



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

MÁRCIO ALVES DE OLIVEIRA

**VERIFICAÇÃO DE VIGA MISTA DE AÇO E CONCRETO ARMADO COM
PROTENSÃO.**

FORTALEZA

2021

MÁRCIO ALVES DE OLIVEIRA

VERIFICAÇÃO DE VIGA MISTA DE AÇO E CONCRETO ARMADO COM
PROTENSÃO.

Plano de Trabalho apresentado como exigência parcial para a aprovação na disciplina de Projeto de Graduação II do curso de Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque

FORTALEZA

2021

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Sistema de Bibliotecas
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

- O48a Oliveira, Márcio Alves de.
Análise paramétrica de vigas mistas de aço e concreto armado com e sem protensão. / Márcio Alves de Oliveira. – 2021.
72 f. : il. color.
- Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2021.
Orientação: Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque.
1. Estrutura de aço. 2. Viga mista. 3. Protensão. I. Título.

CDD 620

MÁRCIO ALVES DE OLIVEIRA

VERIFICAÇÃO DE VIGA MISTA DE AÇO E CONCRETO ARMADO COM
PROTENSÃO.

Plano de Trabalho apresentado como exigência parcial para a aprovação na disciplina de Projeto de Graduação II do curso de Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque

Aprovada em: 14/09/2021

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. João Batista Marques de Sousa Jr.
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. M.Sc. Marcela Moreira da Rocha Almeida
Instituto Federal do Ceará (IFCE)

RESUMO

As estruturas de aço são amplamente adotadas em diversos países do mundo, principalmente em países desenvolvidos, como Estados Unidos e Alemanha. No Brasil, o uso dessas estruturas ainda é pequeno se comparado ao sistema de concreto armado. A junção do concreto armado e do aço revela-se uma excelente alternativa capaz de reduzir os custos, de aproveitar as vantagens construtivas das estruturas de aço e de otimizar o comportamento estrutural desses materiais. Além disso, a associação da viga mista com o artifício da protensão permite a criação de estruturas com enorme eficiência estrutural e justifica-se, em alguns casos, ante a necessidade de certa estrutura vencer grandes vãos com economicidade e suportar carregamentos altos com seções transversais menores. A presente pesquisa objetiva, por meio da utilização do software de cálculo STRAP, realizar a comparação entre o comportamento estrutural de uma viga mista de aço e concreto protendida e o comportamento dessa viga sem a utilização da protensão. Desse modo, realiza-se a análise paramétrica de 9 (nove) diferentes alturas de vigas e compara-se os resultados obtidos. Assim, discute-se a escolha por dado sistema a fim de se determinar a solução mais vantajosa, observando as condições definidas no modelo.

Palavras-chave: estruturas; aço; viga mista; protensão; análise comparativa.

ABSTRACT

Steel structures are adopted in several countries around the world, mainly in developed countries such as the United States and Germany. In Brazil, the use of these structures is still small compared to the reinforced concrete system. The combination of reinforced concrete and steel reveals itself as an excellent alternative capable of reducing costs, taking advantage of the constructive advantages of steel structures and optimizing the structural structural behavior. In addition, the association of the composite beam and prestressing allows the creation of structures with enormous structural efficiency and is justified, in some cases, by the need for a certain structure to overcome large spans with economy and high loads with smaller transversal reinforcements. The present research aims, through the use of the STRAP calculation software, to make a comparison between the structural behavior of a composite steel and prestressed concrete beam and the behavior of this beam without the use of prestressing. Thus, it performs a parametric analysis of 9 (nine) different beam heights and compares the results obtained. Thus, the choice for a given system is discussed in order to determine the most advantageous solution, observing the conditions defined in the model.

Keywords: Structures; steel; composite beam; prestressing; comparative analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1- Ponte de Coalbrookdale	10
Figura 2- Viga submetida a flexão.	13
Figura 3- Diagrama de tensões na protensão do concreto	14
Figura 4- Viga com protensão interna	17
Figura 5- Diagrama tensão-deformação para aços com armaduras ativas	20
Figura 6-Distribuição de esforços numa viga mista	27
Figura 7- Representação esquemática de uma viga mista protendida	28
Figura 8- Exemplos de perfis metálicos em vigas mistas.....	28
Figura 9- Deformação em função da interação laje e perfil	29
Figura 10-Conector tipo pino com cabeça.....	31
Figura 11- Conector tipo perfil U	31
Figura 12- Distribuição de tensões na laje considerando o efeito " shear lag"	32
Figura 13-Licença Strap	34
Figura 14-Modelo estrutural adotado.	36
Figura 15- Representação viga	38
Figura 16- Seção vigas	42
Figura 17- Quadro características- vigas com protensão 01.....	44
Figura 18 Quadro características- vigas com protensão 02.....	45
Figura 19- Quadro características- vigas sem protensão 01	46
Figura 20- Quadro características- vigas sem protensão 02	47
Figura 21-Diagrama momentos M3- V500 CP	48
Figura 22-Quadro de Resultado V500 CP.....	49
Figura 23-Diagrama momentos M3- V550 CP	49
Figura 24- Quadro de Resultado V550 CP.....	50
Figura 25-Diagrama momentos M3- V600 CP	51
Figura 26-Quadro de Resultado V600 CP.....	51
Figura 27-Diagrama momentos M3- V650 CP	52
Figura 28- Quadro de Resultado V650 CP.....	52
Figura 29-Diagrama momentos M3- V700 CP	53
Figura 30-Quadro de Resultado V700 CP.....	53
Figura 31-Diagrama momentos M3- V750 CP	54
Figura 32-Quadro de Resultado V750 CP.....	54
Figura 33-Diagrama momentos M3- V800 CP	55
Figura 34-Quadro de Resultado V800 CP.....	55
Figura 35--Diagrama momentos M3- V850 CP	56
Figura 36-Quadro de Resultado V850 CP.....	56
Figura 37-Diagrama momentos M3- V900 CP	57
Figura 38-Quadro de Resultado V900 CP.....	57
Figura 39-Diagrama momentos M3- V500 SP.....	58
Figura 40-Quadro de Resultado V500 SP	58
Figura 41- Diagrama momentos M3- V550 SP.....	59
Figura 42-Quadro de Resultado V550 SP	59
Figura 43-Diagrama momentos M3- V600 SP.....	60
Figura 44-Quadro de Resultado V600 SP	60
Figura 45- Diagrama momentos M3- V650 SP.....	61

Figura 46-Quadro de Resultado V650 SP	61
Figura 47-Diagrama momentos M3- V700 SP	62
Figura 48-Quadro de Resultado V700 SP	62
Figura 49-Diagrama momentos M3- V750 SP	63
Figura 50- Quadro de Resultado V750 SP	63
Figura 51- Diagrama momentos M3- V800 SP	64
Figura 52- Quadro de Resultado V800 SP	64
Figura 53- Diagrama momentos M3- V850 SP	65
Figura 54-Quadro de Resultado V850 SP	65
Figura 55- Diagrama momentos M3- V900 SP	66
Figura 56- Quadro de Resultado V900 SP	66
Figura 57-Gráfico vigas protendidas	68
Figura 58- Gráfico vigas sem protensão	68
Figura 59-Comparação vigas	69
Figura 60- Diferença percentual entre as massas	70

SUMÁRIO

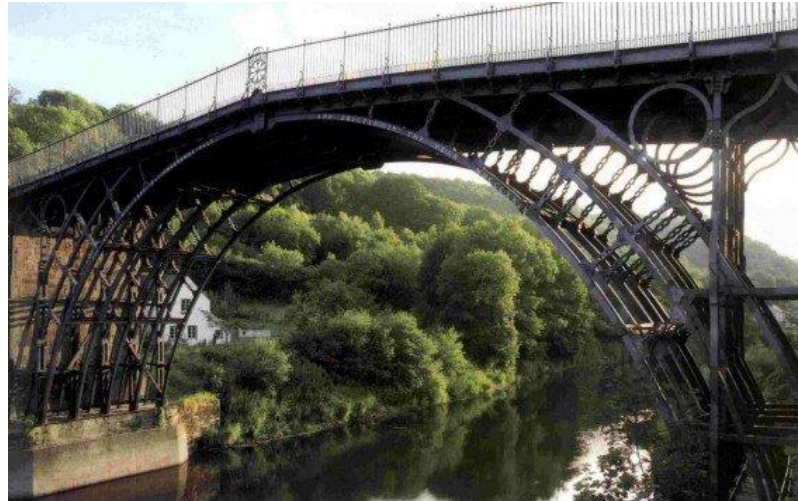
1	INTRODUÇÃO.....	10
1.2	Objetivos.....	12
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
2.1	Noções básicas de protensão	13
2.1.1	<i>Classificação quanto à aderência</i>	15
2.1.1.1	<i>Protensão com aderência inicial.....</i>	15
2.1.1.2	<i>Protensão com aderência posterior</i>	15
2.1.1.3	<i>Protensão sem aderência</i>	15
2.1.2	<i>Classificação quanto à posição dos cabos</i>	16
2.1.2.1	<i>Protensão interna</i>	16
2.1.2.2	<i>Protensão Externa</i>	17
2.1.3	<i>Aços de protensão</i>	19
2.1.4	<i>Perdas de protensão.....</i>	20
2.1.4.1	<i>Perdas por atrito</i>	21
2.1.4.2	<i>Perdas por acomodação das ancoragens.....</i>	22
2.1.4.3	<i>Perdas por deformação instantânea do concreto.....</i>	23
2.1.4.4	<i>Perdas por retração do concreto</i>	23
2.1.4.5	<i>Perdas por deformação lenta ou fluência do concreto</i>	24
2.1.4.6	<i>Perdas por relaxação do aço no concreto</i>	25
2.1.5	<i>Vantagens e desvantagens do concreto protendido.....</i>	25
2.2	Vigas mistas de aço- concreto protendida	26
2.2.1	<i>Perfil metálico.....</i>	28
2.2.2	<i>Conectores de cisalhamento</i>	29
2.2.2.1	<i>Tipos de conectores</i>	30
2.2.3	<i>Laje de concreto.....</i>	31
3	METODOLOGIA.....	33
3.1	Tipo de Pesquisa.	33
3.2	Fontes.....	35
3.3	Resultados Esperados.....	35
4	ESTUDO DE CASO	36
4.1	Detalhes do modelo estrutural escolhido.	37

4.1.1 Laje associada.....	37
4.1.2 Viga de Aço.	37
4.1.3 Conectores de Cisalhamento.	38
4.1.4 Forma de aço incorporada (Steel deck).....	38
4.1.5 Concreto da Laje.....	39
4.2 Cargas Adotadas:	39
4.2.1 Carga permanente “g” na laje	39
4.2.2 Sobrecarga “q” na laje.....	40
4.2.3 Carga de protensão.....	40
5 ANÁLISE PARAMETRICA.	42
5.1 Modelo de Parametrização.....	43
6 RESULTADOS.	48
6.1 VIGA – V 500 CP	48
6.2 VIGA – V 550 CP	49
6.3 VIGA – V 600 CP	50
6.4 VIGA – V 650 CP	51
6.5 VIGA – V 700 CP	52
6.6 VIGA – V 750 CP	53
6.7 VIGA – V 800 CP	54
6.8 VIGA – V 850 CP	55
6.9 VIGA – V 900 CP	57
6.10 VIGA – V 500 SP	58
6.11 VIGA – V 550 SP	59
6.12 VIGA – V 600 SP	60
6.13 VIGA – V 650 SP	61
6.14 VIGA – V 700 SP	62
6.15 VIGA – V 750 SP	63
6.16 VIGA – V 800 SP	64
6.17 VIGA – V 850 SP	65
6.18 VIGA – V 900 SP	66
7. CONCLUSÃO.....	67
REFERÊNCIAS	71

1 INTRODUÇÃO

As estruturas em aço têm sido utilizadas desde o século XVIII, inicialmente, em pontes e cúpulas de igrejas. A primeira ponte de aço (Figura 1) foi construída em 1779, em Coalbrookdale na Inglaterra, composta por arcos de ferro fundido com um vão central de 30 metros de comprimento.

Figura 1- Ponte de Coalbrookdale



Fonte: <http://www.lmc.ep.usp.br/people/hlinde/estruturas/coal.htm>

Desde então, o uso dessas estruturas tem sido amplamente difundido ao redor do mundo, principalmente em países desenvolvidos. Segundo o Centro Brasileiro de Construção em aço (CBCA), em 2015, nos Estados Unidos cerca de 50% das construções comerciais eram em aço, já na Inglaterra esse percentual alcançava os 70%, na Alemanha quase 80% dos edifícios e pontes utilizavam esse sistema. No Brasil, no entanto, apesar do notável crescimento ao longo dos anos, esse tipo de estrutura ainda apresenta um pequeno índice se comparado às estruturas convencionais.

Para Cortez et al. (2017), as estruturas em aço constituem um dos mais amplos e diversificados sistemas construtivos que se projetou nos últimos anos, já que possuem características diversas, que as tornam mais vantajosas em comparação a outros sistemas. Pode-se considerar como principal característica dessas estruturas, o elevado nível de precisão obtido, proporcionando uma construção com grande qualidade.

Conforme Rezende (2007), os sistemas construtivos em aço apresentam como vantagens:

- a) Grande velocidade na execução;
- b) Redução dos desperdícios;
- c) Facilidade e limpeza no canteiro de obras;

d) Diminuição dos custos da obra;

e) Menores esforços nas fundações da estrutura devido ao menor peso próprio dos elementos;

Ademais, o uso de estruturas de aço diminui substancialmente o tempo de execução da obra quando em comparação com os processos convencionais. Isso decorre, segundo Cortez et al (2017), do processo de pré-fabricação, da redução da quantidade de formas e escoramentos e da menor influência de possíveis intempéries durante a realização da obra. Desse modo, ocorre um retorno dos investimentos realizados muito mais rápido, tornando-se uma opção interessante aos investidores.

O aço também permite a concepção de formas mais inusitadas, o que remove certas barreiras aos projetistas e arquitetos que trabalham com esses sistemas. Assim, com a evolução da ciência da construção e da metalurgia essas estruturas revelam-se como trunfos da atual tecnologia construtiva (PFIEL, 2009)

As estruturas metálicas podem ser usadas, ainda, por meio dos sistemas mistos de aço e concreto. Essa junção de matérias tem o objetivo de reduzir ainda mais os custos, aprimorando o comportamento estrutural e elevando a capacidade de carga dos elementos. Uma vez que o concreto resiste a altas taxas de compressão, e o aço compreende um material dúctil que exhibe desempenho excelente sob esforço de tração, o uso conjunto deles permite usufruir do melhor de seus atributos. (OLIVEIRA, 2017).

Nos últimos anos, desenvolveu-se um crescente interesse em adicionar a técnica da protensão às estruturas metálica e mistas. Isso se deve a grande dinamicidade do setor em busca de novas respostas, as vantagens proporcionadas pelas estruturas em aço e ao aumento do emprego do aço em grandes construções.

Segundo Nelsen (2013), a técnica da protensão quando aplicada em estruturas metálicas ou mistas de aço e concreto, produz elementos de enorme eficiência estrutural, capazes de vencer vãos elevados, carregamentos altos com seções transversais menores e peso bastante reduzido. Além disso, o uso dessa técnica nas estruturas metálicas tem o objetivo principal de favorecer a economia de material ou atender as características construtivas impostas ao projeto estrutural. (SAMPAIO, 1976)

Ainda de acordo com Sampaio (1976), o princípio do funcionamento da protensão traduz-se em criar, em determinadas regiões, esforços de sinais contrários aqueles aos quais a estrutura está sujeita. Esse resultado é obtido por meio do emprego de fios de alta resistência que quando ancorados na estrutura e submetidos a uma certa tensão produzem esforços de sinal contrário ao carregamento externo.

Ressalta-se que as vigas metálicas protendidas podem assumir diferentes formas, devido à posição do cabo, à geometria da seção transversal e ao tipo de protensão utilizada em cada caso, constituindo uma alternativa a ser utilizada em diferentes casos.

1.2 Objetivos

O principal objetivo desta pesquisa é estudar o comportamento estrutural de uma viga, em perfil I soldado, combinado com laje de concreto armado, formando uma estrutura mista, com uso de protensão externa por meio de análise computacional, e comparar os resultados com uma viga mista sem protensão.

Como objetivos específicos, podem-se citar:

- ✓ Pesquisar na bibliografia nacional e internacional os modelos de cálculo consolidados para dimensionamento de vigas mistas com e sem protensão externa.
- ✓ Verificar o comportamento estrutural de vigas mistas de aço e concreto sem protensão, apresentar vantagens e desvantagens do sistema;
- ✓ Verificar o comportamento estrutural de vigas mistas de aço e concreto, com carga de protensão, apresentar vantagens e desvantagens do sistema;
- ✓ Analisar os resultados encontrados e fazer comparações entre o sistema de viga mista convencional e com uso de protensão.
- ✓ Propor discussão da viabilidade de usar a técnica construtiva e de projeto de estruturas mistas de aço e concreto com protensão externa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesta seção serão apresentados alguns conceitos básicos fundamentais para o desenvolvimento do trabalho de protensão em aço. Serão expostos os aspectos mais relevantes a respeito da técnica de protensão e das características e componentes das vigas mistas.

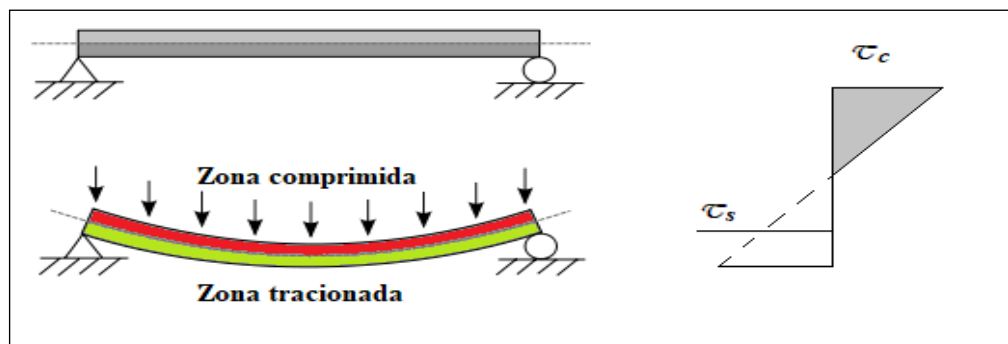
2.1 Noções básicas de protensão

O termo protensão traz em si uma ideia de aplicação de um estado de tensões prévio em algo. Segundo Rezende (2007), a lógica dessa técnica consiste em submeter a estrutura a esforços prévios de compressão, antes da realização do carregamento dela, de maneira que as tensões de tração provocadas por esse carregamento externo sejam ultrapassadas ou anuladas pelas tensões prévias de compressão decorrentes da protensão.

A protensão tem larga utilização em estruturas de concreto armado em decorrência de suas características. O concreto possui uma boa resistência a compressão, cerca de 20 MPa a 50 MPa, mas sua resistência a tração é relativamente baixa em torno de 10% da resistência à compressão. Diante disso, a protensão é utilizada para reduzir as tensões de tração, às quais o material apresenta baixa resistência.

A Figura 2 mostra uma viga bi apoiada submetida ao esforço de flexão simples. Na sua região superior, em vermelho, o carregamento provoca o aparecimento de uma zona de compressão, enquanto a parte inferior, em verde, torna-se tracionada. Além disso, o diagrama de tensões revela que a resistência do concreto (σ_c) é considerada apenas na parte comprimida, sendo o aço da armadura passiva (σ_s) o responsável por resistir efetivamente as tensões de tração.

Figura 2- Viga submetida a flexão.



