado um amplo estudo dos materiais utilizados para os reforços, dos métodos mais comumente utilizados para reforço de viga de concreto armado e sua metodologia de cálculo para reforços à tração dos mesmos. Neste trabalho também mostramos um estudo de caso de uma viga contínua de concreto armado bem como o dimensionamento dos três reforços, tendo assim uma base para a orçamentação, que é a base para o comparativo entre os métodos de reforços. Observamos com os resultados obtidos na orçamentação que o reforço com chapa de aço é o método com menor custo entre os três métodos. Do estudo realizado foi possível obter resultados satisfatórios e um amplo conhecimento teórico.

Palavras-chave: Reforço. Viga de concreto. Análise de custos.

ABSTRACT

MASSARDO, Indiana. **Análise comparativa entre métodos de reforço a flexão aplicados a vigas de concreto armado**. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ, Ijuí, 2015.

The presentation of pathologies or the need to increase the load capacity of the structures made various strengthening techniques were developed developed for the strengthening of reinforced concrete beams . The most used techniques are strengthened using steel , reinforced concrete and external prestressing. This paper presents a comprehensive study of the materials used for the reinforcements , the most commonly used methods for strengthening of reinforced concrete beam and its calculation methodology for reinforcements to draw them. In this work we also show a case study of a continuous beam of reinforced concrete and the scale of the three reinforcements , thus having a basis for budgeting , which is the basis for the comparison between the ribs methods. We observed with the results that the budgeting reinforcement with steel sheet is the least cost method among the three methods. The study made possible to obtain satisfactory results and a broad theoretical knowledge.

Keywords: Reinforcement. Concrete beam . Cost analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Seção polida de uma amostra de concreto 22
Figura 2 - Tipos de armadura com aços de protensão 27
Figura 3 - Cordoalhas engraxadas e plastificadas 28
Figura 4 - Viga calha fabricada com protensão inicial. 34
Figura 5 - Sistema de protensão e ancoragem de uma viga 34
Figura 6 - Ancoragem no sistema macho e fêmea..... 35
Figura 7 - Sistema se ancoragem para cabos de 7 fios e para ancoragem de 12 cordoalhas. .. 35
Figura 8 - Viga após a retirada da ancoragem..... 36
Figura 9 - Etapas de protensão de uma viga executada com aderência posterior 37
Figura 10 - Cordoalha engraxada 38
Figura 11 - Viga executada em concreto protendido sem aderência 39
Figura 12 - Viga em concreto protendido com cabos externos não aderentes 40
Figura 13 - Reforço com chapa de aço 45
Figura 14 - Reforço de viga com concreto armado com estribos abertos..... 47
Figura 15 - Reforço de viga de concreto armado com estribos fechados 47
Figura 16 - Geometria dos cabos de protensão 49
Figura 17 - Exemplo de desviador metálico..... 50
Figura 18 - Fluxograma da metodologia..... 51
Figura 19 - Estado de deformação e de tensão de uma viga reforçada..... 56
Figura 20- Representação de uma viga bi apoiada com dois desviadores na face inferior..... 63
Figura 21 - Modelo de viga biapoiada 64
Figura 22 - Demonstração da regra do paralelogramo..... 65
Figura 23 - Seção problema..... 69
Figura 24 - Viga de estudo. 70
Figura 25 - Reforço com chapa de aço. 71
Figura 26 - reforço em concreto armado..... 71
Figura 27- Reforço com cabos externos protendidos. 72
Figura 28 - Modelo estrutural com carregamentos..... 86
Figura 29 - Distribuição dos momentos fletores. 86
Figura 30 - Modelo estrutural com carregamentos 2..... 87
Figura 31 - Distribuição dos momentos fletores 2..... 88
Figura 32 - Detalhamento da viga com reforço em protensão externa. 90

Figura 33 - Paralelogramo 1. 91
Figura 34 - Gráfico de tensões 1. 93
Figura 35 - Gráfico de tensões 2. 95
Figura 36 - Paralelogramo 2. 96

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores estimados do módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo) 24
Tabela 2 - Especificação de cordoalhas para protensão..... 27
Tabela 3 - Especificações das cordoalhas para protensão engraxadas e plastificadas 28
Tabela 4 - Tipos de chapas de aço 29
Tabela 5 - Classes de agressividade ambiental (CAA) 59
Tabela 6 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto. 59
Tabela 7 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal. 60
Tabela 8 - Valores dos coeficientes ɣc e ɣs 61
Tabela 9 - Quantitativos totais reforços 73

LISTA DE SIGLAS

A Área da seção transversal;

A_c Área da seção transversal de concreto;

A_p Área da seção transversal de armadura de protensão;

A_s Área de armadura de tração;

A'_s Área de armadura de compressão;

A_R Área da seção da armadura de reforço;

b_{wr} Base do reforço;

b_w Base da viga;

C Espessura nominal do cobrimento;

d Distância do centro de gravidade da armadura tracionada até face da fibra mais comprimida da seção;

d' Distância do centro de gravidade da armadura comprimida até face da fibra mais comprimida da seção;

d_s Altura útil em relação à armadura longitudinal passiva tracionada;

E_p Módulo de deformação do aço de protensão;

E_c Módulo de deformação do concreto;

E_s Módulo de elasticidade do aço da armadura passiva tracionada;

E_{cs} Módulo de elasticidade secante do concreto;

e Excentricidade do cabo na seção considerada.

e_x Distância entre o centro de gravidade da armadura e a linha neutra;

f_{ck} Resistência característica à compressão do concreto;

f_{cd} Resistência à compressão de cálculo;

f_{yd} Resistência de cálculo a tração do aço;

f_{yk} Resistência característica à tração do aço;

f_{yrk} Resistência característica à tração da chapa;

f_{ctm} Resistência média do concreto à tração direta;

h Altura da viga;

h_r Altura da seção de reforço;

h1 Altura da laje;

h/2 Posição do centro de gravidade da viga;

I_x Inércia em torno do eixo x;

M Momento fletor atuante na seção;

M_y Momento em relação ao eixo y;

M_x Momento em relação ao eixo x;

M_t Momento total;

M_r Momento resistente da viga fissurada.

M_{pg}/W_{cp} Tensão normal do momento da protensão P_∞ e da carga permanente g, na seção considerada;

M_p Momento de protensão;

M_{1d} Momento interno resistente proporcionado por uma parcela de armadura tracionada e pela área de concreto comprimida com a maior altura possível;

M_{2d} Diferença entre o M_d e o M_{1d};

M_d Momento de cálculo;

M_r Momento devido à sobrecarga;

M_g Momento devido as cargas permanentes;

n Número de cabos;

P Força resultante de protensão atuando no concreto devido ao efeito de um cabo ou um conjunto de cabos.

Po Força de protensão na seção de abscissa x=0; no tempo t = 0;

R_{cc} Força resultante de compressão proporcionada pelo concreto comprimido;

R_{st} Força resultante de tração proporcionada pela armadura tracionada;

R_{sc} Força resultante de compressão proporcionada pela armadura comprimida;

t Espessura da placa

V Força cortante;

V_{co} Valor de referência de Vc Quando q = 45º;

V_c Parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo de treliça;

V_{sw} Parcela da força cortante resistida pela armadura transversal;

W_s Módulo de resistência da seção;

W Momento correspondente ao peso específico;

x Distância da linha neutra até a fibra mais comprimida da viga;

Xn Coordenada no eixo x;

y Excentricidade do cabo de protensão;

yn Coordenada no eixo y;

d Distância do centro de gravidade até a fibra mais tracionada.

y_{max} Distância da linha neutra até a fibra mais comprimida da seção;

Z_{cc} Distância entre R_{cc} e R_{st};

Z_{sc} Distância entre R_{sc} e R_{st};

Z_1 Braço de alavanca da armadura interna em relação a fibra mais comprimida;

μ Coeficiente de atrito entre o aço e a bainha;

α Somatório dos ângulos de inflexão do cabo, não considerada a inclinação inicial;

αi Ângulo da inclinação da tangente ao cabo na seção;

σ_{pi} Tensão na armadura de protensão resultante da força de protensão efetiva, isto é, após o desconto das perdas imediatas (atrito e cravação);

σ'_{sd} Tensão normal na armadura de compressão;

σ_{sd} Tensão de cálculo da armadura tracionada;

σ_{srs} Tensão na armadura do reforço;

σ_{ss} Tensão na armadura existente;

σ_{sp} Tensão na armadura existente após a execução do reforço;

σ_{cc} Tensão normal no concreto na borda mais comprimida pelo carregamento externo;

γ Peso específico do material;

ɣc Coeficiente de minoração do concreto;

ɣs Coeficiente de minoração do aço;

γ_f Coeficiente de majoração;

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 18

1.1 CONTEXTO 18

1.2 PROBLEMA 19

1.2.1 Questão de Pesquisa 19

1.2.2 Objetivos de Pesquisa 19

1.2.3 Sistematização do relatório 20

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 21

2.1 CONCRETO 21

2.1.1 Qualidade do concreto 22

2.1.2 Características do concreto endurecido 23

2.2 AÇO 24

2.2.1 Aço destinado à armadura de concreto armado 25

2.2.2 Aço destinado à armadura protendida 26

2.2.3 Chapas de aço 29

2.3 ADESIVO EPÓXI ESTRUTURAL 29

2.4 CONCRETO ARMADO 30

2.4.1 Vantagens 30

2.4.2 Desvantagens 31

2.5 CONCRETO PROTENDIDO 31

2.5.1 Vantagens e Desvantagens do concreto protendido 32

2.5.2 Tipos de Protensão 33

2.6 DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS 40

2.7 PATOLOGIAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO 41

2.7.1 Patologias geradas na etapa de projeto 41

2.7.2 Patologias geradas na etapa de execução das estruturas 42

2.7.3 Patologias geradas na etapa de utilização da estrutura 43

2.8 REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO..... 43
2.8.1 Aspectos decisivos para a recuperação de uma estrutura..... 44
2.8.2 Técnicas de reforço..... 45
3 METODOLOGIA..... 51
3.1 Classificação da pesquisa..... 51
3.2 Metodologia de cálculo..... 52
3.2.1 Centro de gravidade 52
3.2.2 Momento de Inércia..... 53
3.2.3 Momentos fletores..... 53
3.2.4 Reforço por meio de chapas de aço coladas..... 55
3.2.5 Reforço por meio de concreto armado..... 58
3.2.6 Reforço por meio da protensão externa..... 62
4 Problema proposto 69
4.1.1 Descrição do problema 69
4.2 Apresentação dos resultados 70
4.2.1 Reforço com chapa de aço 70
4.2.2 Reforço em concreto armado 71
4.2.3 Reforço em protensão externa..... 72
4.3 ORÇAMENTO..... 72
5 Conclusões e sugestões..... 74
5.1 Conclusões 74
5.2 Sugestões..... 75
REFERÊNCIAS 77
Anexo A – tabela de centróides de áreas usuais 80
Anexo B – tabela de cálculo de momentos de inércia..... 81
Anexo C – tabela área de armadura..... 82
Anexo D – tabela área de armadura..... 83

APENDICE 1- dedução dos cálculos dos reforços 84

1 INTRODUÇÃO

O tema principal da pesquisa é cálculo de estruturas de concreto armado, mais especificamente, aborda um comparativo econômico entre a utilização de três tipos de reforço, sendo eles reforço com concreto armado, reforço com chapas de aço e reforço com cabos externos protendidos.

1.1 CONTEXTO

Desde o início da civilização o homem tem se preocupado com a construção de estruturas adaptadas às suas necessidades, sejam elas habitacionais, laborais, ou de infraestrutura. Assim a humanidade acumulou um grande acervo científico ao longo dos séculos que permitiu o desenvolvimento da tecnologia da construção, abrangendo a concepção, o cálculo, a análise e o detalhamento das estruturas, a tecnologia de materiais e as técnicas construtivas (RIPPER & SOUZA, 1998).

O crescimento acelerado da construção civil provocou a necessidade de inovações que trouxeram novos riscos as construções. Com estes riscos dentro de certos limites, o progresso do desenvolvimento tecnológico aconteceu naturalmente, e, com ele, o aumento do conhecimento sobre estruturas e materiais, em particular através do estudo e análise dos erros acontecidos, que têm resultado em deterioração precoce ou em acidentes (RIPPER & SOUZA, 1998).

Apesar disto, algumas estruturas acabam por ter desempenho insatisfatório, se confrontadas com as finalidades a que foram projetadas.

Este complexo conjunto de fatores gera o que é chamado de deterioração estrutural. As causas da deterioração podem ser as mais diversas, desde o envelhecimento da estrutura, alguns acidentes que possam ocorrer no decorrer de sua vida, e até mesmo a irresponsabilidade de alguns profissionais que optam pela utilização de materiais fora das especificações (RIPPER & SOUZA, 1998).

Frequentemente após a construção, com a entrada em serviço e durante toda a vida útil da edificação, aparecem os sintomas e respectivos danos físicos característicos. Conhecer os mecanismos e formas de deterioração do concreto, possibilita a promoção de um dos passos

fundamentais para a realização de uma avaliação real das condições das estruturas danificadas e implementar soluções (RIPPER & SOUZA, 1998).

Neste momento, a recuperação e reforço das estruturas surgem como um forte segmento de mercado da indústria da construção civil. As principais razões para a utilização de reforço em estruturas de concreto são tipicamente para aumentar a capacidade de suporte dos elementos existentes ou para resolver uma deficiência estrutural causadas por erros no projeto ou na construção, ou pela perda de capacidade devido a deterioração da estrutura (ALKHRDAJI & THOMAS, 2015).

1.2 PROBLEMA

Diversas técnicas de reforço, tais como a ampliação de seção, reforço com polímero de fibra colado externamente, elementos de aço suplementares, e protensão externa podem ser empregados para aumentar a capacidade de carga e melhorar a manutenção das estruturas existentes. No entanto, há muitos fatores técnicos que devem ser considerados na escolha de um sistema de reforço, tais como manutenção, resistência, durabilidade, aparência e avaliação de fogo, também é necessário considerar fatores como possibilidade de execução, estética e custo (ALKHRDAJI & THOMAS, 2015).

Cabe salientar que não existem trabalhos realizados na Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul que focam na utilização de reforço em estruturas, havendo, portanto, uma lacuna a ser preenchida por estudos científicos nesta área.

Esta pesquisa visa contribuir para o estudo de técnicas de reforço de estruturas de concreto armado, proporcionando uma linha de pesquisa que, futuramente, pode ser continuada.

1.2.1 Questão de Pesquisa

Visando a escassez de estudos relacionados ao tema da pesquisa, a principal pergunta é tentar responder quais são os métodos mais utilizados para reforço de estruturas de concreto armado, levando-se em consideração um comparativo de custos.

1.2.2 Objetivos de Pesquisa

O objetivo principal deste trabalho é fazer uma comparação de custos entre os métodos de reforço de viga em concreto armado utilizados atualmente.

Para que este objetivo seja atendido é necessário estabelecer algumas metas específicas:

a) Estudar os materiais que compõem as vigas de concreto armado e os materiais utilizados para reforço, fazendo-se um levantamento bibliográfico sobre o assunto;

b) Analisar os fundamentos teóricos com relação as patologias nas estruturas de concreto armado;

c) Reunir informações a partir da bibliografia existente a respeito dos métodos mais utilizados para reforço de estruturas e, como base de estudo mais específico, focar no uso do concreto armado, das chapas de aço e da proteção como forma de reforço;

d) Através de um estudo de caso, fazer um comparativo entre os três métodos de reforço estudados, com uma análise detalhada dos custos de cada método e um comparativo entre os mesmos.

1.2.3 Sistematização do relatório

1º Capítulo: apresenta o tema da pesquisa e sua delimitação, a formulação da questão de estudo, o objetivo geral e os objetivos específicos alcançados ao final deste trabalho, além de uma justificativa demonstrando a abrangência e importância do tema.

2º Capítulo: Aborda a revisão bibliográfica, subdivida em itens, onde são acometidos os seguintes temas: concreto, aço, chapas de aço, concreto armado, concreto protendido, durabilidade das estruturas, patologias em estruturas de concreto armado e técnicas de reforço, reforço por chapas de aço, reforço por concreto armado e reforço por protensão externa.

3º Capítulo: trata da metodologia empregada para obtenção dos resultados, descrevendo os métodos de cálculo utilizados para a avaliação da estrutura e para os dimensionamentos dos reforços, apresenta-se também o cronograma das atividades desenvolvidas.

4º Capítulo: apresenta a descrição de uma estrutura considerada como problema proposto para utilização da metodologia, os resultados de cada método de reforço e o orçamento detalhado.

5º Capítulo: Neste capítulo apresenta-se as conclusões do trabalho apresentado assim como sugestões de trabalhos futuros complementares a este.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No levantamento bibliográfico são abordados assuntos como: concreto, aço, chapas de aço, concreto armado, concreto protendido, durabilidade das estruturas, patologias em estruturas de concreto armado, técnicas de reforço entre outros.

2.1 CONCRETO

Estima-se que o consumo de concreto no mundo é da ordem de 11 bilhões de toneladas métricas por ano (MEHTA & MONTEIRO, 2006).

O concreto não é um material tão forte nem tão resistente como o aço, porém é o material mais utilizado na construção civil. Existem pelo menos três razões principais, ao contrário da madeira ou do aço comum à capacidade do concreto em resistir as ações da água sem sofrer uma séria deterioração o torna um material ideal para construção de estruturas de barragem, armazenamento e transporte de água. Estruturas de concreto podem ser formadas em várias formas e tamanhos, isso é devido ao concreto fresco possuir uma consistência plástica, o que possibilita que o material se ajuste á fôrmas pré-fabricadas e, após a cura do concreto, o material possui consistência sólida. E o terceiro motivo é que geralmente é o material mais barato e mais facilmente disponível no mercado (MEHTA & MONTEIRO, 2006).

Segundo Fusco (2008) o concreto é formado pela mistura do cimento com a água, que forma a pasta de cimento, adiciona-se o agregado miúdo, como a areia, obtendo-se a argamassa de cimento e o agregado graúdo, como a pedra britada ou seixos rolados.

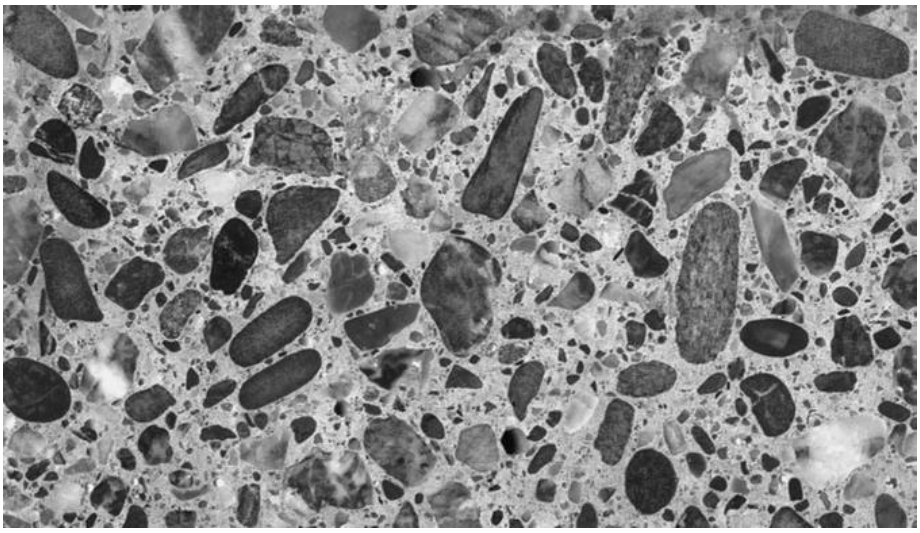
Ainda pode-se adicionar aditivos que possuem diversas funções para melhorar a qualidade do concreto em termos de trabalhabilidade, resistência, compacidade, durabilidade, bombeamento e fluidez, podendo diminuir a permeabilidade, a retração, o calor de hidratação, o tempo de pega e a absorção de água (FUSCO, 2008).

De acordo com Carvalho (2012), o concreto fresco possui como principais propriedades a consistência, trabalhabilidade e homogeneidade de materiais. É um material que, mesmo depois de endurecido, possui materiais em todas as fases, ou seja, é composto de gases, líquidos, gel e sólidos, e por isso, é um material heterogêneo.

Segundo Mehta e Monteiro (2006) o concreto possui uma microestrutura altamente heterogênea e complexa. Da observação de um corte de uma seção transversal de concreto

duas fases podem ser facilmente distintas: os agregados de diferentes formas e tamanhos e um meio de ligação composto pela pasta de cimento hidratado (Figura 1).

Figura 1 - Seção polida de uma amostra de concreto



Fonte: Mehta e Monteiro (2006).

2.1.1 Qualidade do concreto

Quando se fala em qualidade do concreto, é preciso ter em mente que ela depende primeiramente da qualidade dos materiais que serão utilizados na sua composição. Petrucci (1981) diz que um dos principais fatores para a qualidade do concreto é a uniformidade. É preferível um produto de qualidade média a um que oscile de uma qualidade ótima a regular no mesmo produto.

De posse de materiais uniformes e de boa qualidade é preciso misturá-los nas proporções adequadas, levando em conta a relação entre cimento e agregado, a divisão do agregado miúdo e graúdo e, principalmente, a relação entre a água e o cimento. Após a mistura o concreto deve ser transportado, lançado e adensado adequadamente. Um último cuidado é a hidratação do cimento que deve ser continua por tempo suficiente, este processo é denominado a cura do concreto (PETRUCCI, 1981).

2.1.2 Características do concreto endurecido

Carvalho & Figueiredo Filho (2005) citam que as principais características são as mecânicas, destacando-se a resistência à compressão e a tração.

2.1.2.1 Resistência à compressão

Segundo Carvalho & Figueiredo Filho (2005) a principal característica do concreto é a resistência à compressão, que é determinada pelo ensaio de corpo de prova submetido à compressão centrada, neste mesmo ensaio também podemos obter o módulo de deformação longitudinal.

Diversos fatores influenciam a resistência do concreto endurecido, os principais são a relação entre a quantidade de cimento, agregados e água, e a idade do concreto deve ser relacionada à idade de 28 dias e estimada a partir de ensaios de uma determinada quantidade de corpos de prova (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2005).

A resistência característica (f_{ck}) do concreto à compressão é definida como o valor que apresenta um grau de confiança de 95%, ou seja, f_{ck} é o valor da resistência, de modo que 95% dos resultados dos ensaios estejam acima dele (NBR 6118, 2014).

2.1.2.2 Módulo de elasticidade

Segundo Rodrigues (2013) "*o módulo de elasticidade é um parâmetro numérico relativo à medida da deformação que o concreto sofre sob a ação de tensões, geralmente de compressão".*

Os concretos com maiores resistências à compressão deformam-se menos e tem maiores módulos de elasticidade. A importância da sua determinação está na determinação das deformações nas estruturas (RODRIGUES, 2013).

Segundo a NBR 6118 (2014) a Tabela 1 apresenta valores estimados arredondados que podem ser utilizados em projetos estruturais de acordo com a classe de resistência do concreto.

