

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**DOUGLAS ALVES MENDONÇA
MATHEUS OLIVEIRA DA SILVA**

**COMPORTAMENTO E DIMENSIONAMENTO
ESTRUTURAL DE VIGA SIMPLES EM AÇO E VIGA MISTA
DE AÇO E CONCRETO**

ANÁPOLIS / GO

2019

**DOUGLAS ALVES MENDONÇA
MATHEUS OLIVEIRA DA SILVA**

**COMPORTAMENTO E DIMENSIONAMENTO
ESTRUTURAL DE VIGA SIMPLES EM AÇO E VIGA MISTA
DE AÇO E CONCRETO**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA**

ORIENTADOR: ME. ROGÉRIO SANTOS CARDOSO

ANÁPOLIS / GO: 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

MENDONÇA, DOUGLAS ALVES/ DA SILVA, MATHEUS OLIVEIRA

Comportamento e dimensionamento estrutural de viga simples em aço e viga mista de aço e concreto

99P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2019).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

- | | |
|----------------------|----------------------|
| 1. Estruturas em Aço | 2. Estruturas Mistas |
| 3. Vigas Mistas | 4. Vigas em Aço |
| I. ENC/UNI | II. TÍTULO |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MENDONÇA, DOUGLAS ALVES/ DA SILVA, MATHEUS OLIVEIRA. Comportamento e dimensionamento estrutural de viga simples em aço e viga mista de aço e concreto. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 100p. 2019.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Douglas Alves Mendonça

Matheus Oliveira da Silva

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

Comportamento e dimensionamento estrutural de viga simples em aço e viga mista de aço e concreto

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

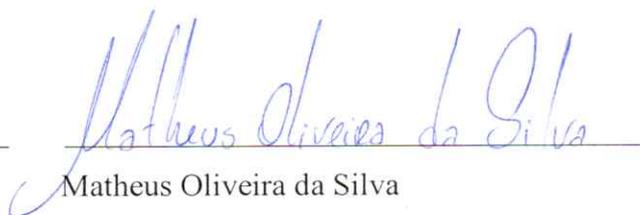
ANO: 2019

É concedida à UniEvangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.



Douglas Alves Mendonça

E-mail: douglas_alves-123@hotmail.com



Matheus Oliveira da Silva

E-mail: Matheus_d212@hotmail.com

**DOUGLAS ALVES MENDONÇA
MATHEUS OLIVEIRA DA SILVA**

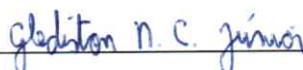
**COMPORTAMENTO E DIMENSIONAMENTO
ESTRUTURAL DE VIGA SIMPLES EM AÇO E VIGA MISTA
DE AÇO E CONCRETO**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL**

APROVADO POR:



**ROGERIO SANTOS CARDOSO, Mestre (UniEvangélica)
(ORIENTADOR)**



**GLEDISTON NEPOMUCENO COSTA JÚNIOR, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)**



**PAULO ALEXANDRE DE OLIVEIRA, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)**

DATA: ANÁPOLIS/GO, 03 DE DEZEMBRO DE 2019.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente nossos agradecimentos estão direcionados a Deus, sem ele nada disso poderia acontecer, sem ele nada do que sonhamos ou tentamos realizar teria significado em nossas vidas, com ele todos os desafios enfrentados até então estão sendo possíveis de se superar. Agradecemos a Deus, por estar sempre nos presenteando com a presença de pessoas maravilhosas que estão sempre voltadas há querer nosso bem, assim como dividir as dificuldades que os percalços da vida nos impõem.

Agradecemos nossas famílias pois nelas confiamos por serem nosso porto seguro, se os desafios parecem insuperáveis, se os momentos de nervosismo e ansiedade tendem a tomarem conta de nós, são neles que buscamos o acolhimento, paciência, conforto e paz. E com certeza somos exemplo para eles e posteriormente seremos admirados por nos tornarmos exímios profissionais.

Agradeço a nossa colega Aline Barroso, de tudo que conquistamos no decorrer do período acadêmico a sua amizade, o seu apoio, a sua disposição em ajudar e principalmente a sua paciência em se colocar ao nosso atendimento, sendo um dos fatores principais que nos punccionam há buscar a reta final dessa graduação.

Direcionamos os nossos agradecimentos aos professores que tivemos a oportunidade de conhecer e fazer amizade no decorrer dessa graduação, dentre eles: Agnaldo Antônio, Ana Lúcia Carrijo, Carlos Eduardo, Eduardo Toledo, Eduardo Argolo, Isa Lorena, João Belém, Kíria Nery, Rogério Cardoso, Rodolfo Rodrigues, Tiago de Lima, Wanessa Mesquita, Vanessa Honorato e outros, pois neles estão contidos o dom de ensinar e nos espelhamos não somente pelo conhecimento que eles transmitem, mais sim por saber que dos desafios que todos os estudantes enfrentam o professor é a visão da superação do que já passamos. Os professores sempre serão a inspiração para o nosso futuro como profissionais.

Agradecemos em especial, de forma honrosa o nosso grandioso orientador, Professor Mestre e Engenheiro Rogério Santos Cardoso, não somente pela transmissão de seus conhecimentos durante esse projeto, mais pela dedicação e vontade que demonstrou em cada momento dentro e fora da sala de aula em que a sua presença e opinião se fez fundamental na nossa jornada de aprendizagem. Com certeza ele será exemplo para toda nossa vida e carreira profissional.

Eu, Douglas Alves Mendonça agradeço em especial ao meu parceiro e amigo Matheus Oliveira da Silva, ao qual tive a oportunidade de compartilhar experiência e conhecimento em diversos momentos na faculdade, seja em momentos de descontração até momentos de tensão.

E por fim, agradeço a minha melhor amiga Magda, pois em vários momentos de angústia, ansiedade, nervosismo, ela me ajudou e me aconselhou em todos eles, sou grato por sua amizade, carinho, simpatia e carisma.

Por fim, eu Matheus Oliveira da Silva agradeço ao meu colega Douglas Alves Mendonça, com quem eu tenho o prazer de dividir os desafios desse projeto. Com o seu bom humor, sua inteligência que transcende qualquer desafio algo no qual sempre me admirei e principalmente a responsabilidade que ele transmitiu no decorrer desse projeto e em todo esse período em que nos conhecemos, foi possível dar procedimento a realização das diretrizes desse projeto.

RESUMO

As obras de construção civil atualmente usam a combinação de aço e concreto para comporem as edificações. Esses materiais são os mais utilizados nas obras de engenharia, sejam obras de aplicação de um simples elemento construtivo ou obras de elementos mistos, aonde o aço e concreto trabalham em conjunto. Na construção há utilização de estruturas mistas está ligada, diretamente com o desenvolvimento e a performance do concreto armado e das estruturas de aço que são usados atualmente. O sistema estrutural de vigas mistas tem sua vantagem de utilização visível quando comparado com as vigas de concreto, por apresentarem eficácia na execução e quando comparadas as vigas metálicas, apresentam maior rigidez da seção transversal a partir da combinação do aço com concreto, contudo consegue vencer maiores vãos e maiores solicitações de esforços e aplicações de cargas. Os perfis estruturais podem ser laminados, soldados ou dobrados a frio. Os primeiros são fabricados com aço preaquecido, que após passar por sucessivos laminadores, adquire a forma da seção desejada. Para o dimensionamento de vigas, pilares, lajes e ligações mistas, utiliza-se a NBR 8800 (ABNT, 2008). O presente Trabalho apresentará o dimensionamento e o comportamento estrutural de uma viga simples (aço) e uma viga mista (aço-concreto). Serão calculados a viga simples e a viga mista afim de atender os critérios da NBR 8800 (ABNT, 2008). Portanto o trabalho visa contribuir para aplicação de um modelo de sistema estrutural inovador na construção civil, ao qual exemplificará a vantagem da utilização do sistema misto.

PALAVRAS-CHAVE: Vigas Simples, Vigas Mistas. Conectores de Cisalhamento Comportamento. Dimensionamento.

ABSTRACT

Construction works currently use a combination of steel and concrete to compose the buildings. These materials are most commonly used in engineering works, the application works of a simple constructive element or the works of mixed elements, in addition to steel or concrete and concrete used together. In construction there is use of mixed structures is directly linked with the development and performance of reinforced concrete and steel structures that are currently used. The structural system of mixed beams has its advantage when compared to concrete beams, because it has performance of execution and when compared to metal beams, it presents greater rigidity of the cross section from the combination of steel and concrete, with higher performance. and higher application requests and load applications. Selected profiles can be rolled, welded or cold bent. The former are made of preheated steel, after passing through successive rolling mills, take on a shape of the selected section. To design beams, columns, slabs and contacts, use the NBR 8800 (ABNT, 2008). This paper presents the design and structural behavior of a single beam (steel) and a wrong beam (steel-concrete). Will calculate a simple beam and a beam that do not accept the requirements of NBR 8800 (ABNT, 2008). Therefore, the work aims to contribute to the application of an innovative structural system model in civil construction, to exemplify the advantage of using the mist system.

KEYWORDS: Simple Beams, Mixed Beams. Shear Connectors Behavior. Sizing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Edifício Garagem América	16
Figura 2 - Edifício Avenida Central	17
Figura 3 - Edifício Escritório Central da CSN	17
Figura 4 - Tipos usuais de vigas mistas	23
Figura 5 - Viga mista e seus elementos	39
Figura 6 - Viga mista sem conectores	40
Figura 7 - Funcionamento da Seção Mista: Interação nula, total e parcial	40
Figura 8 - Tensão em vigas mistas sob momento positivo.....	42
Figura 9 - Distribuição de tensões para momento fletor negativo.....	46
Figura 10 - Diagramas de tensões no estado limite de projeto de vigas sob momento positivo com ligação total.....	52
Figura 11 - Ilustração do valor a ser tomado para e e m_h	55
Figura 12 - Lajes de concreto com fôrma de aço incorporada	56
Figura 13 - Seção do perfil de aço tipo I	58
Figura 14 – Diagrama de carga total da laje.....	59
Figura 15 – Diagrama da carga total da sobrecarga	59
Figura 16 – Diagrama da carregamento total	60
Figura 17 – Diagrama de carregamento na viga V2 em KN	69
Figura 18 - Gráfico representativo para os deslocamentos do V1.....	79
Figura 19 - Gráfico representativo para os deslocamentos do V2.....	79
Figura 20 - Gráfico representativo dos momentos para V1 e V2.....	80

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Deslocamentos máximos.....	90
---------------------------------------	----