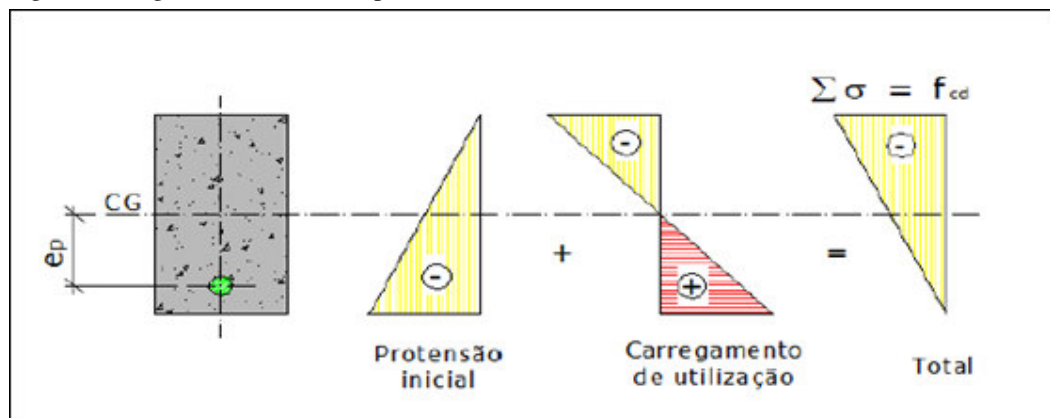
Fonte: Autoria própria (2020)

Essas regiões de tração no concreto armado são mais suscetíveis a fissuração que pode ser reduzida pela aplicação da protensão no concreto. Desse modo, conforme Hanai

(2005), a técnica é empregada para criar uma região de compressão prévia onde os esforços de tração ocorreriam em decorrência das ações na estrutura, reduzindo assim a fissuração.

A Figura 3 mostra como a técnica da protensão atua em estruturas de concreto armado. Percebe-se que com a introdução da protensão, o elemento estrutural passa a resistir ao carregamento externo de forma mais eficiente, já que a seção passa a ser totalmente comprimida.

Figura 3- Diagrama de tensões na protensão do concreto



Fonte: Nelsen (2013)

O artifício da protensão no concreto armado pode ser feito com pré-tração da armadura de protensão ou com pós-tração da armadura.

No concreto protendido com pré-tração da armadura, a força de protensão é aplicada antes da concretagem por meio de um sistema com aderência inicial nas cordoalhas. Pfeil (1984) explica que esse sistema é geralmente utilizado em fábricas, nas quais a concretagem é realizada em instalações fixas (leitos de protensão), permitindo a fabricação simultânea de diferentes elementos.

Bastos (2020) explica que como a transferência da força de protensão se dá devido a aderência entre armadura e concreto, eles trabalham de forma conjunta. Sendo assim, em caso de ruptura acidental de um fio, a perda da força de protensão ocorre de forma localizada, já que a aderência permite que se mantenha a protensão no restante do elemento.

Enquanto que no concreto protendido com pós-tração da armadura, a força de protensão é aplicada depois da peça ter alcançado a resistência necessária para resistir aos esforços de protensão.

Segundo Bastos (2020), nesse tipo de protensão são colocadas bainhas dentro da fôrma, para posterior concretagem da peça. Após o endurecimento do concreto, as armaduras

de protensão são inseridas nas bainhas e estiradas por um cilindro hidráulico até a tensão de projeto.

2.1.1 Classificação quanto à aderência

A técnica de protensão pode ser classificada como sistemas com aderência inicial ou com aderência posterior e sem aderência.

2.1.1.1 Protensão com aderência inicial

Nesse tipo de sistema, estira-se a armadura antes do lançamento do concreto nas formas e a ancora em dispositivos externos, denominados contrafortes. Após a obtenção da resistência necessária por meio do endurecimento do concreto, rompe-se a ligação da armadura aos contrafortes, permitindo que a força de protensão se dê por meio da aderência entre concreto e cordoalha. A protensão com aderência inicial tem o objetivo de impedir o movimento relativo entre concreto e cordoalhas.

Segundo Buchaim (2008), se considerada somente a força de protensão, aderência está presente nas extremidades do elemento estrutural, com comprimento de transferência entre 50ϕ a 100ϕ para cordoalhas e 100ϕ a 150ϕ para fios.

2.1.1.2 Protensão com aderência posterior

Na protensão com aderência posterior, a força de protensão é aplicada sobre um elemento de concreto já endurecido. Nos elementos a serem concretados são colocadas bainhas metálicas, nas quais insere-se os cabos de protensão antes ou após o processo de concretagem. Com isso, a força de protensão é transmitida por meio de dispositivos hidráulicos que estiram a armadura até o alongamento determinado em projeto. Na sequência, o cabo é ancorado em peças de ancoragem e é realizada a injeção da nata de cimento, promovendo a aderência cabo e bainha.

Para Emerick (2005), o objetivo da injeção da nata de cimento é garantir uma proteção eficiente contra a corrosão no cabo de protensão e permitir uma ligação mecânica forte entre o concreto e o cabo, preenchendo, desse modo, os vazios existentes entre cabo e bainha. Ademais, com a aplicação da força de protensão os cabos tendem a se retificar e, assim, entram em contato com a bainha, causando assim uma modificação do centro de gravidade da armadura protendida e o atrito entre os materiais (BUCHAIM,2008).

2.1.1.3 Protensão sem aderência

Na protensão sem aderência, a força de protensão também é aplicada após o endurecimento do concreto assim como no processo com aderência posterior. Os sistemas são

bastante semelhantes, exceto pela ausência da fase de introdução da nata de cimento no processo sem aderência. Dessa forma, o cabo pode se deslocar livremente dentro da bainha, quando sob a ação dos carregamentos externos, pois as armaduras estão ancoradas apenas nas extremidades das peças. Nesse processo são utilizadas monocordoalhas engraxadas e bainhas plásticas extrudadas.

Nessa solução utiliza-se uma proteção anti-corrosiva formada por tubo de polietileno ou polipropileno e uma proteção secundária constituída por graxa especial que envolve a cordoalha, o que torna o processo ágil pois o cabo já está em condições de uso quando chega a obra (REZENDE, 2007).

Segundo Buchaim (2008), esse tipo de sistema resulta em lajes com menores espessuras, em deslocamentos permanentes inferiores. Além disso, ocorre uma redução da fissuração em serviço como consequência da reduzida oscilação de tensão proveniente da pequena oscilação da carga útil. Dentre as vantagens desse tipo de protensão está, também, o aumento da excentricidade que se obtém entre a monocordoalha e a bainha, a redução das perdas por atrito. (EMERICK, 2005)

2.1.2 Classificação quanto à posição dos cabos

O sistema de protensão podem ser classificados também segundo a disposição dos cabos: protensão com cabos localizados internamente à seção ou externamente à seção.

2.1.2.1 Protensão interna

A protensão interna é utilizada, em regra, em estruturas de concreto armado, podendo valer-se da utilização de sistemas com aderência inicial, aderência posterior ou sem aderência.

Nesse tipo de protensão, os cabos se localizam internamente a seção transversal do elemento estrutural, como observado na Figura 4. Com isso, de acordo com Silva Filho (2010), há uma maior facilidade para a execução da protensão e uma melhor proteção dos cabos de ações externas, por exemplo, fogo, vandalismo e corrosão.

Leite Filho (2016) ressalta que os cabos com protensão interna apresentam uma excentricidade em relação ao centroide da seção transversal a qual se mantém constante conforme a deformação do elemento estrutural.

Figura 4- Viga com protensão interna



Fonte: Silva Filho (2010)

2.1.2.2 Protensão Externa

A protensão externa tem sido empregada de maneira intensa como alternativa a construção de obras com carregamentos elevados e formadas por grandes vãos, proporcionando economia de material e aumento de sua capacidade estrutural. Dentre os usos desse tipo de protensão, Reis (2003) destaca a utilização desse sistema em:

- a) Recuperação e reforço de estruturas;
- b) Estruturas suspensas;
- c) Pontes em balanços sucessivos constituídas por elementos pré-moldados;
- d) Pontes executadas por meio da técnica de empurramento sucessivo;

No sistema de protensão externa são colocadas cordoalhas externamente ao elemento estrutural, ou seja, fora da área da seção transversal. Assim, a trajetória dos cabos é marcada por meio de ancoragens e desviadores, que proporcionam uma trajetória poligonal ao cabo de protensão. Em decorrência disso, as forças de protensão são transferidas à estrutura apenas por esses pontos. Como resultado da aplicação da protensão, de acordo com Ferreira (2007), ocorre a melhora no comportamento em serviço da viga e o aumento de sua resistência à flexão e ao cisalhamento quando ela é submetida ao carregamento externo.

Conforme Tejedor (2013), os sistemas com protensão externa apresentam uma importante diferença em relação à interna: a variação da excentricidade das cordoalhas, as quais não acompanham as deformações do concreto. Desse modo, ao elevar a carga e, assim, as deformações na peça, a excentricidade é reduzida, o que implica na diminuição da carga última

da peça. Essa característica da protensão externa evidencia a necessidade da aplicação dos desviadores.

Para Almeida (2001), os cabos externos podem ser considerados, para efeito de cálculo, como cabos internos não aderentes, caso possam ser desprezadas as forças de atrito nos desviadores e os efeitos de segunda ordem que decorrem da variação da excentricidade do cabo de protensão após o carregamento do elemento estrutural. Esses efeitos de segunda ordem devem ser considerados, pois, de acordo com Rezende (2007), esta variação de excentricidade acarretará em uma redução no braço de alavanca entre as resultantes de tração e compressão de uma seção crítica, o que diminui o momento resistente.

Além disso, ainda segundo a autora, é necessário verificar a existência de deslizamentos nos desviadores. Isso porque a força no cabo devido à variação de seu comprimento somada à força inicial de protensão só permanece válida, caso os deslizamentos não aconteçam nos desviadores. Se ocorrerem esses deslizamentos, as forças ao longo do cabo tendem a se modificar, até que uma configuração de equilíbrio seja novamente atingida.

Ferreira (2007) trouxe como vantagens para utilização de protensão externa:

- a) Os cabos externos simplificam os trabalhos de inspeção e manutenção durante e após a protensão;
- b) Os cabos de protensão externos podem ser substituídos no momento conveniente, contanto que previsto no projeto;
- c) Há uma diminuição das perdas em decorrência do atrito, já que não existem ondulações indevidas nos cabos;
- d) Os traçados são menos complicados, o que facilita a execução dos detalhes construtivos;

No entanto esse sistema construtivo também apresenta algumas desvantagens que devem ser consideradas. Reis (2003) cita as seguintes desvantagens desse sistema:

- a) A exposição dos cabos a influências ambientais, como fogo, vandalismo, agressividade de elementos químicos presentes no meio ambiente que causam a corrosão;
- b) A elevada precisão necessária para a colocação de desviadores e as ancoragens, o que pode ser considerado um óbice relevante a adoção do sistema.
- c) A dificuldade no atingimento do limite último de resistência à tração do aço de protensão sob o carregamento, em consequência da falta de aderência à estrutura. Isso resulta em um maior consumo de aço de protensão.

2.1.3 Aços de protensão

De acordo com Nelsen (2013), os aços de protensão tem como característica a ausência de patamar de escoamento e elevada resistência mecânica. Uma resistência elevada torna-se necessária para que as perdas decorrentes da retração ou fluência do concreto ou da relaxação sejam menores. Os aços de protensão podem ser: fios trefilados de aço carbono, barras de aço, cordoalhas.

Os fios trefilados de aço carbono possuem diâmetro entre 3 e 8 mm, são fornecidos em rolos ou bobinas e possuem resistência à tração de 1.500 Mpa a 1.700Mpa. As cordoalhas, por sua vez, são formadas por um conjunto de 2, 3 ou 7 fios com diâmetro entre 6,5 e 15,7 mm. A resistência a ruptura das cordoalhas de 7 fios pode alcançar 1.900Mpa. As barras, por fim, têm diâmetros inferiores a 12 mm.

Segundo Ishitani e França (2002), as armaduras ativas estão sujeitas a tensões elevadas de tração, cerca de 50% da resistência a ruptura. Apresentando, em geral, uma perda de tensão sob deformação constante, denominada relaxação do aço.

Os aços de protensão podem ter dois tipos de tratamentos térmicos e termomecânico e assim ser classificados como de relaxação normal ou relaxação baixa. Buchaim (2008) explica que, inicialmente, os fios sofrem aquecimento de cerca de 800°C, sendo resfriados lentamente para homogeneização. Em seguida, eles são encruados a frio por trefilação para aumentar sua resistência. Finalmente, eles são, outra vez, aquecidos, a 300°C, e resfriados, o que provoca um alívio das tensões internas, caracterizando os fios de relaxação normal (RN). Nesse tipo de tratamento os fios podem apresentar perda de tensão ($\Delta\sigma_{pr}$) de até 12% da tensão inicial ($\Delta\sigma_{pi}$). Caso os fios sejam também submetidos a tração durante o processo de tratamento de alívio de tensões, tem-se a relaxação baixa (RB). Nesse caso, o esforço reduz a perda de tensão, que pode ser de até $3,5\% \Delta\sigma_{pi}$.

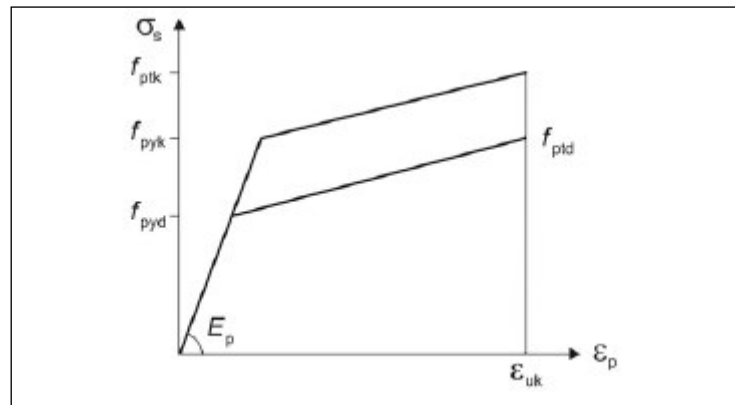
As principais características dos aços de protensão são:

- a) f_{ptk} - resistência característica à ruptura a tração do aço;
- b) f_{pyk} - limite de escoamento convencional, ou seja, a tensão na qual o aço apresenta deformação unitária de 0,2%. Para fios e cordoalhas é uma tensão para uma deformação de 1%;
- c) E_p - módulo de elasticidade (pode ser considerado como equivalente a 210.000Mpa para os fios e 195.000 MPa para as cordoalhas);

d) ϵ_{uk} -alongamento após a ruptura;

Os coeficientes característicos da armadura ativa, mencionados acima, são mostrados na Figura 5, assim como a resistência à tração da armadura ativa de cálculo (f_{ptd}) e a resistência ao escoamento de cálculo das armaduras ativas (f_{pyd}).

Figura 5- Diagrama tensão-deformação para aços com armaduras ativas



Fonte: NBR 6118:2014

A norma da ABNT NBR 6118:2014 limita os valores das tensões iniciais de tração que os aços podem ser submetidos. Na armadura for pré-tracionada o limite varia de $0,77f_{ptk}$ a $0,90 f_{pyk}$, se relaxação normal, e $0,77f_{ptk}$ a $0,85 f_{pyk}$, se relaxação baixa. Nas armaduras pós-tracionadas, que são o caso das vigas metálicas protendidas, deve-se respeitar os limites de $0,74f_{ptk}$ a $0,87 f_{pyk}$, RN, e $0,74 f_{ptk}$ a $0,82 f_{pyk}$, caso relaxação seja baixa. Já os aços em barras têm os limites de $0,72f_{ptk}$ a $0,88 f_{pyk}$.

De acordo com Ferreira (2007), esses limites são importantes por dois motivos: um deles é para evitar que a perda por relaxação do aço não seja muito elevada e o outro porque as tensões em excesso aumentam a sensibilidade a corrosão.

Esses fios ou cordoalhas quando agrupados formam os cabos de protensão. Segundo Nelsen (2013), no sistema não aderente, que é o caso das vigas- mistas de aço e concreto, a cordoalha é envolta por uma graxa e uma capa de polietileno de alta densidade (PEAD). Quando o cabo é constituído por vários grupos de cordoalhas elas são agrupadas no interior de uma bainha com injeção de uma nata de cimento.

2.1.4 Perdas de protensão

A força de protensão aplicada aos cabos não é constante ao longo da vida útil da estrutura, já que o esforço diminui com o tempo. Essa redução na força da protensão são as

denominadas perdas. Segundo Rezende (2007), é necessário estimar essas perdas que ocorrem durante a operação da protensão para determinar a sobretensão que deve ser aplicada à peça, de modo que, após a ocorrência das perdas, a força de protensão que atua seja a necessária para neutralizar as tensões de tração provocadas pelas cargas em serviço.

As perdas de protensão se dividem em imediatas e progressivas, de acordo com o tempo. Conforme Buchaim (2008), as perdas imediatas são as decorrentes da introdução da protensão e se devem ao encurtamento elástico da peça, das perdas por atrito e do deslizamento da armadura na ancoragem. As perdas progressivas, por outro lado, são as ocasionadas pela retração, fluência do concreto e relaxação do aço de protensão ao longo do tempo. Elas acontecem de acordo com o modo de aplicação da força de protensão e com o comportamento do concreto.

2.1.4.1 Perdas por atrito

As perdas por atrito estão presentes decorrem do aparecimento de forças na direção oposta à força de protensão. Com isso ocorre uma redução da intensidade da força efetivamente transmitida à peça estrutural. Segundo Hanai (2005) esse atrito é maior nos trechos curvos em razão das grandes pressões de contato entre cabo e bainha em virtude da trajetória do cabo e, também, das ondulações parasitas nos cabos mesmo em trechos retos.

Considerando a protensão externa, Ferreira (2007) explica que, nesse caso, as perdas por atrito ocorrem apenas nos pontos onde se situam os desviadores, devido a variação angular do cabo nesses pontos.

A norma da ABNT NBR 6118:2014 prescreve que perda por atrito pode ser calculada por meio da equação 1:

$$\Delta P(x) = P_o (1 - e^{-(\mu \sum \alpha + k \alpha x)}) \quad (1)$$

Onde:

P_o - Força máxima aplicada à armadura ativa pelo equipamento de tração;

$\Delta P(x)$ - Perda na força transmitida ao concreto, devida ao atrito, até a abscissa x ;

x - é a abcissa entre a seção de aplicação da protensão e a seção onde se calcula a perda;

$\sum \alpha$ - é a soma dos ângulos de desvio previstos, em radianos, entre a ancoragem e a seção onde se calcula a perda;

$k\alpha$ - é o coeficiente de perda por metro devida a curvaturas não intencionais do cabo (na falta de dados experimentais adotar $k\alpha = 0,01\mu(m^{-1})$).

μ - é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha;

No entanto, segundo Ferreira (2007) essa expressão pode ser simplificada, no caso da protensão externa, já que o cabo permanece reto entre os desviadores, não existindo desalinhamentos indesejados. Com isso tem-se que a força na extremidade de cabo equivale a expressão 2:

$$P(x) = P_0 e^{-(\mu \Sigma \alpha)} \quad (2)$$

A norma NBR 6118:2014 traz ainda valores de μ a serem considerados de acordo com as características das armaduras e bainhas, conforme descrito na Tabela 1.

Tabela 1- Valores do coeficiente de atrito

Valor de μ	
Entre cabo e concreto (sem bainha)	0,50
Entre barras e fios com mossas ou saliências e bainha metálica	0,30
Entre fios lisos ou cordoalhas e a bainha metálica	0,20
Entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada	0,10
Entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada	0,05

Fonte: NBR 6118:2014

2.1.4.2 Perdas por acomodação das ancoragens

Pfeil (1984) conceitua as perdas por acomodação da ancoragem como perdas devido ao alongamento do cabo no momento em que o esforço é transferido do macaco para o dispositivo de fixação. Sendo assim, Rezende (2007) explica as perdas por acomodação ocorrem quando a extremidade dos cabos que são ancorados por cunhas, sofrendo um deslizamento δ que provoca uma diminuição do alongamento estabelecido pela protensão.