Tabela 1 - Valores estimados do módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo)

Classes de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
Eci (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
Ecs (GPA)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
αi	0,85	0,86	0,88	0,89	0,9	0,91	0,93	0,95	0,98	1	1

Fonte: NBR 6118, 2014.

2.1.2.3 Resistência à tração

De acordo com Araújo (2003) a resistência à tração pode ser determinada em três ensaios diferentes: ensaio de tração axial, ensaio de compressão diametral ou ensaio de flexão.

Segundo a NBR 6118 (2014) o valor médio da resistência à tração simples (f_{ctm}) pode ser relacionado empiricamente com a resistência característica (f_{ck}) na seguinte expressão, onde $f_{ct,m}$ e f_{ck} são expressos em megapascal (MPa):

Para concretos de classe até C50:

$$1.\quad f_{ct,m} = 0{,}30\sqrt[3]{f_{ck}{}^{2}}$$

Para concretos de classe C55 até C90:

$$2.\quad f_{ct,m} = 2{,}12.\ln(1 + 0{,}11.f_{ck})$$

Onde:

$f_{ct,m}$= resistência média a tração simples;

f_{ck} = resistência característica a tração.

2.2 AÇO

O aço é uma liga de natureza complexa e sua definição não é simples, visto que os aços comerciais não são ligas binárias. De fato, apesar dos seus principais elementos de liga serem o ferro e o carbono, eles contêm sempre outros elementos secundários, presentes devido aos processos de fabricação (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2005).

Carvalho & Figueiredo Filho (2005) esclarecem que a principal diferença entre o aço e o ferro é o teor de carbono, no aço este teor é inferior a 2,04%, as barras e os fios destinados a armaduras para concreto armado possuem, normalmente, teor de carbono entre 0,08% e 0,50%, no ferro este teor fica entre 2,04% e 6,7%.

O aço é constituído de um agregado cristalino, cujos cristais (grãos) se encontram justapostos. As propriedades dos aços dependem muito de sua estrutura cristalina, ou seja, de sua composição química, do tamanho dos grãos, de sua uniformidade (FERRAZ, 2003).

2.2.1 Aço destinado à armadura de concreto armado

A norma NBR 7480 (2007) define como barra os produtos de diâmetro nominal de 6,3 mm ou superior, obtidos exclusivamente por laminação a quente sem processo posterior de deformação mecânica. Os fios são aqueles com diâmetro nominal de 10,0 mm ou inferior, obtidos a partir de fio-máquina por trefilação ou laminação a frio.

2.2.1.1 Propriedades do aço

a) **Elasticidade:** quando aplica-se uma força externa ao material ele terá uma deformação, e quando retira-se esta força externa, o material volta ao seu estado inicial, ou seja, a elasticidade é a capacidade do material retornar ao seu estado inicial após a retirada da força externa atuante (FERRAZ, 2003).

Ao maior valor de tensão para o qual vale a Lei de Hooke, denomina-se limite de proporcionalidade. Ao ultrapassar este limite, surge a fase plástica, onde ocorrem deformações crescentes mesmo sem a variação da tensão, é o denominado patamar de escoamento (FERRAZ, 2003).

b) **Plasticidade:** é a propriedade do material não voltar à sua forma inicial após a remoção da carga externa, obtendo-se deformações permanentes. A deformação plástica altera a estrutura de um metal, aumentando sua dureza. Este fenômeno é denominado endurecimento pela deformação a frio ou encruamento (FERRAZ, 2003).

c) **Ductilidade:** é a capacidade do material de se deformar sob a ação de cargas antes de se romper, daí sua grande importância, já que estas deformações constituem um aviso prévio à ruptura final do material (FERRAZ, 2003).

d) **Resiliência:** é a capacidade de absorver energia mecânica em regime elástico, ou seja, a capacidade de restituir a energia mecânica absorvida (FERRAZ, 2003).

e) **Fluência:** acontece em função de ajustes plásticos que podem ocorrer em pontos de tensão que aparecem logo após o material ser solicitado por uma carga constante, e sofrer a deformação elástica. Após a fluência ocorre uma deformação continua que leva a redução da área da seção transversal da peça (denominada estricção) (FERRAZ, 2003).

f) **Fadiga:** é a ruptura do material por esforços repetidos ou cíclicos (FERRAZ, 2003).

g) **Dureza:** é a resistência ao risco ou abrasão.

O aço para armaduras de concreto armado é dividido em três categorias de acordo com a sua resistência: CA-25, CA-50 e CA-60.

2.2.2 Aço destinado à armadura protendida

Os aços destinados à armadura ativa são de grande resistência. Quando se começou a utilizar a protensão, percebia-se que, decorrido certo tempo de utilização, os esforços de compressão introduzidos no concreto pela protensão deixavam de existir, parcialmente ou completamente, devido as perdas ao longo do tempo (CARVALHO, 2012).

Os aços para protensão são identificados pela sigla CP (concreto protendido), seguida do valor em kgf/mm², da tensão aproximada de ruptura do aço que compõe a cordoalha, cordões ou fios. Ainda indica-se se o aço é de relaxação normal (RN) ou relaxação baixa (RB). Os aços de relaxação baixa são produzidos recebendo um alongamento com temperatura controlada, permitindo assim menos perda devido a relaxação. As categorias de aços produzidas no Brasil são: CP145RB, CP150RB, CP170RN, CP175RB, CP175RN E CP190RB (CARVALHO, 2012).

Os aços de protensão podem ser fornecidos em:

a) Barras: fornecidos em segmentos retos com comprimentos entre 10m e 12m;

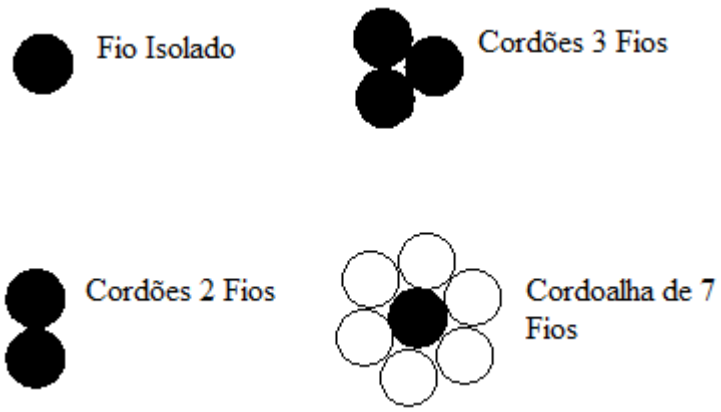
b) Fios: com diâmetro nominal não maior que 12mm, cujo processo de fabricação permite o fornecimento em rolos.

c) Cordões: os grupamentos de 2 ou 3 fios enrolados em hélice com passo constante e com eixo longitudinal comum.

d) Cordas (Cordoalhas): são grupamentos de, pelo menos, 6 fios enrolados em uma ou mais camadas, em torno de um fio.

Encontra-se alguns exemplos na Figura 2.

Figura 2 - Tipos de armadura com aços de protensão



Fonte: adaptado de Carvalho (2012).

Carvalho (2012) cita que normalmente se indicam os fios de protensão apenas pelo seu diâmetro, enquanto os demais conjuntos são chamados genericamente de cordoalhas de dois e três fios pela designação, por exemplo, de 2 x 2,00 (cordoalha de dois fios de diâmetro de 2 mm). As cordoalhas de 7 fios geralmente possuem o fio central de maior diâmetro (cerca de 2% maior que os demais) e mais seis outros enrolados em forma de hélice. Com isso, não podemos calcular a área da seção transversal de forma direta. Como indicado na Tabela 2.

Tabela 2 - Especificação de cordoalhas para protensão.

PRODUTOS	Ø mm	A mm²	A mm²	massa	CARGA MÍNIMA DE RUPTURA		CARGA MÍNIMA A 1% DE ALONGAMENTO		ε (%)
Série CORD	(mm)	(mm²)	(mm²)	kg/km	(kN)	(kgf)	(kN)	(kgf)	(%)
CP 190 RB 3 X 3,0	6,5	21,8	21,5	171	40,8	4080	36,7	3670	3,5
CP 190 RB 3 X 3,5	7,6	30,3	30	238	57	5700	51,3	5130	3,5
CP 190 RB 3 X 4,0	8,8	39,6	39,4	312	74,8	7480	67,3	6730	3,5
CP 190 RB 3 X 4,5	9,6	46,5	46,2	366	87,7	8770	78,9	7890	3,5
CP 190 RB 3 X 5,0	11,1	66,5	65,7	520	124,8	12480	112,3	11230	3,5
CP 190 RB 7	6,4	26,5	26,2	210	49,7	4970	44,7	4470	3,5
CP 190 RB 7	7,9	39,6	39,3	313	74,6	7460	67,1	6710	3,5
CP 190 RB 7	9,5	55,5	54,8	441	104,3	10430	93,9	9390	3,5
CP 190 RB 7	11	75,5	74,2	590	140,6	14060	126,5	12650	3,5
CP 190 RB 7	12,7	101,4	98,7	792	187,3	18730	168,6	16860	3,5
CP 190 RB 7	15,2	143,5	140	1126	265,8	26580	239,2	23920	3,5

Fonte: Adaptado de Carvalho (2012).

No trabalho de AcelorMittal (2015) as cordoalhas de 7 fios engraxadas e plastificadas são encontradas em CP 190 e CP 210 (Figura 3), são fabricadas por meio de processo contínuo, possuem uma camada de graxa e são revestidos de PEAD (polietileno de alta densidade) com 1mm de espessura, extrudado diretamente sobre a cordoalha que já está

engraxada, em toda sua extensão, que permite o movimento livre da cordoalha em seu interior, é durável, impermeável e resistente a danos provocados pelo manuseio.

A graxa utilizada oferece proteção contra a corrosão e lubrificação entre o PEAD e a cordoalha, reduzindo o coeficiente de atrito para 0,06 a 0,07 (ACELORMITTAL, 2015).

As características mecânicas são iguais as das cordoalhas sem revestimento, seguindo as prescrições da NBR 7483, o revestimento e a graxa seguindo especificações do PYI (*post-tensioning Institute*) (ACELORMITTAL, 2015).

Figura 3 - Cordoalhas engraxadas e plastificadas

Fonte: AcelorMittal (2015).

A tabela 3 fornece as especificações das cordoalhas engraxadas.

Tabela 3 - Especificações das cordoalhas para protensão engraxadas e plastificadas

Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm²)	Área mínima (mm²)	Massa aprox. (kg/1000m)	Carga mínima de ruptura (KN)	Carga mínima a 1% de deformação	Alongamento após ruptura (%)
Cordoalha de 7 fios CP 190, cor azul							
Cord. CP 190 RB 12,70	12,7	101	99	792	187	169	
Cord. CP 190 RB 15,20	15,2	143	140	1126	265	239	3,5
Cord. CP 190 RB 15,70	15,7	150	147	1172	279	246	
Cordoalha de 7 fios CP 210, cor laranja							
Cord. CP 210 RB 12,70	12,7	101	99	792	203	183	
Cord. CP 210 RB 15,20	15,2	143	140	1126	288	259	3,5
Cord. CP 210 RB 15,70	15,7	150	147	1172	308	277	

Fonte: AcelorMittal (2015).

2.2.3 Chapas de aço

Chapas são folhas que sofrem carga paralela à face formada pelas duas maiores dimensões. As chapas utilizadas nos reforços de vigas de concreto armado resistem a esforços de tração, aplicados na face formada pela espessura da chapa e sua base (DIAS, 2006).

Na tabela 4 encontra-se alguns exemplos de chapas de aço de qualidade estrutural utilizada para componentes estruturais que precisam ter desempenho mecânico aliados a boas características de boa soldabilidade.

Tabela 4 - Tipos de chapas de aço

ESPECIFICAÇÃO		COMPOSIÇÃO QUÍMICA					
NORMA	GRAU	C (máx.)	Mn (máx.)	Si (máx.)	P (máx.)	S (máx.)	Cu (mín.)
NBR 6650 (1986)	CF-21	0,20	-	-	0,040	0,040	-
	CF-24	0,25					
	CF-26						
	CF-28						
	CF-30	0,30					
ASTM A36 (2000)	-	0,26	(2)	0,40	0,040	0,050	(1)
ASTM A570 (1998)	GR 30	0,25	0,90	-	0,035	0,040	(1)
	GR 33						
	GR 36 type 1						
	GR 36 type 2		1,35	(3)			
	GR40		0,90	-			
	GR45		1,35				
	GR50						
JIS G3101 (1995)	SS330	-	-	-	0,050	0,050	-
	SS400	-	-	-	0,050	0,050	-
NBR 6648 (1984)	CG 21<	0,20	1,00	-	0,040	0,050	-
	CG 24	0,25	1,20				-
	CG 26	0,25					-
	CG 28	0,20	1,50	0,50			-
ASTM A283 (2000)	GR A	0,14	0,90	0,40	0,035	0,040	(1)
	GR B	0,17					(1)
	GR C	0,24					(1)
	GR D	0,27					(1)

(1) Quando especificado, 0,20% mínimo. (2) Para cada redução de 0,01% do carbono máximo especificado, um acréscimo de 0,06% de manganês máximo é especificado, até um valor máximo de 1,35%. (3) Para o grau 36, tipo 2, o Si máximo é 0,40% em peso.

Fonte: AcelorMittal (2015).

2.3 ADESIVO EPÓXI ESTRUTURAL

De acordo com POLIPOX (2015) o adesivo estrutural a base de resina epóxi, possui média fluidez o que possibilita grande facilidade para manuseio. Proporciona alto rendimento e excelente aderência a vários tipos de substratos, sendo indicado para recuperação de estruturas danificadas, para fixar e chumbar vergalhões de aço no concreto, colar concreto

velho com novo, corrigir trincas e rachaduras, colar metal com concreto, colar cerâmica, pias, madeira, louças entre outros.

Também oferece ótima resistência à água, ao óleo, à graxa e ao meio agressivo. Pode ser aplicado em superfícies úmidas, embora não encharcadas. Apresenta resistência inicial em 24 horas e resistência máxima final em 7 dias após a aplicação. Sua resistência mecânica é superior a do concreto e também possui grande resistência ao arranque.

2.4 CONCRETO ARMADO

Carvalho e Figueiredo Filho (2005) classificam o concreto armado como sendo a associação do concreto simples com a armadura convenientemente colocada (armadura passiva), de tal modo que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes.

Carvalho (2012) diz que nos elementos de concreto armado fletidos, a armadura longitudinal, composta geralmente de barras de aço, é posicionada próxima as regiões de tensões de tração e só passa a trabalhar quando o concreto que a envolve começa a deformar. Dessa forma quando se retira o escoramento da estrutura de concreto armado inicia-se a deformação das fibras do concreto e a armadura, que está aderente ao concreto, começa a se deformar e passa então a resistir aos esforços. Diz-se que esta armadura é do tipo passiva, ou seja, só começa a funcionar depois de solicitada pela deformação advinda do concreto que a envolve.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2012) a utilização do concreto protendido possui as seguintes vantagens e desvantagens:

2.4.1 Vantagens

a) Apresenta boa resistência à maioria das solicitações;

b) Tem boa trabalhabilidade se adaptando bem a várias formas;

c) Permite a obtenção de estruturas monolíticas devido a existência de aderência entre o concreto já endurecido e o lançado posteriormente;

d) As técnicas de construção são razoavelmente dominadas em todo o país;

e) Em diversas situações pode competir com as estruturas de aço em termos econômicos;

f) Se bem executado e de acordo com as normas é um material durável;

g) Apresenta durabilidade e resistência ao fogo superiores a madeira e ao aço;

h) Possibilita a utilização da pré-moldagem;

i) É resistente a choques e vibrações, efeitos térmicos, atmosféricos e desgastes mecânicos.

2.4.2 Desvantagens

a) Resulta em elementos com maiores dimensões que o aço, o que acarreta em um peso próprio da estrutura muito grande, limitando seu uso em determinadas situações ou elevando muito seu custo;

b) As reformas e adaptações, muitas vezes, são de difícil execução;

c) É um bom condutor de calor e som, exigindo, em casos específicos, associação com outros materiais;

d) É necessária a utilização de escoramento (quando não se faz uso da pré-moldagem) que, geralmente, precisam permanecer no local até que o concreto alcance uma resistência adequada.

2.5 CONCRETO PROTENDIDO

A NBR 6118 (2014) define elementos de concreto protendido como os elementos nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão, com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura, bem como propiciar o melhor aproveitamento de ações de alta resistência no ELU (estado limite último).

Segundo Fusco (2008) quando o pré-alongamento da armadura é realizado de modo permanente, o concreto estrutural ganha o nome de concreto protendido. No concreto protendido, se empregam aços com resistências de escoamento da ordem de 2000 MPa, as armaduras de protensão são tracionadas durante a construção da estrutura, por meio de dispositivos adequados, guardando tensões residuais permanentes.

De acordo com Carvalho (2012) em elementos fletidos de concreto protendido, mesmo que ainda não tenha sido retirado o escoramento, a armadura longitudinal principal já trabalha. Isto ocorre porque o aço de protensão é distendido por elementos esternos à estrutura, e assim a armadura entra em ação independentemente da movimentação do concreto. Dessa maneira a armadura de protensão é chamada de “ativa”.

Ainda segundo Carvalho (2012) o concreto com armadura ativa de protensão pode ser dividida em três tipos quanto a aderência e execução: pré-tracionada onde a aderência entre a armadura e o concreto é iniciada quando se inicia o lançamento do concreto, pós-tracionada onde a aderência entre a armadura e o concreto é iniciada posteriormente à execução da protensão, quando o concreto já está endurecido e injeta-se nata de cimento na bainha que isola a armadura de protensão e o concreto, e pós-tracionada sem aderência, neste caso a armadura só está solidária ao concreto na região (e através das) ancoragens.

"A protensão pode ser definida como o artifício de introduzir, numa estrutura, um estado prévio de tensões, de modo a melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob ação de diversas solicitações." (PFEIL, 1988, p. 1).

2.5.1 Vantagens e Desvantagens do concreto protendido

Levando em consideração as estruturas de madeira e de aço, as estruturas de concreto protendido apresentam a vantagem de necessitarem uma manutenção mais simples e mais barata, já em relação às estruturas de concreto armado, as protendidas apresentam fissuração impedida ou mais controlada na região tracionada dos trechos fletidos. Em diversas situações as estruturas de concreto protendido se apresentam mais econômicas que as executadas com outros materiais (CARVALHO, 2012). Ainda de acordo com Carvalho (2012) e complementado por Bonilha e Cholfe (2013) pode-se citar mais algumas vantagens e desvantagens do concreto protendido.

Vantagens:

a) As estruturas de concreto protendido são mais leves que as similares em concreto armado;

b) Possuem grande durabilidade devido à ausência ou redução da fissuração, garantindo assim maior proteção das armaduras, inibindo o fenômeno de corrosão;

c) A protensão equilibra grande parcela do carregamento, reduzindo as flechas finais e garantindo melhor acabamento;

d) Possui boa resistência ao fogo;

e) É adequada ao uso em peças pré-moldadas com uso mais eficiente do material concreto, devido ao menor peso e controle da fissuração;

f) É possível a utilização de aços especiais sem que a peça seja condenada por fissuração excessiva;

g) Como o aço e o concreto são colocados sob carga durante a protensão, costuma-se afirmar que a estrutura protendida se apresenta com resistência de seus materiais testadas e isto garante maior controle da propriedade destes materiais;

h) Menores cisalhamentos devido a redução da força cortante e da tensão principal de tração.

Desvantagens:

a) Comparando-se com estruturas de madeira e de aço, o peso final da estrutura é relativamente alto;

b) No caso de peças em que a armadura não está protegida por bainhas (caso das armaduras pré-aderentes) o efeito da corrosão pode ser danoso;

c) Necessita de escoramento e tempo de cura adequado para peças moldadas no local;

d) Erros de projeto ou de construção, quando a protensão estiver sendo aplicada no concreto, podem resultar em ruínas das estruturas, é recomendado que seja verificado o estado limite último no ato da protensão;

e) Condutibilidade alta de calor;

f) Em algumas situações ocorrem dificuldades para se executar reformas;

g) Necessita-se de elementos específicos: bainhas, cabos, etc;

h) Possui maior exigência no projeto e na construção, por isso o projeto precisa conter também os procedimentos executivos, e os equipamentos específicos (macacos, aparelhos de controle de pressão, bombas injetoras e misturadoras) precisam ter um alto controle de qualidade.

2.5.2 Tipos de Protensão

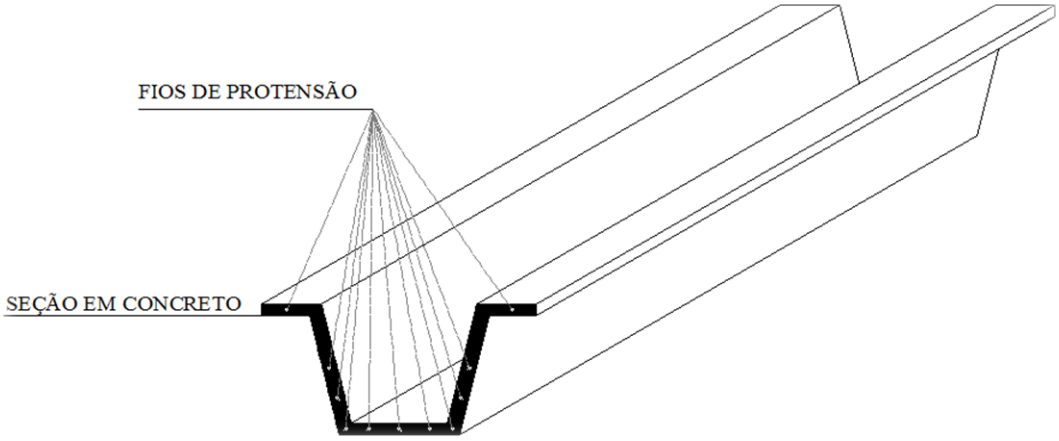
Uma das classificações de elementos protendidos é em relação ao mecanismo de aderência entre a armadura de protensão e o concreto. De acordo com esta classificação têm-se quatro diferentes sistemas, que estão exemplificados a seguir (CARVALHO, 2012).

2.5.2.1 Viga executada em concreto protendido com aderência inicial

Carvalho (2012) diz que neste tipo de protensão, a aderência entre o concreto e a armadura é iniciada quando se inicia o lançamento do concreto. Ainda segundo Carvalho

(2012) tem-se como exemplo uma viga calha fabricada com protensão inicial (figura 4) e seu processo construtivo descrito abaixo.

Figura 4 - Viga calha fabricada com protensão inicial.

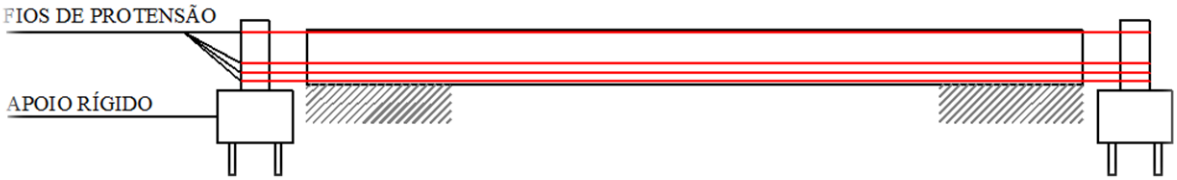


Fonte: Adaptado de Carvalho (2012).