LISTA DE TABELA

Tabela 1 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m	82
Tabela 2 - Dimensões máximas de furos para parafusos e barras redondas rosqueadas	82
Tabela 3 - Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados	82
Tabela 4 - Valor de X em função do índice de esbeltez λ	83
Tabela 5 - Valores de $(b/t)_{lim}$	84
Tabela 6 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente	86
Tabela 7 - Coeficiente C_{dist} para vigas contínuas com carregamento no comprimento L	88
Tabela 8 - Coeficiente C_{dist} para vigas contínuas e semicontínuas sem carregamento no comprimento L	89
Tabela 9 - Coeficiente C_{dist} para vigas semicontínuas submetidas a carregamentos uniformemente distribuído no comprimento L	89

SUMÁRIO

1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	15
1.1 CONTEXTO HISTÓRICO	15
1.1.1 Estruturas em Aço	18
1.1.1 Estruturas em Concreto	19
1.1.1 Estruturas Mistas	19
1.2 JUSTIFICATIVA	20
1.3 OBJETIVOS	21
1.3.1 Objetivo geral	21
1.3.2 Objetivos específicos	21
1.4 METODOLOGIA	21
1.5 ORGANIZAÇÃO DOS CAPÍTULOS	22
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	23
2.1 HISTÓRICO	23
2.2 FLEXÃO EM VIGAS DE AÇO	24
2.2.1 Estados Limites	24
2.2.1.1 Estado limite último (ELU)	26
2.2.1.1 Estado limite de serviço (ELS)	27
2.2.2 Dimensionamento dos elementos	28
2.2.2.1 Barras submetidas à força de tração	28
2.2.2.2 Barras submetidas à força de compressão	29
2.2.2.3 Barras submetidas aos esforços de flexão e cisalhamento	34
2.2.3.3.1 <i>Força cortante resistente de cálculo</i>	35
2.2.3.3.2 <i>Momento fletor resistente de cálculo</i>	36
2.3 FLEXÃO EM VIGAS MISTAS	38
2.3.1 Estados Limites	39
2.3.2 Conectores de Cisalhamento	39
2.3.3 Funcionamento Estrutural da Seção Mista	40
2.3.4 Dimensionamento de Vigas Mistas	40
2.3.4.1 Momento de Inércia efetivo	41
2.3.4.2 Verificação do momento fletor	41

2.3.4.2.1	<i>Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos positivos</i>	41
2.3.4.2.2	<i>Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos negativos</i>	46
2.3.4.3	Verificação da flambagem lateral com distorção da seção transversal	47
2.3.4.3.1	<i>Momento fletor resistente de cálculo na região de momentos negativos para flambagem lateral com torção da seção transversal</i>	48
2.3.4.4	Verificação da força cortante.....	51
2.3.4.5	Linha Neutra	51
2.3.4.5.1	<i>Se a linha neutra estiver situada na laje de concreto:</i>	52
2.3.4.5.2	<i>Se e a linha neutra estiver situada na seção de aço:</i>	53
2.3.4.6	Cálculo da armadura.....	53
2.3.4.7	Conectores de Cisalhamento	54
2.3.4.7.1	<i>Pinos com cabeça</i>	54
2.3.4.7.2	<i>Valores do coeficiente R_g</i>	55
2.3.4.7.3	<i>Valores do coeficiente R_p</i>	56
2.3.5	Perfil U laminado ou formado a frio	57
2.3.6	Posição e espaçamento dos conectores	58
3	ESTUDO DE CASO	59
3.1	VIGA 1.....	59
3.1.1	Dimensionamento da viga simples em aço	61
3.1.2	Dimensionamento de viga mista	64
3.2	VIGA 2.....	70
3.2.1	Dimensionamento da viga simples em aço	71
3.2.2	Dimensionamento de viga mista	74
3.3	DIMENSIONAMENTO DOS CONECTORES	78
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	79
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	82

REFERÊNCIAS

ANEXO A – TABELAS

ANEXO B - QUADROS

ANEXO C – TABELA DE BITOLAS DOS PERFIS DE AÇO – GERDAU

ANEXO D – PLANTA BAIXA DO PROJETO EM ESTUDO

ANEXO E – DESLOCAMENTO ELÁSTICO EM VIGAS

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO HISTÓRICO

As obras de construção civil atualmente usam a combinação de aço e concreto para comporem as edificações. Esses materiais são os mais utilizados nas obras de engenharia, sejam obras de aplicação de um simples elemento construtivo ou obras de elementos mistos, aonde o aço e concreto trabalham em conjunto (BANDEIRA, 2008).

A engenharia civil iniciou-se a utilização do aço como material construtivo desde o século XVIII e até os dias atuais as construções modificam o modelo arquitetônico e modelos estruturais conforme a utilização dessa tecnologia construtiva (BANDEIRA, 2008).

A produção e a utilização em larga escala surgiu no século XIX, proporcionado pelo processo de industrialização nos países de primeiro mundo, tais como Inglaterra, França e Alemanha, que se desenvolveram devido a revolução industrial (BELLEI, 2008).

O concreto armado, que seria a associação de ferro e cimento, surgiu na França, no ano de 1849, por um francês chamado Lambot, o mesmo construiu um barco composto com telas de fios finos de ferro e preenchidos com argamassa de cimento, este projeto foi apresentado oficialmente em 1855. Em 1861, um paisagista, horticultor e comerciante de plantas e mudas ornamentais, chamado Mounier, fabricou vasos de flores compostos com armadura de arame e argamassa de cimento e em seguida construiu reservatórios de pequenos e grandes volumes de água e uma ponte com vão de 16,5m (BASTOS, 2004).

O concreto estrutural aplicado as construções e obras de engenharia civil é uma composição de concreto simples e armadura de aço. Para a formação do concreto, o cimento é misturado com água, adiciona-se agregado miúdo como areia e agregado graúdo como pedra britada, após essa mistura tem-se o material de construção denominado concreto (FUSCO, 2008). Evidencia-se o concreto por possuir uma pequena resistência a tração, cerca de 10% da resistência característica a compressão. O concreto resiste razoavelmente à compressão, usualmente utilizado entre pos obra de 20 até 50 MPa (FUSCO, 2008).

As construções utilizando estruturas mistas estão ligadas diretamente com o desenvolvimento e a performance do concreto armado e das estruturas de aço que são usados atualmente. No início do século XIX, deu-se inicialmente a utilização do concreto como material de revestimento para proteção dos perfis de aço contra fogo e a corrosão. Mas a

resistência do concreto em termos estruturais nas edificações era ignorada nos cálculos estruturais (ALVA, 2000).

No Brasil, inicialmente a utilização de estruturas mistas surgiram entre 1950 e 1960 em alguns edifícios e pequenas pontes. Atualmente com o crescimento da produção, compra e utilização de aço estrutural no Brasil e com a busca de inovações arquitetônicas e estruturais, foram construídos vários edifícios no sistema misto. As construções de uso misto foram normatizadas primeiramente em 1986 pela NBR 8800 (ABNT, 2008): “Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios”, a qual descreve sobre o dimensionamento e execução somente dos elementos mistos submetidos à flexão (vigas mistas) (ALVA, 2000).

São datados desse período alguns bons modelos de edifícios de múltiplos andares em estrutura metálica no Brasil (BELLEI *et al.*, 2008):

- Edifício Garagem América (16 andares) em São Paulo em 1954, possui 15 andares e tem 500 vagas distribuídas ao longo de toda a edificação, com sentido duplo de rampas, sem cruzamentos. Foi a primeiro prédio construído a utilizar estruturas metálicas, e foi também o primeiro com utilização para estacionamento vertical da cidade, o primeiro parque para estacionamento coletivo de grande proporção da capital, conforme Figura 1;

Figura 1 – Edifício Garagem América.



Fonte: BELLEI *et al.*, 2008.

- Edifício Avenida Central (34 andares) no Rio de Janeiro, em 1961. As obras tiveram duração de três anos. O edifício é considerado o primeiro prédio constituído com estrutura de aço, alumínio e vidro construído no Brasil. O Avenida Central possui 194 lojas e 1061 salas comerciais, conforme Figura 2;

Figura 2 – Edifício Avenida Central.



Fonte: BELLEI *et al.*, 2008.

• Edifício Escritório Central da CSN (17 andares) em Volta Redonda/RJ em 1966, o primeiro em perfis soldados, a edificação possui uma área de 37 mil metros quadrados, dividido em 16 andares, apresentando abaixo na Figura 3;

Figura 3 – Edifício Escritório Central da CSN.



Fonte: BELLEI *et al.*, 2008.

A utilização do sistema estrutural de vigas mistas quando comparado as vigas de concreto, apresentam eficácia na execução e quando comparadas as vigas metálicas, apresentam maior rigidez da seção transversal a partir da combinação do aço com concreto, portanto consegue vencer maiores vãos e maiores solicitações e aplicações de cargas (ALVA *et al.*, 2000).

1.1.1 Estruturas em Aço

No atual desenvolvimento da arquitetura é impossível dispensar o uso de aço na construção, quando bem dimensionado e utilizado o aço possibilita construções mais leves, modernas, arrojadas e mais viáveis economicamente. A utilização da estrutura metálica definido em projetos arquitetônicos, possibilita a utilização de outros materiais construtivos industrializados e pré-fabricados, além de projetar e executar grandes vãos livres e uma grande variedade de formas (BELLEI, 2008).

No Brasil, iniciou-se em 1950 a construção de edifícios em estruturas metálicas, utilizando ferro fundido, a partir do século XX expandiu-se esse novo sistema construtivo, mas hoje utilizando aço, principalmente em edificações de uso comercial e de serviços. E houve também algumas experiências em habitações, algumas realizadas pelas próprias empresas siderúrgicas. Após o decréscimo habitacional no país, o setor de construção habitacional ou residencial buscou soluções tecnológicas e inovadoras, a fim de melhorar a qualidade e diminuir os custos em todas as etapas do processo de produção (BANDEIRA, 2008).

O aço, ferro fundido e o ferro forjado, são os metais ferrosos mais utilizados atualmente, sendo o aço o mais importante dentre os três. O aço e o ferro fundido são compostos de ligas de ferro e carbono, em conjunto com dois outros tipos de elementos: elementos residuais após o processo de fabricação, como silício, manganês, fósforo e enxofre, e elementos acrescentados com o objetivo de melhorar as propriedades físicas e mecânicas dos materiais denominados elementos de liga. O aço é a liga ferro-carbono em que a porcentagem de carbono está entre 0,008% até 2,11%. O aumento da resistência do aço é devido a adição de carbono, contudo deve-se atentar ao teor desse elemento, pois o carbono torna o aço mais frágil. E quanto menor o teor de carbono mais dúctil é o aço, porém menos resistente a tração. Os valores resistidos pelo aço a ruptura por tração ou compressão, varia desde 300 MPa até valores acima de 1200 MPa (PFEIL *et al.*, 2009).