Segundo Hanai (2005) essa perda por acomodação dos elementos de ancoragem depende do tipo de ancoragem, do sistema de protensão adotado e do comprimento total dos cabos nos quais se distribui a distância de acomodação da ancoragem. A NBR 6118:2014 determina que o valor dessas perdas deve ser obtido de modo experimental ou deve ser indicado pelo fabricante dos dispositivos de ancoragem para incorporação ao cálculo.

2.1.4.3 Perdas por deformação instantânea do concreto

De acordo com a NBR 6118:2014, nos sistemas de protensão com pós- tração, as perdas por deformação instantânea do concreto decorrem da protensão sucessiva dos cabos presentes nos elementos estruturais que provoca um afrouxamento nos cabos previamente puxados. Dessa forma, Rezende (2007) explica que essa perda do alongamento nos cabos devida à não simultaneidade de protensão provoca uma perda de tensão em cada cabo. E pela ordem de protensão, o primeiro cabo protendido sofre a maior perda e o último não sofre nenhuma perda.

Segundo a NBR 6118:2014, a perda por encurtamento instantâneo do concreto pode ser obtida pela expressão 3:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p(\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n-1)}{2n} \quad (3)$$

Onde:

$\Delta\sigma_p$ - perda da tensão de protensão;

σ_{cp} - tensão inicial do cabo no baricentro devido a protensão simultânea;

σ_{cg} – tensão devido a carga permanente aplicada;

n- número de cabos;

2.1.4.4 Perdas por retração do concreto

Leite Filho (2016) explica que a retração constitui a redução do volume sofrida pelo concreto, que decorre da umidade relativa e da temperatura do ambiente, das dimensões do elemento estrutural, da relação água/cimento do concreto da peça. Com efeito, Hanai (2005) esclarece que esse fenômeno se relaciona com o equilíbrio hidrotérmico do concreto com o ambiente externo, provocando, assim, um encurtamento do concreto que se manifesta ao longo do tempo.

Bastos (2020) salienta que esse efeito ocorre pois a água não utilizada na hidratação do cimento evapora, causando uma redução do volume. Esse fenômeno pode ser reduzido por uma cura cuidadosa, durante cerca de 7 dias após o processo de concretagem da peça.

O autor explica ainda que nas estruturas comuns, a retração é considerada finalizada em cerca de 2 a 4 anos, após a concretagem. Sendo que no primeiro mês ocorre cerca de 50% da retração, mas ao final de um ano a retração já atingiu 90% do total.

A norma NBR 6118:2014 especifica o cálculo que deve ser realizado para determinação dos valores de retração nos instantes t e t_0 , de acordo com a equação 4:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (4)$$

Sendo $\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} \times \varepsilon_{2s}$

Onde:

$\varepsilon_{cs\infty}$ - corresponde a o valor final da retração;

ε_{1s} - coeficiente que depende da umidade do ambiente e consistência do concreto;

ε_{2s} - coeficiente que depende da altura fictícia;

$\beta_s(t)$ e $\beta_s(t_0)$ - são os coeficientes relativos a retração nos instantes t e t_0 ;

t - a idade, em dias;

t_0 - é a idade do concreto no início da retração;

2.1.4.5 Perdas por deformação lenta ou fluência do concreto

Segundo Hanai (2005) esse fenômeno ocorre quando o concreto é submetido a ações de longa duração, ou seja, constitui uma perda progressiva, e produz deformações elásticas e plásticas nas fibras solicitadas. Essa deformação causada pela fluência (ε_{cc}) é muito importante na determinação das flechas e no projeto das vigas protendidas, isso porque a protensão comprime o concreto e causa fluência. Enquanto a fluência diminui o alongamento da armadura e provoca a perda da força de protensão (BASTOS, 2020),

De acordo com Rezende (2007) a deformação do concreto provocada pela fluência é estabelecida pelo coeficiente $\phi(t, t_0)$ que depende da umidade relativa do ambiente, da consistência do concreto e da espessura fictícia da peça. Segundo a NBR 6118:2014 a deformação por fluência é dada pela equação 5:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c} \phi(t, t_0) \quad (5)$$

Onde:

$\sigma_c(t_0)$ - é a tensão aplicada ao concreto;

E_c - é o modulo de elasticidade (secante) do concreto aos 28 dias;

$\varphi(t, t_0)$ - é o coeficiente de fluência;

2.1.4.6 Perdas por relaxação do aço no concreto

Para Bastos (2020), a relaxação pura pode ser definida como a perda de tensão ao longo do tempo de um aço estirado, em decorrência da manutenção do mesmo comprimento e temperatura. No entanto, como as peças de concreto sofrem uma redução do comprimento pela retração e fluência e o cabo encontra-se aderido ao concreto, conseqüentemente, ele também sofre este encurtamento. Assim, não acontece uma relaxação pura, mas uma relativa, provocando uma perda de tensão em menor intensidade (REZENDE, 2007).

Conforme a NBR 6118:2014, o valor da perda de tensão por relaxação pura no instante t_0 até o instante t pode ser obtida por meio da equação 6:

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = \psi(t, t_0) \times \sigma_{pi} \quad (6)$$

Onde :

$\psi(t, t_0)$ é relaxação do aço é indicada pelo coeficiente;

σ_{pi} - é a tensão na armadura no ato da protensão após as perdas imediatas;

2.1.5 Vantagens e desvantagens do concreto protendido

É sabido que o sistema de protensão é capaz de reduzir as tensões de tração provocadas pela flexão e pelos esforços cortantes aplicadas nas lajes. Isso permite a redução das peças de concreto devido o melhor aproveitamento das características dos materiais. Ressalta-se também que o sistema proporciona maior controle do processo de fissuração do concreto, que surgem em decorrência das cargas aplicadas ao concreto.

Para Veríssimo e Cesar Jr. (1998), a estrutura protendida, normalmente, possuirá maior resistência à fadiga, já que a variação de tensão no aço proveniente de cargas móveis é pequena, quando comparada ao valor de sua resistência característica.

Segundo Castro (2011) também são vantagens da utilização desse artifício:

- a) A capacidade de vencer maiores vãos quando comparado ao sistema convencional. Tal característica permite maiores possibilidades arquitetônicas com menores restrições ao aproveitamento dos espaços, devido à maior distância entre os pilares;
- b) Redução das cargas impostas às fundações devido à estrutura se tornar mais leve;

Segundo Cunha (2012) as principais desvantagens da utilização do concreto protendido são:

- a) Corrosão do aço de protensão. Como nos aços utilizados no concreto armado as armaduras de protensão também sofrem com a corrosão eletrolítica. No entanto, as armaduras protendidas apresentam outro tipo de corrosão, denominada de corrosão sobtensão, que fragiliza a seção da armadura, além de propiciar a ruptura frágil. Sendo assim a armadura protendida deve ser muito bem protegida;
- b) Um dos principais problemas enfrentados no concreto protendido são as perdas de protensão. São classificadas em perdas imediatas (perda por atrito, ancoragem e encurtamento elástico do concreto) e perdas ao longo do tempo (perdas por retração e fluência do concreto e relaxação do aço);
- c) Forças elevadas nos diferentes tipos de ancoragem;
- d) Controle de execução extremamente rigoroso.

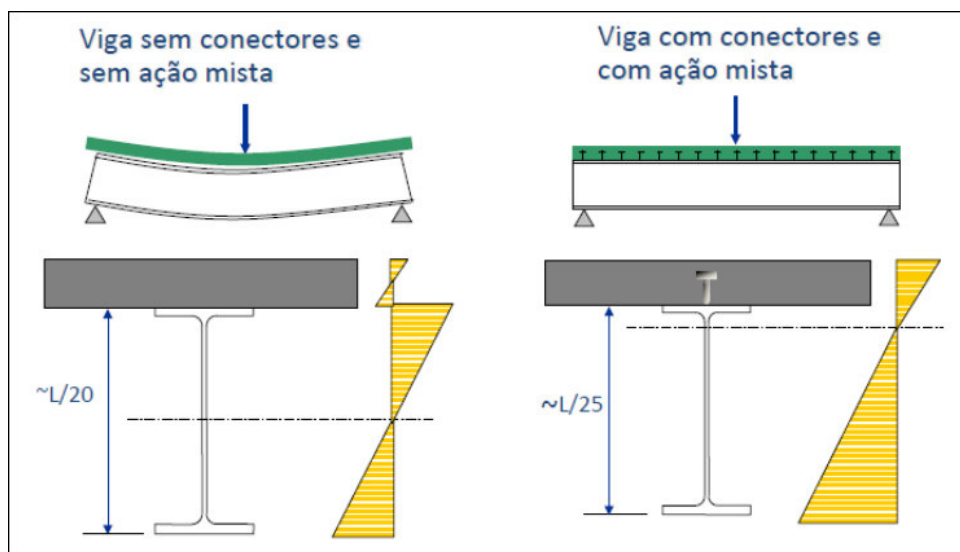
Veríssimo e Cesar Jr. (1998) destacam que as construções protendidas exigem maior cuidado e controle superior a estrutura convencional. Além disso, para aplicação desse sistema é necessário o emprego de pessoal e equipamento especializados.

2.2 Vigas mistas de aço- concreto protendida

Segundo a norma da ABNT NBR 8800:2008, viga mista é um elemento linear que recebe carga transversal, ela é formada pela associação de um perfil metálico e uma laje de concreto, que trabalham de forma conjunta para resistir aos esforços de flexão. Essas vigas são projetadas para que se aproveitem as melhores características dos dois materiais, a sensibilidade de peças longas de aço quando sujeito a esforços de compressão e a fragilidade do concreto quando sujeito a cargas de tração é amplamente conhecida, bem como o bom funcionamento do aço a tração e do concreto a compressão.

O conceito de viga mista é inserido para aproveitar as melhores características dos dois materiais, o concreto trabalha a compressão e o aço é sujeito aos esforços de tração. É importante destacar que para existir o trabalho em conjunto entre os dois materiais é imprescindível o uso de conectores de cisalhamento, que são responsáveis por garantir que os materiais trabalhem juntos, como mostrado na Figura 6.

Figura 6-Distribuição de esforços numa viga mista



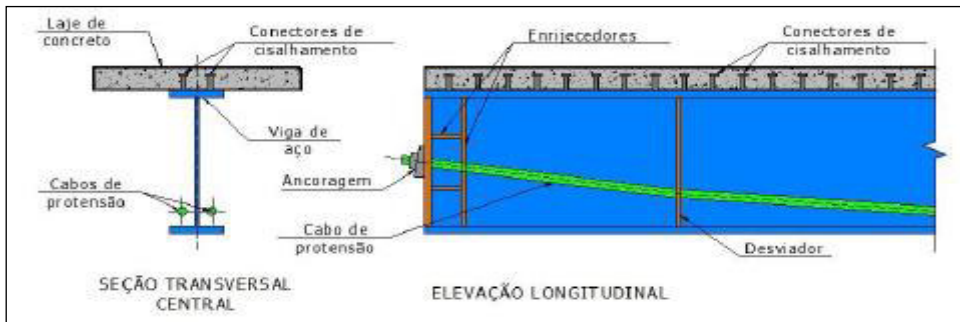
Fonte: (SOUZA, 2014)

Conforme Cardoso (2006), o melhor aproveitamento da utilização das mistas ocorre quando se utiliza vigas biapoiadas. Isso acontece porque a mesa comprimida da viga metálica tem sua deformação restringida pela laje de concreto, o que evita a flambagem lateral torsional ou local da mesa, após a cura do concreto. Além disso a estrutura bi apoiada não causa uma redistribuição de esforços decorrentes da variação do gradiente de temperatura e da fluência do concreto.

Quanto ao método construtivo, Alva e Malite (2005) esclarecem que se pode realizar a opção pelo escoramento ou não, de acordo com a velocidade necessária a construção da estrutura. No entanto, o escoramento é importante caso se deseje limitar os esforços e deslocamentos verticais da viga de aço durante a fase construtiva.

Em muitos casos, torna-se vantajosa a utilização da protensão em vigas mistas. Desse modo, a viga mista é constituída pela laje de concreto, pela viga de aço e pela introdução de cabos de alta resistência para a protensão da viga de aço. A viga é conectada à laje por meio dos conectores de cisalhamento. A Figura 7 mostra o esquema de uma viga mista protendida com seus elementos constituintes.

Figura 7- Representação esquemática de uma viga mista protendida



Fonte: Nelsen (2012)

Nas estruturas em aço utiliza-se a protensão externa, na qual, geralmente, as cordoalhas se localizam externamente à seção transversal do elemento. Como dito anteriormente, nesse tipo de protensão, as forças são transmitidas por meio de ancoragens e desviadores, que são os responsáveis pela transferência delas ao elemento estrutural.

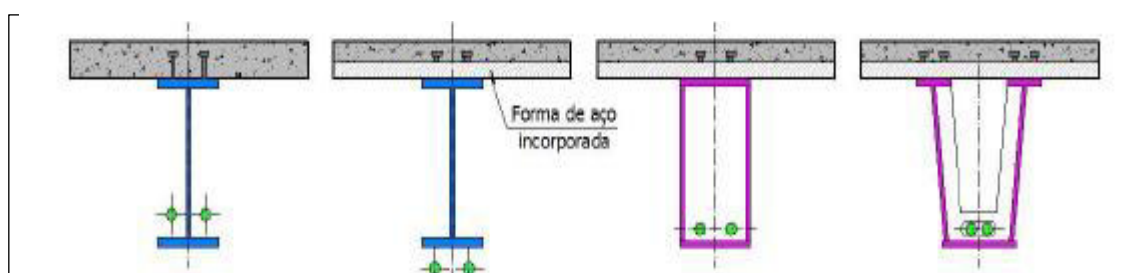
Segundo Wayar (2016), a protensão nas vigas mistas tem como objetivo o aumento da eficiência da laje de concreto à compressão, desse modo, deve-se utilizar os cabos em posições de acordo com as condições de contorno e esforços solicitantes durante a construção e sua vida útil.

A seguir serão trazidas algumas informações a respeito dos elementos constituintes de uma laje mista protendida de concreto e aço.

2.2.1 Perfil metálico

Conforme Oliveira (2017), as vigas mistas podem apresentar diferentes tipos de perfis de aço, podendo ser laminado, soldado ou conformados a frio, constituídos por aço estrutural convencional de alta resistência ou não. Além disso, esses perfis metálicos que constituem as vigas mistas devem ser simétricos ao eixo vertical. A Figura 8 mostra exemplos de seções transversais de aço para vigas mistas.

Figura 8- Exemplos de perfis metálicos em vigas mistas



Fonte: Nelsen (2013)

De acordo com Nelsen (2013) são diversos os arranjos possíveis para vigas mistas de aço e concreto com o objetivo de satisfazer as exigências arquitetônicas e funcionais das estruturas, de maneira a racionalizar o uso dos materiais e aperfeiçoar o processo construtivo.

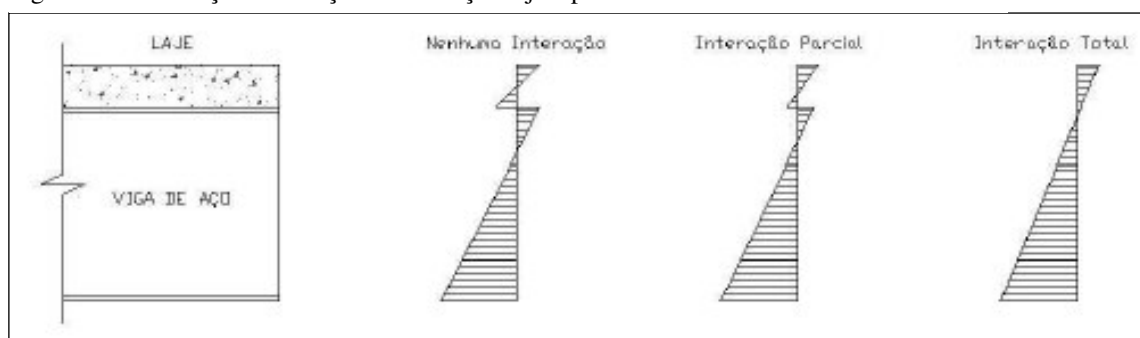
2.2.2 Conectores de cisalhamento

A configuração de um sistema misto de aço e concreto depende da interação entre os materiais constituintes. Para Cardoso (2006), a interação é mais efetiva quanto menor for o deslocamento relativo entre a laje de concreto e perfil de aço. Essa interação pode ser classificada como: nenhuma, total ou parcial.

Oliveira (2007) explica que quando exposta ao carregamento a fibra de concreto próxima a interface aço e concreto tende a sofrer expansão, por outro lado, a fibra de aço próxima a interface tende a se contrair. Assim, quando acontece um deslocamento relativo que provoca uma deformação nos conectores, esses conectores aplicam uma força em direção ao meio da viga sobre o concreto. Tem-se, assim, uma interação parcial.

No entanto, se a deformação for totalmente impedida, fazendo com que o perfil de aço e laje de concreto, se deformem como se constituíssem um único elemento, ou seja, sem deslizamentos, ocorrerá a interação total. E se não houver nenhuma força impedindo o deslizamento não há interação. A Figura 9 mostra as deformações das seções nos diferentes tipos de interação.

Figura 9- Deformação em função da interação laje e perfil



Fonte: Cardoso (2006)

Ademais, a distribuição de tensões normais à seção transversal da viga depende do grau de conexão entre a viga de aço e a laje de concreto. Esse grau de conexão que está relacionado à resistência da viga, da laje e da ligação aço-concreto.

Kotinda (2006) explica que o grau de conexão pode ser parcial ou completo. Na conexão completa existe um determinado número de conectores e se houver um o acréscimo

desse número ou da resistência deles não provocará um aumento na resistência da viga. Por outro lado, se a capacidade da conexão é inferior a capacidade resistente da viga de aço e da laje de concreto, a conexão é parcial.

Portanto, na conexão completa a resistência do conector não interfere no cálculo da viga mista, já que a viga pode atingir sua resistência máxima sem risco de ruptura do conector. Isso, não ocorre na conexão parcial, pois o conector, nesse caso, atua como um limitante, que controla a capacidade de flexão da viga mista. (TRISTÃO, 2002)

Além disso, os conectores podem ser definidos como rígidos ou flexíveis de acordo com o comportamento do conector à ação do fluxo de cisalhamento longitudinal decorrente da ação entre a viga mista. (KOTINDA, 2006)

De acordo com Tristão (2002), o comportamento flexível é caracterizado pela redistribuição do fluxo das forças de cisalhamento, de forma que, sob carregamento progressivo, o conector se deforma sem ocorrência de ruptura. Desse modo, os demais conectores presentes na viga mista podem atingir sua máxima capacidade resistente. Esse comportamento não é observado nos conectores rígidos que tendem a romper.

2.2.2.1 Tipos de conectores

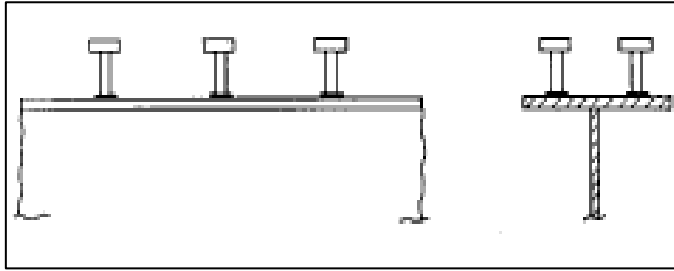
Os tipos de conectores mais utilizados no Brasil são o stud-bolts e o perfil em U, ambos do tipo flexível. Esses conectores são os únicos previstos na NBR 8800: 1986.

a) Stud-bolts:

São pinos com cabeça (Figura 10) soldados por um arco elétrico. Nesse tipo de conector de cisalhamento, o metal base é fundido em sua extremidade por meio do uso de uma pistola ligada a uma fonte de energia (LEITE FILHO, 2016).