A sequência operacional para a construção desta viga é a seguinte:

Inicialmente, posiciona-se a armadura de protensão que é ancorada em um dos apoios rígidos, por exemplo, o lado esquerdo. Na figura 5 tem-se este esquema mais detalhado.

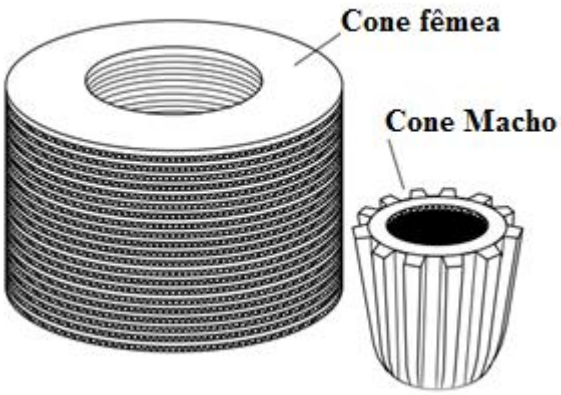
Figura 5 - Sistema de protensão e ancoragem de uma viga



Fonte: Adaptado de Carvalho(2012).

Através de um macaco que reage contra o apoio à direita, considerado indeformável, estira-se a armadura de protensão, que pode ser de fios ou cordoalhas (no exemplo estamos utilizando como sendo de fios). Alcançado o estiramento de projeto, as extremidades desta armadura ainda em tensão são também ancoradas no apoio da direita. Esta ancoragem da armadura pode ser feita, como exemplo, por um cone de ancoragem no sistema macho fêmea (figura 6) (CARVALHO, 2012).

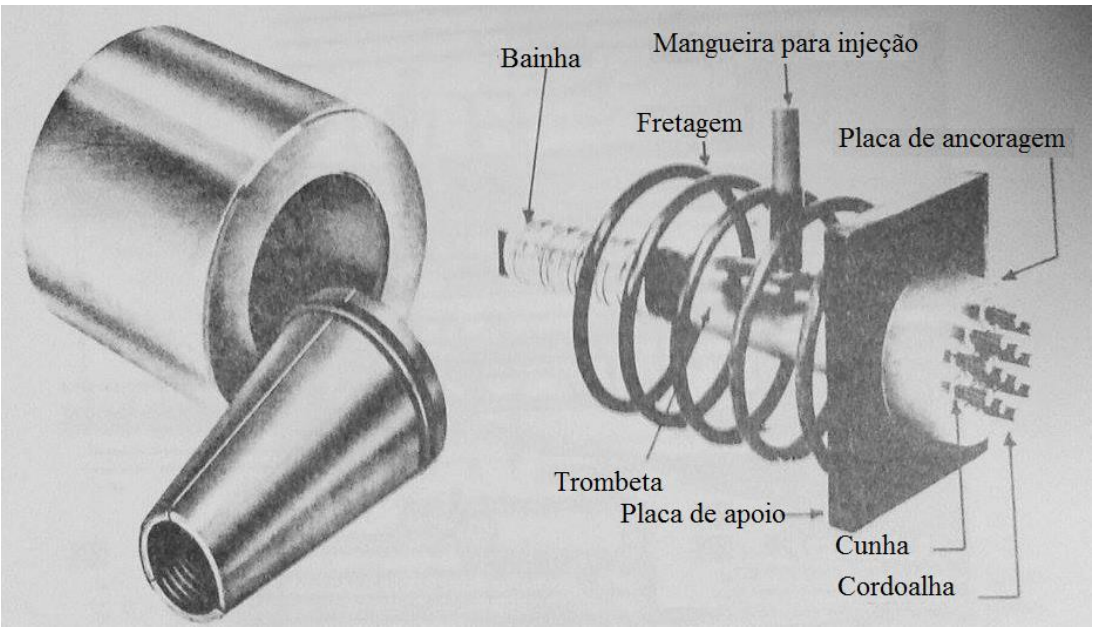
Figura 6 - Ancoragem no sistema macho e fêmea



Fonte: Cézar Jr & Veríssimo (1998).

A figura 7 mostra dois exemplos de ancoragem, o primeiro é para cordoalhas de 7 fios, com cunhas individuais para cada cordoalha, o segundo é para a ancoragem de até 12 cordoalhas, sendo que cada cordoalha é fixada individualmente com uma cunha.

Figura 7 - Sistema se ancoragem para cabos de 7 fios e para ancoragem de 12 cordoalhas.



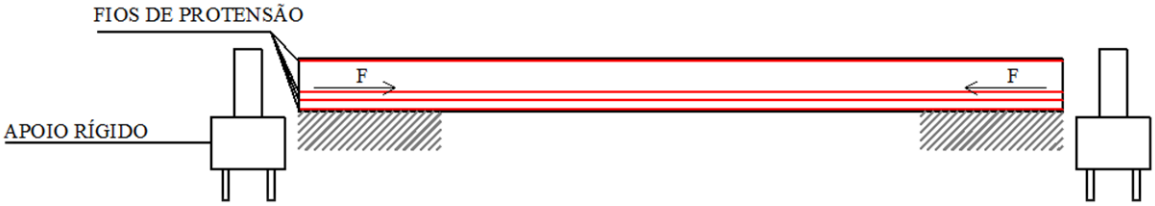
Fonte: Pfeil (1988).

Após a ancoragem da armadura, é lançado o concreto por meio de um carro de concretagem, vibrado e dá-se o acabamento da superfície superior. É neste instante que o concreto entra em contato com a armadura, iniciando o processo de aderência, por isso o

nome de aderência inicial, pois a armadura já estava tensionada quando foi lançado o concreto (CARVALHO, 2012).

Depois do concreto curado e com a resistência adequada, retira-se a ancoragem de um dos apoios, ou corta-se a armadura, a mesma tenta retornar para seu estado inicial, provocando uma força F de compressão no concreto, pois está aderente ao mesmo (figura 8).

Figura 8 - Viga após a retirada da ancoragem



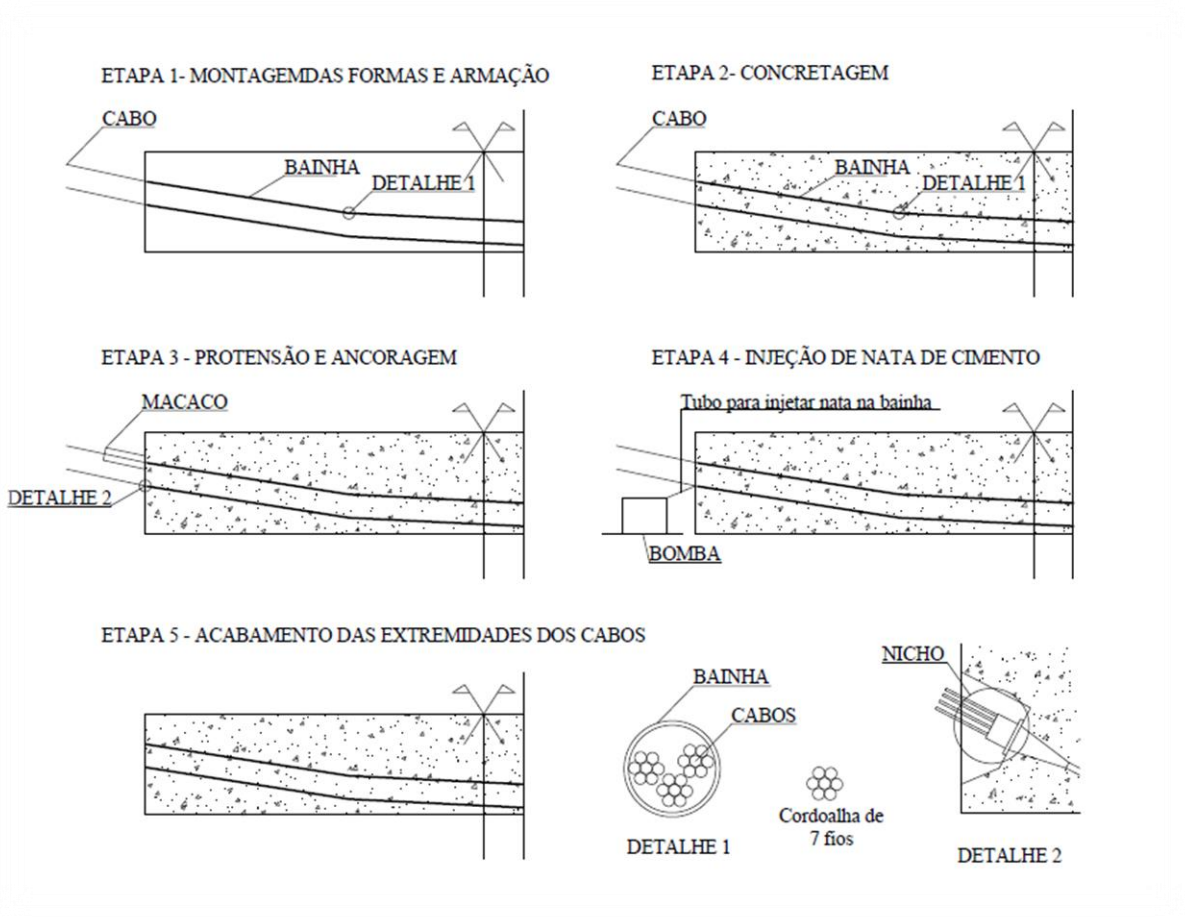
Fonte: Adaptado de Carvalho (2012).

2.5.2.2 Viga executada com aderência posterior

A viga executada com concreto protendido com aderência posterior, segundo Carvalho (2012) segue a seguinte ordem de execução:

Primeiramente monta-se as fôrmas, coloca-se as armaduras passivas e bainhas estanques, que não permitem a penetração do concreto no seu interior. Em geral, as bainhas possuem seção circular e são ainda corrugadas ao longo do comprimento para prevenir o amassamento e possibilitar uma melhor aderência com a nata de cimento. Em alguns casos os cabos (conjunto de cordoalhas dentro da bainha) podem ser colocados posteriormente. Este processo está melhor ilustrado na figura 9, na ETAPA 1.

Figura 9 - Etapas de protensão de uma viga executada com aderência posterior



Fonte: Adaptado de Carvalho (2012).

Na ETAPA 2 da figura 9 é lançado o concreto, que não entra em contato com a armadura de protensão. Após o endurecimento do concreto entramos na ETAPA 3, que é a protensão e ancoragem da armadura ativa. Para garantir a aderência da armadura com o concreto, é injetado a nata de cimento nas bainhas, ilustrado na ETAPA 4, após o endurecimento desta nata de cimento passa a ocorrer a aderência entre as cordoalhas e a bainha. Esta, por sua vez, já está aderente ao concreto.

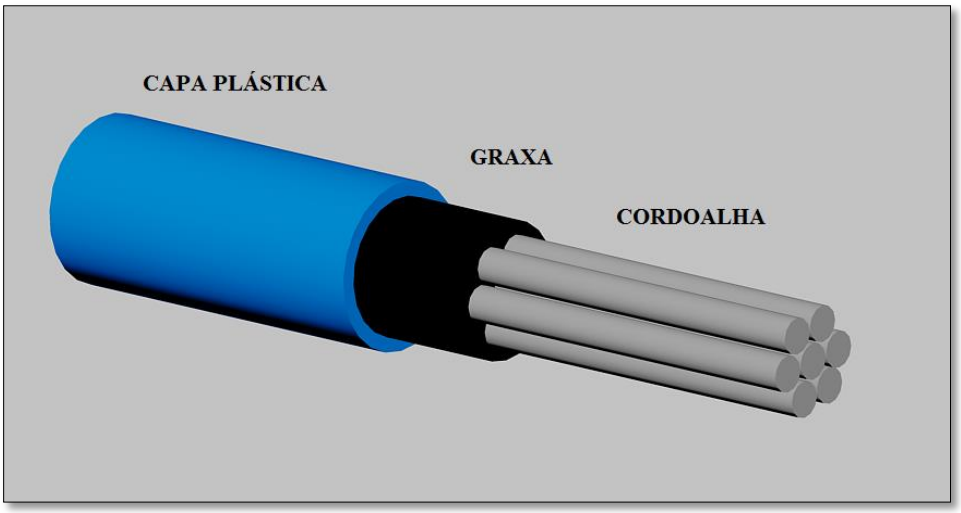
Após todas as etapas anteriores na ETAPA 5 é feito o acabamento das extremidades dos cabos, cortando o comprimento do cabo que se prolonga e preenchendo-se os nichos com argamassa de cimento para proteger as extremidades da armadura. E, por último, é retirado o escoramento.

2.5.2.3 Viga executada com concreto protendido sem aderência

Segundo Carvalho (2012) para a obtenção da protensão sem aderência, pode-se utilizar o método de bainhas convencionais, porém sem fazer a injeção da nata de concreto, porém, tal método não tem nenhuma vantagem, a não ser evitar uma das etapas de execução, porém, tem uma grande desvantagem, pois aumenta a possibilidade de corrosão da armadura ativa.

O mais comum é utilizar cordoalhas engraxadas, que são compostas de uma cordoalha envolta em graxa e encapada com uma capa plástica protetora (Figura 10). A capa faz a função de uma bainha, isolando o concreto da armadura, e a graxa, além de preencher os vazios entre o cabo e capa, faz com que o atrito entre o cabo e a bainha na hora da protensão seja bem pequeno.

Figura 10 - Cordoalha engraxada



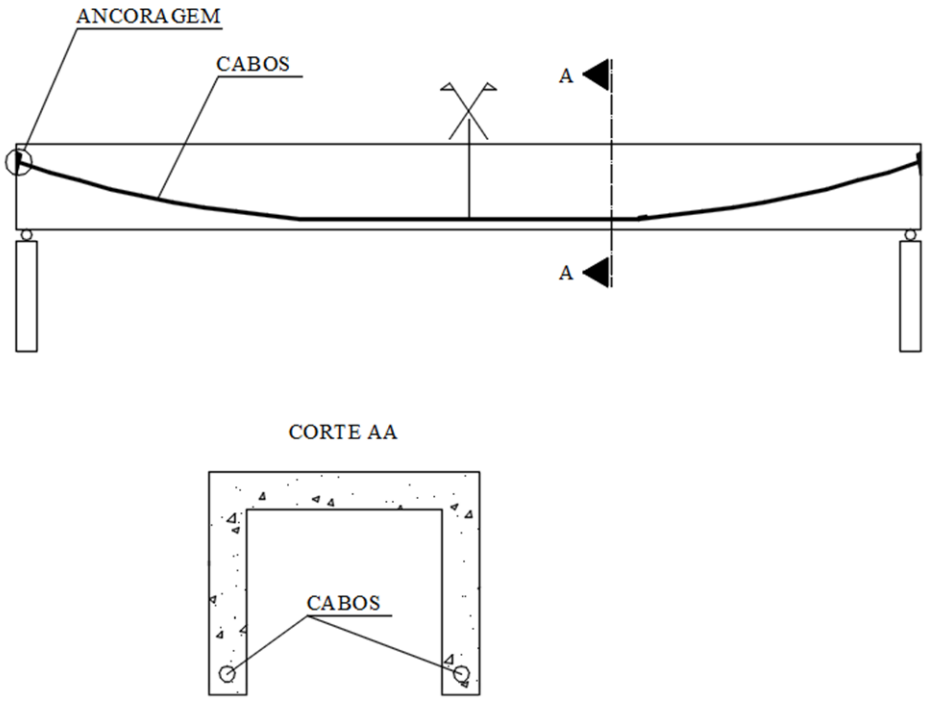
Fonte: Adaptado de Carvalho (2012).

As cordoalhas de aço utilizadas devem seguir as especificações da NBR 7483 (2008).

As cordoalhas engraxadas e plastificadas que já possuem proteção contra a corrosão, o que elimina uma das principais desvantagens da protensão externa, em que a armadura não possui protensão. Estas cordoalhas são de fácil manuseio e possuem baixo coeficiente de atrito devido à presença da graxa ($\mu \cong 0{,}07$), possibilitando que a protensão seja aplicada por apenas uma das extremidades do cabo. Os macacos hidráulicos utilizados são leves e de fácil operação, simplificando a execução da protensão, o que é essencial no reforço de estruturas nas quais se deseja uma execução rápida e sem interrupção do uso da construção (ALMEIDA, 2001).

No exemplo de uma viga em U executada com protensão sem aderência (Figura 11), neste caso, a viga é concretada e posteriormente é feito a protensão dos cabos. Carvalho (2012) ainda afirma que o funcionamento de peças com aderência é melhor e há um pequeno aumento de resistência nas mesmas. Também temos que entender que se for rompido a ancoragem, ou houver o corte da armadura ativa, a protensão da cordoalha engraxada e seu efeito desaparecem por completo.

Figura 11 - Viga executada em concreto protendido sem aderência

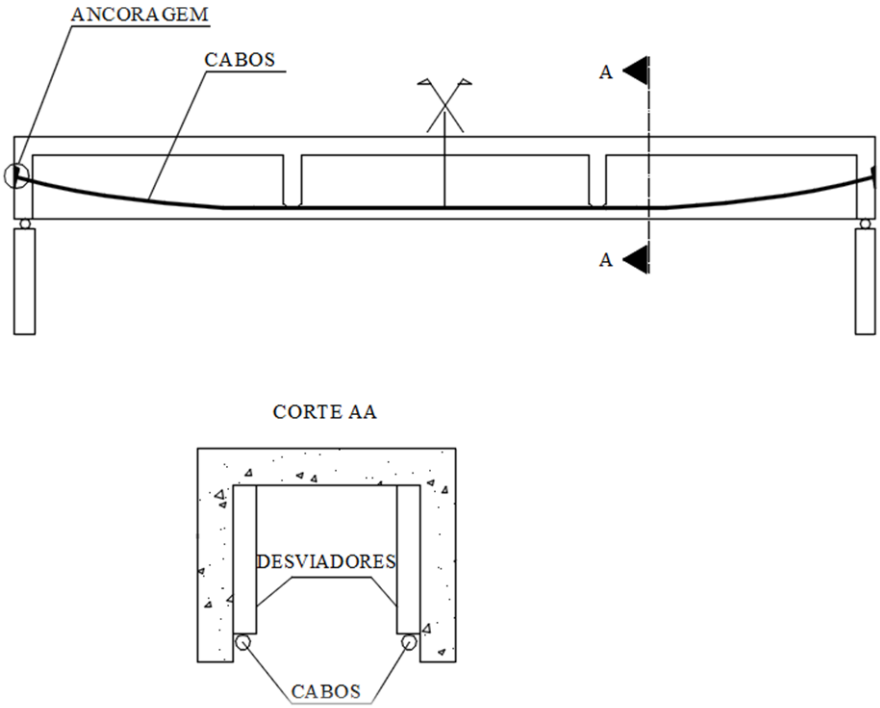


Fonte: Adaptado de Carvalho (2012).

2.5.2.4 Viga executada com protensão exterior sem aderência

Neste caso, as cordoalhas estarão localizadas fora da seção de concreto e não terão contato com o mesmo, a não ser em pontos específicos em que são utilizados desviadores. Podemos observar no exemplo da Figura 12, que os cabos estão localizados na face interna da viga, e o que garante a excentricidade dos cabos são os desviadores, também são eles que fazem o contato entre a armadura (cabos) e o concreto (CARVALHO, 2012).

Figura 12 - Viga em concreto protendido com cabos externos não aderentes



Fonte: Adaptado de CARVALHO (2012).

2.6 DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS

As estruturas de concreto, quando bem executadas, são bastante estáveis e resistentes a intempéries. O aço, como é um material bastante sujeito a corrosão o que acarreta em uma diminuição de sua seção e, com isso, diminui a resistência da peça, deve possuir um adequado cobrimento de concreto, tendo em vista que este serve para proteger a armadura (PFEIL,1985).

A NBR 6118 (2014) define que as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas em projeto e quando utilizadas conforme foi projetada, a estrutura deve conservar sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente a sua vida útil.

Ainda segundo a NBR 6118 (2014) a vida útil é o período de tempo durante o qual a estrutura mantém suas características, sem intervenções significativas, desde que sejam atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor.

Segundo Petrucci (1981) os principais agentes agressivos das estruturas de concreto são a temperatura, a ação do fogo e de fluidos agressivos de toda espécie. As fissuras no elemento de concreto são um caminho aberto aos agentes agressivos.

2.7 PATOLOGIAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

De acordo com Brik, Krüger e Moreira (2013) hoje em dia as construções são realizadas com maior controle tecnológico, utilizando materiais e técnicas mais modernas, porém ainda ocorrem inúmeras falhas, que causam defeitos, anomalias que comprometem as estruturas e originam defeitos indesejáveis nas construções, levando algumas vezes até à impossibilidade de utilização dessa construção.

Os sintomas mais comuns e de maior incidência nas estruturas de concreto, são as fissuras, as eflorescências, as flechas excessivas, as manchas no concreto aparente, a corrosão de armaduras e os ninhos de concretagem (segregação dos materiais constituintes do concreto) (BRIK, KRUGER E MOREIRA, 2013).

Certos problemas, como os resultantes das reações álcalis-agregado e corrosão das armaduras só aparecem com intensidade anos após as primeiras ocorrências (BRIK, KRUGER E MOREIRA, 2013).

O conceito de desempenho reflete o comportamento em serviço de cada produto ao longo de sua vida útil, não significando, entretanto que o produto esteja “condenado” se apresentar desempenho insatisfatório. Neste caso, a estrutura requer imediata intervenção técnica, de forma a reabilitá-la (BRIK, KRUGER E MOREIRA, 2013).

2.7.1 Patologias geradas na etapa de projeto

Na fase de projeto, são vários os possíveis erros que podem ocorrer, como erros no lançamento da estrutura, na execução do anteprojeto ou durante a execução do projeto final (SOUZA E RIPPER, 1998).

Souza e Ripper (1998) constatam que as falhas originadas de um estudo preliminar deficiente, ou de anteprojetos equivocados, são responsáveis, principalmente, pelo encarecimento do processo de construção, ou por transtornos relacionados à utilização da obra, enquanto as falhas geradas durante a realização do projeto final geralmente são as

responsáveis pela implantação de problemas patológicos sérios e podem ser tão diversas como:

a) Elementos de projeto inadequados;

b) Falta de compatibilização entre a estrutura e a arquitetura, bem como com os demais projetos civis;

c) Especificação inadequada de materiais;

d) Detalhamento insuficiente ou errado;

e) Detalhes construtivos inexequíveis;

f) Falta de padronização das representações (convenções);

g) Erros de dimensionamento.

Ainda Marcelli (2007) comenta que com o uso cada vez maior do computador, alguns engenheiros que se dedicam ao cálculo estrutural, principalmente os mais novos, não possuem experiência suficiente para o que podemos chamar de "sentimento estrutural", que seria uma noção intuitiva do comportamento estrutural, da ordem de grandeza das dimensões das peças de concreto, da noção da ferragem necessária e de seu correto posicionamento no elemento estrutural. Com isso algumas falhas de projetos são ocasionadas devido a informações imprecisas que foram passadas ao computador.