Os perfis estruturais podem ser laminados, soldados ou dobrados a frio. Os primeiros são fabricados com aço preaquecido, que, após passar por sucessivos laminadores, adquire a forma da seção desejada. Os perfis soldados são formados pela união de chapas através de solda e, os perfis de chapa dobrada, por sua vez, são fabricados pela dobra a frio de chapas dúcteis. Nas vigas e pilares mistos são utilizados perfis de aço laminados ou soldados, normalmente em formato de I, e nas lajes mistas são utilizados perfis de chapa dobrada. (BELLEI, 1998).

1.1.2 Estruturas em Concreto

Antes do surgimento do concreto armado, eram utilizados como material construtivo a pedra natural e a madeira, sendo o ferro e aço utilizados séculos depois. Por volta de 1850, surgiu o concreto armado. O concreto armado surgiu com a finalidade de melhorar as qualidades dos agregados envolvidos na composição do concreto, a fim de obter-se qualquer forma, com rapidez e facilidade e proporcionar a necessária proteção da armadura de aço contra corrosão (BASTOS, 2006).

As estruturas de concreto armado são uma composição de concreto simples, que possui baixa resistência à tração, mas é contornada após a colocação de aço na sua composição, onde as armaduras de aço são colocadas ao longo da peça estrutural. Então denomina-se concreto estrutural, mas existem vários tipos de estruturas de concreto simples. É definido como concreto estrutural, concreto armado comum ou simplesmente concreto armado, por conter armadura de aço na estrutura concretada. Quando são empregadas armaduras de aço com resistências de escoamento de até 500 ou 600 MPa, os esforços atuantes nas armaduras são devidos a forças aplicadas à face externa da estrutura após a finalização da construção. As armaduras são utilizadas devido as deformações do concreto na própria estrutura (FUSCO, 2008).

1.1.3 Estruturas Mistas

Define-se como estrutura mista aço-concreto, quando é utilizado um perfil de aço (laminado, soldado ou formado a frio) empregado com o outro material construtivo o concreto (geralmente armado) formando uma viga mista, um pilar misto, uma laje mista ou uma ligação mista. O envolvimento a partir da interação entre o concreto e o perfil de aço pode ser por propriedades mecânicas (conectores, mossas, ressaltos etc.), por atrito (no caso de formas de aço com cantos côncavos) ou em simples casos, por simples aderência e divisão de cargas. O conjunto de sistemas mistos que é usualmente empregado na construção civil denomina-se de estrutura mista (QUEIROZ *et al.*, 2012).

Segundo Carini (2014), as estruturas mistas são definidas a fim de aproveitar as melhores propriedades e características dos dois materiais, ou seja, a elevada resistência à tração, leveza e esbeltez do aço e a elevada resistência à compressão e robustez do concreto. Esse modelo de sistema construtivo proporciona mais rapidez, dispensa parcialmente ou integralmente a utilização de fôrmas e escoramentos, menor quantidade de mão de obra, reduz

o peso da edificação, permite a racionalização e a industrialização da etapa construtiva. Para dimensionar vigas, pilares, lajes e ligações mistas, utiliza-se a NBR 8800 (ABNT, 2008).

Relacionado a execução, os elementos mistos possibilitam montagem in loco, parecida com o sistema de estruturas metálicas. Exige-se mão de obra mais qualificada, para análise e execução, tem-se um canteiro de obra mais organizado e limpo. A aplicação desse novo modelo de estrutura é um objetivo almejado na idéia de gestão da qualidade e racionalização (OLIVEIRA, 2004).

1.2 JUSTIFICATIVA

É essencial a procura de novas tecnologias buscando o aproveitamento e utilização ótima dos materiais, condicionando construções mais eficazes e viáveis economicamente, além de atenderem às necessidades da sociedade e do meio ambiente.

As edificações compostas de perfis de aço e concreto, são denominados de edificações mistas. Possuem vários benefícios, dentre eles: possibilidade de dispensa de fôrmas e escoramento, redução do prazo de execução da obra, canteiro de obras mais limpo e organizado, menor degradação do meio ambiente, redução do peso próprio da estrutura, redução das proteções conta incêndio, redução da altura da seção dos elementos estruturais e corrosão e aumento significativo na rigidez da estrutura.

A construção civil busca atualmente por construções que tenham prazos curtos e menores custos ao fim da construção. Portanto é cada vez mais utilizado o uso de estruturas mistas, compostas por aço e concreto armado. Relacionando-se as aplicações em edificações com a utilização do concreto armado e as edificações em sistema misto aço-concreto, verifica-se a competitividade para estruturas que conseguem ser dimensionadas em vão médios e elevados, caracterizados pela rápida execução e por apresentarem redução do peso total da estrutura, possibilitando o dimensionamento de fundações mais econômicas.

Este Trabalho, apresentará o dimensionamento e o comportamento estrutural de uma viga simples (aço) e uma viga mista (aço-concreto). Serão calculadas e dimensionadas uma viga simples e a viga mista, de um projeto real afim de identificar se as vigas atende os critérios da NBR 8800 (ABNT, 2008). Portanto o trabalho visa contribuir para aplicação de um modelo de sistema estrutural inovador na construção civil, ao qual exemplificará a vantagem da utilização do sistema misto.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo deste trabalho é apresentar os procedimentos de dimensionamento e análise estrutural dos elementos mistos, aço e concreto, que compõem a estrutura de um edifício em estruturas mistas. Estes procedimentos serão baseados nas principais normas, além de uma revisão bibliográfica sobre o assunto. Destina-se a estudantes de engenharia e também a engenheiros especialistas de estruturas.

1.3.2 Objetivos específicos

- a) Apresentar os principais aspectos do comportamento estrutural de vigas simples em aço e vigas mistas;
- b) Apresentar o dimensionamento de uma viga simples constituída de aço e uma viga mista (constituída de aço com colaboração de laje de concreto);
- c) Apresentar e estabelecer um comparativo do desempenho entre vigas simples e mistas.

1.4 METODOLOGIA

A metodologia utilizada neste trabalho consiste em um estudo sobre vigas mistas de aço e concreto, com algumas comparações com uma viga somente em aço. Nesta comparação é analisado o comportamento estrutural entre vigas mistas e vigas em aço, verificando deslocamento, cisalhamento e momentos fletores, além de um dimensionamento de uma viga em ambos os perfis com colaboração de laje de concreto tudo de acordo com a norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

Foi realizada uma comparação à flexão das vigas mistas e vigas em aço. Foi estabelecido um exemplo real de uma edificação concluída toda em estrutura mista que será comparada com um exemplo de uma estrutura feita apenas em vigas simples, analisado, assim, os resultados

1.5 ESTRUTURAÇÃO E ORGANIZAÇÃO DOS CAPÍTULOS

O organização dos capítulos deste trabalho de conclusão de curso foi organizado em 5 capítulos. O primeiro capítulo descreve um pouco do contexto histórico dos nacional e mundial, e a importância do sistema estrutural em aço e o misto de aço e concreto. Ainda nesse capítulo foram apresentadas as justificativas e objetivos, deram um escopo a este trabalho de conclusão de curso.

O capítulo 2 é a fundamentação teórica, apresenta um pouco do histórico e vantagens da utilização do sistema de vigas mistas, aborda o comportamento estrutural de uma estrutura simples, mista e seus respectivos conectores, exclusivamente o dimensionamento de flexão de vigas em aço e de vigas mistas, aço-concreto. A NBR 8800 (ABNT, 2008) foi utilizada como fundamento para a maioria dos dados e estudos realizados.

No capítulo 3 será apresentado os cálculos do estudo de caso, aonde foram verificadas duas vigas conforme as etapas necessárias de dimensionamento NBR 8800 (ABNT, 2008).

O capítulo 4 apresenta a análise dos resultados obtidos no dimensionamento dos elementos estruturais.

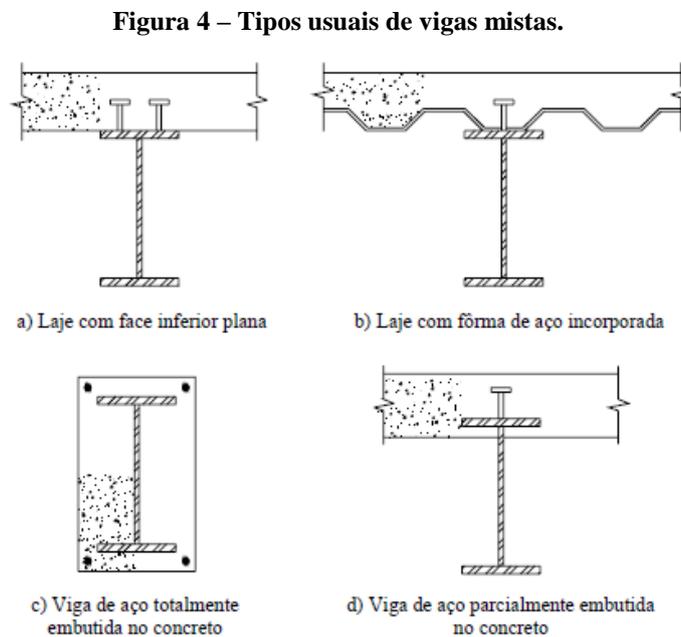
O item 5 apresenta as considerações finais onde será analisado e ponderado os resultados adquiridos.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 HISTÓRICO

Tornou-se viável e extremamente vantajoso a aplicação na construção civil do sistema de vigas mistas, principalmente devido as funções estruturais, pois o aço resiste bem quando submetido aos esforços de tração e o concreto apresenta um bom desempenho quando submetido aos esforços de compressão. Além de tudo, quando une-se os materiais de aço e concreto resultam no aumento da resistência e rigidez na estrutura mista, portanto há uma redução na altura dos elementos estruturais e economia no consumo de materiais que seriam de função estrutural (ALVA *et al.*, 2005).

Na construção de edifícios, o perfil de viga de aço mais utilizado é o do tipo “I”. As lajes podem ser com a face inferior plana ou com fôrma de aço incorporada ou podem ser formadas de elementos pré-fabricados, além de poderem ser fabricadas in loco. Abaixo, na figura 4 abaixo estão os tipos mais usuais de seções de vigas mistas (ALVA *et al.*, 2005).



Fonte: ALVA *et al.*, 2005.

Nas estruturas de edifícios que possuem vigas mistas, estas podem ser apoiadas, que é o mais usual ou podem ser contínuas. As vigas apoiadas contribuem para maior eficácia do sistema de estruturas mistas, porque a viga trabalha predominantemente à tração e a laje de

concreto à compressão. As vigas contínuas possuem momentos fletores negativos que reduzem a eficiência, portanto o comportamento estrutural é diferente das simplesmente apoiadas. Porém a continuidade das vigas contínuas, traz vantagens como a redução de esforços e deslocamentos e da estabilidade global da estrutura (ALVA *et al.*, 2000).

A ABNT NBR 8800 é referência normativa pois apresenta diretrizes de cálculo para o dimensionamento de vigas mistas, dimensionando o estado limite último (ELU) e o estado limite de serviço (ELS) (ALVA *et al.*, 2005).