Esse tipo de conector é bastante usado em virtude da rapidez e facilidade de fixação aos elementos. No entanto ele apresenta, também desvantagens relevantes. Dentre elas a necessidade de uma infraestrutura de energia no canteiro e da máquina de solda para sua aplicação que possui alto custo. Além disso, o uso dos stud-bolts pode acarretar em danos ao perfil por erros cometidos durante a soldagem em chapas de pequena espessura.

Figura 10-Conector tipo pino com cabeça

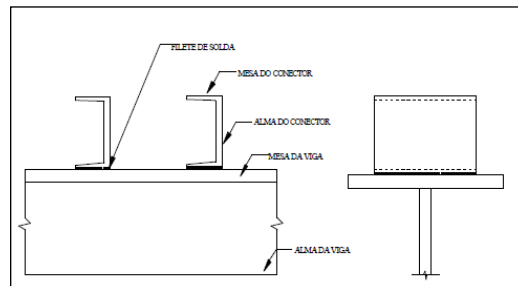


Fonte: Kotinda (2006)

b) Perfis laminados U

Perfis de pequeno comprimento que são soldados com uma das mesas assentada sobre o perfil metálico, assim, o plano da alma do perfil laminado deve estar perpendicular ao eixo da viga. (Figura 11)

Figura 11- Conector tipo perfil U



Fonte: Tristão (2002)

2.2.3 Laje de concreto

Quando exposta aos esforços solicitantes a viga sofre deformações, assim, são mobilizadas tensões de compressão na laje de concreto. Essas tensões são variáveis ao longo da laje, sendo mais acentuadas na proximidade da conexão com a viga de aço, e diminuindo, à medida que, há um afastamento do eixo da viga. De acordo com Cardoso (2006), esse efeito é conhecido como “shear lag” e ocorre em virtude de os trechos da laje que se localizam mais distantes do eixo da viga não são iguais àqueles que estão sobre a viga. Esse efeito é mostrado na Figura 12.

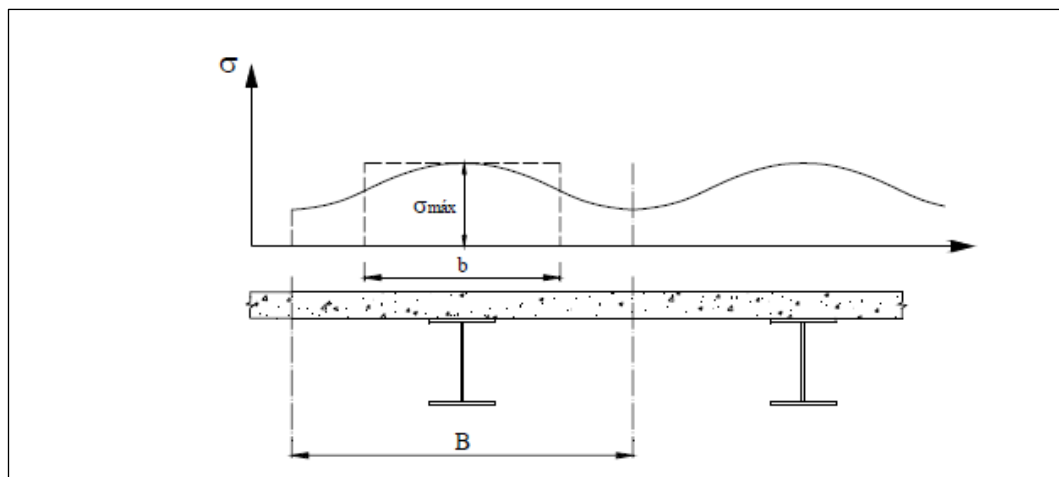
Desse modo, para a realização dos cálculos estruturais, utiliza-se a largura efetiva da viga, na qual os esforços se mantêm constantes. Segundo Alva e Malite (2005), o cálculo exato da largura colaborante no regime elástico considera uma série de variáveis, por exemplo, condições de apoio da viga, distribuição de momentos, proporção entre a espessura da laje e

altura da viga. No entanto, como o cálculo é bastante complexo as normas predizem recomendações para determinação do valor da largura efetiva da laje.

A NBR 8800:2008, no caso de vigas bi apoiadas, dispõe que essa largura da mesa de concreto é igual ao menor dos valores:

- a) $1/8$ do vão da viga mista, medindo-se de centro a centro nos apoios.
- b) $1/2$ da distância entre as linhas de centro das vigas
- c) Distância da linha de centro até a borda de uma laje em balanço

Figura 12- Distribuição de tensões na laje considerando o efeito " shear lag"



Fonte: Alva e Malite (2005)

3 METODOLOGIA

3.1 Tipo de Pesquisa.

O trabalho consiste em aplicar os métodos de dimensionamento previstos na norma da ABNT NBR 8800:2008, para análise de uma viga mista de prédio comercial, como um shopping center. Tais empreendimentos prezam por grandes vãos livres e velocidade na construção. O vão a ser analisado será de 15 metros, escorado durante a fase de concretagem, serão verificados 9 tipos de viga com altura variando de $L/30$, até $L/20$, sem uso de protensão, e depois serão verificadas vigas com a mesma relação altura/comprimento acrescentado o uso de protensão, e mantendo as demais cargas permanentes e a sobrecarga. A protensão nesse estudo só será implementada após a cura do concreto, sendo feito a análise do efeito da protensão apenas para mista e com seção homogeneizada;

Para a análise e dimensionamento das vigas será usado o programa comercial Strap-2020. O Strap 2020 trata-se de um conjunto de programas destinados a geração da geometria do modelo, composição de cargas e verificação de resultados.

Para facilitar a construção de modelos estruturais, o programa foi subdividido com relação ao tipo de estrutura em: Frame Plane – estruturas planas, Grid – grelha, Space – estruturas espaciais e Truss-treliças.

As etapas de análise de um modelo são as descritas a seguir:

- a) Geração da geometria;
- b) Determinação das propriedades mecânicas das barras e dos elementos;
- c) Definição das condições de contorno (rótulas, apoios simples, engastes, etc.);
- d) Definição dos carregamentos considerados (peso próprio, sobrecargas, cargas móveis, vento, protensão, etc.);
- e) Cálculo do modelo;
- f) Verificação dos resultados e dos perfis metálicos.

Figura 13-Licença Strap



Fonte: Banco de dados – Strap 2020

Para modelar a viga metálica será utilizado um elemento de Barra com comprimento de 15m, considerando travamentos intermediários de vigas secundárias a cada 2,5m. Considerou-se no modelo as vinculações esperadas entre vigas principais e secundárias de forma a se obter uma simulação fidedigna ou, o mais próximo possível, do comportamento real da estrutura sugerida.

As estruturas serão reproduzidas no software AutoCAD e importadas ao software de modelagem de barras e cascas. A geometria e a direção dos eixos de cada seção metálica foram corretamente empregadas, a fim de garantir o resultado mais próximo à realidade.

Todos os elementos que fazem parte da estrutura (metálicas) têm suas massas e pesos próprios (P.P.) calculados automaticamente pelo programa computacional. Destaca-se que os demais carregamentos serão calculados por meio dos procedimentos descritos na norma da ABNT NBR 6120:2019.

Após a conclusão do lançamento das cargas, será realizado o dimensionamento de 18 vigas principais de 15m de vão, com alturas diferentes, separando em grupos com protensão e sem protensão, o dimensionamento vai seguir as recomendações da NBR 8800:2008, será analisado o estado limite ultimo nas configurações propostas, e por fim será apresentada uma série de comparações entre os resultados obtidos para as vigas analisadas.

3.2 Fontes.

A fonte principal para essa análise será, a Norma da ANBNT NBR 8800.

3.3 Resultados Esperados.

Como resultado da análise, espera-se uma alteração da quantidade de aço e nas dimensões da viga estudada. Isso porque o uso da protensão provocará um carregamento oposto ao carregamento original da viga. Dessa forma, o uso da protensão acarretará uma redução significativa no momento fletor positivo, ao qual a viga está submetida, reduzindo a taxa de consumo de aço e a altura da viga metálica.

Ademais, considerando que o uso da protensão também irá inserir cargas de compressão na seção mista, é previsto que possa ocorrer problemas de flambagem no perfil de aço. No entanto, esses problemas deverão ser satisfatoriamente combatidos pelas vigas secundárias e pela laje de concreto que compõe a viga mista.

3.4 Apresentação dos resultados

Os resultados serão apresentados de forma quantitativa da seguinte maneira:

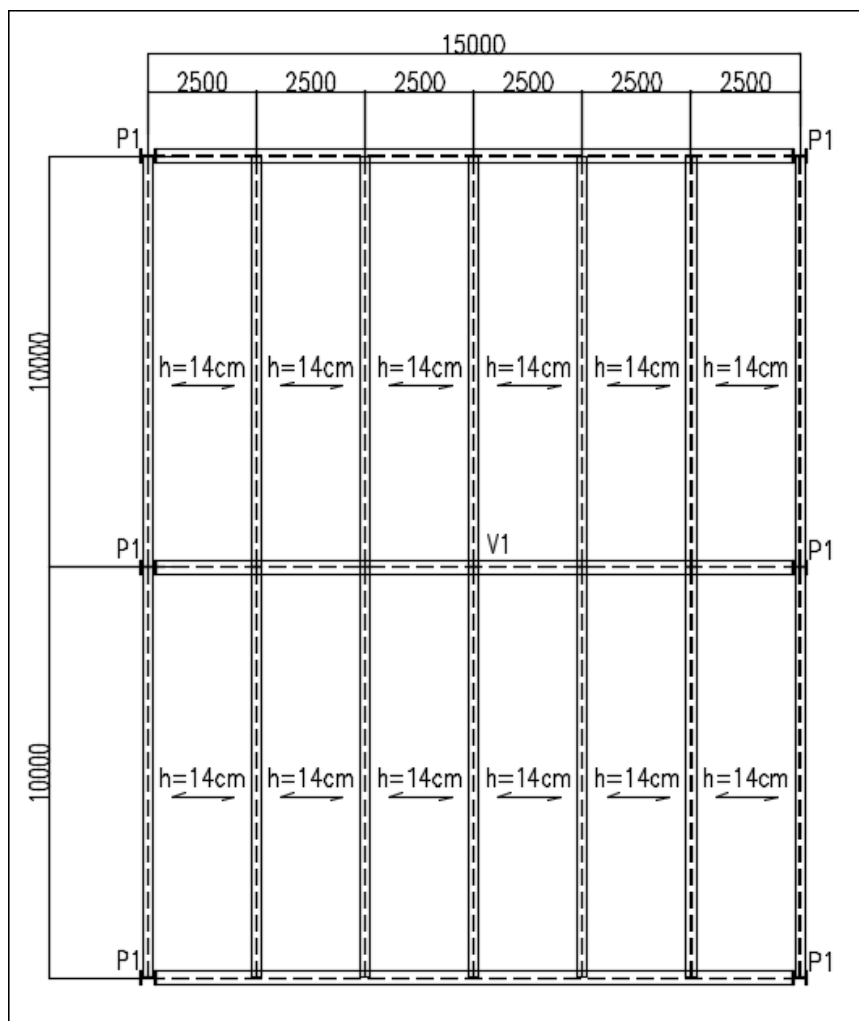
- a) Dimensionamento para as viga consideradas mistas sem protensão;
- b) Dimensionamento para as vigas consideradas mistas com protensão
- c) Taxa de redução de massa de aço devido à redução da área do perfil
- d) Verificação da faixa de alturas na qual a protensão tem maior vantagem sobre a viga mista simples.

4 ESTUDO DE CASO

Para verificar o sistema estrutural de vigas mistas com e sem protensão, foi usado um modelo com vigas de 15 metros de vão, as quais foram espaçadas de 10 metros, formando uma modulação de 10 x 15m (Figura 14). Essa modulação se torna interessante para empreendimentos comerciais como shoppings, os quais prezam por grandes vãos livres a fim de facilitar a distribuição de áreas locáveis.

O módulo padrão 10 x 15m poderia ser replicado inúmeras vezes, mas para reduzir o modelo, sem gerar prejuízos ao resultado final, apenas dois módulos farão parte do modelo de cálculo analisado. Ressalta-se também que somente a viga V1, com diferentes configurações de altura, será dimensionada no presente trabalho.

Figura 14-Modelo estrutural adotado.



Fonte: Autor (2021)

Os modelos, com e sem protensão, têm exatamente o mesmo vão, a mesma altura de laje, mesma locação de vigas secundárias, sendo o único fator de mudança a adição da carga de protensão.

Desse modo, é possível afirmar que a etapa de fabricação deverá ser afetada apenas pela adição de desviadores para os cabos de protensão, enquanto que a etapa de montagem em obra será impactada pela adição da etapa de protensão. As demais variáveis serão mantidas constantes durante a análise da estrutura.

Ressalta-se que o benefício de redução de peso e altura na viga V1 constitui uma variável positiva, a qual pode ser responsável por reduzir o custo global da obra ou permitir soluções arquitetônicas mais interessantes para determinado empreendimento.

4.1 Detalhes do modelo estrutural escolhido.

A seguir serão apresentadas as informações relevantes ao modelo estrutural a ser estudado, bem como, as premissas de cálculo a serem adotadas.

4.1.1 Laje associada

A laje usada será do tipo forma de aço incorporada, que é amplamente conhecida como laje *steel deck*. Esse modelo foi escolhido por se tratar do tipo de laje mais comumente utilizado em empreendimento comerciais com uso de vigas mistas.

Pode-se perceber que o modelo de cálculo adotado é composto por lajes com dimensões de 2,50m x 10m. Devido as suas dimensões, tais lajes podem ser caracterizadas como uma laje unidirecional.

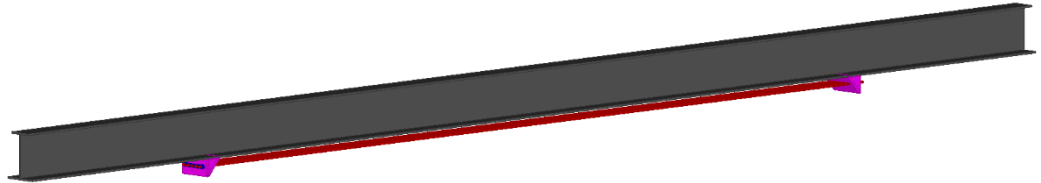
Dessa forma, admite-se que as cargas serão direcionadas às vigas secundárias, que por sua vez lançarão os seus carregamentos nas vigas principais. A viga analisada no presente trabalho (VIGA V1) é uma viga principal e, portanto, receberá os esforços conforme descrito.

4.1.2 Viga de Aço.

Para a realização da análise estrutural foram adotadas vigas da série PS, que são peças compostas por chapas comerciais, unidas por meio de solda elétrica, manual ou automatizada. Esse modelo foi o escolhido, já que permite uma gama maior de possibilidades, se comparado as seções disponíveis comercialmente de perfis laminados. Isso porque as seções disponíveis comercialmente de perfis laminados possuem altura máxima de 610mm, o que pode ser insuficiente em algumas situações.

O limite de escoamento adotado foi $f_y = 350$ Mpa. O aço com esse valor de escoamento pode ser encontrado com a nomenclatura comercial de Civil 350, A572 gr50, entre outros. O desenho esquemático da viga está representado na Figura 15.

Figura 15- Representação viga



Fonte: Autor (2021)

4.1.3 Conectores de Cisalhamento.

Os conectores adotados foram os do tipo pino com cabeça, popularmente conhecidos como *stud bolt*. O diâmetro dos conectores usados foi 19mm, esses foram espaçados de modo a garantir uma interação total entre a viga metálica e a laje de concreto. Desta forma, o fator limitante na análise será a resistência da viga de aço.

As características mecânicas adotadas para o *stud bolt* foram limite de resistência 450Mpa e limite de escoamento 350Mpa.

4.1.4 Forma de aço incorporada (Steel deck)

A telha fôrma ou laje *Steel Deck* possui dupla função: como fôrma para concreto durante a construção e como armadura positiva de lajes para as cargas de serviço. Essa telha possui canais largos, o que permite a utilização de conectores de cisalhamento tipo “*Stud Bolts*”. Tal interação possibilita o cálculo de vigas mistas e reduz o peso da estrutura.

A laje *Steel Deck* considerada é fabricada em aço especial zincado de alta resistência ZAR 280 ASTM A 653 Grau 40, nas espessuras 0,80mm, 0,95mm e 1,25mm, com um comprimento de até 12.000mm.

A telha fôrma adotada será do tipo MF 75, com largura útil de 820 mm, espessura 0,80 mm e aço ASTM A 653 Grau. 40 (ZAR- 280) tensão de escoamento $f_y = 280$ Mpa.

4.1.5 Concreto da Laje.

O concreto da laje usado no dimensionamento das vigas será com f_{ck} de 25 MPa. Verificando na ABNT NBR 6118:2014, podemos verificar que o módulo de elasticidade será de 24.150 MPa. O peso específico adotado será o de concreto armado que é de 25 kN/m³.

4.2 Cargas Adotadas:

As cargas adotadas na estrutura foram:

4.2.1 Carga permanente “g” na laje

A carga permanente adotada foi verificada, considerando o peso específico dos elementos constituintes descritos, conforme determina a norma da ABNT NBR 6120:2019.

a) Peso próprio da laje: Foi considerada uma laje com 14 cm de altura final. Ressalta-se que devido ao uso da telha fôrma, tem-se um consumo de concreto nessa laje de apenas 0,1m³/m², o que correspondente ao consumo de uma laje maciça de 10cm. Assim, adotou-se $g_0 = 0,1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2.5 \text{ kN/m}^2$

b) Peso próprio do perfil metálico: Para o aço estrutural, a NBR 8800:2208 recomenda que seja adotado peso específico de 78,5 kN/m³. Esse carregamento é função da área final de aço do perfil dimensionado, sendo, portanto, um cálculo iterativo. Isso porque cada vez que o perfil adotado é modificado, buscando otimização no dimensionamento, esse carregamento também será alterado. Neste trabalho, conforme já descrito anteriormente, será usado a ferramenta computacional *Strap*, que realiza esse cálculo diretamente durante o dimensionamento.

c) Revestimento: Foi considerado um revestimento de argamassa de cimento e areia com peso específico de 21 kN/m³ e espessura de 4 cm. Ademais, considerou-se que esse estava associado a mais 1cm de um revestimento cerâmico de 18 kN/m³. Assim, obtém-se um carregamento de: $g_1 = 0,04 \text{ m} \times 21 \text{ kN/m}^3 + 0,01 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 1,02 \text{ kN/m}^2$

d) Parede sobre a laje: Foi adotado o valor de 1 kN/m², conforme norma técnica da ABNT. A NBR 6120:2019 prevê no item 2.1.2:

Quando forem previstas paredes divisórias, cuja posição não esteja definida no projeto, o cálculo de pisos com suficiente capacidade de distribuição transversal da carga, quando não for feito por processo exato, pode ser feito admitindo, além dos demais carregamentos, uma carga uniformemente distribuída por metro quadrado de piso não menor que um terço do peso por metro linear de parede pronta, observado o valor mínimo de 1 kN/m²

4.2.2 Sobrecarga “q” na laje

Foi adotada uma sobrecarga de 3,0 kN/m² para a laje, em atendimento ao item de galerias de lojas previsto na norma NBR 6120:2019.

4.2.3 Carga de protensão.

A carga de protensão foi definida de forma a evitar que ocorram momentos negativos, o que pode provocar o aparecimento de aberturas de fissuras, ou seja, patologias na estrutura.

Com o intuito de necessitar do mínimo de mão de obra na fabricação nas vigas de aço, o traçado escolhido para esse estudo foi o retilíneo, todavia não será feito a ancoragem nos apoios para evitar surgimento de momentos negativos. Isso porque como a viga é biapoiada, o momento deverá ser zero nos apoios.

Nesse trabalho, as cargas de protensão serão aplicadas para zerar 50% do somatório de momentos devido as cargas gravitacionais. Tal condição ocorre a 0,15 L dos apoios, ou seja, a 2,25m no modelo analisado. O momento de aplicação da carga será após a aplicação de todas as cargas permanentes. O valor dessa força de protensão será calculada para zerar o momento positivo devido as cargas permanentes a 2,25m dos apoios. Assim, considerando o vão constante e as cargas também, o único fator que modifica as cargas de protensão nas diversas vigas será a diferença de excentricidade na aplicação da força devido as diferentes alturas das vigas.