2.7.2 Patologias geradas na etapa de execução das estruturas

Nesta etapa a ocorrência de problemas patológicos é ocorrida, principalmente, devido ao processo de produção que é prejudicado pela baixa qualidade técnica da mão de obra disponível no mercado (MARCELLI, 2007).

Souza e Ripper (1998) apontam que se fazem necessárias duas observações. A primeira diz respeito ao critério de que só seja iniciada a etapa de execução após estar concluída a de concepção. Isto, embora seja o lógico e o ideal, raramente ocorre, sendo prática comum serem feitas adaptações ou mesmo modificações de grande monta no projeto já durante a obra, que, na maioria dos casos, acabam por contribuir para a ocorrência de erros e acarretam na necessidade de reforços estruturais.

A segunda observação diz respeito ao processo industrial denominado de construção civil, completamente atípico quando se olha a atividade industrial como um todo, sendo que nesta os componentes passam pela linha de montagem e saem como produtos terminados,

enquanto na construção civil os componentes são empregados, em determinadas atividades, em locais de onde não mais sairão, exceto as estruturas pré-fabricadas, que seguem, grosso modo, o roteiro normal da produção industrial (SOUZA E RIPPER, 1998).

Assim, uma vez iniciada a construção, podem ocorrer falhas das mais diversas naturezas associadas a causas tão diversas como falta de condições locais de trabalho (cuidados e motivação), não capacitação profissional da mão-de-obra, inexistência de controle de qualidade de execução, má qualidade de materiais e componentes, irresponsabilidade técnica e até mesmo sabotagem (SOUZA E RIPPER, 1998).

Alguns exemplos são: sinistros por falhas em fôrmas ou escoramentos, pode ocorrer com a abertura das fôrmas quando não travadas corretamente, deformação do escoramento (quando a base do escoramento fica apoiada sobre estruturas deformáveis), retirada incorreta do escoramento, perda de calda de cimento do concreto (ocorre quando as formas não foram executadas corretamente e não possuem um nível de estanqueidade), erro de lançamento e adensamento do concreto, cura mal feita do concreto, utilização incorretas de aditivos no concreto, corrosão das armaduras (MARCELLI, 2007).

Marcelli (2007) traz um estudo mais aprofundado de cada um dos sinistros citados acima.

2.7.3 Patologias geradas na etapa de utilização da estrutura

Mesmo quando as etapas de projeto e execução tenham sido executadas com qualidade, as estruturas ainda podem apresentar patologias decorrentes de sua utilização e manutenção.

> Os problemas patológicos ocasionados por manutenção inadequada, ou mesmo pela ausência total de manutenção, têm sua origem no desconhecimento técnico, na incompetência, no desleixo e em problemas econômicos. A falta de alocação de verbas para a manutenção pode vir a tornar-se fator responsável pelo surgimento de problemas estruturais de maior monta, implicando gastos significativos e, no limite, a própria demolição da estrutura. (SOUZA E RIPPER, 1998, p.27).

2.8 REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Quando uma estrutura não tem mais capacidade de suporte para resistir aos esforços a que está sendo submetida ou para suportar forças adicionais que precisam ser aplicadas é

necessário reabilitá-la. Neste caso, a reabilitação deve ser projetada de forma que o acréscimo de tensões gerado seja resistido pelo novo sistema estrutura existente + reforço. O reforço pode ser feito pela associação de outros materiais ou elementos resistentes à estrutura original como barras de aços adicionais, concreto, chapas metálicas ou mantas de fibras sintéticas (SOUZA E RIPPER,1998).

Além da incorporação de novos materiais e elementos resistentes à estrutura origina, pode-se tentar diminuir o nível de tensões imposto à estrutura, aplicando-se permanentemente forças que se contraponham ao acréscimo de tensões gerado. Isto pode ser adquirido por meio da incorporação de cabos externos protendidos (ALMEIDA, 2001).

Neste item serão apresentados aspectos decisivos para a recuperação de uma estrutura e três técnicas de reforço que serão utilizados neste trabalho.

2.8.1 Aspectos decisivos para a recuperação de uma estrutura

Os principais pontos de um projeto de recuperação consideram uma avaliação da estrutura existente, um estudo de possíveis soluções de recuperação, levando-se em conta fatores técnicos e econômicos para a escolha do método de recuperação (SOUZA E RIPPER, 1998).

A primeira etapa para a avaliação da estrutura existente é a do levantamento de dados, que deve ser feita por um engenheiro especialista em patologia nas estruturas, esta etapa fornecerá os dados necessários para a análise (SOUZA E RIPPER, 1998).

Alguns dos fatores a serem levantados são: análise do meio ambiente, em especial a agressividade à estrutura, medições dos elementos da estrutura, estimativa das possíveis consequências dos danos, possíveis medidas de emergência como escoramentos ou alívio de carregamentos, levantamento detalhado dos sintomas patológicos com fotografias, medidas de deformações, avaliação da presença de agentes agressores, medida de trincas e fissuras, identificação de possíveis erros cometidos, ensaios especiais em laboratório para determinar a tipologia e a intensidade dos sistemas de deterioração, e qualquer outro levantamento inicial que precise ser feito (SOUZA E RIPPER, 1998).

A segunda etapa é a análise dos dados para o entendimento do comportamento da estrutura e como surgiram e se desenvolveram os sintomas patológicos (SOUZA E RIPPER, 1998).

A terceira etapa é o diagnóstico, que só pode ser feita depois das duas primeiras etapas estarem concluídas, e, frequentemente, é necessário voltar a primeira etapa e reanalisar a estrutura. O diagnóstico leva em consideração vários fatores econômicos, técnicos, de segurança e conforto, e pode levar a conclusões diversas, e até mesmo a recomendação da demolição da estrutura (SOUZA E RIPPER, 1998).

> Em resumo, a melhor solução será sempre aquela em que, respeitada a segurança necessária, seja conseguido um detalhamento que facilite e agilize o trabalho executivo, exigência esta que resultará sempre no recurso à utilização de um engenheiro estrutural com grande experiência neste tipo de obras (SOUZA E RIPPER, 1998, p.143).

2.8.2 Técnicas de reforço

Neste item serão apresentadas as três técnicas de reforço utilizadas neste trabalho, sendo elas: reforço com chapas de aço, reforço por concreto armado e reforço por meio de protensão externa.

2.8.2.1 Reforço com chapas de aço

O método consiste na adição de chapas de aço, coladas ou chumbadas, na estrutura, podem ser utilizadas tanto para aumentar a resistência ao momento fletor como ao esforço cortante. Uma de suas grandes vantagens é que não altera significativamente a seção transversal da viga (ALMEIDA, 2001).

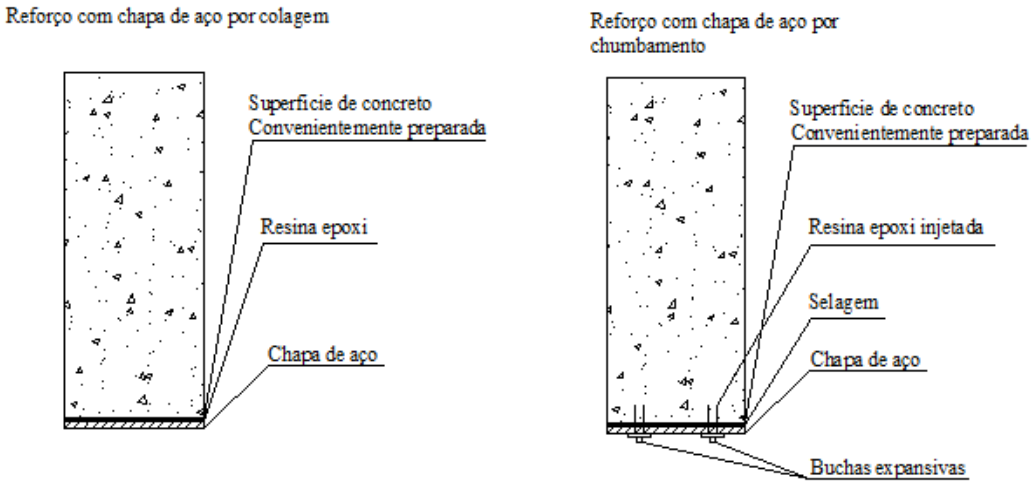
Segundo Tejedor (2013) o sistema de chapas de aço também pode ser utilizado como sistema misto com outro reforço.

Souza e Ripper (1998) explicam que para a execução deste reforço, primeiramente devemos obter uma superfície do concreto rugosa e limpa, livre de agentes que possam ser prejudiciais ao reforço, e seca. Posteriormente temos a aplicação do reforço. As exigências em torno das chapas de aço envolvem o desengorduramento do material mediante a aplicação de tricloruretano, seguido da decapagem por jato abrasivo.

Existem algumas formas de se executar este reforço, uma delas é utilizando-se a resina e pressionando-se uniformemente a chapa contra o substrato, até que a resina endureça, este tempo de endurecimento da resina varia com o tipo de material e com a temperatura ambiente. Outra forma de fixação do reforço é com a utilização de chumbadores e, posteriormente, é injetado a resina (ALMEIDA, 2001).

Na figura 13 podemos visualizar melhor os dois sistemas de colagem das chapas de aço.

Figura 13 - Reforço com chapa de aço



Fonte: adaptado de Souza e Ripper (1998).

O princípio deste reforço consiste na adição de armaduras nas peças de concreto. Os objetivos desta técnica são modificar ou melhorar a capacidade de porte da estrutura, consolidar uma peça quando as degradações colocam em perigo sua estabilidade, substituir os aços dobrados ou mal posicionados. O resultado final depende da qualidade dos produtos empregados e da qualidade da execução (TEJEDOR, 2013).

Como desvantagem Almeida (2001) diz que as chapas e as resinas possuem baixa resistência a altas temperaturas, o que pode comprometer a segurança estrutural em alguns casos específicos. Além disso, as chapas coladas nas vigas impedem a visualização de fissuras, não chamando a atenção para uma situação próxima a um Estado Limite, caso ocorra. Por fim, vale ressaltar que as resinas epóxi não podem ser utilizadas na presença de umidade.

“Dentre as inúmeras vantagens proporcionadas pela utilização de resina epóxi no campo das reparações e reforços, percebe-se que uma das mais importantes é a de permitir a união do aço e concreto” (REIS, 1998, p.67).

Um dos problemas deste reforço é que a tensão tangencial na face inferior da viga é grande, e o concreto, elemento mais fraco da ligação, pode não resistir. Para evitar este perigo, colocam-se chapas transversais na lateral da viga soldadas as chamas longitudinais,

aumentando a área para a transferência de esforços na região da ancoragem (ALMEIDA, 2001).

2.8.2.2 Reforço em concreto armado

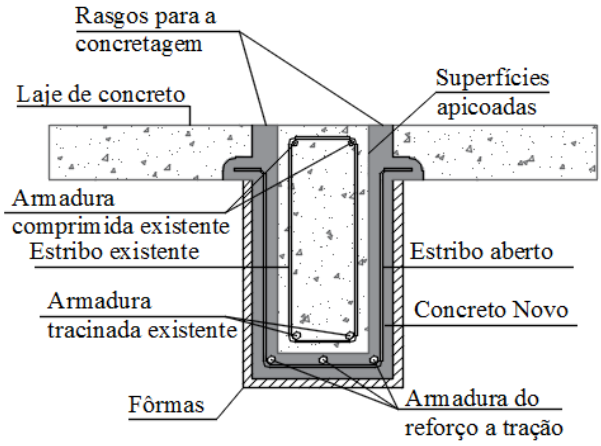
Esta técnica de reforço consiste em acrescentar concreto armado mediante aumento da seção de concreto armado ou por substituição do material danificado, com o fim de resistir às tensões adicionais ao elemento estrutural. Suas principais vantagens são da eficiência do reforço, a grande compatibilidade entre o material da viga e do reforço e maior conhecimento da técnica e dos materiais empregados (REIS, 1998).

Galle (2011) diz que para garantir uma maior aderência entre a peça de concreto armado e o reforço, como os concretos possuem idades diferentes, é preciso deixar a superfície do concreto bastante áspera para garantir a aderência com o reforço, para isto pode-se usar a técnica de apicoamento da superfície.

Durante a execução do reforço a viga deve estar devidamente ancorada, e só deve entrar em carga depois que o concreto ou argamassa utilizado no reforço tenha atingido a resistência requerida (ALMEIDA, 2001).

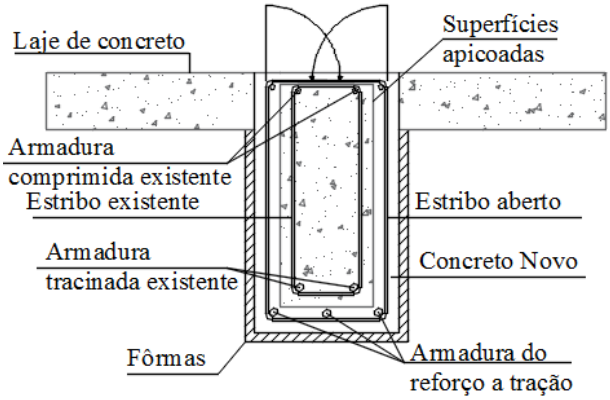
Nas figuras 14 e 15 podemos ver dois exemplos de reforço com concreto armado, diferenciados entre eles pelo formato do estribo e a forma de colocação do mesmo. Em ambos os exemplos a concretagem é feita por meio de rasgos na laje. Para o estribo representado na figura 14, é preciso fazer a abertura de rasgos na parte inferior da laje, onde será ancorado o estribo e concretado. Os estribos da figura 15 são colocados em posição e dobrados na parte superior da viga, para isso, deve-se primeiramente retirar o concreto do local e deixar no nível dos estribos existentes, posteriormente é refeita a concretagem do local com o concreto novo (SOUZA E RIPPER, 1998).

Figura 14 - Reforço de viga com concreto armado com estribos abertos



Fonte: Adaptado de Souza e Ripper (1998).

Figura 15 - Reforço de viga de concreto armado com estribos fechados



Fonte: Adaptado de Souza e Ripper (1998).

O reforço com concreto armado apresenta um bom comportamento ao fogo, algo que não acontece na maior parte dos sistemas de reforço restantes. Devido à sua baixa condutividade térmica e sempre que possuir um cobrimento adequado, o concreto faz com que os danos produzidos pelas exposições ao fogo, ou por temperaturas extremas, limitem-se às zonas superficiais do concreto, oferecendo um suficiente isolamento térmico para as armaduras (TEJEDOR, 2013).

2.8.2.3 Reforço por meio de protensão externa

O reforço por meio de protensão externa consiste na introdução de forças externas ao elemento estrutural de alta resistência utilizando cabos, fios ou barras. O reforço com

protensão externa (também chamado de pós-tração sem aderência) está ligado ao elemento existente em pontos de ancoragem, normalmente localizados nas extremidades do membro, e perfilada ao longo da extensão estrategicamente localizadas em pontos altos e baixos. Quando tracionados, os cabos irão produzir forças para cima (em pontos baixos) ou forças para baixo (em pontos altos) para criar o carregamento reverso no membro (ALKHRDAJI & THOMAS, 2015).

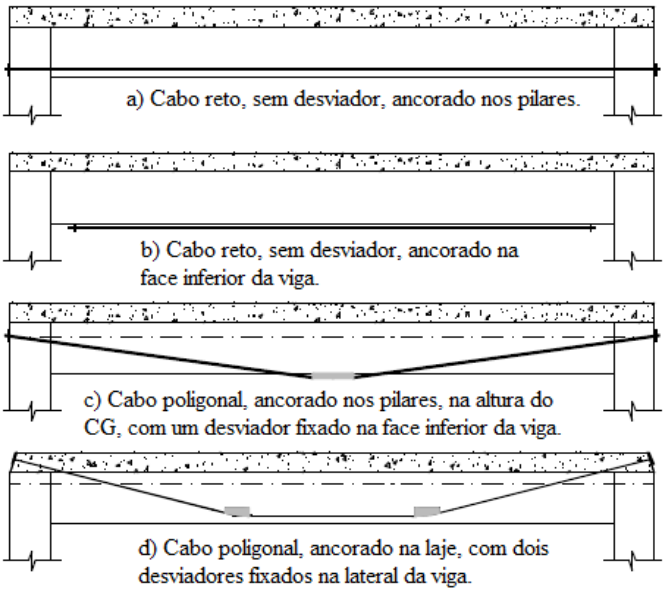
A aplicação da protensão melhora o comportamento em serviço e aumenta a capacidade de porte das vigas. Em menor escala, contribui também para resistência ao cisalhamento. O aumento de rigidez proporcionado pela protensão, decorrente do melhor controle da fissuração do concreto, pode reduzir as flechas e a vibração das pontes, bem como reduzir a variação de tensões aumentando a resistência à fadiga (ALMEIDA, 2001).

Segundo Souza e Ripper (1998) a técnica de protensão exterior (não aderente), com a utilização de barras ou cabos, vem sendo a preferida pelos especialistas na matéria, quando se trata de serviços de recuperação ou reforço de estruturas.

Alguns aspectos relacionados com a concepção da protensão exterior são muito importantes para a avaliação das condições de sua execução. Dentre eles, destaca-se a garantia da eficiência da ancoragem, sendo que, contrariamente ao que ocorre quando os cabos são aderentes ao concreto, se a ancoragem falhar, o cabo se ressentirá em toda a sua extensão e deixará de ser útil como elemento resistente. Assim a utilização da protensão exterior exige pleno domínio da matéria, pois passará a assentar sobre esses cabos o comportamento em serviço da estrutura (SOUZA E RIPPER, 1998).

Na figura 16 têm-se quatro modelos de ancoragem dos cabos de protensão externos, cada um deles introduz diferentes forças a estrutura devido à posição do cabo em relação à linha neutra e ao local de ancoragem.

Figura 16 - Geometria dos cabos de protensão

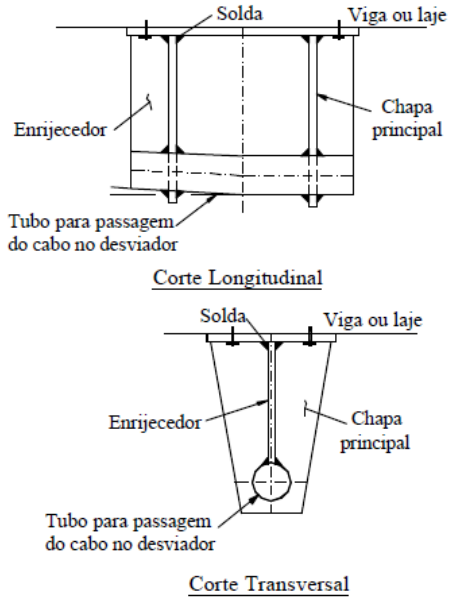


Fonte: Almeida (2001).

Os desviadores são os elementos agregados à estrutura com o objetivo de desviar a posição do cabo de protensão em determinados pontos ou manter a excentricidade do cabo de protensão quando a viga se deforma. Em relação aos cabos poligonais a mudança de direção nos desviadores deve ser suave para que não se tenha uma concentração de tensões exageradas nestes pontos que venha a acarretar sua ruptura prematura (ALMEIDA, 2001).

São muitos os tipos de desviadores encontrados no mercado. Quando se deseja aumentar a excentricidade do cabo de protensão, podem ser utilizados os desviadores fixados na face inferior da viga. Um exemplo deste desviador pode ser visto na Figura 17.

Figura 17 - Exemplo de desviador metálico



Fonte: Almeida (2001).

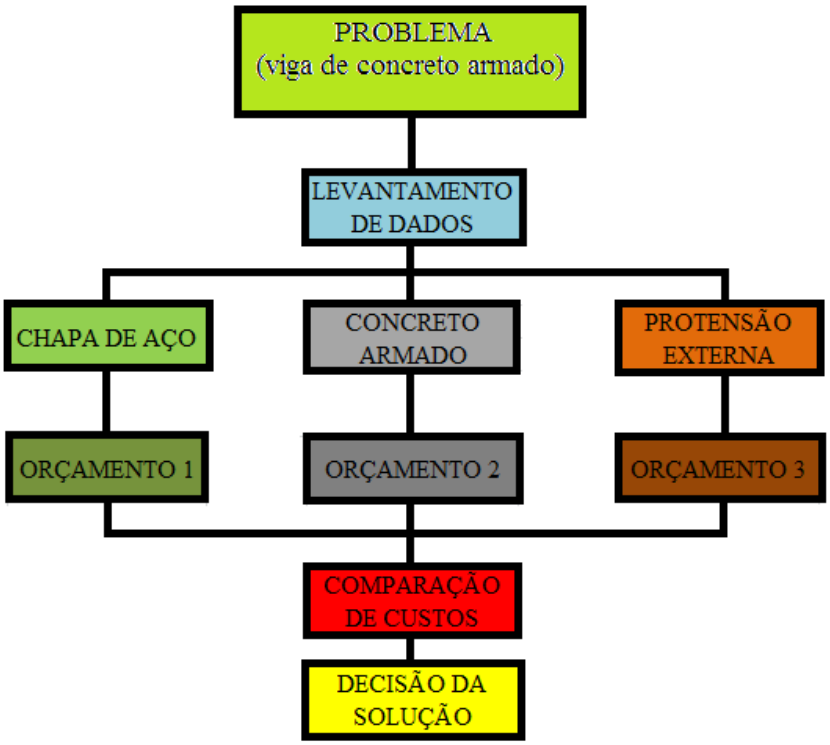
3 METODOLOGIA

A metodologia está composta de três fases: a primeira é a apresentação dos cálculos utilizados para o dimensionamento dos reforços em chapas de aço, concreto armado e protensão externa.

A segunda fase propomos um problema para estudo, que é composto de uma viga de concreto armado com seção retangular, em que serão aplicadas as metodologias de cálculo dos reforços. Na terceira fase será a de orçamentação, em que é apresentado uma pesquisa de mercado com os valores dos custos unitários dos materiais utilizados nos reforços.

A seguir está representado na figura 18 um fluxograma com a representação das fases do projeto para melhor entendimento.

Figura 18 - Fluxograma da metodologia



Fonte: Autoria própria

3.1 CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA

Esta pesquisa pode ser classificada como aplicada, visto que a metodologia utilizada objetivou gerar conhecimento para aplicação prática e para a solução de um problema

específico. Quanto à forma de abordagem, pode ser definida como pesquisa exploratória, pois visa proporcionar uma maior familiaridade com o problema.

3.2 METODOLOGIA DE CÁLCULO

Nesta primeira fase apresentamos a metodologia de cálculo para cada reforço, sendo que, primeiramente, serão apresentados os cálculos do centro de gravidade e do momento de inércia da seção da viga de concreto.

Depois é analisada a viga existente, definindo-se as forças atuantes na mesma e determinando-se os momentos atuantes, posteriormente entra-se nos cálculos de dimensionamento de cada reforço separadamente, sendo eles chapa de aço, concreto armado e protensão externa.