Destinadas a projeto de estrutura de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios a norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008) dá parâmetros para estabelecer os valores limites para caracterizar os parâmetros de esbeltez da viga de seção tubulares, da base da mesa comprimida e das almas se seção transversal que prescrevem a determinação do momento fletor resistente para os limites últimos flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM), flambagem local das duas almas (FLA).

No trabalho da flexão os tipos de seção transversal mais aconselhável ao uso, são os que contemplam a maior inercia no plano de flexão. Esses tipos de seção transversal se caracterizam por dispor suas massas mais distantes do eixo neutro.

O ideal portanto, é concentrar as massas em duas chapas, a superior e uma inferior, ligando-as por uma chapa fina. Concluindo assim que as vigas em forma I são as mais funcionais, devendo, entretanto o seu emprego obedecer às limitações de flambagem (PFEIL *et al.*, 2009).

Conforme NBR 8800 (ABNT, 2008), nenhuma consideração sobre falha por força transversal local é citada para seções tubulares. Entretanto para perfis metálicos com estrutura em forma de I ou H, pelo contrário persiste prescrições em que são fornecidos os modos de ruína que determinada força transversal localizada pode provocar quando atua diretamente em uma das bases da mesa, comprimindo ou tracionando a seção da alma.

2.2 FLEXÃO EM VIGAS DE AÇO

2.2.1 Estados Limites

A finalidade de uma obra estrutural se determina nas fases iniciais de um projeto, à partir do momento que essa finalidade foge dos critérios de desempenho pré-definidos no

projeto, dos quais a estrutura foi desenvolvida esse estado de desacordo pode-se ser considerado o estado limite da estrutura.

Os estados limites se distinguem em duas diretrizes, estados limites últimos ou estados limites de serviço. Os estados limites últimos é o estado que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação no todo ou em parte, do uso da construção. E os estados limites de serviço é quando a solicitação na estrutura pela sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura NBR 8681 (ABNT, 2003).

Segundo NBR 8800 (ABNT, 2008), os fatores de estados limites considerados nos projetos de estruturas variam conforme os tipos de materiais de construção empregados. No caso das vigas em estrutura em aço os materiais empregados na construção são especificados pela norma.

Para o dimensionamento do sistema estrutural de um edifício, baseia-se nos conhecimentos de análise estrutural, resistência dos materiais e normas que descrevem os métodos de dimensionamento e segurança, referentes a (PFEIL *et al.*, 2009).

- Critérios de garantia de segurança;
- Padrões de testes para caracterização dos materiais e limites dos valores de características mecânicas;
- Definição de níveis de carga que representem a situação mais desfavorável;
- Limites de tolerâncias para imperfeições na execução;
- Normas construtivas.

Quando a estrutura não atende os objetivos do estado limite, mesmo que sejam mínimos os valores. Eles podem ser divididos em estados limites últimos (ELU) e estados limites de serviço (ELS) (PFEIL *et al.*, 2009).

Para uma segurança estrutural adequada, devem ser feitas previsões para ambos os efeitos: um excesso de carga e uma menor resistência. O principal objetivo é para analisar as chances da "ruína" ocorrer num elemento de edificação, ligação ou sistema estrutural por vários métodos probabilísticos. Utiliza-se o termo "estado limite" em vez do termo "ruína", que significa as condições que uma estrutura não atende a sua função determinada. Os estados limites são geralmente divididos dentro de dois tipos: resistência e utilização ou conhecido como de serviço. Estados Limites de Últimos (ELU) são fenômenos comportamentais como resistência dúctil, máxima flambagem, fadiga, fratura, torção e deslizamento. Estados Limites

de Serviço (ELS) são aqueles que se conectam com a ocupação de um edifício, tais como deformações, vibrações e trincas (BELLEI, 2008).

Conforme NBR 8800 (ABNT, 2008), o método dos estados-limites utilizado para o dimensionamento de uma estrutura, exige que nenhum estado-limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida a todas as combinações de ações apropriadas. Se um ou mais dos estados-limites forem excedidos, a estrutura não atende mais aos objetivos para os quais foi projetada.

2.2.1.1 Estado limite último (ELU)

O estado limite último é definido como o esgotamento da capacidade da estrutura, o que significa que sua ocorrência está associada a uma ruptura parcial ou total (PFEIL *et al.*, 2009).

Os estados limites últimos estão associados à ocorrência de cargas excessivas e consequente colapso da estrutura devido, por exemplo (PFEIL *et al.*, 2009):

- Perda de equilíbrio como corpo rígido;
- Plastificação total de um elemento estrutural ou de uma seção;
- Ruptura de uma ligação ou seção;
- Flambagem em regime elástico ou não;
- Ruptura por fadiga.

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), as condições usuais de segurança para os estados de limites últimos são verificadas conforme equação 1:

$$\theta(S_d, R_d) \geq 0 \quad (1)$$

Onde:

$R_d = \frac{R_u}{\gamma_m}$ → representa os valores de cálculo dos esforços resistentes, conforme o tipo de situação, o valor de R_d é obtido dividindo-se as resistências últimas pelo respectivo coeficiente de ponderação γ_m que leva em conta as incertezas das resistências (fator de resistência) (BELLEI, 2008).

$S_d = \gamma_f \cdot S$ → representa os valores de cálculo dos esforços atuantes, com base nas combinações últimas das ações, obtidos multiplicando-se cada tipo de esforço que compõe a

combinação pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f que levam em conta as incertezas das solicitações (fatores de carga) (BELLEI, 2008).

Conforme dados da Tabela 1, são apresentados os valores dos coeficientes de ponderação da resistência (γ_m) do aço estrutural, do concreto e do aço das armaduras, representados respectivamente por γ_a , γ_c e γ_s , em função da classificação da combinação última de ações. Os valores de γ_{a1} e γ_{a2} , são de dois coeficientes, o primeiro para estados limites últimos relacionados a escoamento, flambagem e instabilidade e o segundo à ruptura.

2.2.1.2 Estado limite de serviço (ELS)

Conforme NBR 8800 (ABNT, 2008), para o período de vida da estrutura, período ao qual está relacionado o desempenho da estrutura na sua utilização, usualmente são considerados estados limites de serviço, aos quais são caracterizados por:

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

Segundo NBR 8800 (ABNT, 2008), as condições usuais são expressas por desigualdades do tipo mostrado na equação 2:

$$S_{serv} \leq S_{lim} \quad (2)$$

Onde:

S_{serv} - representa os valores dos efeitos estruturais de interesse;

S_{lim} - representa os valores-limites adotados para esses efeitos.

O método dos estados-limites utilizado para o dimensionamento de uma estrutura exige que nenhum estado-limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida a todas as combinações apropriadas de ações. Se um ou mais estados-limites forem excedidos, a estrutura não atende mais aos objetivos para os quais foi projetada. (NBR 8800, ABNT 2008)

Os limites estabelecidos para este estado de serviço não necessitam de minoração, portanto, $\gamma_m = 1,00$.

2.2.2 Dimensionamento dos elementos

Esta subseção aplica-se ao dimensionamento de barras prismáticas submetidas à tração, compressão, ao momento fletor e força cortante, segundo NBR 8800 (ABNT 2008).

2.2.2.1 Barras submetidas à força de tração

Para o seu dimensionamento deve ser atendida a condição mostrada na equação 3:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (3)$$

Onde:

$N_{t,Sd}$ é a força axial de tração, solicitante de cálculo;

$N_{t,Rd}$ é a força axial de tração resistente de cálculo.

A força axial de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, a ser usada no dimensionamento é o menor dos valores obtidos, considerando-se os estados limites últimos de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida, de acordo com as expressões indicadas a seguir:

- Para escoamento de seção bruta usa-se a formulação da equação 4:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (4)$$

- Para ruptura da seção líquida usa-se a formulação da equação 5:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (5)$$

Onde:

A_g é a área bruta da seção transversal da barra retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A;

A_e é a área líquida efetiva da seção transversal da barra, determinada pela equação 7;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

f_u é a resistência à ruptura do aço.

A área líquida efetiva de uma seção transversal é determinada pela equação 6:

$$A_e = C_t A_n \quad (6)$$

Onde:

A_n é a área líquida da barra, determinada pela equação (7);

C_t é um coeficiente de redução da área líquida, normalmente usa-se seu valor como 1,00 para força de tração transmitida diretamente para cada um dos elementos da seção transversal da barra, por soldas ou parafusos.

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), nos perfis aonde terá regiões com furos, feitos para ligação ou qualquer outra finalidade, a área líquida de uma barra é a soma dos produtos da espessura pela largura líquida de cada elemento, calculada como mostra a equação 7:

$$A_n = [b \sum \frac{s}{4g} - \sum (d + 0,35)]t \quad (7)$$

Onde:

b é a largura do elemento retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A;

s é a distância horizontal dos furos;

g é a distância vertical dos furos;

d é o diâmetro do furo, é necessário olhar essas dimensões na Tabela 2;

t é a espessura do elemento retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A.

2.2.2.2 Barras submetidas à força de compressão

Para o seu dimensionamento deve ser atendida a condição da equação 8:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (8)$$

Onde:

$N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo;

$N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo.

A força axial de compressão resistente de cálculo de uma barra, associada aos estados limites últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-compressão e de flambagem local, devem ser determinados pela expressão 9:

$$N_{c,Rd} = \left(\frac{XQA_g f_y}{\gamma_{a1}} \right) \quad (9)$$

Onde:

X é o fator de redução associado à resistência à compressão, encontrado na Tabela 4;

Q é o fator de redução total associado à flambagem local.

O fator de redução correspondente à resistência à compressão, X , depende diretamente do índice de esbeltez reduzido, λ_0 , que é dado para as seguintes situações (equações 10, 11 e 12):

- Segundo Pfeil:

a) Para aço MR 250

$$\lambda_0 = 0,0113 \left(\frac{Kl}{r} \right) \quad (10)$$

b) Para aço AR 350

$$\lambda_0 = 0,0133 \left(\frac{Kl}{r} \right) \quad (11)$$

- Segundo Cardoso:

a) Para aço A572 G50

$$\lambda_0 = 0,0132 \left(\frac{Kl}{r} \right) \quad (12)$$

Onde:

K é o coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados, retirado da Tabela 3;

l é o comprimento da peça destravada;

r é o raio de giração retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A;

Para calcular o índice de esbelteza reduzido, λ_0 , utiliza-se a fórmula 13

$$\lambda_0 = \frac{Kl}{r} \quad (13)$$

Onde esta equação não deve ser superior a 200.