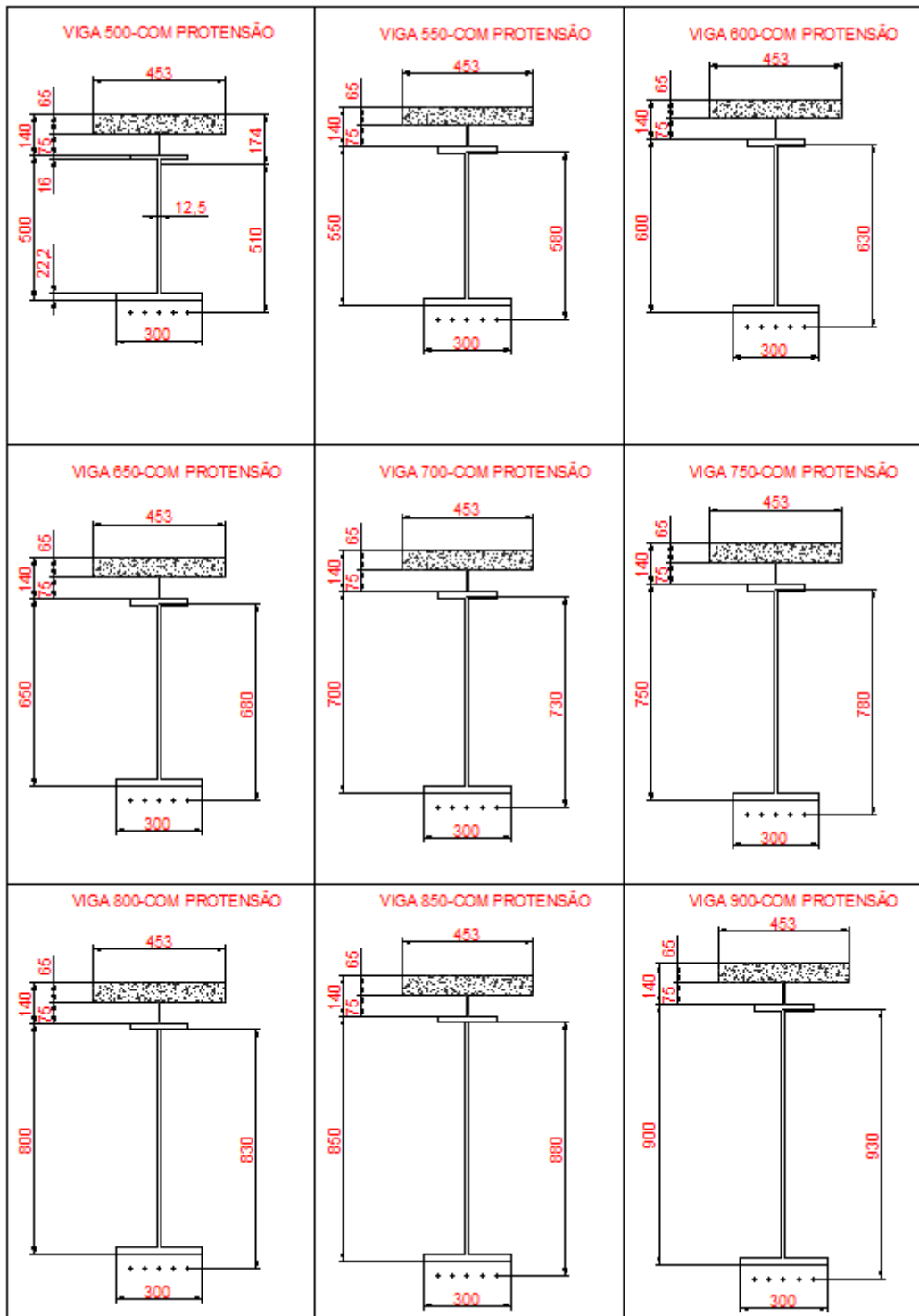
A Figura 16 apresenta as características dos perfis e as excentricidades que os cabos de proteção serão instalados. A Tabela 02 resume apresenta os valores de força de protensão aplicados em cada perfil.

Tabela 02- Resumo cargas de protensão

VIGA	MOMENTO GERADO PELA FORÇA DE PROTENSÃO kN.m	EXCENTRICIDADE (m)	CARGA DE PROTENSÃO- DESCONTADO AS PERDAS (kN)
V500-CP	744	0.51	1458.8
V550-CP	744	0.58	1282.8
V600-CP	744	0.63	1181.0
V650-CP	744	0.68	1094.1
V700-CP	744	0.73	1019.2
V750-CP	744	0.78	953.8
V800-CP	744	0.83	896.4
V850-CP	744	0.88	845.5
V900-CP	744	0.93	800.0

Fonte: Autor (2021)

Figura 16- Seção vigas



Fonte: Autor (2021)

5 ANÁLISE PARAMÉTRICA.

Este capítulo trata do estudo paramétrico realizado com 9 (nove) alturas de vigas. Nesse estudo, nas vigas com protensão, apenas a carga de compressão da protensão varia

enquanto os parâmetros outros se mantêm constantes nas 9 (nove) alturas de vigas, como teremos as 9 alturas com e sem protensão teremos um total de 18 (dezoito) vigas analisadas. Assim será possível avaliar a influência da protensão na resistência das vigas mistas protendidas.

5.1 Modelo de Parametrização.

O aço estrutural adotado em todos os perfis é o USI-CIVIL 350, com limite de escoamento igual a 345 Mpa. Além disso, o vão de viga é mantido constante com 15 metros e a altura dos perfis varia de $L/30$ até $L/20$, para cada altura diferente é dimensionado o perfil com menor peso possível que atenda aos esforços solicitantes.

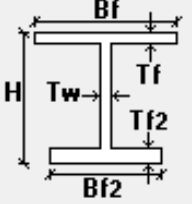
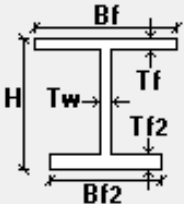
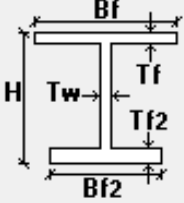
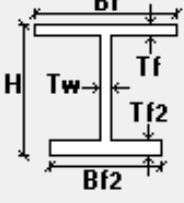
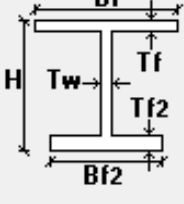
Nas figuras a seguir, a altura do perfil é representada por H , a largura da mesa superior por B_f e a largura da mesa inferior corresponde a B_{f2} . Já quanto as espessuras, o parâmetro T_w representa a sua espessura da alma da viga, T_f corresponde a espessura da mesa superior e T_{f2} diz respeito à espessura da mesa inferior.

Os valores de, B_f e B_{f2} são mantidos constantes para todas as configurações analisadas no presente trabalho. Pode-se observar que o valor de B_{f2} adotado corresponde a 300 mm, enquanto o valor de B_f a 200 mm. Essas dimensões foram encolhidas por serem submúltiplos das larguras de chapas mais comerciais no mercado brasileiro, que normalmente são encontradas com largura de 1200mm ou 2400mm. Isso evita que ocorra sobras de material no processo de fabricação. Foi adotado uma dimensão menor para a mesa superior, porque, devido a presença de concreto na parte superior da viga, torna-se mais econômico adotar valores um pouco menores de largura da mesa em contato com o concreto, já que o concreto trabalhará junto com a mesa superior para resistir os esforços solicitantes.

As dimensões dos perfis de aço verificados para a viga, utilizando o artifício da protensão, com alturas que variam de 500 mm a 700 mm, são apresentadas Figura 17. Já as características geométricas dos perfis de aço verificados para a viga com protensão, com alturas entre 750 mm a 900 mm, são apresentadas Figura 18.

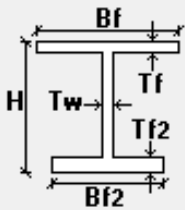
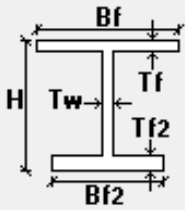
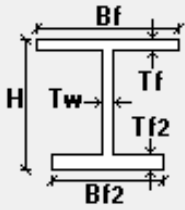
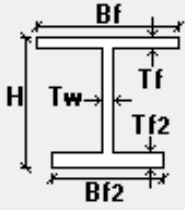
Além disso, foram analisados perfis sem a utilização da protensão. As características geométricas dos perfis verificados sem uso de protensão são apresentados na Figura 19, para os perfis com alturas entre 500 mm a 700 mm. Os demais perfis estudados sem uso da protensão são dispostos na Figura 20.

Figura 17- Quadro características- vigas com protensão 01

V500-CP	viga de 500-com PROTENSÃO		H=	500
			Bf=	200
			Bf2=	300
			Tw=	12.7
			Tf=	19
			Tf2=	22.2
Massa Linear			127.85	kg/m
V550-CP	viga de 550-com PROTENSÃO		H=	550
			Bf=	200
			Bf2=	300
			Tw=	12.7
			Tf=	16
			Tf2=	19
Massa Linear			121.21	kg/m
V600-CP	viga de 600-com PROTENSÃO		H=	600
			Bf=	200
			Bf2=	300
			Tw=	12.7
			Tf=	12.7
			Tf2=	16
Massa Linear			114.57	kg/m
V650-CP	viga de 650-com PROTENSÃO		H=	650
			Bf=	200
			Bf2=	300
			Tw=	12.7
			Tf=	9.5
			Tf2=	12.7
Massa Linear			107.41	kg/m
V700-CP	viga de 700-com PROTENSÃO		H=	700
			Bf=	200
			Bf2=	300
			Tw=	9.5
			Tf=	9.5
			Tf2=	12.7
Massa Linear			95.37	kg/m

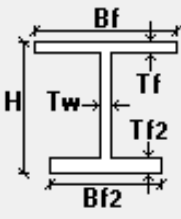
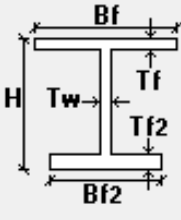
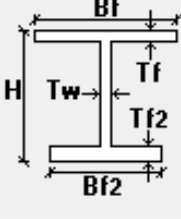
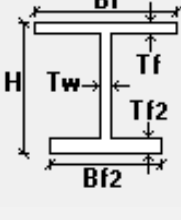
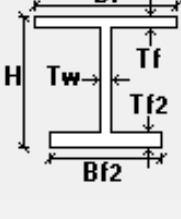
Fonte: Autor (2021)

Figura 18 Quadro características- vigas com protensão 02

V750-CP	viga de 750-com PROTENSÃO		H=	750
			Bf=	200
			Bf2=	300
			Tw=	9.5
			Tf=	8
			Tf2=	9.5
			Massa Linear	89.559 kg/m
V800-CP	viga de 800-com PROTENSÃO		H=	800
			Bf=	200
			Bf2=	300
			Tw=	9.5
			Tf=	6.3
			Tf2=	9.5
			Massa Linear	90.745 kg/m
V850-CP	viga de 850-com PROTENSÃO		H=	850
			Bf=	200
			Bf2=	300
			Tw=	9.5
			Tf=	6.3
			Tf2=	9.5
			Massa Linear	94.474 kg/m
V900-CP	viga de 900-com PROTENSÃO		H=	900
			Bf=	200
			Bf2=	300
			Tw=	9.5
			Tf=	6.3
			Tf2=	12.7
			Massa Linear	105.5 kg/m

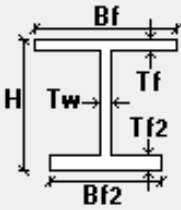
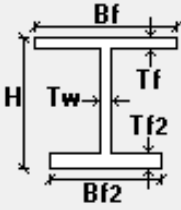
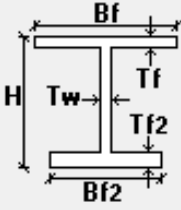
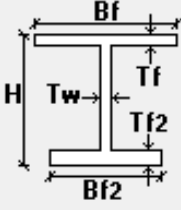
Fonte: Autor (2021)

Figura 19- Quadro características- vigas sem protensão 01

V500-CP	viga de 500-com PROTENSÃO		H=	500
			Bf=	200
			Bf2=	300
			Tw=	19
			Tf=	32
			Tf2=	38
		Massa Linear	203.86 kg/m	
V550-CP	viga de 550-com PROTENSÃO		H=	550
			Bf=	200
			Bf2=	300
			Tw=	12.7
			Tf=	25.4
			Tf2=	38
		Massa Linear	177.88 kg/m	
V600-CP	viga de 600-com PROTENSÃO		H=	600
			Bf=	200
			Bf2=	300
			Tw=	12.7
			Tf=	19
			Tf2=	32
		Massa Linear	159.92 kg/m	
V650-CP	viga de 650-com PROTENSÃO		H=	650
			Bf=	200
			Bf2=	300
			Tw=	12.7
			Tf=	19
			Tf2=	25.4
		Massa Linear	150.02 kg/m	
V700-CP	viga de 700-com PROTENSÃO		H=	700
			Bf=	200
			Bf2=	300
			Tw=	12.7
			Tf=	19
			Tf2=	22
		Massa Linear	147.34 kg/m	

Fonte: Autor (2021)

Figura 20- Quadro características- vigas sem protensão 02

V750-CP	viga de 750-com PROTENSÃO		H=	750
			Bf=	200
			Bf2=	300
			Tw=	12.7
			Tf=	16
			Tf2=	19
Massa Linear			141.15 kg/m	
V800-CP	viga de 800-com PROTENSÃO		H=	800
			Bf=	200
			Bf2=	300
			Tw=	12.7
			Tf=	12.7
			Tf2=	16
Massa Linear			134.51 kg/m	
V850-CP	viga de 850-com PROTENSÃO		H=	850
			Bf=	200
			Bf2=	300
			Tw=	12.7
			Tf=	9.5
			Tf2=	12.7
Massa Linear			127.35 kg/m	
V900-CP	viga de 900-com PROTENSÃO		H=	900
			Bf=	200
			Bf2=	300
			Tw=	12.7
			Tf=	6.3
			Tf2=	9.5
Massa Linear			120.41 kg/m	

Fonte: Autor (2021)

6 RESULTADOS.

6.1 VIGA – V 500 CP

No modelo proposto, a carga de protensão foi aplicada somente após todos os carregamentos permanentes atuarem na estrutura, isso evita a possibilidade de ocorrer momentos negativos durante a aplicação da protensão. O diagrama de momento apresentado na Figura 21, é obtido dentro do memorial de cálculo disponibilizado pelo software STRAP, usado como ferramenta computacional de análise e dimensionamento em todas as análises.

A viga V500CP foi dimensionada para combinações em ELU, seguindo recomendações da NBR8800:2008, tendo como fator limitante sua altura de 500mm, assim, as espessuras da alma, mesa superior e mesa inferior foram otimizadas até ocorrer um fator de utilização, próximo à capacidade máxima da viga.

O momento solicitante máximo observado na análise do perfil de 500 mm de altura foi de 185.84 kN.m.(FIGURA 21) Enquanto que o momento resistente máximo é de 187.63 KN.m, esse momento resistente é calculado conforme as recomendações do anexo G, da NBR 8800:2008, item G.2.1a, o que representa um fator de utilização de 99%.

Quanto ao esforço cortante, o cortante de solicitação corresponde a 71,16 KN, já o cortante máximo que a estrutura pode suportar é de 119.50. Desse modo, o fator de utilização considerando esse esforço é de 60%. (FIGURA 22)

A área da seção foi de 63.50 mm², considerando as condições do modelo.

Figura 21-Diagrama momentos M3- V500 CP

Fonte: Autor (2021)

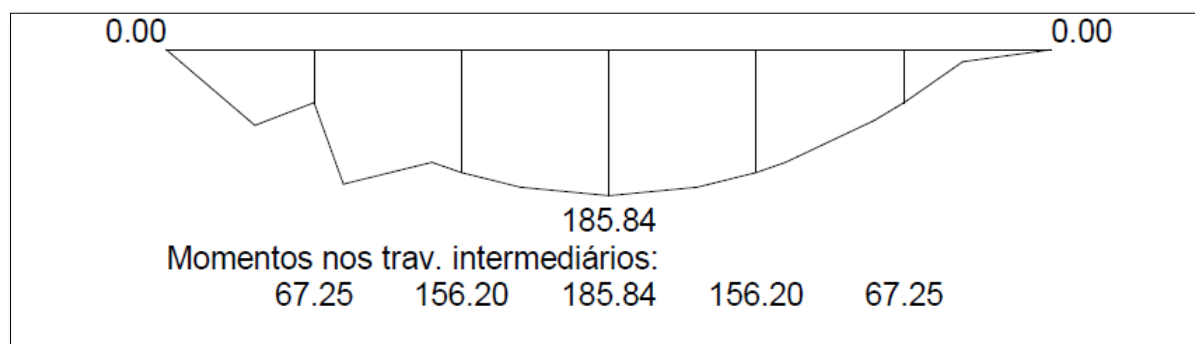


Figura 22-Quadro de Resultado V500 CP

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.1.1a	$V_{sd}/V_{rd} < 1$ $V_{rd}=0.6 \cdot f_y \cdot A_w / 1.1$	$A_w = 63.50$	$V_{sd} = 71.16$ $V_{rd} = 119.50$	0.60
Momento M3 (G.2.1a) sem FLT Notas:	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} < 1.00$ Mesa comprimida	$Z = 5982.45$	$M_{sd} = 185.84$ $M_{rd} = 187.63$	0.99

Fonte: Autor (2021)

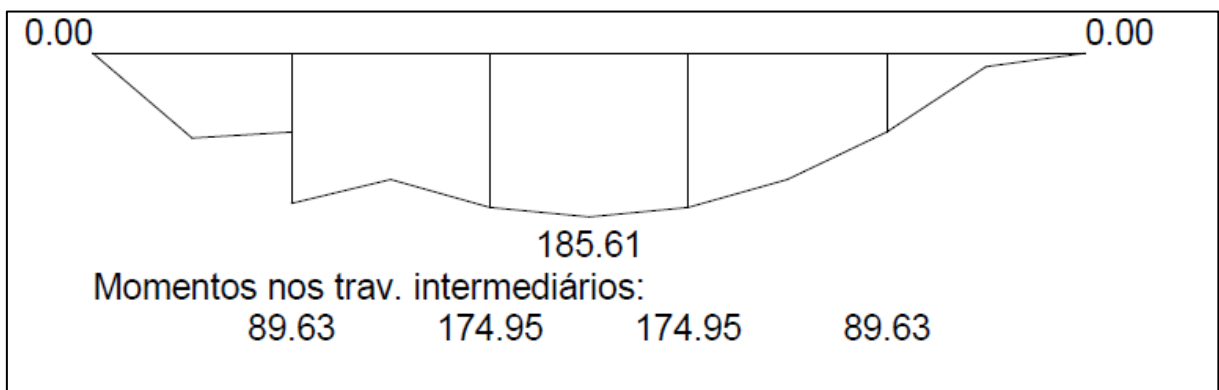
6.2 VIGA – V 550 CP

A viga V550CP possui como característica limitante a altura de 550 mm, desse modo ao realizou-se a análise de ELU, conforme recomendações da NBR8800:2008. Nessa viga foi utilizado o sistema de pretensão.

De acordo com os resultados do software STRAP, o momento solicitante máximo na estrutura foi de 185.84 kN.m.(FIGURA 23) Enquanto que o momento resistente máximo correspondeu a 192.79 KN.m para o perfil com 550 mm de altura, o que representa um fator de utilização de 96%.