3.2.1 Centro de gravidade

Se considerarmos uma placa plana horizontal, pode-se dividi-la em "n" pequenos elementos em que, as coordenadas do primeiro elemento são representadas por x_1 e y_1, as do segundo elemento por x_2 e y_2, e assim por diante, as forças exercidas pela Terra sobre os elementos serão representadas por $\Delta W_1, \Delta W_2, \dots, \Delta W_n$. Estas forças são dirigidas ao centro da Terra mas podem ser tomadas como paralelas e sua resultante é uma força única com mesma direção e sentido (BEER, 2012).

Para se obter as coordenadas $\bar{x}$ e $\bar{y}$ do ponto G (centro de gravidade do elemento) escreve-se que os momentos de W em relação a x e y são iguais as somas dos momentos correspondentes dos pesos elementares:

3. $\sum M_y: \bar{x}W = x_1.\Delta W_1 + x_2.\Delta W_2 + \cdots + x_n.\Delta W_n$
4. $\sum M_x: \bar{y}W = y_1.\Delta W_1 + y_2.\Delta W_2 + \cdots + y_n.\Delta W_n$

No caso de uma placa plana homogênea a intensidade W pode ser expressa como:

5. $W = \gamma t A$

Sendo assim, se substituirmos ΔW e W nas equações e divide-se todos os termos por γt temos:

6. $\sum M_y: \bar{x}A = x_1.\Delta A_1 + x_2.\Delta A_2 + \cdots + x_n.\Delta A_n$
7. $\sum M_x: \bar{y}A = y_1.\Delta A_1 + y_2.\Delta A_2 + \cdots + y_n.\Delta A_n$

Em que:

M_y= Momento estático em relação ao eixo y;

M_x=Momento estático em relação ao eixo x;

W=Momento estático correspondente ao peso específico;

xn= coordenada no eixo x;

yn= coordenada no eixo y;

γ= peso específico do material;

t=espessura da placa

A=área total da placa

No anexo A é apresentada uma tabela com centroides de áreas de formatos usuais.

3.2.2 Momento de Inércia

O momento de inércia pode ser definido como a medida da distribuição da massa em um eixo fixo de rotação, e expressa o grau de dificuldade para se alterar o estado de movimento de um corpo em rotação (BEER, 2012).

Os momentos de inércia da maioria das superfícies podem ser obtidos através de uma integração simples sempre positiva, os momentos de inércia são iguais ao produto entre a área e o quadrado de um comprimento, logo, os termos para um momento de inércia devem ter dimensão de comprimento elevado à quarta potência (BEER, 2012).

Para o cálculo dos momentos de inércia de áreas geométricas comuns, é apresentado uma tabela no anexo B.

3.2.3 Momentos fletores

Os momentos atuantes na viga de concreto armado podem ser divididos em: momento devido às ações permanentes, variáveis e excepcionais (NBR 8681, 2004).

Para os cálculos desta pesquisa, irá ser dividido em 3 cálculos de momento.

3.2.3.1 Cálculo do momento resistente da viga

Neste momento, calcula-se o momento resistente da viga existente, considerando a mesma não fissurada. Para isso, considera-se a armadura de tração existente, vendo que os cálculos de momento estão sendo feitos para a parte tracionada da viga, considera-se também a seção da viga.

Segundo CARVALHO (2005) quando é conhecida a largura (bw), a altura útil da seção transversal retangular (d), a resistência do concreto a compressão (f_{ck}), o tipo de aço

(f_{yk}) e a área da seção transversal da armadura longitudinal (A_s para armadura comprimida e A'_s para a armadura tracionada), é possível determinar o momento resistente da viga, pois, neste caso, a posição da linha neutra é determinada, diferenciando-se do cálculo da armadura em que considera-se a posição da linha neutra entre os domínios 3 e 4.

Para determinar o momento resistente CARVALHO (2005) considera que inicialmente a seção poderá trabalhar entre o inicio do domínio 2 até o final do domínio 3, em que o aço tracionado estará escoando, ou seja $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$ e $f_s = f_{yd}$. Com isso a posição da linha nêutra (x) pode ser calculada na seguinte expressão:

$$8. \quad x = \frac{A_s . f_{yd}}{o{,}68 . b_w . f_{cd}}$$

Determinado o valor de x é preciso determinar se ele é inferior ao limite x_{34} , caso isto ocorra, pode-se considerar $f_s = f_{yd}$, então, o máximo momento resistente (Mr) pela seção é obtido segundo a seguinte equação:

$$9. \quad Mr = A_s . f_{yd} . (d - 0{,}4 . x)$$

Caso o valor de x seja superior ao limite x_{34}, isto indica que a seção está trabalhando no domínio 4, para isso calcula-se o f_s:

$$10. \; f_s = 0{,}0035 . \frac{(d-x)}{x} . \frac{E_s}{1{,}15}$$

A posição da linha neutra é dada por:

$$11. \; 0{,}782 . f_{cd} . b_w . x^2 + A_s . 0{,}0035 . E_s . x - d . A_s . 0{,}0035 . E_s = 0$$

E o momento resistente é dado por:

$$12. \; Mr = A_s . f_s . (d - 0{,}4 . x)$$

3.2.3.2 Momento carácteristico máximo final

Neste momento calculamos o momento de serviço da viga, ou seja, o momento total que a viga deve resistir após ser reforçada. Nesta etapa consideram-se todas as cargas atuantes na viga, permanentes, variáveis e excepcionais.

Para a determinação do momento utilizamos o programa FTOOL.

3.2.3.3 Momento característico mínimo antes da aplicação da protensão

Neste caso, para o cálculo do momento consideramos apenas as cargas permanentes, visto que o momento provocado pela protensão não pode ser maior, em valor absoluto, que 90% do momento de sinal oposto devido as cargas permanentes, para que não ocorra a ruptura da peça.

Também utilizamos o programa FTOOL para o cálculo do momento.

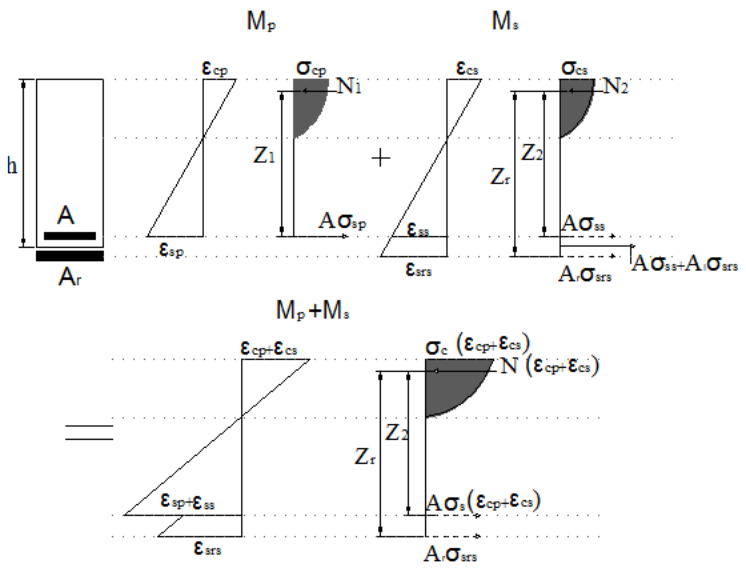
3.2.4 Reforço por meio de chapas de aço coladas

O comportamento dos reforços feitos com adição de material sem protensão é muito dependente do estado de carregamento no momento da aplicação do reforço. Se o material do reforço tem o mesmo módulo de elasticidade e o mesmo limite elástico do material original, como é o caso de reforço com adição de barras aço, é mais vantajoso retirar o máximo de carregamento antes de aplicar o reforço. Se o material do reforço tem módulo de elasticidade maior, como é o caso de reforço com fibra de carbono, ou limite elástico menor, como é o caso das chapas coladas. Mais vantajoso ter mais carregamento antes da adição do reforço.

O objetivo é sempre buscar o máximo de atuação do reforço antes do escoamento da armadura original ou do estado de formação de fissuras.

Para o reforço com chapas de aço coladas será utilizado o método de Cánovas ([199?] apud SOUZA E RIPPER, 1998, p.184 - 185) que considera dois momentos atuantes aos quais denomina M_p (momento devido ao peso próprio e as cargas permanentes) e M_s (momento devido às sobrecargas). Cánovas considera que a viga está em um estado limite último após a atuação do M_s portanto o dimensionamento é feito no Estádio III. Os estados de deformação e de tensão de uma viga reforçada com chapas de aço são apresentados na Figura 19.

Figura 19 - Estado de deformação e de tensão de uma viga reforçada



Fonte: Souza e Ripper (1998).

Para este caso as verificações são:

$$13.\ \sigma_{srs} \leq \frac{f_{yrk}}{\gamma_s}$$

A tensão na armadura existente, após a execução do reforço, é:

$$14.\ \sigma_{sp} = \frac{M_{pp}}{Z_1.A_s}$$

f_{yrk}= Resistência característica à tração da chapa;

ɣs=coeficiente de minoração do aço;

σ_{srs}=Tensão na armadura do reforço;

M_{pp}= Momento devido às cargas permanentes;

Sendo que Z_1 é o braço de alavanca da armadura interna em relação à fibra mais comprimida, podendo ser utilizado a seguinte aproximação:

$$15.\ Z_1 = 0{,}9.d$$

$$16.\ Z_s = 1{,}1.d$$

Z_1= Braço de alavanca da armadura interna em relação a fibra mais comprimida;

d= Distância do centro de gravidade da armadura tracionada até face da fibra mais comprimida da seção;

Como o momento total M_p+M_s leva a um estado-limite último, e admitindo-se que a viga continuará sub armada após o reforço, a tensão na armadura não poderá ultrapassar:

$$17.\ \sigma_{srs} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} - \sigma_{sp} \leq \frac{f_{yrk}}{\gamma_s}$$

O equilíbrio de momentos, para o diagrama devido ao momento M_s, leva à equação de equilíbrio:

$$18.\ M_s = (A_s.\sigma_{ss} + A_R.\sigma_{srs}).Z_s \cong (A_s + A_R).\sigma_{srs}.Z_s$$

E, com isso, a área da armadura do reforço pode ser calculada com a seguinte expressão:

$$19.\ A_R = \frac{M_t}{Z_s.\sigma_{srs}} - A_s$$

A_R=Área da seção da armadura de reforço;

A_s=Área de armadura de tração;

M_t=Momento de serviço;

σ_{srs}=Tensão na armadura do reforço;

σ_{ss}=Tensão na armadura existente;

Porém, ao calcular a área de armadura, percebe-se pela fórmula que o As da armadura existente não pode ser utilizado devido a diferença no módulo de elasticidade do aço da chapa e da armadura existente, portanto utiliza-se a seguinte fórmula:

$$20.\ A_R = \frac{M}{Z_s.\sigma_{srs}}$$

Onde:

A_R=Área da seção da armadura de reforço;

M=Momento a ser reforçado;

σ_{srs}=Tensão na armadura do reforço;

Com a área da seção, é possível encontrar a espessura da chapa que será utilizada, determinando-se uma largura para o reforço.

$$21.\ A_R = b \times e$$

Onde:

b= largura da chapa;

e= espessura da chapa;

A_R=Área da seção da armadura de reforço;

3.2.5 Reforço por meio de concreto armado

Para o dimensionamento do reforço com concreto armado, utilizamos o método ensinado por SARKIS (2015). Como valor de momento para o reforço adotamos a diferença entre o momento total necessário e o momento resistente da viga fissurada.

$$22.\ M = M_t - M_r$$

M= Momento a ser reforçado;

M_t=Momento de serviço;

M_r=Momento resistente da viga.

Nesta parte, cabe ser dito que também pode ser utilizado reforço para estruturas danificadas, para isto é preciso fazer uma avaliação da estrutura e determinar o momento resistente da viga fissurada, neste caso os cálculos não serão apresentados nesta pesquisa.

3.2.5.1 Informações sobre a viga

Neste item definimos a classe de agressividade do ambiente, a relação água/cimento do concreto, a classe do concreto e o cobrimento nominal de concreto, estas informações são necessárias para a execução do concreto que irá cobrir as armaduras do reforço.

De acordo com a NBR 6118 (2014) a agressividade do ambiente está relacionada às reações químicas que acontecem entre o concreto e o meio ambiente em que a estrutura se localiza e independe das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica, entre outras.

A mesma NBR 6118 (2014) nos apresenta a Tabela 5 com a devida classificação de agressividade ambiental.

Tabela 5 - Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana a,b	Pequeno
III	Forte	Marinha a	Grande
		Industrial a,b	
IV	Muito forte	Industrial a,c	Elevado
		Respingos de maré	
a	Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branca (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambienter com concreto revestido com argamassa e pintura).		
b	Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.		
c	Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias quimicas.		

Fonte: NBR 6118 (2014)

De posse dos dados da Tabela 5, pode-se definir a qualidade do concreto de cobrimento da armadura, definindo a partir da Tabela 6 a relação água/cimento e a classe de concreto mais adequada para a classe de agressividade ambiental.

Tabela 6 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto (a)	Tipo (b,c)	Classe de agressividade (Tabela 3)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe do concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
a	O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.				
b	CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.				
c	CP corresponde a componentes e elementos estruturaus de concreto protendido.				

Fonte: adaptado da NBR 6118 (2014).

Também em posse da classe de agressividade ambiental da Tabela 5, pode-se encontrar o cobrimento nominal necessário de concreto para a proteção adequada da armadura na Tabela 7.

Tabela 7 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal.

Tipo de estrutura	**Componente ou elemento**	**Classe de agressividade (Tabela 3)**			
		I	II	III	IV c
		Cobrimento nominal em mm			
Concreto armado	Laje b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo d	30		40	50
Concreto protendido a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos do concreto armado.

b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitando um cobrimento nominal ≥ 15mm.

c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes quimica e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45mm.

Fonte: NBR 6118 (2014)

É importante adicionar algumas citações da NBR 6118 (2014):

"Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo." (NBR 6118, 2014, p.19).

"A dimensão máxima do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja: $d_{máx} \leq 1{,}2c_{nom}$" (NBR 6118, 2014, p.19).

3.2.5.2 Características dos materiais

Definimos agora as características dos materiais utilizados no reforço.

Classe do concreto (C) definida a partir da mínima encontrada na Tabela 4. Com posse desta informação calcula-se a resistência à compressão de cálculo do concreto:

$$23.\ f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\Upsilon_c}$$

f_{cd}= Resistência à compressão de cálculo;

f_{ck}=Resistência característica à compressão do concreto;

ɣc=Coeficiente de minoração do concreto;

A armadura para o reforço é estipulada entre o CA50 e o CA60, sendo que para a armadura escolhida têm-se a resistência à tração de cálculo (f_{yd}):

$$24.\ f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\Upsilon_s}$$

f_{yd}=Resistência de cálculo a tração do aço;

f_{ck}= Resistência característica à tração do aço;

ɣs=Coeficiente de minoração do aço;

Tabela 8 - Valores dos coeficientes ɣc e ɣs

Combinações	**Concreto ɣc**	**Aço ɣs**
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1

Fonte: NBR 6118 (2014).

3.2.5.3 Cálculo do reforço

Para calcular o reforço em concreto armado da viga, seguimos a metodologia apresentada por SARKIS (2015) em que utiliza somente a resistência a tração do aço, neste caso, o concreto é considerado somente para proteção da armadura de reforço e deve seguir as especificações encontradas no item 3.2.5.1.

Sendo assim, considera-se como braço de alavanca da armadura de reforço:

$$25.\ d' = h + c + \frac{Ø}{2}$$

Onde:

d'= braço de alavanca da armadura de reforço;

h= altura total da viga sem reforço;

Ø= diâmetro da armadura do reforço;

c= cobrimento de concreto.

Com isso, a área de aço necessária pode ser calculada a partir do momento:

$$26.\ M = A_R \times d' \times f_{yd}$$

Isolando A_R temos:

$$27.\ A_R = \frac{M}{d' \times f_{yd}}$$

Onde:

A_R=Área da seção da armadura de reforço;

M= Momento a ser reforçado;

d'= braço de alavanca da armadura de reforço;

f_{yd}=Resistência de cálculo a tração do aço;

Utilizando-se uma armadura de diâmetro definido tem-se a área de aço por barra, então o número de barras é dado por:

$$28.\ n = \frac{A_R}{A_b}$$

n= número de barras;

A_R=Área da seção da armadura de reforço;

A_b=Área de aço por barra;

3.2.6 Reforço por meio da protensão externa

Neste item apresentamos a metodologia de cálculo para o reforço de viga de concreto armado por meio de cabos externos protendidos.

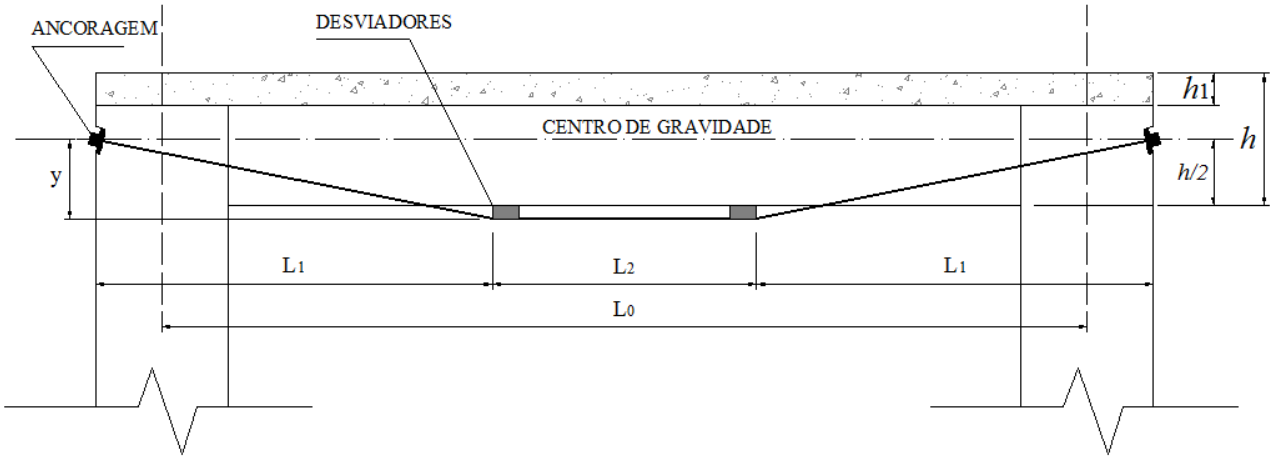
Segundo Almeida (2001) para efeito de análise do comportamento à flexão, cabos externos podem ser tratados como cabos internos não aderentes, desde que possam ser desprezados as forças de atrito nos desviadores e os efeitos de segunda ordem que surgem em decorrência da variação da excentricidade do cabo quando a viga é carregada. Uma diferença básica entre esses dois sistemas deve ser observada: nas vigas com cabos externos os cabos não acompanham a deflexão da viga em todos os pontos, havendo uma variação da excentricidade do cabo. Para cabos inicialmente retos e sem desviadores, a variação da excentricidade em qualquer ponto pode ser considerada igual ao deslocamento vertical da viga naquela seção.

Em geral, todos os cabos podem ser representados por um cabo fictício, obtido através da união do centro de gravidade de todos os demais, chamado de cabo representante. O procedimento para se determinar o número de cabos necessários baseia-se em considerar os valores das forças de protensão que correspondem ao cabo representante. É preciso determinar a trajetória do cabo representante e, através desta, avaliar as perdas imediatas e ao longo do tempo para, finalmente, determinar, na sessão mais solicitada o número de cabos necessários. Pressupõe-se que o cabo representante está sendo tensionado (puxado) no valor máximo possível, para obter-se a maior economia possível (CARVALHO, 2012).

É interessante indicar a posição dos apoios na viga, os tipos de ancoragem, valor do vão ou vãos, altura da peça, número e posição dos desviadores, marcações das seções mais importantes e as prováveis indicações do cabo representante (Figura 24).

A ancoragem viva ou ativa é a extremidade do cabo em que pode ser efetuada a protensão e a morta ou passiva é a extremidade do cabo em que o esforço é transmitido para o concreto, mas não é possível efetuar a protensão (CARVALHO, 2012).

Figura 20- Representação de uma viga bi apoiada com dois desviadores na face inferior.



Fonte: Adaptado de Almeida, 2001.

Na Figura 20 têm-se uma viga, bi apoiada em dois pilares e com uma laje de concreto armado e dois desviadores. Podemos definir os itens acima como:

h = Altura da viga;

h1 = Altura da laje;

h/2 = posição do centro de gravidade da viga;

y = excentricidade do cabo de protensão;

L1 = distância da ancoragem até o desviador;

L2 = distância entre desviadores;

L0 = Vão de cálculo da viga.

3.2.6.1 Determinação da força de protensão

Para o dimensionamento da força de protensão, é necessário encontrar o momento de protensão (Mp), levando-se em consideração todas as cargas atuantes na viga (permanentes e acidentais). Para o cálculo do Mp é feita uma análise do momento resistente da viga antes da aplicação da sobrecarga (Mr) e o momento resistente da viga após a aplicação da sobrecarga (Mt), a diferença entre os dois momentos resultará no momento a ser reforçado.

$$29.\ Mp = Mt - Mr$$

Mp= momento de protensão;

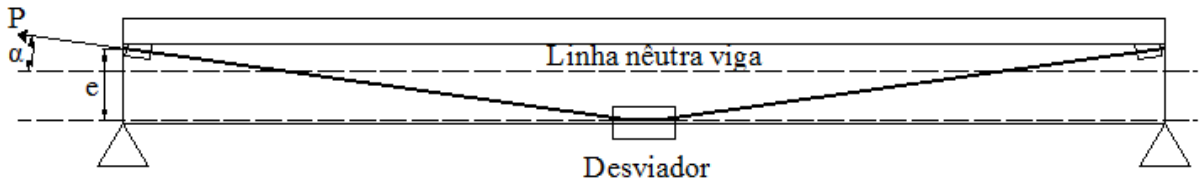
Mt= momento de serviço;

Mr= momento resistente da viga.

O momento de protensão (Mp) deverá ser atingido por uma força aplicada na extremidade do cabo de protensão (P), com uma excentricidade (e) determinada pelo posicionamento do desviador.

Primeiramente define-se o trajeto do cabo de protensão, a posição e a quantidade de desviadores, destas definições extrai-se a excentricidade e o ângulo de protensão, como pode ser visto na figura 21.

Figura 21 - Modelo de viga biapoiada



Fonte: Autoria própria.

A força de protensão (P) aplicada na extremidade do cabo de protensão, com um ângulo (α), gera uma força resultante (R) no desviador, esta força gera um momento, que será o momento de protensão (Mp).

Este momento de protensão (Mp) não deve ser maior que 90% do momento devido as cargas permanentes, definido como Mg.

$$30.\ Mp \leq 0{,}9 \times Mg$$

Esta verificação é necessária caso o momento de protensão seja maior que o momento devido ao peso próprio, na hora da aplicação da força P, a viga irá estourar. Considera-se somente as cargas permanentes pois são elas que irão atuar continuamente durante toda a vida do elemento.