Olhando na tabela a seguir consegue-se achar o valor de X em função de λ_0 :

O fator de redução total associado à flambagem local, Q, é dado pela expressão 14:

$$Q = Q_s \cdot Q_a \quad (14)$$

Onde:

Q_s e Q_a são fatores de redução que levam em conta a flambagem local do elemento apoiado/apoiado (AA) e apoiado/livre (AL) cujos valores devem ser determinados como mostrado a seguir (equações 15, 16, 17 e 18):

Elementos comprimidos AL:

- Para perfil laminado
 - a) Mesa

$$Q_s = \frac{b_f}{2t_f} \quad (15)$$

Onde:

b_f é a largura da mesa retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A;

t_f é a espessura da mesa retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A.

b) Alma

$$Q_a = \frac{d'}{t_w} \quad (16)$$

Onde:

d' é a largura da alma retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A;

t_w é a espessura da alma retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A.

- Se a seção possuir apenas elementos AL:

$$Q = Q_s \quad (17)$$

- Se a seção possuir apenas elementos AA:

$$Q = Q_a \quad (18)$$

Caso acontecer de Q_s e Q_a serem diferentes de 1,00 é necessário que se faça a correção destes.

Para correção da mesa, Q_s , é necessário considerar que os elementos sejam:

- Grupo 4 da Tabela 5

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (19)$$

Onde:

E é o modulo de elasticidade.

Para:

$$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (20)$$

$$Q_s = \frac{0,69E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (21)$$

Para:

$$\frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (22)$$

- Grupo 5 da Tabela 5

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}} \quad (23)$$

Onde:

k_c é um coeficiente que deve ser calculado de acordo com a equação (27).

Para:

$$0,64 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} < 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (24)$$

$$Q_s = \frac{0,90Ek_c}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (25)$$

Para:

$$\frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (26)$$

Sendo:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \quad (27)$$

Para efeito corretivo da alma, Q_a , cuja relação entre largura e espessura ultrapassa os valores indicados na Tabela 5 é definido como mostrado na equação 28, 29 e 30:

$$b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left[1 - \frac{c_a}{\frac{b}{t}} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right] \leq b \quad (28)$$

Onde:

b_{ef} é a largura efetiva de um elemento comprimido AA;

c_a é um coeficiente igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todos os outros elementos

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t \quad (29)$$

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (30)$$

2.2.2.3 Barras submetidas aos esforços de força cortante e flexão

Segundo NBR 8800 (ABNT, 2008) o dimensionamento de barras prismáticas submetidas a momento fletor e força cortante devem seguir os seguintes critérios:

- Seções I e H com dois eixos de simetria, fletidas em relação a um desses eixos;
- Seções I e H com apenas um eixo de simetria, situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma;
- Seções T fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma;
- Seções constituídas por duas cantoneiras em forma de T, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao eixo de simetria;
- Seções U fletidas em relação a um dos eixos centrais de inércia;
- Seções sólidas circulares ou retangulares fletidas em relação a um dos eixos centrais de inércia;

$$M_{sd} \leq M_{rd} \quad (31)$$

$$V_{sd} \leq V_{rd} \quad (32)$$

Onde:

M_{sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;

V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo

M_{rd} é o momento fletor resistente de cálculo, calculado a partir da fórmula 38;

V_{rd} é a força cortante resistente de cálculo, calculado das maneiras que estão descritas abaixo.

2.2.2.3.1 Força Cortante resistente de cálculo

Para os perfis de seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma, a força cortante resistente de cálculo, V_{rd} , é dada para:

$\lambda \leq \lambda_p$ (seção compacta):

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (33)$$

- $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ (seção semicomcompacta):

$$V_{rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (34)$$

- $\lambda > \lambda_p$ (seção esbelta):

$$V_{rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (35)$$

Para:

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} \quad (36)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (37)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (38)$$

Onde:

V_{pl} é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento;
 k_v é considerado como sendo um valor igual a 5,0 para almas sem enrijecedores transversais;

h é a altura da alma retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A;

λ_p é o parâmetro de esbeltez de plastificação;

λ_r é o parâmetro de esbeltez de ruptura.

2.2.2.3.2 Momento fletor resistente de cálculo

É de grande importância e necessário que se faça a verificação quanto ao deslocamento vertical indicada nas tabelas inseridas no Anexo B.

Para vigas de alma não-esbelta constituídas de seções I, H, U, caixão e tubulares retangulares, cujas almas têm parâmetros de esbeltez, λ , inferior ou igual a λ_r , onde λ e λ_r são definidos na Tabela 6 para o estado limite de flambagem local da alma (FLA).

Para os tipos de seções e eixos de flexão indicados na Tabela 6, para o estado limite de flambagem lateral por torção (FLT) o momento fletor resistente de cálculo é dado pelas seguintes condições (equações 39, 40 e 41):

- Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (39)$$

- Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$M_{rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_{cr}) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (40)$$

- Para $\lambda > \lambda_r$:

$$M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (41)$$

Os tipos de seções e eixos de flexão mostrados na Tabela 6, para o estado limite de flambagem local da mesa (FLM) e flambagem local da alma (FLA) o momento fletor resistente de cálculo é dado pelas seguintes condições abaixo (fórmulas 42, 43, 44 e 45):

- Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (42)$$

- Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$M_{rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_{cr}) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (43)$$

- Para $\lambda > \lambda_r$:

$$M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \quad (44)$$

Para:

$$M_{pl} = Z \cdot f_y \quad (45)$$

Onde:

M_{pl} é o momento fletor plástico;

M_{cr} é o momento fletor crítico;

C_b é o fator de modificação para o diagrama de momento fletor não-uniforme cujo valor é 1,00;

Z é o módulo de resistência plástico, retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A;

Deslocamentos máximos são entendidos como valores práticos, valores reais a serem utilizados para verificação do estado-limite de serviço de deslocamentos excessivos da edificação. Mas para a verificação quanto ao deslocamento vertical da viga, é necessário saber com qual finalidade a viga será utilizada, fazer o deslocamento vertical máximo ($\Delta_{\text{máx}}$) da mesma, por meio de uma das fórmulas do Quadro 1, do Anexo B.

2.3 FLEXÃO EM VIGAS MISTAS

O sistema estrutural formado por um perfil metálico em conjunto com uma laje de concreto, ligados por conectores mecânicos, são denominados de viga mista aço-concreto (PFEIL *et al.*, 2009).

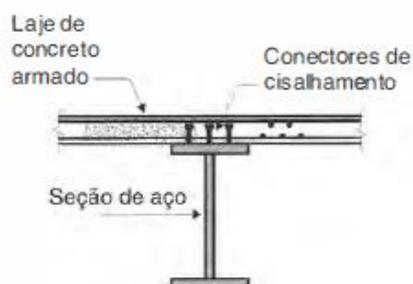
As vigas de aço podem ser planejadas, projetadas e calculadas admitindo-se que a laje e a viga no sistema estrutural, agem de forma independente nas edificações. Portanto resistem às cargas aplicadas e não se faz nenhuma caracterização sobre a aplicação da ação conjunta aço-concreto. Porém, a maioria das vigas estão submetidas a situação de que a mesa superior é comprimida, devido a momentos positivos e as lajes de concreto possuem elevada resistência à compressão, então se apoiam quase sempre na mesa superior (BELLEI *et al.*, 2008).

As vigas mistas podem ser formadas por perfis soldados ou laminados. Os primeiros apresentam grande versatilidade, possibilitando perfis monossimétricos com inúmeras combinações de altura, larguras de mesas e espessuras, e podem conduzir a seções mais leves. Já os perfis laminados, de seções tabeladas são sempre duplamente simétricos e têm um menor custo de produção que quase sempre compensa um maior peso. Existe ainda a alternativa de se empregar chapas de aço soldadas na aba inferior, transformando os perfis laminados duplamente simétricos em perfis monossimétricos de eficiência semelhante aos perfis soldados e ainda de menor custo de produção, mesmo considerando a colocação da chapa adicional (BELLEI *et al.*, 2008).

Entretanto, como a maioria das vigas está submetida a momentos positivos (com a mesa superior comprimida), e as lajes de concreto de grande resistência à compressão se apoiam quase sempre na mesa superior. A simples colocação de conectores para a transmissão do fluxo

de cisalhamento entre a laje e a viga, desenvolvido durante a flexão, faz com que a laje trabalhe junto com a viga de aço, formando um sistema misto que propicia um considerável aumento da inércia (BELLEI *et al.*, 2008).

Figura 5 – Viga mista e seus elementos.



Fonte: PFEIL *et al.*, 2009.

2.3.1 Estados Limites

- Estados limites últimos
- Estados limites de Serviço
- Comportamento Estrutural

2.3.2 Conectores de Cisalhamento

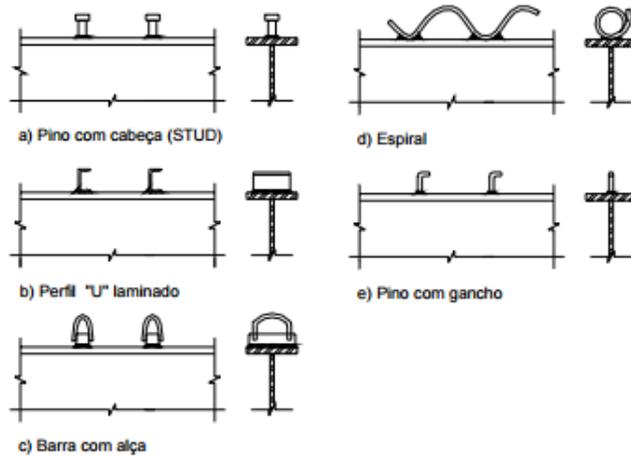
Os dispositivos mecânicos que são destinados a impedir a separação física entre a laje de concreto e o perfil de aço, afim de resistir e absorver os esforços cisalhantes na direção horizontal, localizados na interface da laje de concreto com a mesa superior do perfil de aço e a garantir que a seção do perfil de aço com a laje de concreto trabalhem em conjunto são denominados de conectores de cisalhamento (PFEIL *et al.*, 2009).

Apesar do custo elevado, a utilização dos conectores de cisalhamento possibilita a redução no peso da viga de aço ou redução na altura da seção, devido a limitação na altura da viga quando a ambiente da construção não permitir maiores alturas na seção (BELLEI *et al.*, 2008).

Nas estruturas mistas, a conexão entre as seções de aço e de concreto é viabilizada por conectores de cisalhamento mecânicos, que permitem a transferência de forças longitudinais do aço para o concreto, além de resistir às forças transversais ao eixo do elemento, que tendem a causar a separação dos materiais na interface entre ambos (efeito conhecido como uplift). Os conectores de cisalhamento são instalados no perfil de aço, usualmente por solda, antes da

concretagem, assegurando dessa forma que os dois materiais que constituem a seção mista trabalhem como se fossem praticamente uma peça única.