Já o esforço cortante de projeto foi de 71.10 kN, ao passo que o cortante resistente da seção analisada, 131,45 kN, ou seja, 54 % da capacidade da viga. A área obtida para essa seção foi de 69.85 mm².(FIGURA 24)

Figura 23-Diagrama momentos M3- V550 CP



Fonte: Autor (2021)

Figura 24- Quadro de Resultado V550 CP

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.1.1a	$V_{sd}/V_{rd} < 1$ $V_{rd}=0.6*f_y*A_w/1.1$	$A_w = 69.85$	$V_{sd} = 71.10$ $V_{rd} = 131.45$	0.54
Momento M3 (G.2.1a) sem FLT Notas:	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} < 1.00$ Mesa comprimida	$Z = 6146.79$	$M_{sd} = 185.61$ $M_{rd} = 192.79$	0.96

Fonte: Autor (2021)

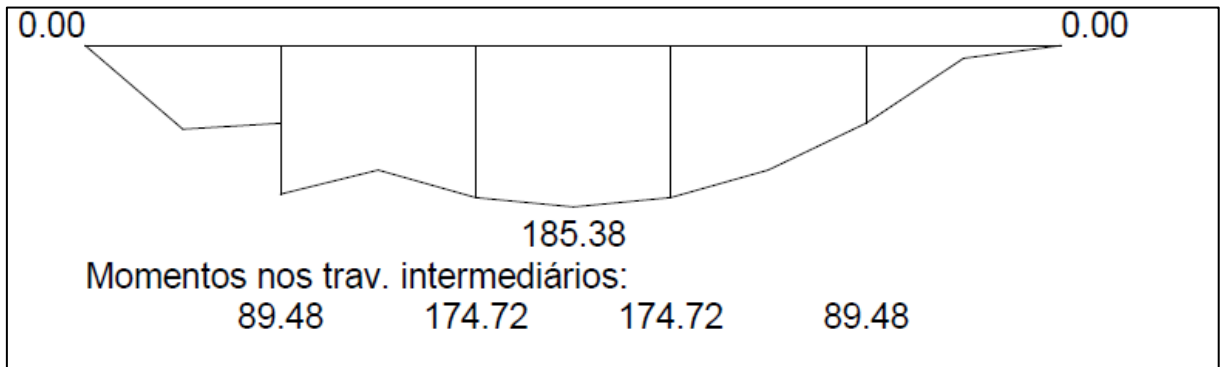
6.3 VIGA – V 600 CP

A viga V600CP corresponde a uma viga protendida de 600 mm de altura. Os resultados, também, obtidos pelo software Strap indicaram que o momento solicitante máximo na estrutura era de 185.38 kN.m e o momento resistente máximo, 196.99 KN.m. Assim, o fator de utilização foi de 94 % da capacidade resistente da viga.

Ao analisar o esforço cortante de projeto de 71.03 kN e o cortante resistente da seção analisada, 143,39 kN, percebe-se que se utilizou 50 % de sua capacidade. (FIGURA 25) A área obtida para essa seção foi de 76.20 mm².

Devido as espessuras comerciais de chapas comerciais, não foi possível encontrar um fator de utilização mais próximo de 100%, todavia o fator de 94%, pode ser usado como parâmetro na análise. (FIGURA 26)

Figura 25-Diagrama momentos M3- V600 CP



Fonte: Autor (2021)

Fonte: Autor (2021)

Figura 26-Quadro de Resultado V600 CP

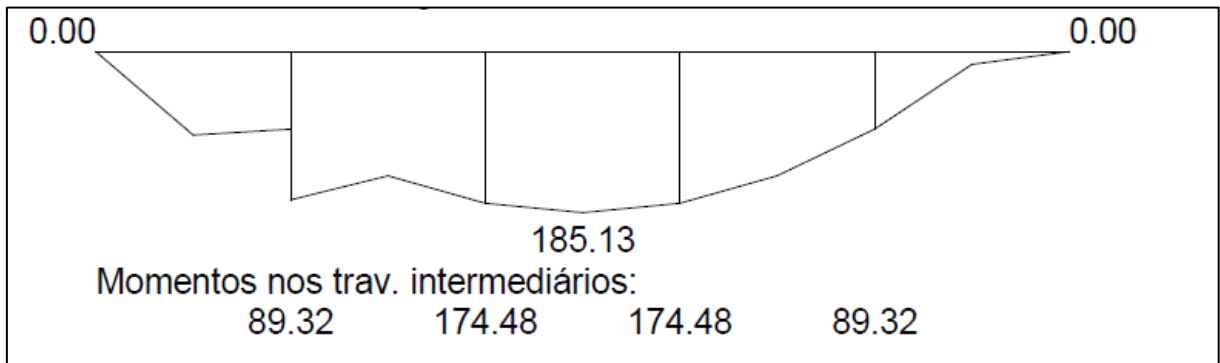
CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.1.1a	$V_{sd}/V_{rd} < 1$ $V_{rd}=0.6 \cdot f_y \cdot A_w / 1.1$	$A_w = 76.20$	$V_{sd} = 71.03$ $V_{rd} = 143.39$	0.50
Momento M3 (G.2.1a) sem FLT Notas:	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} < 1.00$ Mesa comprimida	$Z = 6280.73$	$M_{sd} = 185.38$ $M_{rd} = 196.99$	0.94

6.4 VIGA – V 650 CP

Para a quarta viga analisada no estudo, adotou-se a altura limitante de 650 mm. Esta viga foi dimensionada com a utilização do sistema de protensão. De acordo com os resultados, o momento solicitante máximo na estrutura equivale a 185.13 kN.m e o momento resistente máximo, 197.70 KN.m. (FIGURA 27) Destarte, o fator de utilização para esse carregamento foi de 94 % da capacidade resistente da viga.

Da análise do esforço cortante, observa-se que a capacidade da viga utilizada foi de 46%. Isso porque o cortante solicitante obtido é de 70,97 kN e o cortante resistente da seção analisada equivale a 155,34 kN. Por fim, a área obtida para essa seção foi de 82.55 mm².(FIGURA 28)

Figura 27-Diagrama momentos M3- V650 CP



Fonte: Autor (2021)

Figura 28- Quadro de Resultado V650 CP

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.1.1a	$V_{sd}/V_{rd} < 1$ $V_{rd}=0.6 \cdot f_y \cdot A_w / 1.1$	$A_w = 82.55$	$V_{sd} = 70.97$ $V_{rd} = 155.34$	0.46
Momento M3 (G.2.1a) sem FLT Notas:	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} < 1.00$ Mrd mesa comprimida	$Z = 6303.48$	$M_{sd} = 185.13$ $M_{rd} = 197.70$	0.94

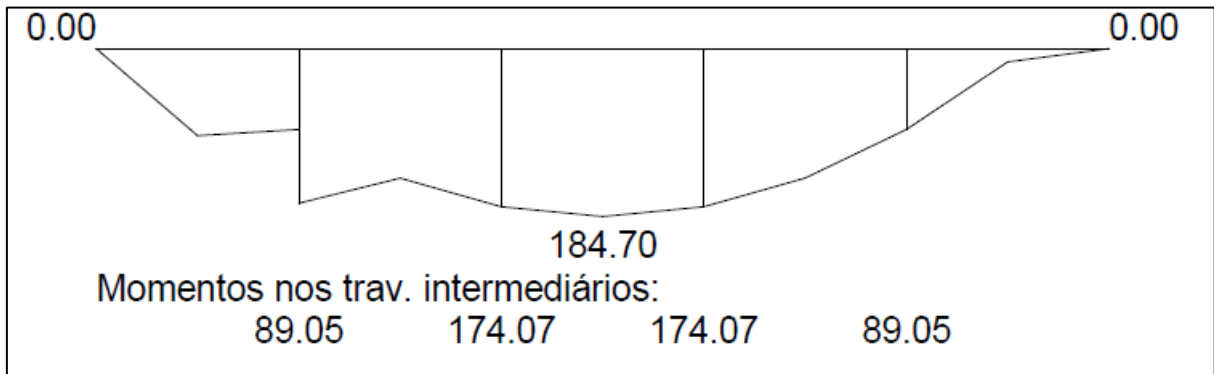
Fonte: Autor (2021)

6.5 VIGA – V 700 CP

A viga V700 CP corresponde a uma viga protendida de altura igual a 700 mm. Neste caso, o fator de utilização da viga para o momento foi de 96 %. Já que, o momento solicitante calculado foi de 184,70 kN.m e o momento resistente máximo obtido para a seção, 193.30 kN.m. (FIGURA 29)

Dos resultados do esforço cortante, nota-se que foi utilizado a capacidade de 68% da viga. Isso porque o cortante solicitante obtido foi de 70,85 kN e o cortante resistente da seção analisada, 1103,87 kN. A área seção para a viga V700CP foi de 66.50 mm²(FIGURA 30).

Figura 29-Diagrama momentos M3- V700 CP



Fonte: Autor (2021)

Figura 30-Quadro de Resultado V700 CP

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.1.1b	$V_{sd}/V_{rd} < 1$ $V_{rd}=0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot \sqrt{(K_v E / f_y) / (h / t_w)}$	$A_w = 66.50$	$V_{sd} = 70.85$ $V_{rd} = 103.87$	0.68
Momento M3 (G.2.1a) sem FLT Notas:	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} < 1.00$ Mrd mesa comprimida	$Z = 6163.17$	$M_{sd} = 184.70$ $M_{rd} = 193.30$	0.96

Fonte: Autor (2021)

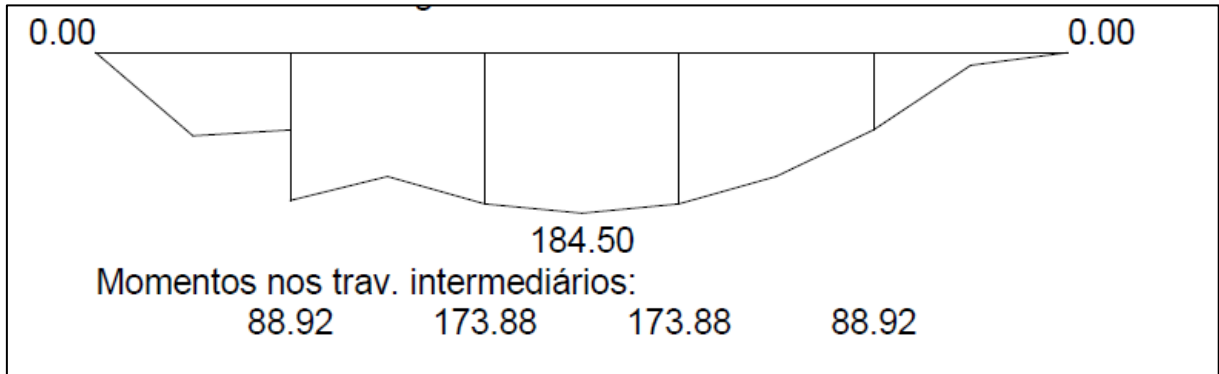
6.6 VIGA – V 750 CP

No dimensionamento da viga protendida V750CP, adotou-se como característica limitante a altura de 750 mm, como nas demais vigas, realizou-se a análise de ELU, conforme recomendações da NBR8800:2008.

Os resultados observados para o esforço de momento para esta viga foram: momento solicitante máximo na estrutura de 184.50 kN.m e momento resistente máximo, 187.34 KN.m. (FIGURA 31) Assim, o fator de utilização corresponde a 98%.

O esforço cortante de projeto é de 70.80 kN, enquanto que o cortante resistente da seção analisada equivale a 101.20kN, isto é, 70 % da capacidade da viga. A área obtida para essa seção foi de 71.25 mm². (FIGURA 32)

Figura 31-Diagrama momentos M3- V750 CP



Fonte: Autor (2021)

Figura 32-Quadro de Resultado V750 CP

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.1.1c	$V_{sd}/V_{rd} < 1$ $V_{rd} = 1.24(\lambda p/\lambda)^2 V_{pl}$	$A_w = 71.25$ $V_{pl} = 0.6 f_y A_w$	$V_{sd} = 70.80$ $V_{rd} = 101.20$	0.70
Momento M3 (G.2.1a) sem FLT Notas:	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} < 1.00$ mesa comprimida	$Z = 5973.30$	$M_{sd} = 184.50$ $M_{rd} = 187.34$	0.98

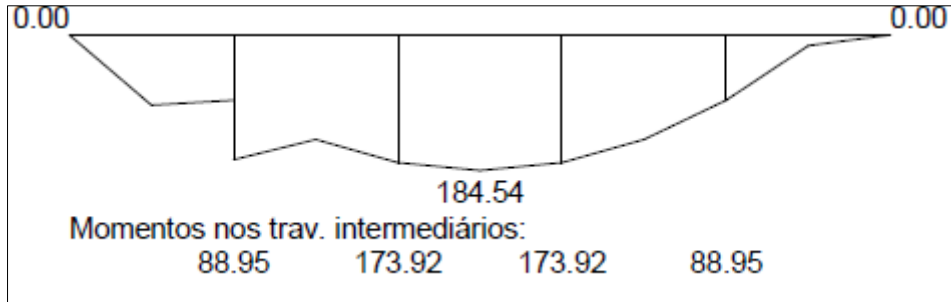
Fonte: Autor (2021)

6.7 VIGA – V 800 CP

Na viga V800 CP analisada, a área resultante da análise corresponde a 76 mm². O momento máximo solicitante da estrutura foi de 184.54 kN.m, ao passo que o momento resistente dessa viga corresponde a 203,51 kN.m. (FIGURA 33) Tal esforço representa 91 % da capacidade resistente da viga.

Em relação ao esforço cortante, o esforço solicitante calculado corresponde a 70,81kN e o cortante resistente a 94.19 kN. Dessa forma, percebe-se que se utilizou 75 % da capacidade para esse esforço. (FIGURA 34)

Figura 33-Diagrama momentos M3- V800 CP



Fonte: Autor (2021)

Figura 34-Quadro de Resultado V800 CP

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.1.1c	$V_{sd}/V_{rd} < 1$ $V_{rd} = 1.24(\lambda_p/\lambda)^2 V_{pl}$	$A_w = 76.00$ $V_{pl} = 0.6f_y A_w$	$V_{sd} = 70.81$ $V_{rd} = 94.19$	0.75
Momento M3 (G.2.1a) sem FLT Notas:	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} < 1.00$ Mesa comprimida	$Z = 6488.69$	$M_{sd} = 184.54$ $M_{rd} = 203.51$	0.91

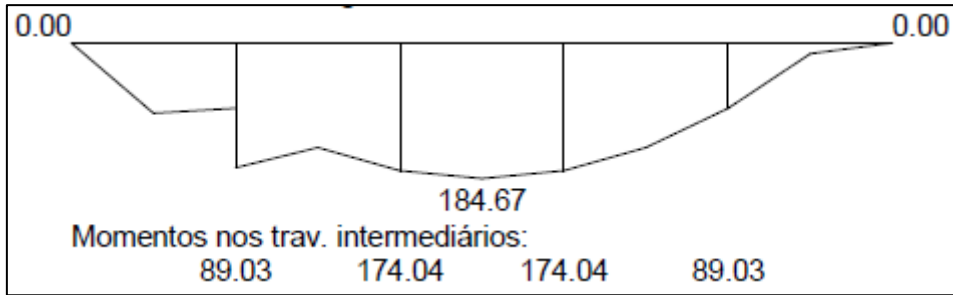
Fonte: Autor (2021)

6.8 VIGA – V 850 CP

A viga V850CP corresponde a uma viga protendida de 850 mm de altura. Os resultados obtidos pelo software indicaram que o momento solicitante máximo na estrutura é de 184,67 kN.m e o momento resistente máximo equivale a 220.69 KN.m. Assim, o fator de utilização foi de 84 % da capacidade resistente da viga. (FIGURA 35)

Da análise do esforço cortante de projeto de 70,85 kN e do cortante resistente da seção analisada equivale a 88,44 kN, constata-se que se utilizou 80 % de sua capacidade. Além disso, frisa-se que a área obtida para essa seção foi de 80,75 mm². (FIGURA 36)

Figura 35--Diagrama momentos M3- V850 CP



Fonte: Autor (2021)

Figura 36-Quadro de Resultado V850 CP

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.1.1c	$V_{sd}/V_{rd} < 1$ $V_{rd} = 1.24(\lambda_p/\lambda)^2 V_{pl}$	$A_w = 80.75$ $V_{pl} = 0.6f_y A_w$	$V_{sd} = 70.85$ $V_{rd} = 88.44$	0.80
Momento M3 (G.2.1a) sem FLT Notas:	$M_{sd} / M_{rd} < 1.00$ Mrd mesa comprimida	$Z = 7036.38$	$M_{sd} = 184.67$ $M_{rd} = 220.69$	0.84

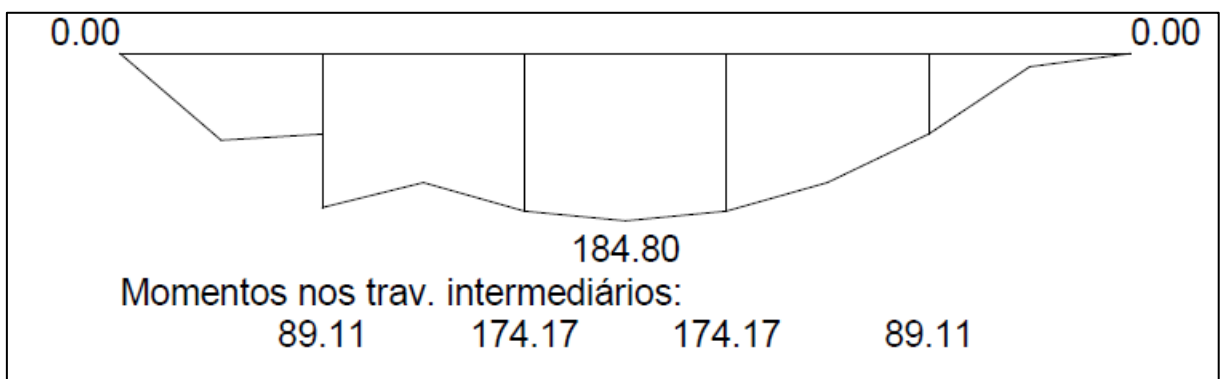
Fonte: Autor (2021)

6.9 VIGA – V 900 CP

A última viga protendida analisada possui altura igual a 900 mm. Para essa seção, o fator de utilização da viga para o momento foi de 91 %. Isso porque, o momento solicitante calculado de 184,80 kN.m. (FIGURA 37)

Ademais, observou-se nos resultados que o esforço cortante solicitante corresponde a 70.88 kN e o esforço resistente, 83, 95kN. Dessa forma, nota-se que a capacidade da viga utilizada foi de 84%. A área seção para a viga V900CP foi de 85.50 mm². (FIGURA 38)

Figura 37-Diagrama momentos M3- V900 CP



Fonte: Autor (2021)

Figura 38-Quadro de Resultado V900 CP

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.1.1c	$V_{sd}/V_{rd} < 1$ $V_{rd} = 1.24(\lambda_p/\lambda)^2 V_{pl}$	$A_w = 85.50$ $V_{pl} = 0.6f_y A_w$	$V_{sd} = 70.88$ $V_{rd} = 83.95$	0.84
Momento M3 (G.2.2b) FLA Notas:	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} < 1.00$ mesa comprimida	$\lambda = 92.74$ $\lambda_p = 39.30$ $\lambda_r = 137.24$	$M_{sd} = 184.80$ $M_{rd} = 203.45$ $M_p = 290.25$ $M_r = 223.80$	0.91

Fonte: Autor (2021)

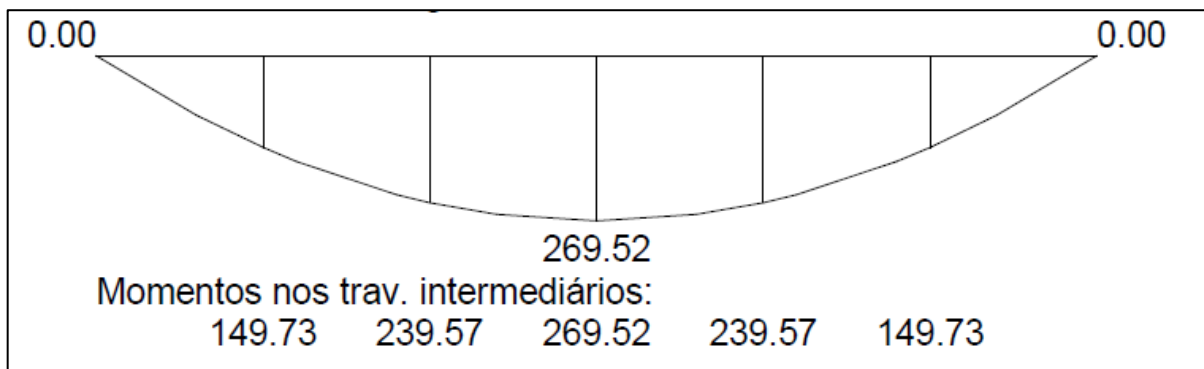
6.10 VIGA – V 500 SP

Para a viga V500SP, adotou-se a altura limitante de 500 mm, desse modo ao realizou-se a análise de ELU, conforme recomendações da NBR8800:2008. Nessa viga não foi utilizado o sistema de protensão.