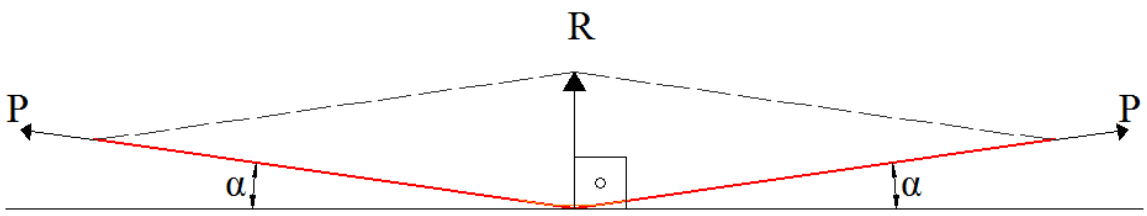
Para descobrir o valor da força de protensão P, aplica-se uma força resultante R arbitrária com o sentido desejado do momento de protensão.

Com a força resultante, aplica-se o a regra do paralelogramo.

Considerando-se que as duas forças de protensão P são dois vetores com direção e sentido, a resultante da soma destes dois vetores é a força R. Considerando que a força será aplicada no meio do vão, o vetor R terá um ângulo de 90°.

Na Figura 22 percebe-se a relação entre a resultante R e os vetores das forças de protensão (P).

Figura 22 - Demonstração da regra do paralelogramo



Fonte: Adaptado de Venturi, 1949.

Segundo a regra do paralelogramo: a diagonal do paralelogramo construído sobre as imagens geométricas dos vetores $\vec{a}$ e $\vec{b}$ representa a soma vetorial $\vec{a} + \vec{b}$ (VENTURI, 1949).

$$31.\ R^2 = a^2 + b^2 + 2a.b.\cos\alpha$$

Sendo que os vetores “a” e “b” são representados como a força de protensão P, e sendo que a mesma é igual nas duas pontas do cabo, teremos:

$$32.\ R^2 = 2.P^2 + 4.P.\cos\alpha$$

Sendo:

R= resultante das forças de protensão;

P= força de protensão aplicada na extremidade do cabo sem contar as perdas;

α= ângulo da força de protensão P.

Sabendo a resultante R, pode-se fazer o caminho inverso para encontrar a força P.

3.2.6.2 Determinação do número de cabos de protensão

De acordo com a NBR:6118 (2014) para o dimensionamento do número de cabos de protensão deve ser considerado que, no momento de protensão, a força de tração na armadura não pode ultrapassar uma tensão máxima no aço.

No caso de protensão externa, entra-se no caso b da NBR:6118 (2014) para armadura pós-tracionada, então tem-se as seguintes verificações:

a) Devido a aplicação da força Pi (força de protensão inicial), a tensão σ_{pi} da armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites $0{,}74f_{ptk}$ e $0{,}87f_{pyk}$ para aços da classe de relaxação normal, e $0{,}74f_{ptk}$ e $0{,}82f_{pyk}$ para aços de relaxação baixa;
b) Para o caso de cordoalhas engraxadas, com aços da classe de relaxação baixa, os valores limites da tensão σ_{pi} podem ser elevados para $0{,}80f_{ptk}$ e $0{,}88f_{pyk}$;
c) Nos aços CP-85/105, que são fornecidos e barras, os limites passam a ser $0{,}72f_{ptk}$ e $0{,}88f_{pyk}$;

Onde:

f_{ptk}=resistência característica à tração do aço de armadura ativa;

f_{pyk}=resistência característica ao escoamento do aço de armadura ativa.

σ_{pi}=tensão limite no momento de protensão.

Ainda na NBR:6118 (2014) pode ser considerada uma tolerância de execução que, por ocasião da aplicação da força de protensão inicial, se constata irregularidades na protensão, decorrentes de falhas executivas nos elementos estruturais com armadura pós-tracionada, a força de tração em qualquer cabo pode ser elevada, limitando a tensão limite no momento de

protensão, que podem ser majorados em até 10%, em no máximo 50% dos cabos, desde que seja garantida a segurança da estrutura, principalmente nas regiões de ancoragens.

Feito as verificações de acordo com o tipo de aço, utiliza-se a menor tensão de protensão inicial para o cálculo do número de cabos. Para isso, primeiramente calcula-se a área de protensão necessária:

$$33.\ Ap = \frac{Pi}{\sigma_{pi}}$$

Com a utilização de tabelas fornecidas por fabricantes, é escolhido o tipo de cabo que será utilizado, retirando então a área por cabo. Sendo que pode ser utilizado fios, cabos e cordoalhas, portanto, quando diz-se cabo, refere-se ao que foi escolhido pelo projetista.

$$34.\ n = \frac{Ap}{Acabo}$$

Onde:

Ap= área de aço da armadura protendida;

Pi= força de protensão inicial;

σ_{pi}=tensão limite no momento de protensão;

Acabo=área do cabo de protensão.

Definido o número de cabos, calcula-se a força por cabo:

$$35.\ Pc = \frac{Pi}{n}$$

Pc= força de protensão inicial por cabo;

Pi= força de protensão inicial;

n= número de cabos.

3.2.6.3 Cálculo das perdas imediatas da força de protensão

Segundo a NBR:6118 (2014) para os casos usuais, as perdas imediatas são devido ao encurtamento imediato do concreto, ao atrito entre as armaduras e as bainhas ou concreto, ao deslizamento da armadura junto à ancoragem e à acomodação dos dispositivos de ancoragem.

No caso da protensão externa, tem-se as perdas por atrito entre as armaduras e as bainhas e deslizamento da armadura junto a ancoragem e à acomodação dos dispositivos de ancoragem.

a) Perdas por atrito

De acordo com a NBR:6118 (2014) a perda por atrito nos elementos de pós tração pode ser determinada pela expressão:

$$36.\ \Delta P_{(x)} = P_i[1 - e^{-(\mu \sum \alpha + kx)}]$$

Onde:

Pi= força de protensão inicial;

x= é a abscissa do ponto onde se calcula ΔP, medida a partir da ancoragem, expressa em metros (m);

$\sum \alpha$=é a soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x, expressa em radianos (rad);

μ= é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha. Na falta de dados experimentais, pode ser estimado como:

μ=0,50 entre cabo e concreto (sem bainha);

μ=0,30 entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica;

μ=0,20 entre fios lisos ou cordoalhas e bainhas metálicas;

μ=0,10 entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada;

μ=0,05 entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada.

k= é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo. Na falta de dados experimentais, pode ser adotado o valor 0,01μ (1/m).

b) Perdas por deslizamento da armadura na ancoragem e acomodação da ancoragem

Segundo a NBR:6118 (2014) estas perdas devem ser determinadas experimentalmente ou adotados os valores indicados pelos fabricantes dos dispositivos de ancoragem.

Após calculadas as perdas, é necessário recalcular o momento de protensão, e, caso o mesmo não atenda a necessidade a ser reforçada, aumenta-se a força de protensão nos cabos e recalcula-se as perdas.

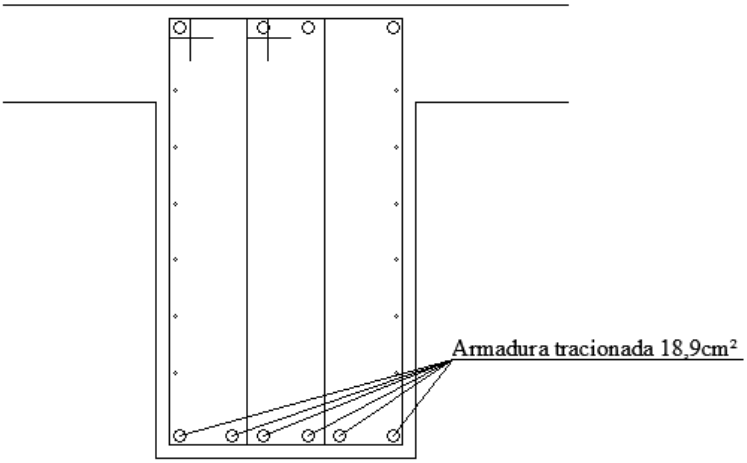
4 PROBLEMA PROPOSTO

O objetivo principal do trabalho foi avaliar os custos entre os três métodos de reforço, para isso desenvolveu-se um problema que avalia uma situação experimental em que teremos um aumento da carga atuante no pilar apoiado em uma viga de transição que pode ser causada por vários motivos, entre eles a modificação do uso, troca de materiais que possam causar uma diferença considerável de carga, entre outros. Consequentemente, com o aumento da carga atuante haverá a necessidade de utilização de métodos de reforço.

Consideramos que a força final atuante no pilar é de 20% devido a cargas variáveis e de 80% devido a cargas permanentes.

O problema proposto é uma viga de transição de uma pequena estrutura em que a seção é apresentada na figura 23.

Figura 23 - Seção problema.



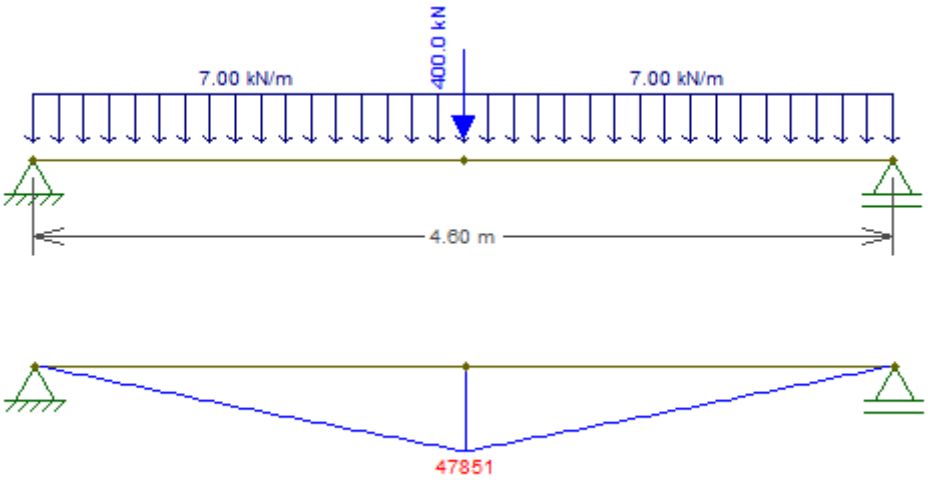
Fonte: Ribas, 2015.

4.1.1 Descrição do problema

Primeiramente a estrutura foi calculada utilizando o software Eberick por Ribas (2015) considerando uma força de 400KN aplicada pontualmente em um vão, tal força simboliza a carga de um pilar. A viga biapoiada possui uma seção de 40cm x 70cm, e vão de 4,60m entre pilares.

A viga é apresentada na figura 24 juntamente com o momento fletor.

Figura 24 - Viga de estudo.



Fonte: Autoria própria.

Está será a estrutura inicial, existente. Considerou-se como caso fictício que houve um aumento de 300KN na carga pontual do pilar.

Devido a este aumento, torna-se necessário a utilização de métodos de reforço para aumentar a capacidade de carga do elemento.

Os reforços foram calculados de acordo com a metodologia de cálculo apresentada no capítulo anterior, e encontram-se detalhados no apêndice 1.

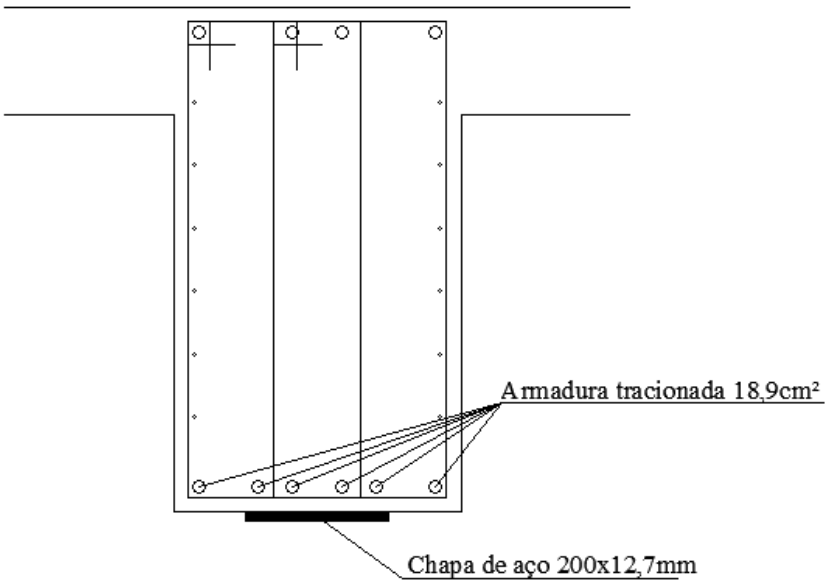
4.2 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste item será apresentado os resultados dos cálculos dos reforços, o desenvolvimento dos cálculos de acordo com a metodologia de cálculo da seção anterior, encontra-se detalhado no apêndice 1.

4.2.1 Reforço com chapa de aço

Como calculado no Apêndice 1, a chapa de aço utilizada será de 200mm de largura e 12,7mm de espessura, colada na viga existente, como mostrado na figura 25.

Figura 25 - Reforço com chapa de aço.

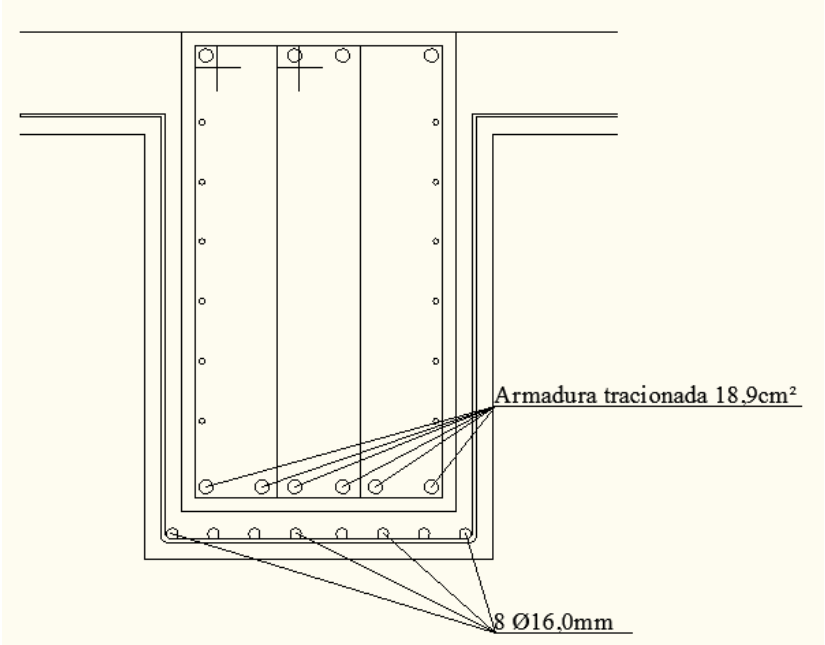


Fonte: Autoria própria.

4.2.2 Reforço em concreto armado

Para o reforço em concreto armado, foi utilizado 8 Ø16mm C=480cm como apresentado na figura 26.

Figura 26 - reforço em concreto armado.

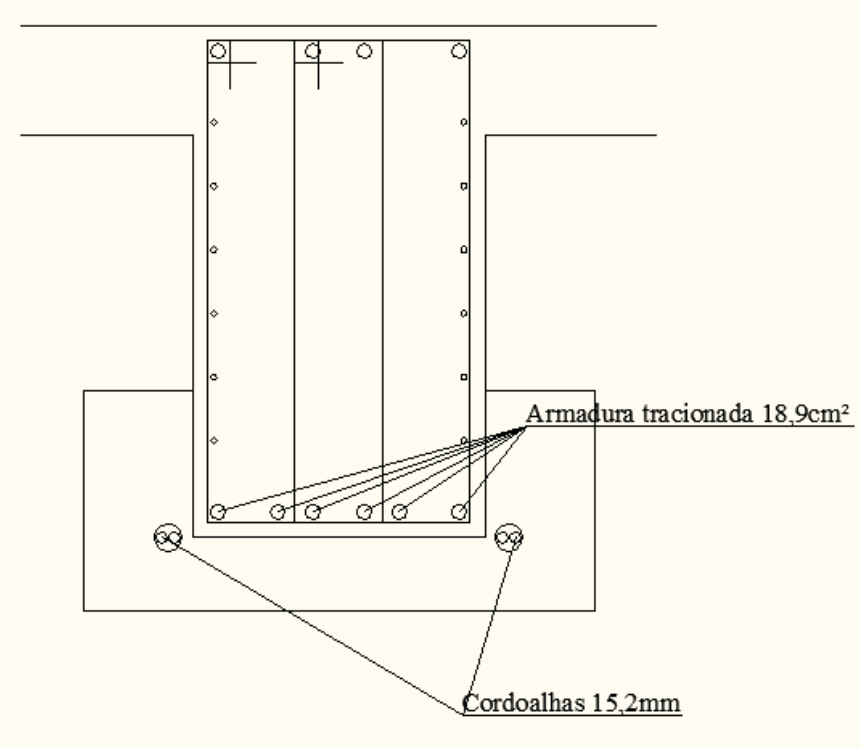


Fonte: autoria própria.

4.2.3 Reforço em protensão externa

Para o reforço com cabos externos protendidos, foi utilizado 4 cordoalhas de 15,2mm, duas em cada lado, com proteção ativa em uma das ancoragens e passiva na outra. A figura 27 ilustra a seção mediana do reforço.

Figura 27- Reforço com cabos externos protendidos.



Fonte: autoria própria.

4.3 ORÇAMENTO

O orçamento está dividido em três, um para cada tipo de reforço.

Os custos dos materiais foram levantados de acordo com uma pesquisa de mercado simples e não será levado em consideração o custo de mão de obra.

SINAPI (2015) Chapa de aço grossa preta:

12,7mm de espessura;

99,593Kg/m²;

R$2,35 por Kg.

SINAPI (2015) Cola a base de resina sintética para chapa de laminado melaminico

3Kg/m²;

R$18,10 por Kg.

SINAPI (2015) Aço CA-50 16mm:

3,853Kg/m

R$3,89 por Kg.

SINAPI (2015) Concreto auto adensável (CAA) classe de resistência C30. Inclui servico de bombeamento:

R$332,20 por m³.

DAER (2015) aço CP-190 RB (cordoalha d=15,2mm) - aquisição e transporte:

R$11,29 por kg.

DAER (2015) aço CP- RB (cordoalha D 190 =15,2mm) - colocação e protensão:

R$13,61 por kg.

DAER (2015) cones ancoragem 6 D=1/2":

RS349,25 por unidade.

DAER (2015) bainha metálica p/ 6 cordoalhas de d=12,7mm:

R$19,31 por metro.

Tabela 9 - Quantitativos totais reforços

QUANTITATIVO REFORÇOS					
	Quantidade	unidade	Qnt/uni	R$/uni	Total R$
Chapa de aço	0,8	m²	99,593	2,35	187,235
Cola	0,8	m²	3	18,1	43,44
Total reforço 1					230,675
Aço CA-50 16mm	19,2	m	3,853	3,89	287,773
Concreto C30	0,98	m³		332,2	325,56
Total reforço 2					613,33
Cordoalha 15,2mm	18,8	m	1,126	24,9	527,103
Cones de ancoragem	4	unidade		349,25	1397
Bainha metálica	18,8	m		19,31	363,028
Total refoço 3					2287,13

Fonte: autoria própria.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

De acordo com todos os itens estudados neste trabalho, pode-se chegar à conclusão de que o sistema mais econômico para o reforço da viga estudada foi o de chapa de aço colada. Porém cada técnica de reforço possui características próprias, que se diferenciam entre si e devem ser levadas em consideração na hora da escolha do método de reforço utilizado.

5.1 CONCLUSÕES

Com o estudo realizado pode-se chegar as seguintes conclusões:

Os materiais utilizados para reforço são: chapa de aço, adesivo epóxi estrutural, concreto, aço para concreto armado, cabos de aço para protensão e sistema de ancoragem.

A partir da revisão bibliográfica realizada, foi possível observar a diversidade de causas que levam a necessidade da utilização de métodos de reforços para a correção de problemas na construção civil, estes problemas podem ser causados por patologias, por má dimensionamento da estrutura ou por mudança de uso ou material, que acarreta em uma mudança de carregamento.

A metodologia de cálculo apresentada é utilizada por projetistas, porém houve uma grande dificuldade para encontrar metodologias de cálculo para reforço em concreto armado e em protensão externa na bibliografia existente, com isso, viu-se uma necessidade muito grande de complementação de estudos nestas áreas. Como meio de melhorar esta lacuna, este trabalho visa integrar conhecimentos práticos e bibliográficos para o cálculo de reforços, e entra como um meio de preencher uma parte da falta de material.

Da analise dos resultados foi possível notar, como já era esperado, a grande diferença entre os preços dos reforços, principalmente quando comparado a chapa de aço com o concreto armado e a protensão externa. Esta diferença tem-se devido ao custo dos materiais. Porém diversos fatores devem ser considerados antes da escolha definitiva do método de reforço, uma delas é em relação às forças cortantes e momentos negativos.

Ainda sobre a revisão bibliográfica encontrou-se várias vantagens do método de reforço com protensão externa em relação aos outros métodos de reforço, a mesma exerce influencia significativa no aumento da resistência ao esforço cortante. E com base no estudo de ALMEIDA (2001) a resistência à fissuração ao cisalhamento da viga reforçada com protensão externa é superior à reforçada com adição de armadura.

Observando-se as conclusões a que se chegou e todo o trabalho desenvolvido, pode-se dizer que os objetivos traçados foram atingidos. O estudo de caso foi simples porém corriqueiro em obras normais. Os métodos de dimensionamento estudados seguem as normas brasileiras e estão dentro dos padrões utilizados na prática em escritórios de engenharia. Os resultados foram comparados e obtiveram-se informações úteis sobre os métodos de reforço a tração comumente utilizada em vigas de concreto armado.

5.2 SUGESTÕES

Sabe-se que o trabalho apresentado não abrange uma totalidade do estudo de métodos de reforço de vigas de concreto armado e trata-se de um trabalho introdutório a uma das ações que ocorrem. Deve ser visto como incompleto para utilização em dimensionamento de reforços.

O presente trabalho apresentou uma metodologia de cálculo de reforço à tração de vigas de concreto armado, sendo assim, foi desprezado os esforços de compressão e cortantes que podem ser encontrados em vigas. Como sugestão de futuros estudos nesta área temos:

Estudo de caso em que os métodos de reforço são reproduzidos com experimentos práticos para obtenção de dados práticos de resistência de cada método de reforço. Tendo assim uma análise dos resultados obtidos pelos métodos de cálculo com os obtidos experimentalmente.

Estudar os métodos de cálculo para as forças de compressão e cortante dos três reforços apresentados e reproduzir experimentalmente.

Tendo em vista vigas fissuradas, estudar a metodologia de cálculo do momento resistente das vigas fissuradas e adequar a metodologia de cálculo do dimensionamento dos reforços para vigas fissuradas. Reproduzir com ensaios laborais os reforços e fazer o comparativo de dados.

Estudar a possibilidade de utilização de dois métodos de reforço conjuntos para o reforço de vigas de concreto armado.

Estudar o comportamento ao longo do tempo das vigas reforçadas com chapa de aço, concreto armado e protensào externa e comaprar os resultados para ter uma base de durabilidade dos métodos de reforço.

Fazer uma comparação de custos com diferentes vãos de vigas, aplicar os métodos de cálculo e comparar os resultados para ver se modificando o vão temos diferentes resultados.