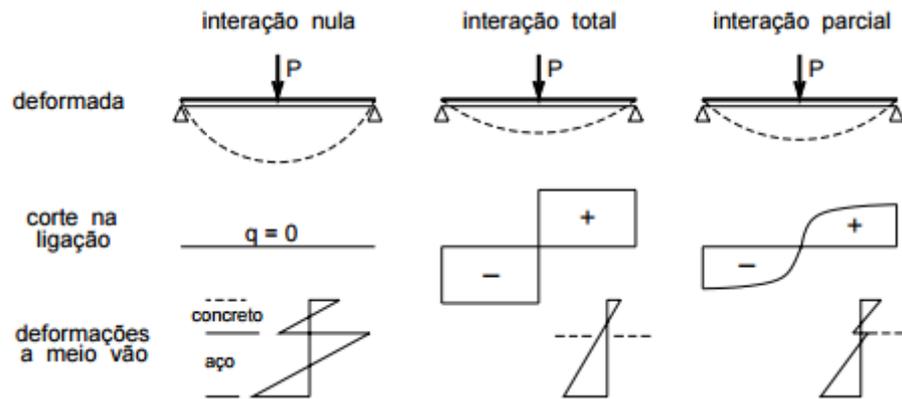
Figura 6 – Viga mista com conectores.



Fonte: BELLEI et al., 2008.

2.3.3 Funcionamento Estrutural da Seção Mista

Figura 7 – Funcionamento da Seção Mista: Interação nula, total e parcial.



Fonte: Alva & Malite, 1990.

2.3.4 Dimensionamento de Vigas Mistas

Esta subseção aplica-se ao dimensionamento de barras prismáticas e a determinação do momento de inércia efetivo, verificação do momento fletor resistente de cálculo em regiões de momento positivo e negativo e a verificação da força cortante.

O dimensionamento feito neste trabalho será para vigas de aço e concreto de alma cheia biapoiadas com a seguinte relação:

$$\frac{h}{t_w} \leq 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (46)$$

Onde:

h é a altura da alma, tomada como a distância entre faces internas das mesas;

t_w é a espessura da alma;

2.3.4.1 Momento de inércia efetivo

O momento de inércia efetivo é dado por:

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} (I_{tr} - I_a) \quad (47)$$

Onde:

I_a é o momento de inércia da seção do perfil de aço isolado;

I_{tr} é o momento de inércia da seção mista homogeneizada;

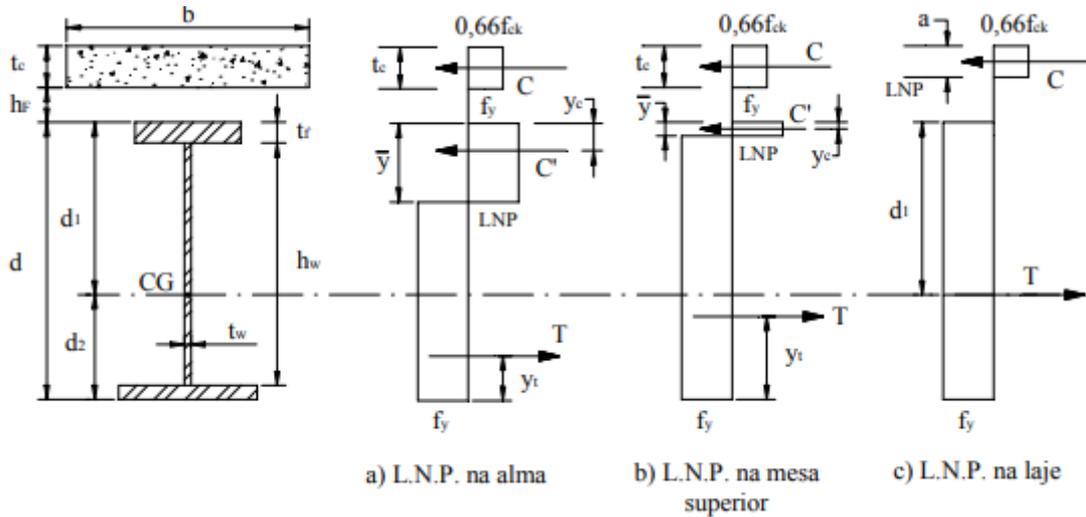
$\sum Q_{Rd}$ e F_{hd} são definidos respectivamente pelo item 2.2.3.2.1.

2.3.4.2 Verificação do momento fletor

2.3.4.2.1 *Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos positivos*

A figura abaixo demonstra a distribuição de tensões a qual se baseia a formulação da norma para o cálculo do momento fletor resistente, no caso de interação completa. Contudo também pode-se obter a distribuição no caso de interação parcial (Alva & Malite, 1990).

Figura 8 – Tensão em vigas mistas sob momento positivo.



Fonte: Alva & Malite, 1990.

- Para vigas mistas de alma cheia com $\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ e treliças mistas:

Governada pela resistência do concreto e da viga de aço a resistência ao momento fletor de vigas mistas submetidas ao momento positivo se caracteriza por ser proveniente de um cálculo simples, baseado na plastificação total da seção fornecendo, uma persistente precisão no cálculo do momento resistente. (Moacyr, 2000)

A determinação do momento fletor resistente de cálculo pode ter sua determinação dada levando em acordo as alíneas a), b), c) e d) que estão descritas logo abaixo. As mesmas são descritas pela norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

- Viga mista de alma cheia com interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto:

$$\sum Q_{Rd} \geq A_e f_{yd} \quad (49)$$

$$0,85 f_{yd} b t_c \geq A_a f_{yd} \quad (50)$$

Cumpridas essas condições:

$$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b a \quad (51)$$

$$T_{ad} = A_a f_{yd} \quad (52)$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85f_{yd}b} \leq t_c \quad (53)$$

$$M_{Rd} = \beta_{vm} T_{ad} \left(d_1 + h_F + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad (54)$$

- b) Vigas mista de alma cheia com interação completa e linha neutra da seção plastificada no perfil de aço:

$$\sum Q_{Rd} \geq 0,85f_{cd}bt_c \quad (55)$$

$$A_a f_{yd} \geq 0,85f_{cd}bt_c \quad (56)$$

Cumprindo essas condições:

$$C_{cd} = 0,85f_{cd}bt_c \quad (57)$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2}(A_a f_{yd} - C_{cd}) \quad (58)$$

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} \quad (59)$$

- c) Viga mista de alma cheia com interação parcial:

$$\sum Q_{Rd} < A_a f_{yd} \quad (60)$$

$$\sum Q_{Rd} < 0,85f_{cd}bt_c \quad (61)$$

Cumprindo essas condições:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \left[C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd} \left(t_c - \frac{a}{2} + h_F + d - y_t \right) \right] \quad (62)$$

Com:

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85f_{cd}b} \quad (63)$$

d) Treliça mista com interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto:

$$\sum Q_{Rd} \geq A_{bi}f_{yd} \quad (64)$$

$$0,85f_{cd}bt_c \geq A_{bi}f_{yd} \quad (65)$$

Cumprida essas condições:

$$C_{cd} = 0,85f_{cd}ba \quad (66)$$

$$T_{ad} = A_{bi}f_{yd} \quad (67)$$

$$a = \frac{T_a}{0,85f_{cd}b} \quad (68)$$

$$M_{Rd} = T_{ad}d_2 \quad (69)$$

Onde:

C_{cd} é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

T_{ad} é a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço;

C_{ad} é a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço;

f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão;

A_e é a área efetiva;

A_a é a área do perfil de aço;

A_{af} é a área da mesa superior do perfil de aço;

A_{aw} é a área da alma do perfil de aço, igual ao produto $h_w t_w$;

A_{bi} é a área do banzo inferior da treliça de aço;

b é a largura efetiva da laje de concreto;

t_c é a altura da laje de concreto;

a é a espessura da região comprimida da laje ou, para interação parcial, a espessura considerada efetiva;

$\sum Q_{Rd}$ é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais Q_{Rd} dos conectores de cisalhamento situados entre a relação de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

h_F é a espessura da pré-laje pré-moldada de concreto;

d é a altura total do perfil de aço;

h_w é a altura da alma, tomada como a distância das faces internas das mesas;

t_w é a espessura da alma;

d_1 é distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil;

d_2 é a distância entre as forças de tração e compressão na treliça;

y_c é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil;

y_t é a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil;

y_p é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior do perfil de aço;

t_f é a espessura da mesa superior do perfil de aço.

- Vigas mistas de alma cheia com $3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$:

a. Interação completa ($\sum Q_{Rd}$ igual ou superior ao menor dos dois valores: $A_a f_{yd}$ ou $0,85 f_{cd} b t_c$):

$$\sigma_{td} = \frac{M_{Sd}}{(W_{tr})_i} \quad (70)$$

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{Sd}}{[\sigma_E(W_{tr})_s]} \quad (71)$$

b. Interação parcial:

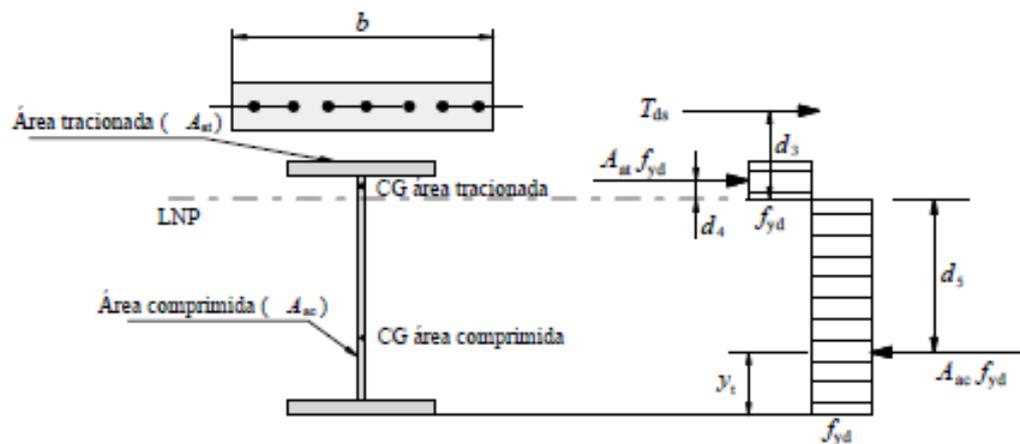
$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} [(W_{tr})_i - W_a] \quad (72)$$

Onde:

- σ_{td} é a tensão de tração de cálculo na mesa inferior do perfil de aço;
- σ_{cd} é a tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto;
- $(W_{tr})_i$ é o módulo de resistência elástico inferior da seção mista;
- $(W_{tr})_s$ é o módulo de resistência elástico superior da seção mista;
- W_a é o módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço.

2.3.4.2.2 Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos negativos

Figura 9 – Distribuição de tensões para momento fletor negativo.



Fonte: ABNT NBR 8800, 2008.