De acordo com os resultados, o momento solicitante máximo na estrutura equivale a 269,52 kN.m e o momento resistente máximo, 269,67 KN.m. (FIGURA 39) Desta forma, o fator de utilização para esse carregamento foi de quase 100 % da capacidade resistente da viga.

Da análise do esforço cortante, observa-se que a capacidade da viga utilizada foi de 40%. Isso porque o cortante solicitante obtido é de 71,87 kN e o cortante resistente da seção analisada equivale a 178,77 kN. Por fim, a área obtida para essa seção foi de 95 mm². (FIGURA 40)

Figura 39-Diagrama momentos M3- V500 SP



Fonte: Autor (2021)

Figura 40-Quadro de Resultado V500 SP

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.1.1a	$V_{sd}/V_{rd} < 1$ $V_{rd} = 0.6 \cdot f_y \cdot A_w / 1.1$	$A_w = 95.00$	$V_{sd} = 71.87$ $V_{rd} = 178.77$	0.40
Momento M3 (G.2.1a) sem FLT Notas:	$M_{sd} / M_{rd} < 1.00$ Mrd mesa comprimida	$Z = 8598.32$	$M_{sd} = 269.52$ $M_{rd} = 269.67$	1.00

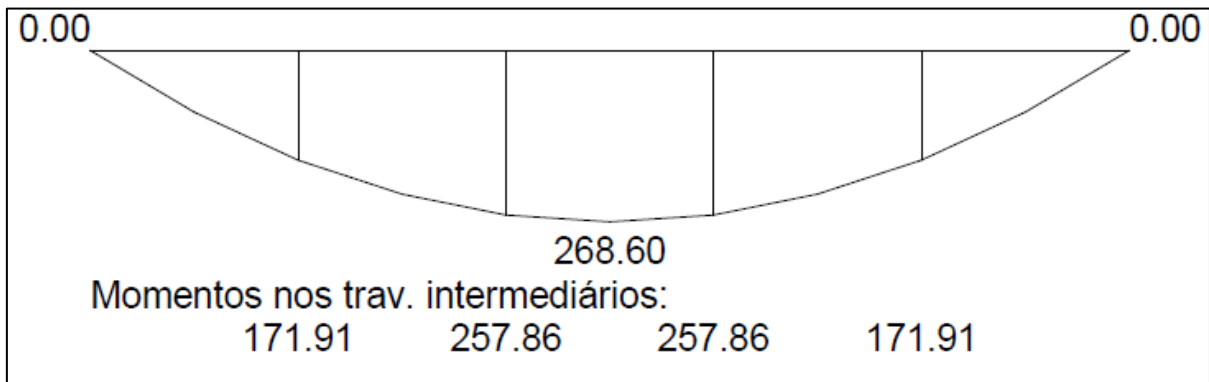
Fonte: Autor (2021)

6.11 VIGA – V 550 SP

A viga V550SP possui como característica limitante a altura de 550 mm. Conforme os resultados do software STRAP, o momento solicitante máximo na estrutura foi de 268,60 kN.m. Ao passo que o momento resistente máximo correspondeu a 278,82 kN.m para o perfil com 550 mm de altura, o que corresponde a um fator de utilização de 96%. (FIGURA 41)

O esforço cortante de projeto foi de 71.63 kN, já o cortante resistente da seção analisada, 131,45 kN, ou seja, 54 % da capacidade da viga. A área obtida para essa seção foi de 69.85 mm². (FIGURA 42)

Figura 41- Diagrama momentos M3- V550 SP



Fonte: Autor (2021)

Figura 42-Quadro de Resultado V550 SP

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.1.1a	$V_{sd}/V_{rd} < 1$ $V_{rd}=0.6 \cdot f_y \cdot A_w / 1.1$	$A_w = 69.85$	$V_{sd} = 71.63$ $V_{rd} = 131.45$	0.54
Momento M3 (G.2.1a) sem FLT Notas:	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} < 1.00$ Mesa comprimida	$Z = 8889.91$	$M_{sd} = 268.60$ $M_{rd} = 278.82$	0.96

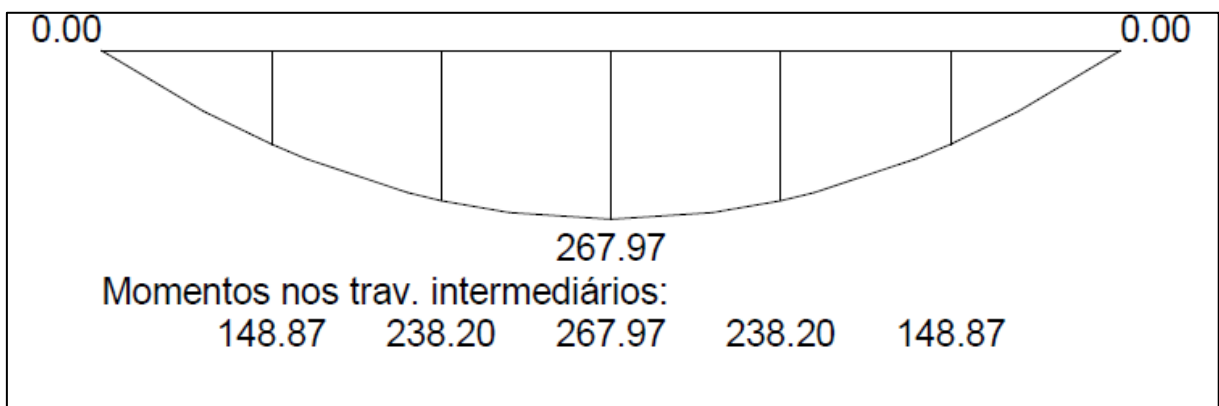
Fonte: Autor (2021)

6.12 VIGA – V 600 SP

Observa-se que, na viga convencional V600 SP, o momento solicitante máximo na estrutura foi de 267,97 kN.m e o momento resistente máximo correspondeu a 277,49 KN.m. (FIGURA 43) Essa diferença corresponde a um fator de utilização de 97%.

Além disso, o esforço cortante de projeto foi de 71.46 kN e o cortante resistente da seção analisada, 143,39 kN, isto é, 50 % da capacidade da viga. A área obtida para essa seção foi de 76,20 mm². (FIGURA 44)

Figura 43-Diagrama momentos M3- V600 SP



Fonte: Autor (2021)

Figura 44-Quadro de Resultado V600 SP

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.1.1a	$V_{sd}/V_{rd} < 1$ $V_{rd}=0.6 \cdot f_y \cdot A_w / 1.1$	$A_w = 76.20$	$V_{sd} = 71.46$ $V_{rd} = 143.39$	0.50
Momento M3 (G.2.1a) sem FLT Notas:	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} < 1.00$ Mrd mesa comprimida	$Z = 8847.49$	$M_{sd} = 267.97$ $M_{rd} = 277.49$	0.97

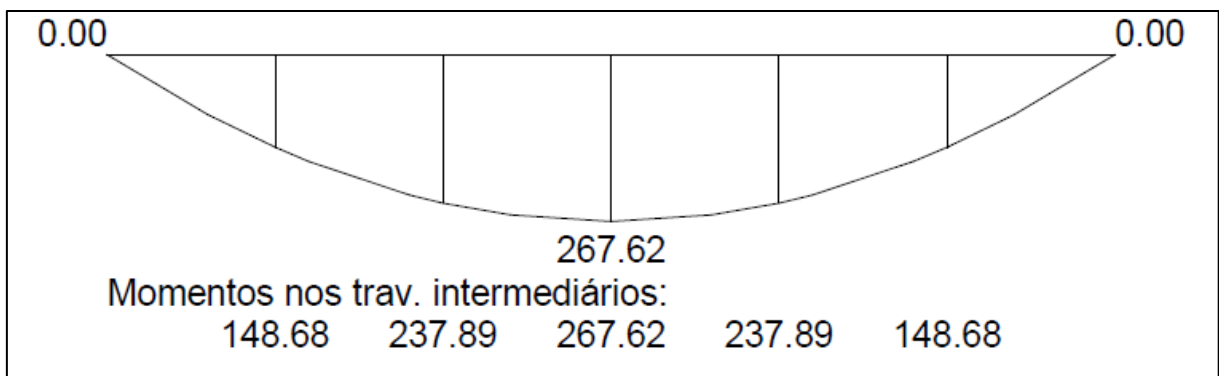
Fonte: Autor (2021)

6.13 VIGA – V 650 SP

A viga V650SP corresponde a uma viga convencional de altura igual a 650 mm. Nesta viga, o fator de utilização para o momento fletor foi próximo a 100%. Isso porque o momento solicitante calculado foi de 267,62 kN.m e o momento resistente máximo obtido para a seção, 268,74 kN.m. (FIGURA 45)

Quanto ao esforço cortante, nota-se que foi utilizado apenas 46% da capacidade viga. Isso porque o cortante solicitante obtido foi de 71,37 kN e o cortante resistente da seção analisada, 155,34 kN. A área seção para a viga V700CP foi de 82,55mm². (FIGURA 46)

Figura 45- Diagrama momentos M3- V650 SP



Fonte: Autor (2021)

Figura 46-Quadro de Resultado V650 SP

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.1.1a	$V_{sd}/V_{rd} < 1$ $V_{rd}=0.6 \cdot f_y \cdot A_w / 1.1$	$A_w = 82.55$	$V_{sd} = 71.37$ $V_{rd} = 155.34$	0.46
Momento M3 (G.2.1a) sem FLT Notas:	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} < 1.00$ Mrd mesa comprimida	$Z = 8568.56$	$M_{sd} = 267.62$ $M_{rd} = 268.74$	1.00

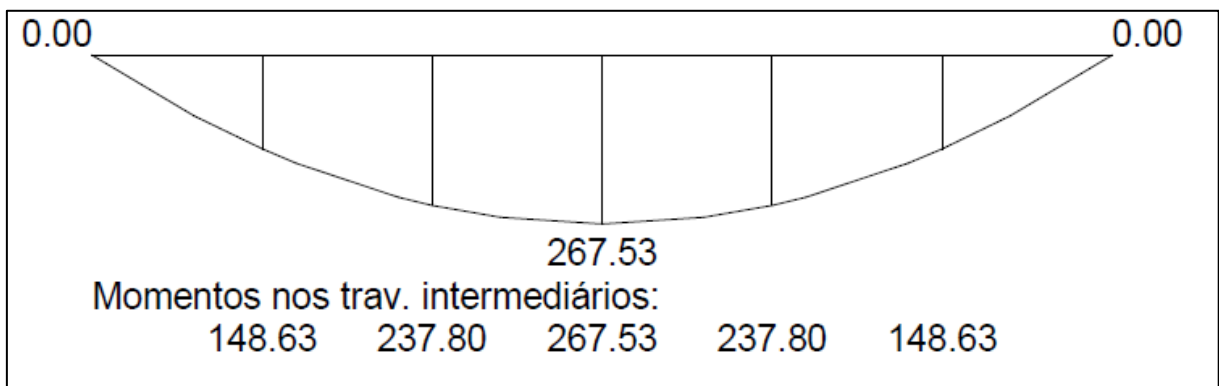
Fonte: Autor (2021)

6.14 VIGA – V 700 SP

Para a viga V700SP, o fator de utilização obtido para a seção, considerando o momento fletor foi de 98%. Com efeito, o momento solicitante calculado foi de 267,53 kN.m e o momento resistente máximo obtido para a seção, 273,10 kN.m. (FIGURA 47)

Ademais, quanto ao esforço cortante, depende-se que foi utilizado cerca de 43% da capacidade viga. O cortante solicitante obtido foi de 71,34 kN e o cortante resistente da seção analisada, 167,29 kN. A área seção para a viga V700CP foi de 88,90 mm². (FIGURA 48)

Figura 47-Diagrama momentos M3- V700 SP



Fonte: Autor (2021)

Figura 48-Quadro de Resultado V700 SP

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.1.1a	$V_{sd}/V_{rd} < 1$ $V_{rd}=0.6 \cdot f_y \cdot A_w / 1.1$	$A_w = 88.90$	$V_{sd} = 71.34$ $V_{rd} = 167.29$	0.43
Momento M3 (G.2.1a) sem FLT Notas:	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} < 1.00$ Mesa comprimida	$Z = 8707.54$	$M_{sd} = 267.53$ $M_{rd} = 273.10$	0.98

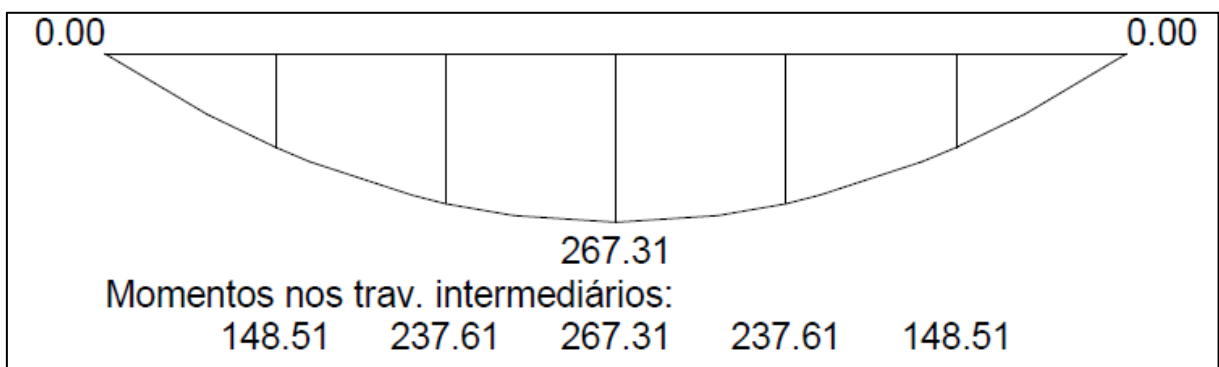
Fonte: Autor (2021)

6.15 VIGA – V 750 SP

De acordo com as análises realizadas para a viga V750SP, o fator de utilização obtido para o momento fletor aplicado foi de 96%. O momento solicitante calculado foi de 267,31 kN.m e o momento resistente máximo obtido para a seção, 277,83 kN.m. (FIGURA 49)

O cortante solicitante obtido foi de 71,28 kN e o cortante resistente da seção analisada, 179,24 kN. Assim, percebe-se que foi utilizado cerca de 40% da capacidade viga. A área seção para a viga analisada foi de 95,25 mm². (FIGURA 50)

Figura 49-Diagrama momentos M3- V750 SP



Fonte: Autor (2021)

Figura 50- Quadro de Resultado V750 SP

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.1.1a	$V_{sd}/V_{rd} < 1$ $V_{rd}=0.6 \cdot f_y \cdot A_w / 1.1$	$A_w = 95.25$	$V_{sd} = 71.28$ $V_{rd} = 179.24$	0.40
Momento M3 (G.2.1a) sem FLT Notas:	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} < 1.00$ Mrd mesa comprimida	$Z = 8858.33$	$M_{sd} = 267.31$ $M_{rd} = 277.83$	0.96

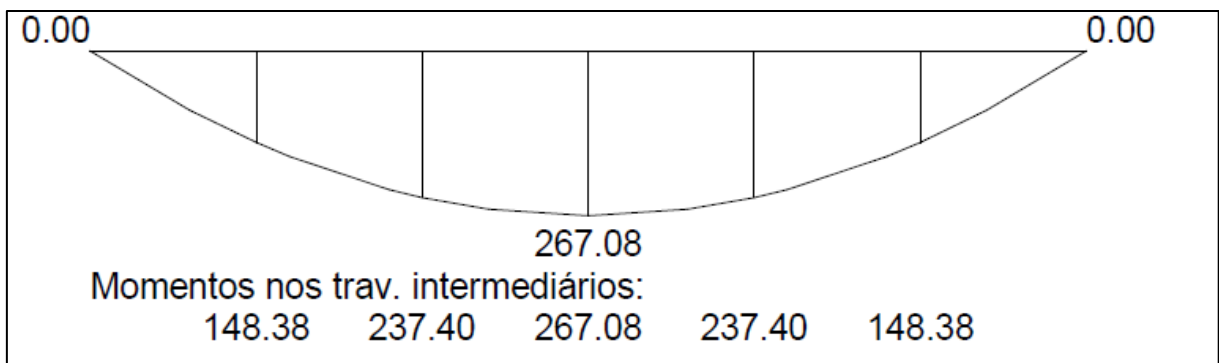
Fonte: Autor (2021)

6.16 VIGA – V 800 SP

A viga convencional de altura igual a 800 mm atingiu um fator de utilização de 95%. Desse modo, o momento solicitante calculado foi de 267,08 kN.m e o momento resistente máximo obtido para a seção, 280,74 kN.m. (FIGURA 51)

Quanto ao esforço cortante, destaca-se que o cortante solicitante obtido foi de 71,22 kN, ao passo que, o cortante resistente da seção analisada, 186,44 kN. Desta forma, foi utilizado apenas 38% da capacidade viga. A área seção para a viga analisada foi de 101,60 mm². (FIGURA 52)

Figura 51- Diagrama momentos M3- V800 SP



Fonte: Autor (2021)

Figura 52- Quadro de Resultado V800 SP

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.1.1b	$V_{sd}/V_{rd} < 1$ $V_{rd}=0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot \sqrt{(K_v E / f_y)} / (h/t_w)$	$A_w = 101.60$	$V_{sd} = 71.22$ $V_{rd} = 186.44$	0.38
Momento M3 (G.2.1a) sem FLT Notas:	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} < 1.00$ mesa comprimida	$Z = 8951.01$	$M_{sd} = 267.08$ $M_{rd} = 280.74$	0.95

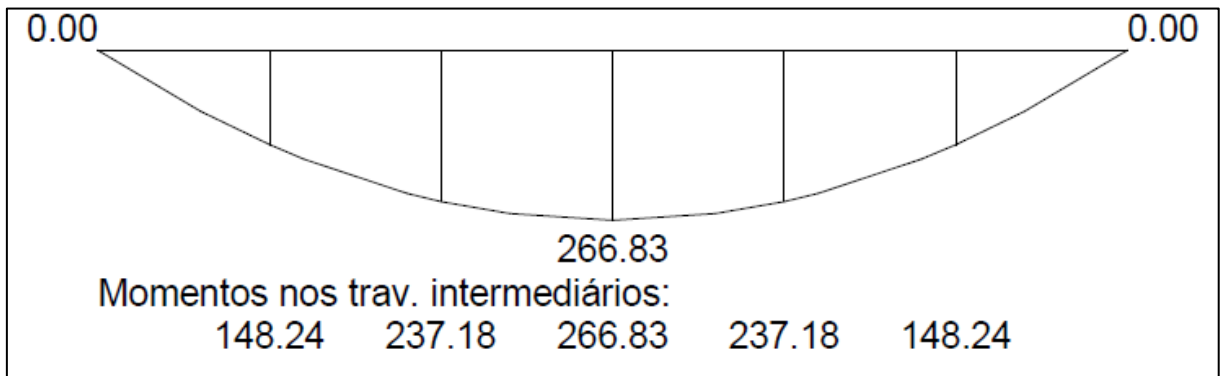
Fonte: Autor (2021)