Neste estudo não foi levantado os materiais necessários para auxilio na execução dos reforços como macacos hidráulicos ou ferramentas diversas que podem ser estudados mais profundamentes em trabalhos futuros.

Acredita-se que o estudo dos temas sugeridos acima podem conduzir a uma vasta gama de informações úteis que auxiliem no projeto e no detalhamento de reforço de vigas de concreto armado.

REFERÊNCIAS

ACELORMITTAL. **Fios e cordoalhas para Concreto Protendido**. AcelorMittal, 2015. 12 p. Disponível em <https://www.belgo.com.br/produtos/construcao_civil/fios_cordoalhas/pdf/fios_cordoalhas.pdf > . Acesso em: 18 abr. 2015.

ALKHRDAJI, Tarek.; THOMAS, Jay. **Structural Strengthening Using External Post-Tensioning Systems**. [S.l.] .STRUCTURE Magazine. 2015. Disponível em <http://www.structuraltechnologies.com/article/structural-strengthening-using-external-post-tensioning-systems> Acesso em: 22 Mar. 2014.

ALMEIDA, Tatiana Gesteira Martins. **Reforço de viga de concreto armado por meio de cabos externos protendidos**. São Carlos. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2001.201 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

_____. **NBR 7480:** Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado: Especificações. Rio de Janeiro, 2007. 13p.

_____. **NBR 7483**: Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido: Especificações. Rio de Janeiro, 2008. 7 p.

_____. **NBR 8681:** Ações e segurança nas estruturas: Procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 2p.

BEER, Ferdinando P. at al. **Mecânica vetorial para engenheiros**: Estática. 9. ed. Porto Alegre: AMGH Editora Ltda, 2012. 626 p.

BONILHA, Luciana; CHOLFE, Luiz. **Concreto Protendido**: Teoria e Prática. São Paulo: PINI, 2013. 337 p.

BRIK, Eveline Manosso Janik.; KRÜGER, José Adelino.;MOREIRA, Luciana dos Passos. Estudo das patologias em estruturas de concreto provenientes de erros em ensaios e em procedimentos executivos. In. 8° encontro de engenharia e tecnologia dos campos gerais. [S.l.]. 2013. 12 p. **Anais eletrônicos**...[S.l.].2013. Disponível em < http://www.aeapg.org.br/8eetcg/anais/60094_vf2.pdf> Acesso em: 15 Mar. 2015.

CARVALHO, Roberto Chust. **Estruturas em concreto protendido**: cálculo e detalhamento. São Paulo: PINI, 2012. 431 p.

CARVALHO, Roberto Chust.;FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**: Segundo a NBR 6118:2003. 2.ed. São Carlos: EdUFSCar, 2005. 416 p.

CÉZAR JR. Kléos M. Leuz; VERÍSSIMO, Gustado de Souza. **Concreto Protendido**: Conceitos Básicos. 4.ed.Viçosa: Universidade Federal de Viçosa,1998. 78 p.

DAER. **Tabela de preços de serviços rodoviários**. Rio Grande do Sul, Abril de 2015. 32p.

DIAS, Luís Andrade de Mattos. **Estruturas de aço**: conceitos, técnicas e linguagem. 5. ed. São Paulo: Zigurate Editora, 2006. 219 p.

FERRAZ, Henrique. **O Aço na Construção Civil**. In. Revista Eletrônica de Ciências. São Carlos, n. 22, out/nov/dez. 2003. Disponível em: <http://www.cdcc.usp.br/ciencia/artigos/art_22/aco.html>. Acesso em: 08 abril. 2015.

FREITAS, Denizard Batista. **Notas de aula**: Tópicos em Engenharia Civil II. Ijuí, RS: [s.n.], 2014. 19 p.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de Concreto**: Solicitações Tangenciais. São Paulo. PINI, 2008. 332 p.

GALLE, Guilherme. **Métodos de reforço passivos em elementos lineares fletidos em concreto armado:** estudo comparativo do acréscimo de capacidade portante através de programa computacional. Monografia (Diplomação em engenharia civil). Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2011. 124 p.

HELENE, Paulo. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. 2. ed. São Paulo. PIN\NI, 1992. 216 p.

MARCELLI, Mauricio. **Sinistros na construção civil**: causas e soluções para danos e prejuízos em obras. São Paulo: PINI, 2007. 270 p.

MEHTA,P. Kumar.; MONTEIRO, Paulo J.M. **Concrete***:* Microstructure, Properties and Materials. Departamente of Civil and Environmental Engineering. 3 ed. University of California at Berkeley. California. McGraw-Hill, 2006. 684 p.

PETRUCCI, Eladio G.R. **Concreto de cimento Portland**. Porto Alegre. 13. ed. Editora Globo,1981. 22 p.

PFEIL,W. **Concreto Armado**. Rio de Janeiro. 4.ed. Livros técnicos e científicos editora S.A.,1985. 205 p.

PFEIL,W. **Concreto Protendido**. Rio de Janeiro. 2.ed. rev. Livros técnicos e científicos editora S.A.,1988.205 p.

POLIPOX. **Adesivo epóxi estrutural**. [S.l.]. 2015. Disponível em < http://www.polipox.com.br/loja/adesivo-epoxi-estrutural/> . Acesso em: 26 out 2015.

PROTENDE. Sistemas e métodos. São Paulo.[S.e.], 2006.36 p.

RIBAS, Jeancarlo. **Estrutura de estudo:** viga de transição. Projeto Estrutural. Ijuí, RS:2015. Escala 1:50.

REIS, Andréa Prado Abreu. **Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1998. 239 p.

SINAP. **Sistema nacional de pesquisa de custos e índices da construção civil**.[S.l.], 2014. 134 p. Disponível em <http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoio-poder-publico/sinapi/Paginas/default.aspx>. Acesso em: 26 out 2015.

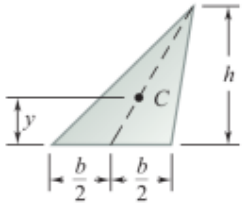
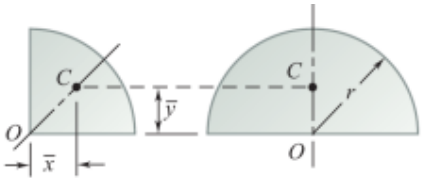
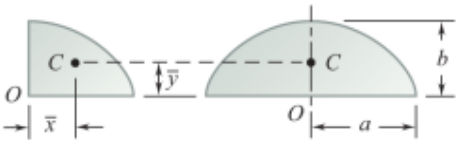
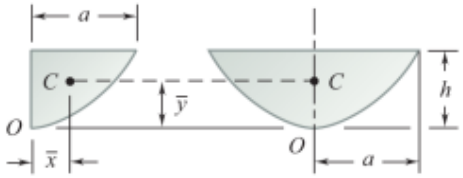
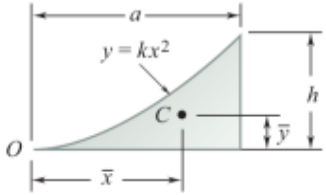
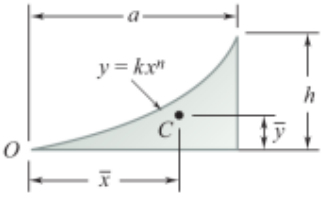
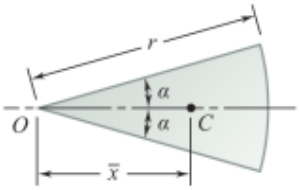
SCHMID, Manfred Theodor. **Perdas da força de protensão.** [S.l.]. 2. ed. Rudloff, 1998. 17 p. Disponível em < http://www.rudloff.com.br/downloads/publicacoes-tecnicas/publicacao2_perdas_da_forca_de_protensao.pdf> . Acesso em: 06 maio 2015.

SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1998. 262 p.

TEJEDOR, Cristina Mayán; **Patologias, recuperação e reforço com protensão externa em estruturas de pontes**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil). Escola Politécnica. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2013. 139 p.

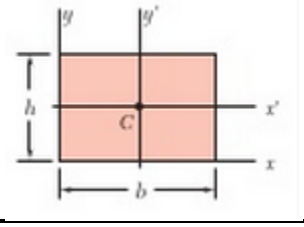
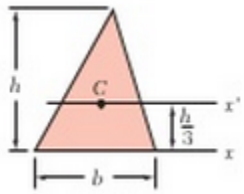
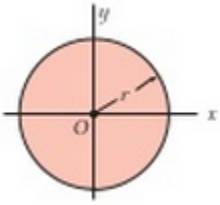
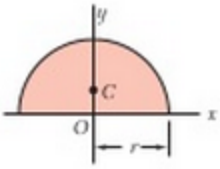
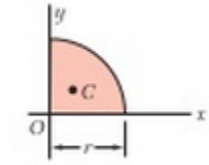
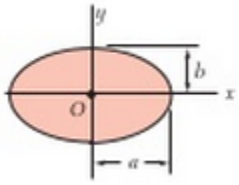
VENTURI, Jacir j.; **Álgebra vetorial e geometria analítica.** Curitiba. 9.ed. 1949. 242 p. Disponível em < http://www.geometriaanalitica.com.br>. Acesso em: 21 agosto 2015.

ANEXO A – TABELA DE CENTRÓIDES DE ÁREAS USUAIS

Formato	Figura	$\bar{x}$	$\bar{y}$	Área
Superfície triangular		$\frac{b}{2}$	$\frac{h}{3}$	$\frac{bh}{2}$
Superfície de um quarto de círculo		$\frac{4r}{3\pi}$	$\frac{4r}{3\pi}$	$\frac{\pi r^2}{4}$
Superfície semicircular		0	$\frac{4r}{3\pi}$	$\frac{\pi r^2}{4}$
Superfície de um quarto de elipse		$\frac{4a}{3\pi}$	$\frac{4b}{3\pi}$	$\frac{\pi ab}{4}$
Superfície semielíptica		0	$\frac{4b}{3\pi}$	$\frac{\pi ab}{2}$
Superfície semiparabólica		$\frac{3a}{8}$	$\frac{3h}{5}$	$\frac{2ah}{3}$
Superfície parabólica		0	$\frac{3h}{5}$	$\frac{4ah}{3}$
Superfície sob um arco parabólico		$\frac{3a}{4}$	$\frac{3h}{10}$	$\frac{ah}{3}$
Superfície sob um arco exponencial qualquer		$\frac{n+1}{n+2}a$	$\frac{n+1}{4n+2}h$	$\frac{ah}{n+1}$
Setor circular		$\frac{2r\sin\alpha}{3\alpha}$	0	ar^2

Fonte: Beer, 2012.

ANEXO B – TABELA DE CÁLCULO DE MOMENTOS DE INÉRCIA

Formato	Figura	Ix	Iy
Retângulo		$\frac{b.h^3}{12}$	$\frac{h.b^3}{12}$
Triângulo		$\frac{b.h^3}{36}$	$\frac{b.h^3}{12}$
Círculo		$\frac{\pi.r^4}{4}$	$\frac{\pi.r^4}{4}$
Semicírculo		$\frac{\pi.r^4}{8}$	$\frac{\pi.r^4}{8}$
Um quarto de círculo		$\frac{\pi.r^4}{16}$	$\frac{\pi.r^4}{16}$
Elipse		$\frac{\pi.a.b^3}{4}$	$\frac{\pi.b.a^3}{4}$

Fonte: Adaptado de Beer, 2012.

ANEXO C – TABELA ÁREA DE ARMADURA

Bitola ϕ (mm)	**Peso linear (kg/m)**	**NÚMERO DE BARRAS SEÇÃO As (cm²) E LARGURA MÍNIMA bs (cm) DA VIGA**									
		1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
5	0,16	0,2	0,4 bs=3,3	0,6 bs=6,1	0,8 bs=8,8	1 bs=11,6	1,2 bs=14,4	1,4 bs=17,2	1,6 bs=20	1,8 bs=22,7	2 bs=25,5
6,3	0,25	0,315	0,63 bs=3,5	0,945 bs=6,5	1,26 bs=9,4	1,57 bs=12,3	1,89 bs=15,2	2,205 bs=18,1	2,52 bs=21	2,835 bs=23,9	3,15 bs=26,8
8	0,4	0,5	1 bs=3,9	1,5 bs=7	2 bs=10	2,5 bs=13,1	3 bs=16,2	3,5 bs=19,3	4 bs=22,4	4,5 bs=25,4	5 bs=28,5
10	0,63	0,8	1,6 bs=4,3	2,4 bs=7,6	3,2 bs=10,8	4 bs=14,1	4,8 bs=17,4	5,6 bs=20,7	6,4 bs=24	7,2 bs=27,2	8 bs=30,5
12,5	1	1,25	2,5 bs=4,8	3,75 bs=8,3	5 bs=11,8	6,25 bs=15,4	7,5 bs=18,9	8,75 bs=22,4	10 bs=26	11,25 bs=29,5	12,5 bs=33
16	1,6	2	4 bs=5,5	6 bs=9,4	8 bs=13,2	10 bs=17,1	12 bs=21	14 bs=24,9	16 bs=28,8	18 bs=32,6	20 bs=36,5
20	2,5	3,15	6,3 bs=6,3	9,45 bs=10,6	12,6 bs=14,8	15,75 bs=19,1	18,9 bs=23,4	22,05 bs=27,7	25,2 bs=32	28,35 bs=36,2	31,5 bs=40,5
22,2	3,05	3,88	7,76 bs=6,7	11,64 bs=11,2	15,52 bs=15,7	19,4 bs=20,2	23,28 bs=24,7	27,16 bs=29,2	31,04 bs=33,7	34,92 bs=38,2	38,8 bs=42,7
25	4	50	10 bs=7,5	15 bs=12,5	20 bs=17,5	25 bs=22,5	30 bs=27,5	35 bs=32,5	40 bs=37,5	45 bs=42,5	50 bs=47,5

- Tabela elaborada pelo professor Paulo Cesar Rodrigues.
- Valores adotados: Øt=5,0mm e c=2,5cm.
- Na tabela, em cada célula: Número superior = As e Número inferior= bs.
- Diâmetro máximo do agregado: Ømáx=19mm (brita 1).

ANEXO D – TABELA ÁREA DE ARMADURA

Bitola ϕ (mm)	Peso linear (kg/m)	NÚMERO DE BARRAS SEÇÃO As (cm²) E LARGURA MÍNIMA bs (cm) DA VIGA									
		1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
5	0,16	0,2	0,4 bs=4	0,6 bs=6,5	0,8 bs=11	1 bs=14,5	1,2 bs=18	1,4 bs=21,5	1,6 bs=25	1,8 bs=28,5	2 bs=32
6,3	0,25	0,315	0,63 bs=4,3	0,945 bs=7,9	1,26 bs=11,5	1,57 bs=15,2	1,89 bs=18,8	2,205 bs=22,4	2,52 bs=26	2,835 bs=29,7	3,15 bs=33,3
8	0,4	0,5	1 bs=4,6	1,5 bs=8,4	2 bs=12,2	2,5 bs=16	3 bs=19,8	3,5 bs=23,6	4 bs=27,4	4,5 bs=31,2	5 bs=35
10	0,63	0,8	1,6 bs=5	2,4 bs=9	3,2 bs=13	4 bs=17	4,8 bs=21	5,6 bs=25	6,4 bs=29	7,2 bs=33	8 bs=37
12,5	1	1,25	2,5 bs=5,5	3,75 bs=9,8	5 bs=14	6,25 bs=18,3	7,5 bs=22,5	8,75 bs=26,8	10 bs=31	11,25 bs=35,3	12,5 bs=39,5
16	1,6	2	4 bs=6,2	6 bs=10,8	8 bs=15,4	10 bs=20	12 bs=24,6	14 bs=29,2	16 bs=33,8	18 bs=38,4	20 bs=43
20	2,5	3,15	6,3 bs=7	9,45 bs=12	12,6 bs=17	15,75 bs=22	18,9 bs=27	22,05 bs=32	25,2 bs=37	28,35 bs=42	31,5 bs=47
22,2	3,05	3,88	7,76 bs=7,4	11,64 bs=12,7	15,52 bs=17,9	19,4 bs=23,1	23,28 bs=28,3	27,16 bs=33,5	31,04 bs=38,8	34,92 bs=44	38,8 bs=49,2
25	4	50	10 bs=8	15 bs=13,5	20 bs=19	25 bs=24,5	30 bs=30	35 bs=35,5	40 bs=41	45 bs=46,5	50 bs=52

- Tabela elaborada pelo professor Paulo Cesar Rodrigues.
- Valores adotados: Øt=5,0mm e c=2,5cm.
- Na tabela, em cada célula: Número superior = As e Número inferior= bs.
- Diâmetro máximo do agregado: Ømáx=25mm (brita 1 + brita 2).

APENDICE 1- DEDUÇÃO DOS CÁLCULOS DOS REFORÇOS

Neste item são apresentadas as deduções dos cálculos utilizados para o dimensionamento dos reforços seguindo a metodologia de cálculo apresentada neste mesmo trabalho.

Primeiramente são apresentadas as características da viga existente e dos materiais utilizados para os reforços. Posteriormente é dado início no dimensionamento específico de cada reforço, seguindo a seguinte ordem: Reforço com chapa de aço, concreto armado e protensão externa.

CARÁCTERÍSTICAS DA VIGA:

Seção da viga biapoiada: 40x70cm

Vão da viga: 460cm

Concreto: 30MPa

Aço: CA-50

Distância do apoio ao ponto de aplicação da força: 230cm

Área de armadura interna tracionada: 6 Ø20 = 18,9cm²

Altura útil da armadura interna tracionada: 66cm

Tensão de escoamento de cálculo do aço: 434,78MPa

Resistencia de cálculo do concreto á compressão: 21,43MPa

Classe de agressividade ambiental: II

CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS DE REFORÇO:

Chapa de aço: ASTM A36

Aço para reforço de concreto armado: CA-50

Armadura protendida: Cordoalhas de 12,7mm

Resistência característica à tração do aço de armadura ativa f_{ptk}=1900MPa

Resistência característica ao escoamento do aço de armadura ativa f_{pyk}=1615MPa

CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE DA VIGA

Neste momento, calcula-se o momento resistente da viga existente, considerando a mesma não fissurada. Para isso, considera-se a armadura de tração existente, vendo que os cálculos de momento estão sendo feitos para a parte tracionada da viga, considera-se também a seção da viga.

$$X_{2lim} = 0{,}26 \times d = 0{,}26 \times 70 = 18{,}2cm$$

A viga encontra-se no domínio 2, portanto:

$$x = \frac{A_s . f_{yd}}{0{,}68. b_w . f_{cd}} = \frac{18{,}9 \times 43{,}47}{0{,}68 \times 40 \times 2{,}143} = 14{,}1cm$$

$$Mrd = A_s . f_{yd} . (d - 0{,}4. x) = 18{,}9 \times 43{,}47 \times (66{,}5 - 0{,}4 \times 14{,}1) = 50001{,}54KNcm$$

$$Mrk = \frac{50001{,}54}{1{,}4} = 35715{,}38KNcm$$

MOMENTO CARACTERÍSTICO MÁXIMO FINAL

Neste momento foram calculado o momento de serviço da viga, ou seja, o momento total que a viga deve resistir após ser reforçada. Nesta etapa consideram-se todas as cargas atuantes na viga, permanentes, variáveis e excepcionais.

Para a determinação do momento será utilizado o programa FTOOL com os seguintes carregamentos:

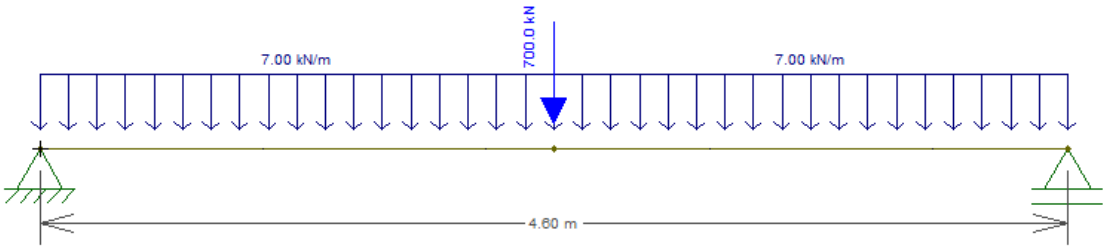
Peso próprio da viga= 7KN/m

Carga concentrada do pilar no vão central= 700KN

Sendo que 20% do valor da carga concentrada são devido a cargas variáveis.

Com este carregamento, a viga biapoiada com vãos de 4,60m e seção de 40x70cm, obtem-se o a viga da figura 28 abaixo, retirada do FTOOL:

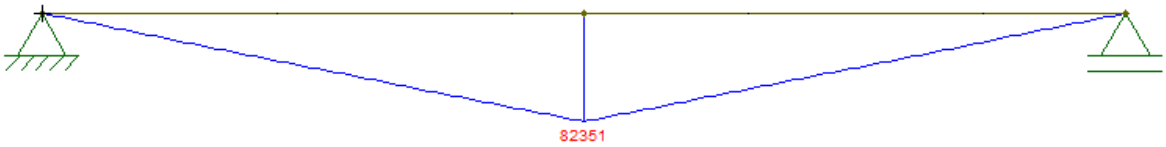
Figura 28 - Modelo estrutural com carregamentos.



Fonte: autoria própria.

E o gráfico de distribuição de momentos fletores da viga encontra-se na Figura 29 abaixo.

Figura 29 - Distribuição dos momentos fletores.



Fonte: autoria própria.

Com isso, retira-se que o momento característico que a viga deve suportar após reforçada é de 82.351KN.cm.

$$M_t = 82.351KNcm$$

MOMENTO CARACTERÍSTICO MÍNIMO ANTES DA APLICAÇÃO DA PROTENSÃO

Neste caso, para o cálculo do momento foi considerado apenas as cargas permanentes, visto que o momento de protensão não pode ser maior que 90% do momento devido as cargas permanentes, para que não ocorra a ruptura da peça.

Para a determinação do momento foi utilizado o programa FTOOL com os seguintes carregamentos:

Peso próprio da viga= 7KN/m

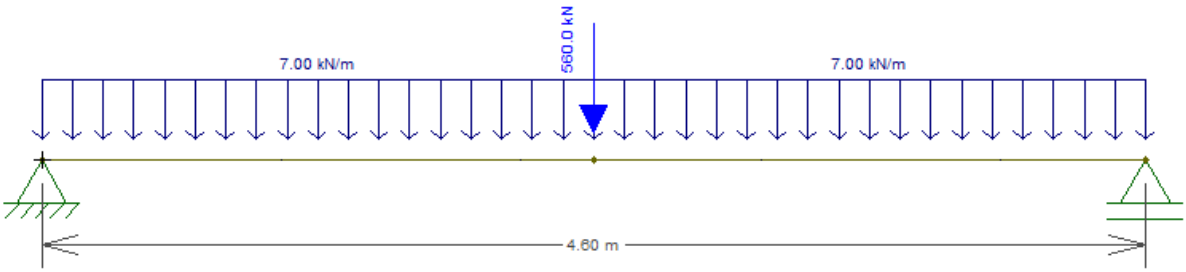
Carga concentrada do pilar no vão central= 700KN

Sendo que 20% do valor da carga concentrada é devido a cargas variáveis.