- Para o cálculo da força resistente de tração de cálculo (T_{ds}) nas barras da armadura longitudinal deve ser feita pela seguinte equação:

$$T_{ds} = A_{sl}f_{sd} \quad (73)$$

- Onde A_{sl} é a área da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da laje de concreto.
- Já o momento resistente de cálculo para vigas compactas é dado pela seguinte equação:

$$M_{Rd} = T_{ds}d_3 + A_{at}f_{yd}d_4 + A_{ac}f_{yd}d_5 \quad (74)$$

Onde:

- A_{at} é a área tracionada da seção do perfil de aço;
- A_{ac} é a área comprimida da seção do perfil de aço;
- d_3 é a distância entre o centro geométrico da armadura longitudinal à linha neutra da seção plastificada;
- d_4 é a distância da força de tração, situada no centro geométrico da área tracionada da seção do perfil de aço, à linha neutra da seção plastificada;
- d_5 é a distância da força de compressão, situada no centro geométrico da área comprimida da seção do perfil de aço, à linha neutra da seção plastificada.

2.3.4.3 Verificação da flambagem lateral com distorção da seção transversal

Em decorrência ao momento negativo da viga mista é necessário se assegurar que não ocorra a flambagem lateral com distorção da seção transversal, para isso é necessário usar a seguinte condição:

$$M_{Sd}^- \leq M_{dist,Rd}^- \quad (75)$$

Onde:

- M_{Sd}^- é o momento fletor solicitante de cálculo na região de momentos negativos;
- $M_{dist,Rd}^-$ é o momento fletor resistente cálculo na região de momentos negativos, para o estado limite de flambagem lateral com distorção da seção transversal, determinado no subitem 2.2.3.3.1.

2.3.4.3.1 *Momento fletor resistente de cálculo na região de momentos negativos para flambagem lateral com torção da seção transversal*

Para vigas mistas e semicontínuas:

$$\mathbf{M}_{dist,Rd}^- = \mathbf{X}_{dist} \mathbf{M}_{Rd}^- \quad (76)$$

Onde:

- \mathbf{M}_{Rd}^- é o momento fletor resistente de cálculo da seção transversal;
- \mathbf{X}_{dist} é o fator de redução para flambagem lateral com distorção da seção transversal, dado por:

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{\mathbf{M}_{Rk}^-}{\mathbf{M}_{cr}}} \quad (77)$$

Onde:

- \mathbf{M}_{Rk}^- é o momento fletor resistente característico na região de momentos negativos, tomando todos os coeficientes de ponderação da resistência iguais a 1,00;
- \mathbf{M}_{cr} é o momento crítico elástico na região de momentos negativos.

Se λ_{dist} for inferior a 0,4 pode-se tomar \mathbf{X}_{dist} igual a 1,00.

Caso exista duas ou mais vigas ligadas paralelas ligadas à mesma laje de concreto o momento crítico elástico é dado por:

$$\mathbf{M}_{cr} = \alpha_g \frac{\mathbf{C}_{dist}}{\mathbf{L}} \sqrt{\left(\mathbf{GJ} + \frac{\mathbf{K}_r \mathbf{L}^2}{\pi^2} \right) \mathbf{EI}_{af,y}} \quad (78)$$

Onde:

- \mathbf{G} é o módulo de elasticidade transversal do aço;
- \mathbf{L} é o comprimento da viga entre dois apoios verticais;
- \mathbf{J} é a constante de torção do perfil de aço;
- $\mathbf{I}_{af,y}$ é o momento de inércia da mesa inferior do perfil de aço em relação ao eixo y;

- C_{dist} é o coeficiente que depende de distribuição de momentos fletores no comprimento L, dado nas Tabelas 7 e 8 para vigas contínuas e nas Tabelas 8 e 9 para vigas semicontínuas para alguns carregamentos;
- K_r é a rigidez rotacional da viga mista;
- α_g é um fator relacionado à geometria da seção transversal da viga mista.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

A rigidez rotacional é dada pela seguinte fórmula:

$$K_r = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \quad (79)$$

Onde K_1 é a rigidez à flexão da laje, por unidade de comprimento da viga, dado por:

$$K_1 = \frac{\alpha(EI)_2}{a} \quad (80)$$

K_2 é a rigidez à flexão da alma do perfil de aço, por unidade de comprimento da viga, dado por:

$$K_2 = \frac{Et_w^3}{4h_0(1 - \nu_a^2)} \quad (81)$$

E:

- α é igual a 2 para vigas de borda, com ou sem balanço, e 3 para vigas internas;
- $(EI)_2$ é a rigidez à flexão da seção mista homogeneizada da laje, por unidade de comprimento da viga, tomada como o menor valor, considerando o meio do vão da laje, para momento positivo, e um apoio interno da laje, para momento negativo;
- a é a distância entre as vigas;
- t_w é a espessura da alma do perfil de aço;
- h_0 é a distância entre os centros geométricos das mesas do perfil do aço;

- ν_a é o coeficiente de Poisson do aço.

Quando o perfil de aço é duplamente simétrico, temos:

$$\alpha_g = \frac{\left(\frac{h_0 I_x}{I_{ax}} \right)}{\frac{\left[\frac{h_0^2}{4} + \left(\frac{I_{ax} + I_{ay}}{A_a} \right) \right]}{e} + h_0} \quad (82)$$

E quando o perfil de aço é simétrico apenas em relação ao eixo situado no plano de flexão:

$$\alpha_g = \frac{\left(\frac{h_0 I_x}{I_{ax}} \right)}{\frac{(y_f - y_s)^2 + (I_{ax} + I_{ay})/A_a}{e} + 2(y_f - y_j)} \quad (83)$$

Onde:

- $e = \frac{A I_{ax}}{A_a y_c (A - A_a)}$;
- y_c é a distancia do centro geométrico do perfil de aço à metade da altura da laje de concreto;
- I_x é o momento de inércia da seção mista na região do momento negativo com relação ao eixo x;
- I_{ax} e I_{ay} são os momentos de inércia da seção de aço com relação aos seus eixos baricentros;
- A_a é a área do perfil de aço;
- A é a área da seção mista na região de momento negativo;
- y_s é a distância do centro geométrico ao centro de cisalhamento do perfil de aço;
- $y_f = \frac{h_0 I_{afy}}{I_{ay}}$;
- $y_j = y_s - \int_{A_a}^0 \frac{y(x^2 + y^2) dA}{2I_{ax}}$; quando $I_{af,y} > 0,5 I_{ay}$, pode-se tomar $y_j = 0,40 h_0 \left(2 \frac{I_{af,y}}{I_{ay}} - 1 \right)$.

2.3.4.4 Verificação da força cortante

Deve-se considerar apenas a resistência do perfil de aço, portanto:

$$V_{sd} \leq V_{Rd} \quad (84)$$

2.3.4.5 Linha neutra

Agora para saber se a linha neutra está na laje de concreto ou na seção de aço deve-se calcular o valor máximo da resistência à compressão no concreto usamos a fórmula 85 inserida abaixo.

$$R_{cd} = \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c} b_e h_c \quad (85)$$

Para saber o valor máximo da resistência à tração adotamos a fórmula abaixo.

$$R_{td} = \frac{f_y A}{\gamma_{a1}} \quad (86)$$

Como equilíbrio das forças na seção, conclui-se que:

- Se $R_{cd} > R_{td}$ a linha neutra plástica está na laje de concreto;
- Se $R_{cd} < R_{td}$ a linha neutra plástica está na seção de aço.

2.3.4.5.1 Se a linha neutra estiver situada na laje de concreto:

É preciso saber a profundidade da linha neutra utiliza-se a equação 87:

$$x = \frac{f_y A / \gamma_{a1}}{0,85 f_{ck} b_e / \gamma_c} < h_c \quad (87)$$

Onde:

f_y é a resistência ao cisalhamento do aço;

A é a área da seção de aço;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação de resistência, dado na Tabela 1;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;

b_e é a largura efetiva da laje;

γ_{ac} é o coeficiente de ponderação de resistência, dado na Tabela 1;

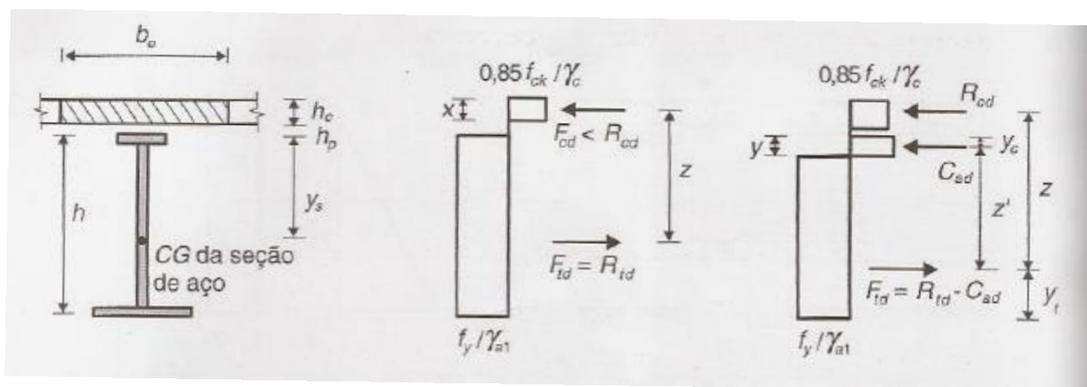
h_c é a altura da laje.

Já o momento resistente é dado pela equação a baixo.

$$M_{dres} = R_{td}z = \frac{f_y A}{\gamma_{a1}} \left(y_s + h_p + h_c - \frac{x}{2} \right) \quad (88)$$

Onde as incognitas são mostradas na figura abaixo

Figura 10 – Diagramas de tensões no estado limite de projeto de vigas sob momento positivo com ligação total.



(a)

(b)

(c)

(a) é a seção mista;

(b) é a linha neutra plástica na laje;

(c) é a linha neutra plástica na seção de aço.

Fonte: Walter e Michèle Pfeil, 2009.

2.3.4.5.2 Se a linha neutra estiver situada na seção de aço:

É preciso saber a força de compressão no aço (C_{ad}) através da equação 89:

$$C_{ad} = \frac{1}{2} (R_{td} - R_{cd}) \quad (89)$$

Após esta descoberta precisa-se achar o momento resistente pela seguinte expressão.

$$M_{dres} = R_{cd}z + C_{ad}z' = R_{cd} \left(h - y_t + h_p + \frac{h_c}{2} \right) + C_{ad}(h - y_t - y_c) \quad (90)$$

Onde as incognitas são mostradas na Figura 8.