6.17 VIGA – V 850 SP

Na penúltima viga analisada no estudo, o momento solicitante calculado foi de 266,83 kN.m e o momento resistente máximo obtido para a seção, 279,48 kN.m. (FIGURA 53)

Para o esforço cortante, o cortante solicitante obtido foi de 71,15 kN e o cortante resistente da seção analisada, 184,57 kN. Assim, foi utilizado cerca de 39% da capacidade viga. A área seção para a viga analisada foi de 107,95 mm². (FIGURA 54)

Figura 53- Diagrama momentos M3- V850 SP



Fonte: Autor (2021)

Figura 54-Quadro de Resultado V850 SP

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.1.1b	$V_{sd}/V_{rd} < 1$ $V_{rd}=0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot \sqrt{(K_v E / f_y) / (h / t_w)}$	$A_w = 107.95$	$V_{sd} = 71.15$ $V_{rd} = 184.57$	0.39
Momento M3 (G.2.1a) sem FLT Notas:	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} < 1.00$ Mesa comprimida	$Z = 8910.94$	$M_{sd} = 266.83$ $M_{rd} = 279.48$	0.95

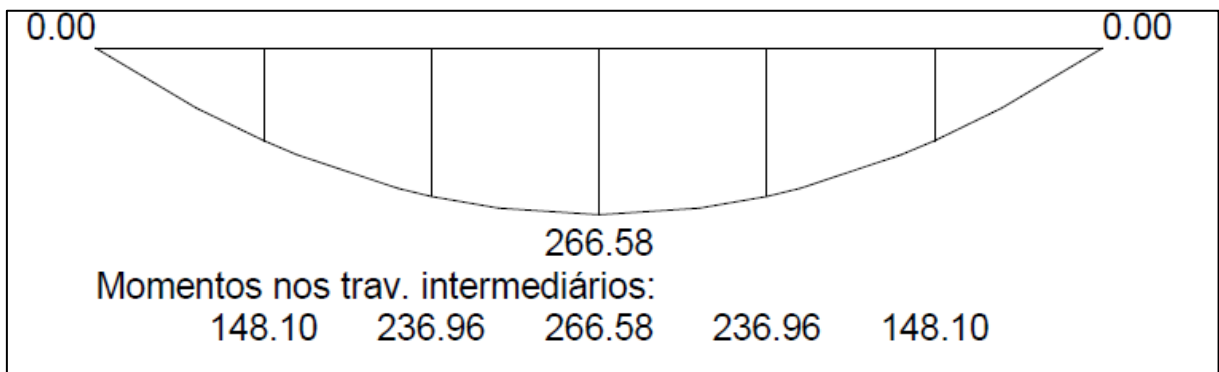
Fonte: Autor (2021)

6.18 VIGA – V 900 SP

A viga V900SP, foi analisada sem o uso da protensão. Dessa forma, o momento solicitante calculado foi de 266,58 kN.m e o momento resistente máximo obtido para a seção, 276,75kN.m. (FIGURA 55)

Além disso, do estudo do esforço cortante, nota-se que foi utilizado 39% da sua capacidade resistente. Isso porque o cortante solicitante obtido foi de 71,09 kN e o cortante resistente da seção analisada, 182,96 kN.. A área seção para a viga analisada foi de 114,30 mm². (FIGURA 56)

Figura 55- Diagrama momentos M3- V900 SP



Fonte: Autor (2021)

Figura 56- Quadro de Resultado V900 SP

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V2 5.4.3.1.1b	$V_{sd}/V_{rd} < 1$ $V_{rd}=0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot \sqrt{(K_v E / f_y)} / (h / t_w)$	$A_w = 114.30$	$V_{sd} = 71.09$ $V_{rd} = 182.96$	0.39
Momento M3 (G.2.1a) sem FLT Notas:	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} < 1.00$ Mrd mesa comprimida	$Z = 8823.80$	$M_{sd} = 266.58$ $M_{rd} = 276.75$	0.96

Fonte: Autor (2021)

7. CONCLUSÃO

Inicialmente, é válido destacar que conforme Ribeiro (2017), a altura da viga mista principal, ou seja, a que recebe as vigas secundárias, é normalmente 6% do vão desta viga. No caso em estudo, tem-se um vão de 15.000 mm, o que resultaria numa altura de viga de 900 mm. As solicitações de cálculo, normalmente geram a necessidade de alterar a seção transversal, a fim de lograr uma inercia e módulo resistente que atendam aos requisitos de cálculo, sendo a solução mais praticada é aumentar a altura da viga, isso porque conforme se aumenta a altura de uma viga mista monossimétrica, a massa da viga é afastada do centro de gravidade. No entanto, por limitações da arquitetura, muitas vezes é necessário adotar alturas cada vez menores.

Dessa maneira, a possibilidade de usar o artifício da carga de protensão em vigas mistas protendidas vem ao encontro da necessidade de vigas com altura cada vez menores, devido às limitações arquitetônicas e à necessidade constantes da engenharia de dar respostas seguras e econômicas a sociedade. Ante ao exposto, foi realizada uma comparação dos resultados obtidos, tendo como parâmetro de relação à altura das vigas. (TABELA 2)

Tabela 2- Dados da massa linear

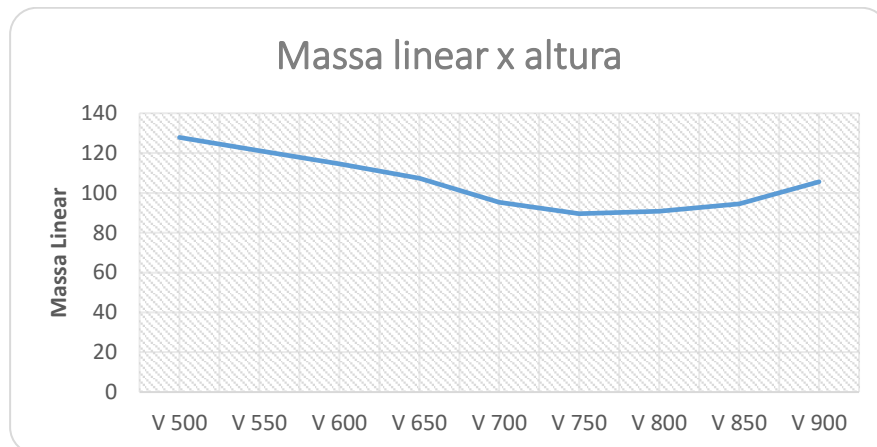
VIGAS	H/L	COM PROTENSÃO	SEM PROTENSÃO
V 500	0.033	127.85	203.86
V 550	0.037	121.21	177.88
V 600	0.040	114.57	159.92
V 650	0.043	107.41	150.02
V 700	0.047	95.37	147.34
V 750	0.050	89.56	141.15
V 800	0.053	90.75	134.51
V 850	0.057	94.47	127.35
V 900	0.060	105.50	120.41

Fonte: Autor (2021)

Na análise das vigas que foi inserida a carga de protensão, observou-se vigas metálicas com massa linear variando de 127.85 kg/m até 89.56 kg/m. Do estudo dos resultados apresentados, percebe-se que a partir da altura 750 mm, na qual a altura representa em torno de 5% do vão, foi atingido o menor peso de aço. (FIGURA 57) Constata-se, também, que a partir

desse valor (750 mm), o peso da viga tornou-se progressivamente maior, o que pode ser decorrente da alma com maior altura. Desse modo, é necessário maiores espessuras para evitar a flambagem da alma, em virtude da aplicação da carga de compressão, que ocorre pelo sistema da protensão.

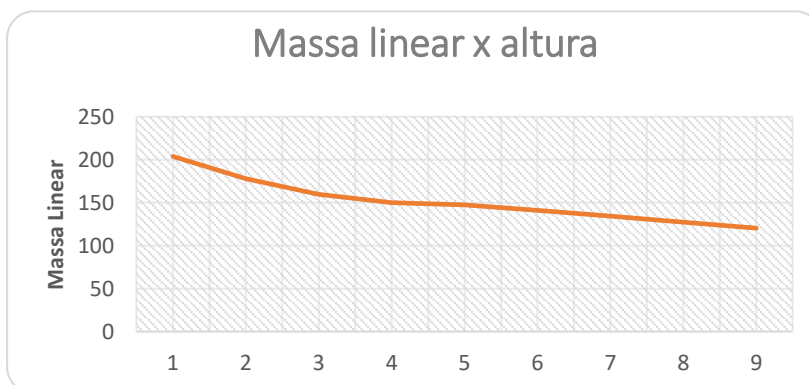
Figura 57-Gráfico vigas protendidas



Fonte: Autor (2021)

Na análise das vigas sem protensão, observou-se uma variação de massa linear das vigas entre 203.86 kg/m e 120.41 kg/m. De modo diverso do observado no estudo das vigas protendidas, no qual a menor massa linear ocorreu em 750mm seguido de um aumento nesse parâmetro; nas vigas sem protensão, a massa linear não possui este ponto de inflexão. (FIGURA 58) Tal conclusão, corrobora com o artigo realizado por Ribeiro (2017), que entende que a altura ideal de uma viga principal mista sem protensão corresponde a 6% do vão.

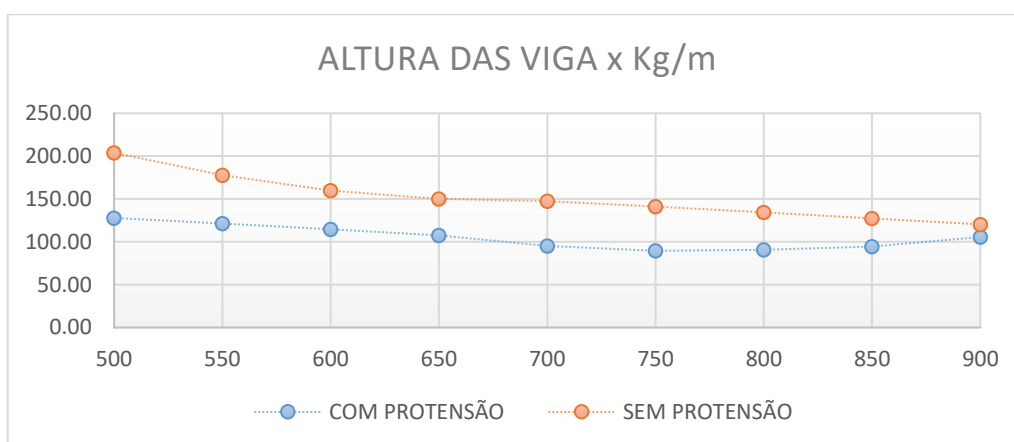
Figura 58- Gráfico vigas sem protensão



Fonte: Autor (2021)

Além disso, notou-se que as diferenças entre os pesos das vigas com e sem protensão são reduzidos à proporção que a altura da viga se torna maior. Com efeito, pode-se observar que para uma viga de 500 mm de altura, a diferença de peso entre as vigas é de 76.01 kg/m. Por outro lado, quando realizada a mesma comparação para uma viga de 900mm de altura, tem-se uma diferença de peso de 14.91kg/m. Tal redução na variação de peso torna-se nítida, a partir da visualização do gráfico presente na Figura 59. Este gráfico, que mostra as curvas do peso das vigas com e sem protensão em relação as alturas das vigas, permite concluir que as massas se tornam próximas com o aumento das alturas.

Figura 59-Comparação vigas

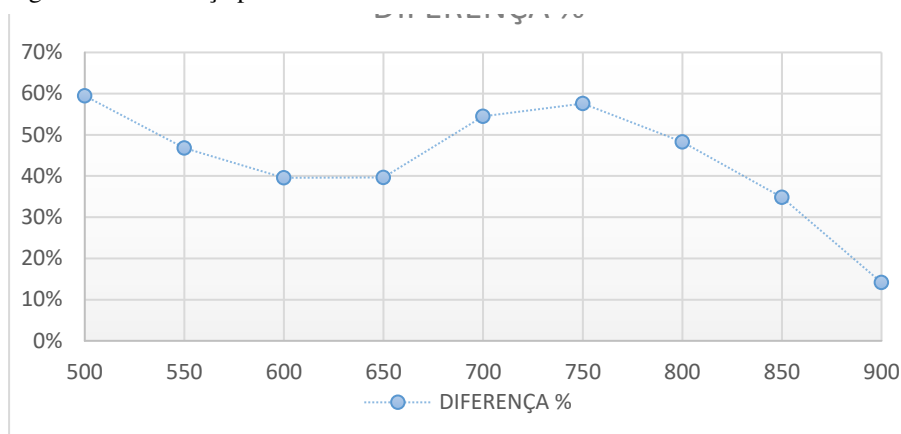


Fonte: Autor (2021)

Salienta-se, também, que a diferença percentual entre as massas lineares das vigas com protensão e das vigas sem protensão também sofre variações conforme a modificação da altura das vigas. De fato, a diferença percentual entre as massas lineares das vigas de 500mm, com e sem protensão foi de 59%, ao passo que, nas vigas de 900mm, a diferença correspondeu a 14%, ou seja, uma variação de 45% entre essas alturas.

Da análise da Figura 60, pode-se afirmar que a diferença é reduzida, quando as vigas aumentam da altura de 500mm até a altura de 600mm e que se mantém praticamente constantes nas vigas de 600mm e 650mm de altura. No entanto, a diferença torna a aumentar na variação de altura entre 650mm até 750mm e é reduzida nas vigas de 750mm até 900mm.

Figura 60- Diferença percentual entre as massas



Fonte: Autor (2021)

Frisa-se que essa variação não foi uma suposição inicial no presente estudo, todavia, pode ser explicada pela reduzida quantidade de vigas da amostra. Além disso, a tendência de aproximação entre as massas lineares das vigas com e sem protensão, à medida que a altura da viga cresce pôde ser confirmada. É possível que para uma amostra maior torne-se mais clara a redução da variação percentual entre os pesos das vigas, à proporção que a altura aumenta.

Ademais, ressalta-se que esse estudo tem limitações, pois não se fez verificações de análises de estado limite de serviço como vibrações, flechas, nem a influência que a natureza reológica do concreto. Além disso, não se considerou as perdas de protensão associadas às ancoragens, que decorrem dos tipos de ancoragem a serem instaladas. Destaca-se que essas limitações podem alterar as taxas de consumo de aço das vigas analisadas.

Por fim, nesse trabalho, podemos citar como maior conclusão o fato das vigas mistas protendidas serem capazes de abrir uma gama de soluções para viabilizar projetos arquitetônicos, bem como, reduzir custos das obras que usam vigas de aço, principalmente para relações alturas variando entre 3.33% e 5% do vão de uma viga isostática sobre dois apoios.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, T. G. M.; HANAI, J. B., 2001, Avaliação do comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas por meio da Protensão de Cabos Externos. In: 43º Congresso Brasileiro do Concreto, I-063, Vitória. Anais, Vitória: Instituto Brasileiro do Concreto.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas; MALITE, Maximiliano. Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**. São Carlos, jan. 2005. p. 51-84.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118. **Projeto de estruturas de concreto**. Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6120. **Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8800 **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Concreto protendido**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2020. 237 p. Disponível em: <www.feb.unesp.br/pbastos>. Acesso em: 27 abr. 2020.
–BUCHAIM, Roberto. **Concreto protendido: Tração axial, Flexão simples e Força cortante**. Brasil: Eduec, 2008. 224 p.

CARDOSO, Daniel Cralos Taissum. **Soluções em vigas mistas aço-concreto para o projeto da superestrutura de pontes rodoviárias**. 2006. 77 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Mecânica Aplicada e Estruturas, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

CASTRO, Sérgio. **Concreto Protendido: Vantagens e desvantagens dos diferentes processos de protensão do concreto nas estruturas**. 2011. 46 p. Monografia (Especialização em Construção Civil) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011. Disponível em: <https://repositorio.ufmg.br/handle/1843/BUOS-9AEKDH>. Acesso em: 4 ago. 2021.

CBCA. Centro Brasileiro da Construção em Aço (Org.). **Estrutura metálica é aposta na construção**. 2015. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/noticias-detalhes.php?cod=7072>>. Acesso em: 27 mar. 2020.

CORTEZ, Lucas Azevedo de Rocha et al. Uso das estruturas de aço no Brasil. **Caderno de Graduação: Ciências Exatas e Tecnológicas - UNIT**. Alagoas, p. 217-228. Nov. 2017. Disponível em: <<https://periodicos.set.edu.br/index.php/fitsexatas/article/download/5215/2570>>. Acesso em: 05 mar. 2020

CUNHA, José Filho de Sousa. **Procedimentos para cálculo e verificação de seções transversais de concreto protendido no estado limite último e de serviço para flexão normal**. 2012. 67 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012

EMERICK, Alexandre Anozé. **Projeto e execução de lajes protendidas**. Rio de Janeiro: Interciência, 2005. 118 p.

FERREIRA, Aline Caires. **Vigas metálicas protendidas: Análise estática, modal e de ruptura do cabo de protensão e aplicativo computacional para projetos**. 2007. 276 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2007

HANAI, João Bento de. **Fundamentos do concreto protendido**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2005. 116 p.

ISHITANI, Hideki; FRANÇA, Ricardo Leopoldo e Silva. **Concreto protendido: Fundamentos Iniciais**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2002. 83 p.

KOTINDA, Tatianne Iamin. **Modelagem numérica de vigas mistas aço- concreto simplesmente apoiadas: Ênfase ao estudo da interface laje-viga**. 2006. 121 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

LEITE FILHO, Marcelo Melo de. **Protensão em pontes de vigas mistas em aço e concreto**. 2016. 122 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

NELSEN, A. C. H.; DE SOUZA, **Vigas Mistas de Aço e Concreto com Protensão Externa: Conceitos e Aplicações**. Congresso Latino Americano da Construção Metálica, São Carlos, 2012.

NELSEN, A. C. H. **Comportamento Estrutural de Vigas Mistas de Aço e Concreto com Protensão Externa**. Dissertação de Mestrado. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos, 2013. ISBN N424ce.

OLIVEIRA, M. V. X. de. **Análise numérica de vigas mistas protendidas**. 2017. 82 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.

PFIEL, Walter; PFEIL, Michele. **Estruturas de aço: Dimensionamento Prático**. 8. ed. Rio de Janeiro: Editora Didática e Científica, 2009.

REIS, F. J. C., 2003, Influência do Nível de Protensão na Deformação de Estruturas Executadas com Protensão Externa. Dissertação de Mestrado, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

REZENDE C. R. **Análise estrutural de vigas metálicas protendidas**. 2007. 119 f. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Espírito Santo, 2007.

RIBEIRO, Mário César. **Análise da relação do vão x altura das vigas metálicas mistas já executadas**. Especialize, Campina Grande, v. 01/2017, n. ISSN 2179-5568, ed. 13, 20 jul. 2017

SAMPAIO, C. F.; YAGUI, T., 1976, Dimensionamento Econômico de vigas protendidas de aço. In: XVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural – Salvador.

SILVA FILHO, Carlos Alberto Ibiapina e. **Procedimentos para ensaio de viga de concreto protendido com cordoalha não aderente**. 2010. 66 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010.

TEJEDOR, Cristina Mayan. **Patologias, recuperação e reforço com protensão externa em estruturas de pontes**. 2013. 139 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

TRISTÃO, Gustavo Alves. **Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica**. 2002. 146 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

VERÍSSIMO, Gustavo de Souza; CÉSAR JR, Kléos Lenz. **Concreto Protendido – Fundamentos Básicos**. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 1998.

WAYAR, Álvaro Marcelo Moscoso. **Análise Numérica de Vigas mistas aço-concreto pelo Método de Elementos Finitos: Protensão Externa**. 2016. 136 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.