Carga concentrada devido a forças permanentes= 560KN

Com este carregamento, obtemos o a viga da figura 30 abaixo, retirada do FTOOL:

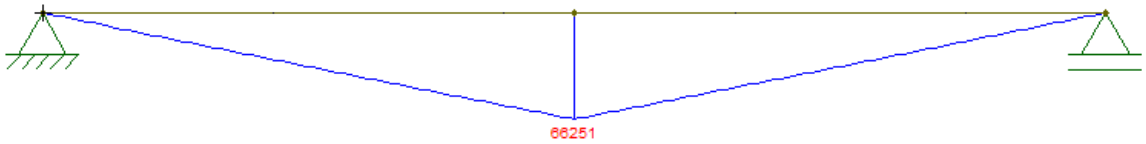
Figura 30 - Modelo estrutural com carregamentos 2.



Fonte: autoria própria.

E o gráfico de distribuição de momentos fletores da viga encontra-se na Figura 31 abaixo.

Figura 31 - Distribuição dos momentos fletores 2.



Fonte: autoria própria.

Com isso, retira-se que o momento característico devido as cargas normais que atuarão na viga após reforçada é de 66.251KNcm.

$$M_g = 66.251KNcm$$

Este momento foi utilizado para encontrar o momento de protensão.

REFORÇO POR MEIO DE CHAPA DE AÇO COLADA

Para este caso as verificações são:

$$\sigma_{srs} \leq \frac{f_{yrk}}{\gamma_s} = \frac{40}{1,15} = 34,7826KN/cm^2$$

A tensão na armadura existente, após a execução do reforço, é:

$$\sigma_{sp} = \frac{M_{pp}}{Z_1 \times A_s} = \frac{92.751,4}{59,85 \times 18,9} = 82KN/cm^2$$

f_{yrk}= Resistência característica à tração da chapa;

ɣs=coeficiente de minoração do aço;

σ_{srs}=Tensão na armadura do reforço;

M_{pp}= Momento devido às cargas permanentes;

Sendo que Z_1 é o braço de alavanca da armadura interna em relação à fibra mais comprimida, podendo ser utilizado a seguinte aproximação:

$$Z_1 = 0,9 \times d = 0,9 \times 66,5 = 59,85cm$$

$Z_s = 1,1 \times d = 1,1 \times 66,5 = 76,475cm$

Z_1= Braço de alavanca da armadura interna em relação a fibra mais comprimida;

d= Distância do centro de gravidade da armadura tracionada até face da fibra mais comprimida da seção;

Como o momento total M_p+M_s leva a um estado-limite último, e admitindo-se que a viga continuará sub armada após o reforço, a tensão na armadura não poderá ultrapassar:

$$\sigma_{srs} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} - \sigma_{sp} \leq \frac{f_{yrk}}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{srs} = \frac{50}{1{,}15} - 82 \leq \frac{40}{1{,}15}$$

$$\sigma_{srs} = -38.52 \leq 34{,}7826\ OK!$$

E, com isso, a área da armadura do reforço é calculada com a seguinte expressão:

$$A_R = \frac{M_t}{Z_s.\sigma_{srs}} = \frac{46.635{,}62}{76{,}475 \times 34{,}7826} = 17{,}53cm^2$$

A_R=Área da seção da armadura de reforço;

A_s=Área de armadura de tração;

M_s=Momento de serviço;

σ_{srs}=Tensão na armadura do reforço;

σ_{ss}=Tensão na armadura existente;

Com esta área podemos obter a espessura da chapa de aço necessária:

$$e = \frac{A_R}{b} = \frac{17{,}53}{20} = 0{,}8765cm = 8{,}765mm$$

Devido a disponibilidade de mercado, será utilizada chapa de aço grossa de 12,7mm.

REFORÇO EM CONCRETO ARMADO

Para calcular o reforço em concreto armado da viga, foi utilizado a metodologia apresentada por SARKIS (2015) em que utiliza somente à resistência a tração do aço, neste caso, o concreto é considerado somente para proteção da armadura de reforço e deve seguir as especificações encontradas no item 3.2.5.1.

Sendo assim, considera-se como braço de alavanca da armadura de reforço:

$$d' = h + c + \frac{Ø}{2} = 70 + 2{,}5 + \frac{1{,}6}{2} = 73{,}3cm$$

Onde:

d'= braço de alavanca da armadura de reforço;

h= altura total da viga sem reforço;

Ø= diâmetro da armadura do reforço;

c= cobrimento de concreto.

Com isso, a área de aço necessária pode ser calculada a partir do momento:

$$M = A_R \times d' \times f_{yd}$$

Isolando A_R temos:

$$A_R = \frac{M}{d' \times f_{yd}} = \frac{46635.62}{73{,}3 \times 43{,}478} = 14{,}63cm^2$$

Utilizando-se uma armadura de diâmetro de 16mm tem-se 2,01cm² de aço por barra, então o número de barras é:

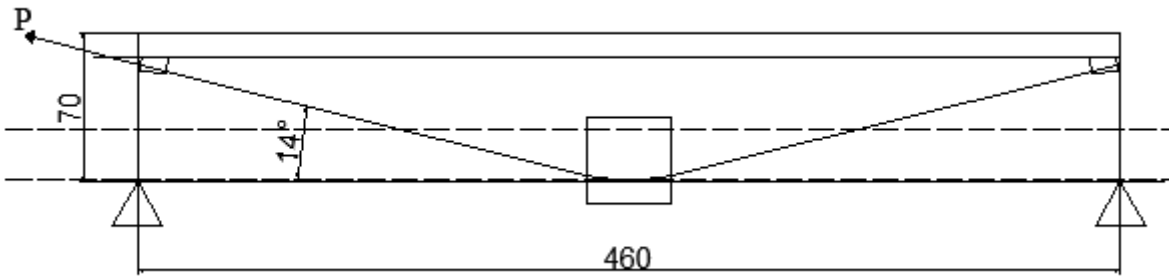
$$n = \frac{A_R}{A_b} = \frac{14{,}63}{2{,}01} = 7{,}27 = 8barras$$

Arredondando-se será utilizado 8 Ø16mm C=460-40+2x30=480cm.

REFORÇO COM CABOS EXTERNOS PROTENDIDOS

Primeiramente é importante detalhar os elementos em estudo para retirar dados importantes como o ângulo do cabo protendido, posição dos desviadores e dimensões dos elementos, na figura 32 encontra-se o detalhamento da viga em estudo, sendo que as ancoragens serão feitas em uma extremidade ativa e na outra passiva.

Figura 32 - Detalhamento da viga com reforço em protensão externa.



Fonte: autoria própria.

O momento de protensão deve ser igual ou maior ao momento de reforço e, simultaneamente, menor ou igual a 90% do momento devido às cargas permanentes:

$$Mp \leq 0{,}9 \times Mg$$

$$46.635{,}62KNcm \leq 0{,}9 \times 66.251Ncm = 59.625{,}9KNcm$$

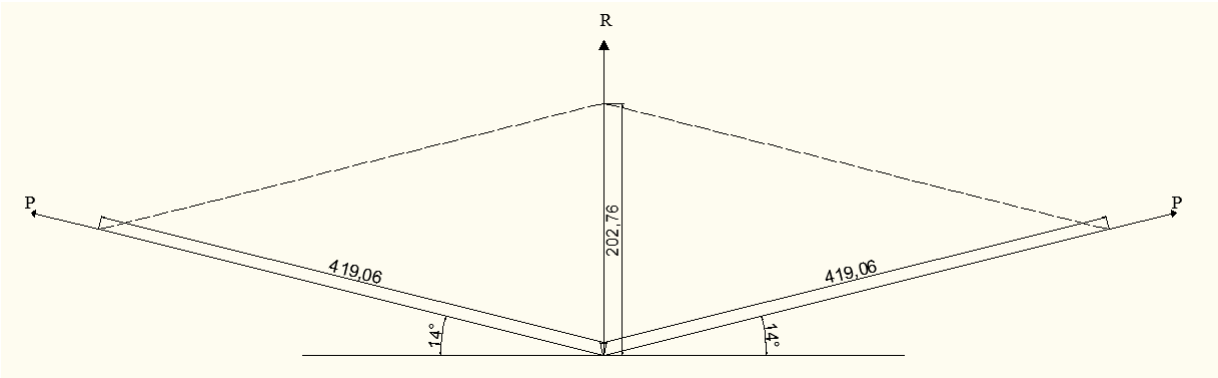
Para descobrir o valor da força de protensão P, aplica-se uma força resultante R arbitrária com o sentido desejado do momento de protensão.

Como esta força será localizada no centro do vão da viga, e será aplicada pontualmente no desviador, tem-se um caso típico de viga biapoiada com carga pontual, para encontrar a resultante pode-se aplicar a seguinte fórmula:

$$R = \frac{2Mp}{l} = \frac{2 \times 46.635{,}62}{460} = 202{,}76KN$$

Com a força resultante, aplica-se o a regra do paralelogramo.

Figura 33 - Paralelogramo 1.



Fonte: autoria própria.

Com isso, encontrou-se a força de protensão:

$$P = 419{,}06KN$$

DETERMINAÇÃO DO NÚMERO DE CABOS DE PROTENSÃO

$$0{,}74f_{ptk} = 0{,}74 \times 1900 = 1406MPa$$

$$0{,}82f_{pyk} = 0{,}82 \times 1615 = 1324MPa$$

Portanto a tensão limite no aço é igual a σ_{pi}=1324MPa

Onde:

f_{ptk}=resistência característica à tração do aço de armadura ativa;

f_{pyk}=resistência característica ao escoamento do aço de armadura ativa.

σ_{pi}=tensão limite no momento de protensão.

$$Ap = \frac{Pi}{\sigma_{pi}} = \frac{41{,}906tf \times 1000}{13240Kgf/cm^2} = 3{,}16cm^2$$

Será utilizado cordoalha de 7 fios, CP-190 RB com diâmetro nominal 15,2mm e área nominal de aço de 140mm², segundo catálogo PROTENDE (2006).

$$n = \frac{Ap}{Acabo} = \frac{3{,}16}{1{,}4} = 2{,}26 \cong 3\ cordoalhas\ de\ 7\ fios.$$

Escolhe-se utilizar 4 cordoalhas de 7 fios de 15,2mm para utilizar 2 cordoalhas em cada lado da viga, tendo assim forças atuantes iguais e não gerando excentricidades.

Onde:

Ap= área de aço da armadura protendida;

Pi= força de protensão inicial;

σ_{pi}=tensão limite no momento de protensão;

Acabo=área do cabo de protensão.

$$Pc = \frac{Pi}{n} = \frac{41{,}906}{4} = 10{,}48tf$$

Pc= força de protensão inicial por cabo;

Pi= força de protensão inicial;

n= número de cabos.

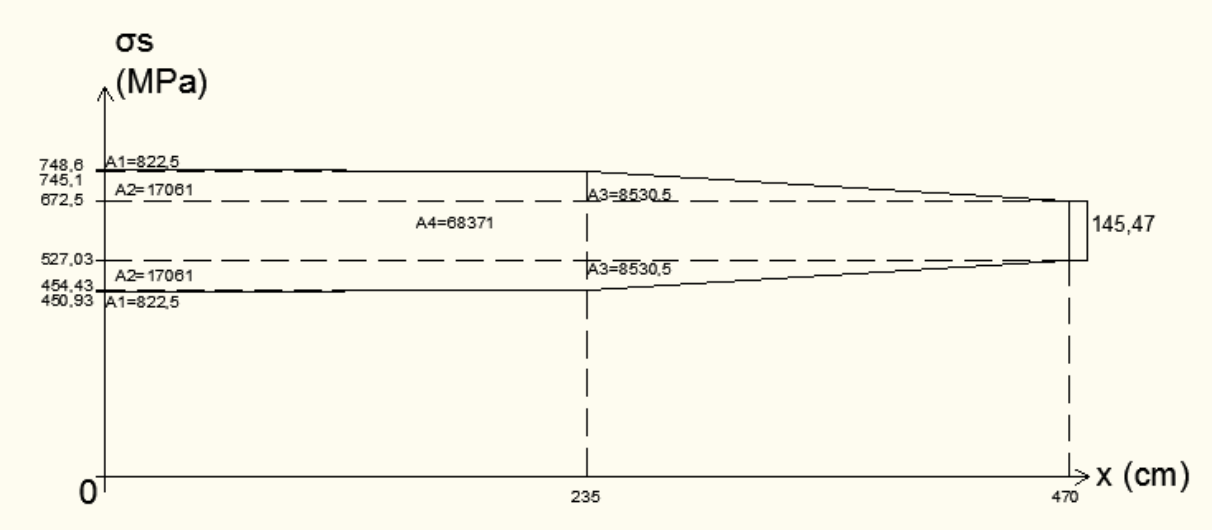
CÁLCULO DAS PERDAS IMEDIATAS DA FORÇA DE PROTENSÃO

Pi =	10,48	tf	As =	1,40	cm2		
σpi =	74,86	kn/cm2	748,571	MPa	ΔL =	6	mm
μ =	0,2	β =	0,01	rad/m	Ep =	202000	MPa

Tensão no cabo considerando o atrito cabo/bainha								Alongam. (m)
Seção	x(m)	Δ x(m)	α (O)	Δα (O)	Δα (rad)	$e^{-\mu.(\Delta\alpha+\beta x)}$	σs' $e^{-\mu.(\Delta\alpha+\beta x)}$ MPa	
S0	0	0	0	0	0,00	1,00	748,6	0,0000
S1	2,35	2,35	0	0	0,00	1,00	745,1	0,0087
S2	2,35	4,7	28,0	28	0,49	0,90	672,5	0,0082
							Σ (cm) =	**1,6934**

Tensão no cabo antes e após a ancoragem				Alongam. (m)
x (cm)	σs antes (MPa)	Área (MPaxcm)	σs depois (MPa)	
0	748,6		193,1	0,0000
235,0	745,1	17.883,50	196,6	0,0023
235	672,5	8.530,50	196,6	0,0023
	Σ até S1 =	26.414,00	Σ (cm) =	**0,4555**
	ΔLxEp (MPaxcm) =	121200		

Figura 34 - Gráfico de tensões 1.



Fonte: autoria própria.

RESULTADOS

Visto que após o cálculo das perdas a tensão encontrada no ponto de aplicação da força é de:

$$P = 454{,}43 \times 1{,}4 \times 4 = 2544{,}80MPa$$

Sendo a mesma menor que a necessária, deve-se aplicar uma força de protensão inicial maior, para calcular uma porcentagem de perda temos:

$$\sigma_{pi} = \frac{P}{A}$$

$$P = \sigma_{pi} \times A = 454{,}43 \times 1{,}4 = 6{,}36tf$$

$$\left(\frac{6{,}36}{10{,}48} \times 100\right) - 100 = 39{,}32\%$$

Portanto, houve 39,32% de perda por cabo. Para obter um valor mais específico e diminuir o número de repetição dos cálculos, será recalculado com 50% a mais de força de protensão inicial.

Vendo que tem-se folga para que o momento de protensão atinja seu limite, pode-se utilizar uma força de protensão maior que a necessária, aumentando-se assim a resistência da viga, porém, quanto maior a força de protensão maior o número de cabos. Deve-se atender um valor limite que não torne o reforço superdimensionado.

A força de protensão recalculada será:

$$Pi = 41{,}906 \times 1{,}5 = 62{,}86tf$$

DETERMINAÇÃO DO NÚMERO DE CABOS DE PROTENSÃO

$$0{,}74f_{ptk} = 0{,}74 \times 1900 = 1406MPa$$

$$0{,}82f_{pyk} = 0{,}82 \times 1615 = 1324MPa$$

Portanto a tensão limite no aço é igual a σ_{pi}=1324MPa

Onde:

f_{ptk}=resistência característica à tração do aço de armadura ativa;

f_{pyk}=resistência característica ao escoamento do aço de armadura ativa.

σ_{pi}=tensão limite no momento de protensão.

$$Ap = \frac{Pi}{\sigma_{pi}} = \frac{62{,}86tf \times 1000}{13240Kgf/cm^2} = 4{,}75cm^2$$

Será utilizado cordoalha de 7 fios, CP-190 RB com diâmetro nominal 15,2mm e área nominal de aço de 140mm², segundo catálogo PROTENDE (2006).

$$n = \frac{Ap}{Acabo} = \frac{4{,}75}{1{,}4} = 3{,}39 \cong 4$$

Onde:

Ap= área de aço da armadura protendida;

Pi= força de protensão inicial;

σ_{pi}=tensão limite no momento de protensão;

Acabo=área do cabo de protensão.

$$Pc = \frac{Pi}{n} = \frac{62{,}86}{4} = 15{,}715tf$$

Pc= força de protensão inicial por cabo;

Pi= força de protensão inicial;

n= número de cabos.

CÁLCULO DAS PERDAS IMEDIATAS DA FORÇA DE PROTENSÃO

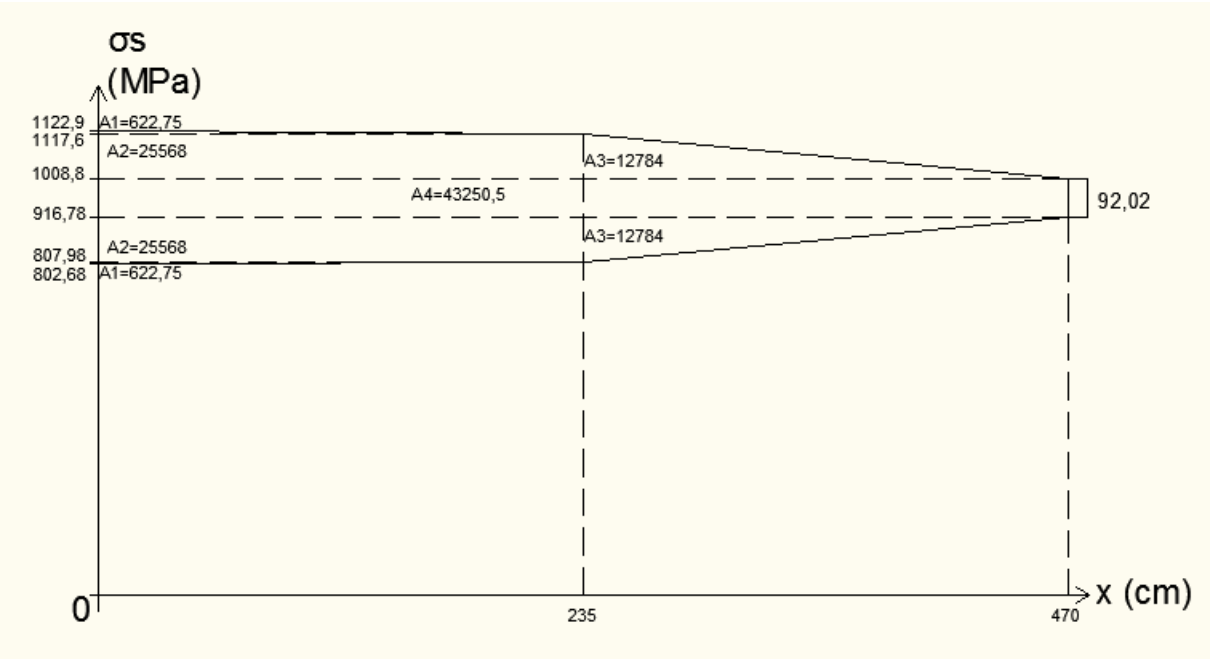
Pi =	15,72	tf	As =	1,40	cm2		
σpi =	112,3	kn/cm2	1122,86	MPa	ΔL =	6	mm
μ =	0,2	β =	0,01	rad/m	Ep =	202000	MPa

Tensão no cabo considerando o atrito cabo/bainha								Alongam. (m)
Seção	x(m)	Δ x(m)	α (O)	Δα (O)	Δα (rad)	$e^{-\mu.(\Delta\alpha+\beta x)}$	σs' $e^{-\mu.(\Delta\alpha+\beta x)}$ MPa	
S0	0	0	0	0	0,00	1,00	1122,9	0,0000
S1	2,35	2,35	0	0	0,00	1,00	1117,6	0,0130

S2	2,35	4,7	28,0	28	0,49	0,90	1008,8	0,0124
							Σ (cm) =	**2,5401**

Tensão no cabo antes e após a ancoragem				Alongam. (m)
x (cm)	σs antes (MPa)	Área (MPaxcm)	σs depois (MPa)	
0	1122,9		544,8	0,0000
235,0	1117,6	26.190,75	550,1	0,0064
235	1008,8	12.784,00	550,1	0,0064
	Σ até S1 =	38.974,75	Σ (cm) =	**1,2768**
	ΔLxEp (MPaxcm) =	121200		

Figura 35 - Gráfico de tensões 2.



Fonte: autoria própria.

RESULTADOS

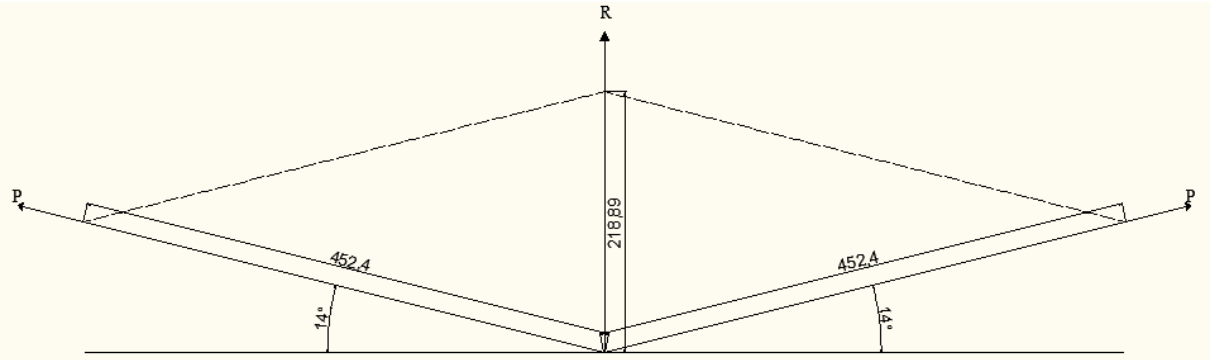
Visto que após o cálculo das perdas a tensão encontrada no ponto de aplicação da força é de:

$$\sigma_{pi} = \frac{P}{A}$$

$$P = \sigma_{pi} \times A = 8{,}0798 \times 1{,}4 = 11{,}31tf \times 4 = 45{,}24tf$$

Portanto, será utilizada uma força de protensão de 45,24tf que gera uma resultante R de 218,89KN, como pode ser visto na Figura 36.

Figura 36 - Paralelogramo 2.



Fonte: autoria própria.

Com isso temos que:

$$R = \frac{2Mp}{l}$$

$$Mp = \frac{R \times l}{2} = \frac{218{,}89 \times 460}{2} = 50.344{,}7KNcm > 46.635{,}62KNcm$$

E comparando com 0,9xMg tem-se:

$$Mp \leq 0{,}9 \times Mg$$

$$50.344{,}7KNcm \leq 0{,}9 \times 66.251Ncm = 59.625{,}9KNcm$$

Estando Ok em todas as verificações.