2.3.4.6 Cálculo da armadura

Para calcularmos a armadura necessária para o controle de fissuração usa-se a seguinte fórmula para calcular a área efetiva da laje de concreto:

$$A_{ct} = b_e t_c \quad (91)$$

Onde:

b_e é a largura efetiva da laje;

t_c é a espessura da laje;

Para sabermos a máxima tensão de tração permitida na armadura usa-se a formula a seguir.

$$\sigma_{st} = 810 \sqrt{\frac{W_k \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\phi}} \leq f_{ys} \quad (92)$$

Onde:

W_k é a abertura máxima característica das fissuras;

f_{ys} é a resistência ao escoamento do aço da armadura;

ϕ é o diâmetro das barras da armadura

Para calcular a armadura da seção deve-se usar a fórmula abaixo.

$$A_s = \frac{0,72 f_{ct,ef} A_{ct}}{\sigma_{st}} \quad (93)$$

Onde:

$f_{ct,ef}$ é a resistência média a tração efetiva do concreto no instante em que se formam as primeiras fissuras.

2.3.4.7 Conectores de Cisalhamento

2.3.4.7.1 Pinos com cabeça

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) a determinação da força resistente de cálculo para conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça é dado pelas equações abaixo:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (94)$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (95)$$

Onde :

- γ_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual a 1,10 para combinações excepcionais;
- A_{cs} é a área da seção transversal do conector;
- f_{ucs} é a resistência à ruptura do aço do conector;
- E_c é o módulo de elasticidade do concreto;
- R_g é um coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores, mostrado no subitem 2.3.1.1;
- R_p é um coeficiente para consideração da posição do conector, mostrado no subitem 2.3.1.2;

2.3.4.7.2 Valores do coeficiente R_g

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) deve-se adotar os seguintes valores:

- 1,00 : para um conector soldado em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço; para qualquer número de conectores em uma linha soldados

diretamente no perfil de aço ou para qualquer número de conectores em uma linha soldados através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço com relação $\frac{b_F}{h_F}$ igual ou superior a 1,5;

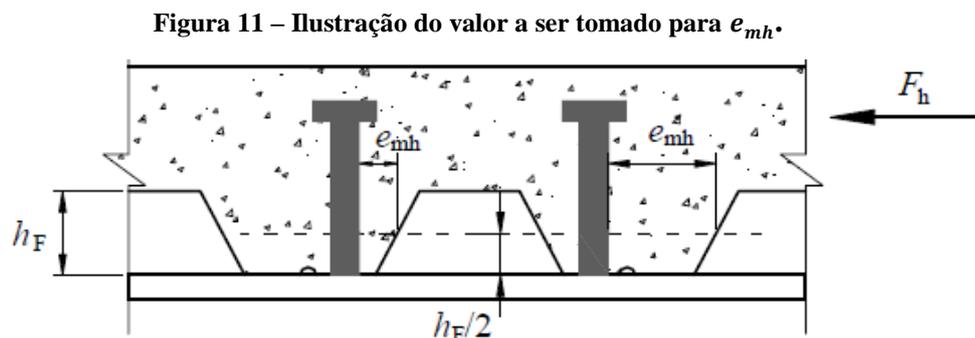
- 0,85 : para dois conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço ou para um conector soldado através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação $\frac{b_F}{h_F}$ inferior a 1,5;
- 0,70 : para três ou mais conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.

2.3.4.7.3 Valores do coeficiente R_p

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) deve-se adotar os seguintes valores:

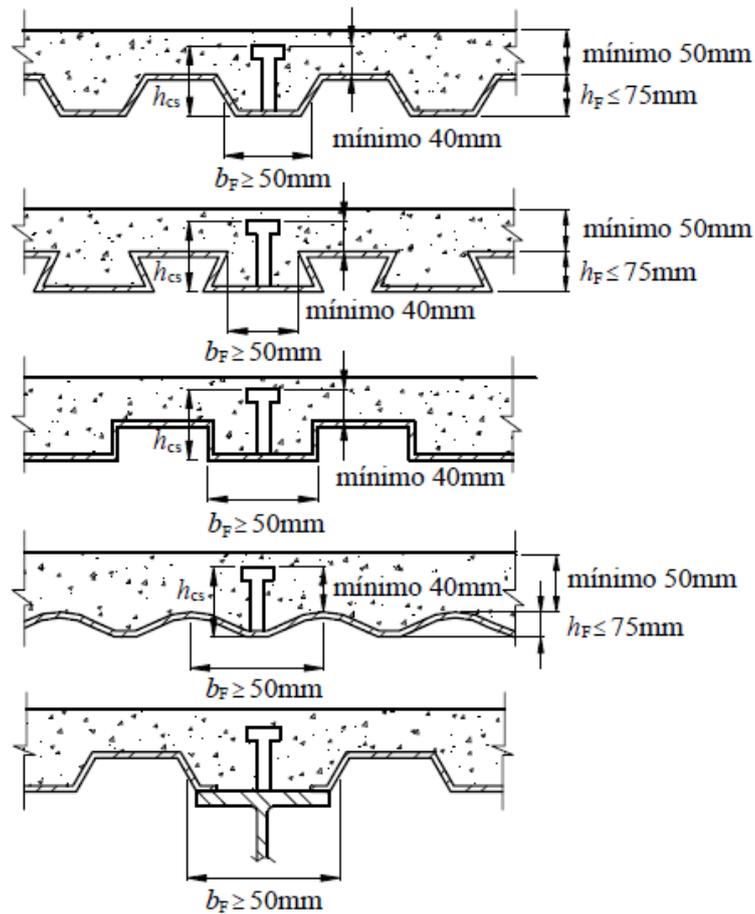
- 1,00 : para conectores soldados diretamente no perfil de aço e, no caso de haver nervuras paralelas a essa perfil, pelo menos 50% da largura da mesa deve estar em contato direto com o concreto;
- 0,75 : para conectores soldados em uma laje mista com as nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} igual ou superior a 50 mm ou para conectores soldados através de uma fôrma de aço e embutidos em uma laje mista com nervuras paralelas ao perfil de aço;
- 0,60 : para conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} inferior a 50 mm.

Onde e_{mh} é a distância entre a borda do fuste do conector até a alma da nervura da fôrma de aço, exemplificado na Figura 9.



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

Figura 12 –Lajes de concreto com fôrma de aço incorporada.



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

2.3.5 Perfil U laminado ou formado a frio

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) a determinação da força resistente de cálculo para conectores de cisalhamento em perfil U laminado, com altura da seção transversal igual ou superior a 75 mm totalmente embutido na laje maciça de concreto com face inferior plana diretamente apoiada sobre a viga de aço, é dado pela equação abaixo:

$$Q_{Rd} = \frac{0,3(t_{fcs} + 0,5t_{wcs})L_{cs}\sqrt{f_{ck}E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (96)$$

Onde:

- t_{fcs} é a espessura da mesa do conector;
- t_{wcs} é a espessura da alma do conector;

- L_{cs} é o comprimento do perfil U.

2.3.6 Posição e espaçamento dos conectores

Nas regiões de momento fletor positivo o número de conectores necessários não pode ser inferior a n_p , dado pela equação abaixo:

$$n_p = n \left(\frac{M_{p,Sd} - M_{a,Rd}}{M_{Sd} M_{a,Rd}} \right) \quad (97)$$

Onde:

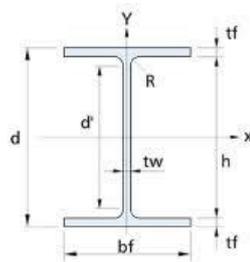
- $M_{p,Sd}$ é o momento fletor solicitante de cálculo na seção da carga concentrada;
- n é o número de conectores de cisalhamento a serem colocados entre a seção de momento fletor positivo solicitante de cálculo máximo e a seção adjacente de momento nulo;
- $M_{a,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo da viga de aço isolada, para o estado limite FLA.

3 ESTUDO DE CASO

Foram analisadas e dimensionadas duas vigas, ambas em estruturas metálicas (perfil em aço), estrutura mista e os respectivos conectores utilizados nestas. O local do estudo de caso é a Faculdade Evangélica de Ceres, localizada na cidade de Ceres, Goiás.

A figura abaixo exemplifica as incógnitas do perfil do tipo I necessárias para o dimensionamento das estruturas.

Figura 13 – Seção do perfil de aço tipo I.



Fonte: Estrela dos Metais, 2019.

Onde:

- **d = Altura útil do perfil;**
- **b_f = Largura da aba do perfil;**
- **t_w = Espessura da alma;**
- **t_f = Espessura da aba;**
- **h = Altura interna;**
- **R = Raio de concordância;**
- **d' = Altura livre da alma.**

3.1 VIGA 1

A viga 1 (V1), possui 9,68 metros de comprimento, o perfil de aço utilizado foi o W 410x38,8. Referente as especificações técnicas, foi consultado o catálogo dos perfis de aço GERDAU AÇO-MINAS. Para efeitos de verificação no cálculo, não foi considerada a existência de outros pavimentos, tais como cobertura, mezanino, pilotis e subsolo. A planta baixa do projeto seguido encontra-se no anexo D, para o dimensionamento do edifício.

Para a verificação e cálculos, foram utilizados os dados da tabela 10, resultando portanto nos diagramas de carga total da laje (Figura 13) e sobrecarga total (Figura 14), estabelecendo na tabela 11 as combinações de cargas na viga.

Tabela 1 – Dados para verificação da viga V1.

	Dados dos carregamentos
S^a	25,85 m ²
$P_{aço}^b$	38,8 Kgf/m
P_{laje}^c	335 Kgf/m
C_{laje}^d	894,60 Kgf/m
Sobrecarga	250 Kgf/m
$C_{sobrecarga}^e$	667,61 Kgf/m

^a S é a área de influência;

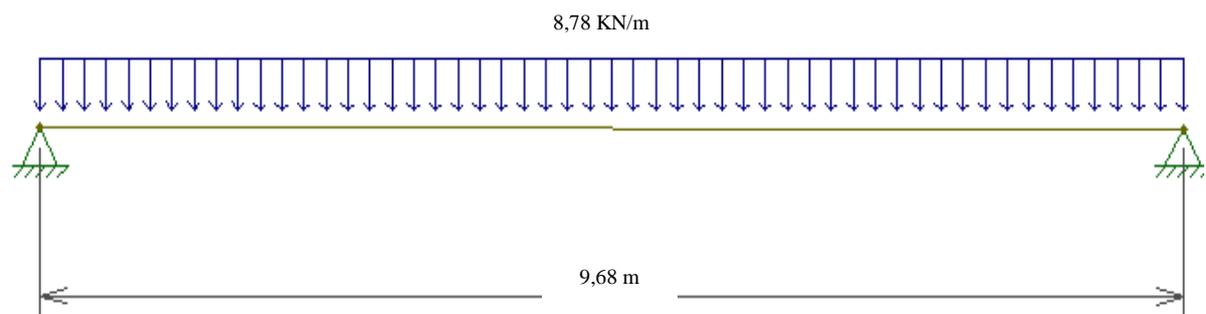
^b $P_{aço}$ é o peso próprio do aço;

^c P_{laje} é o peso próprio da laje;

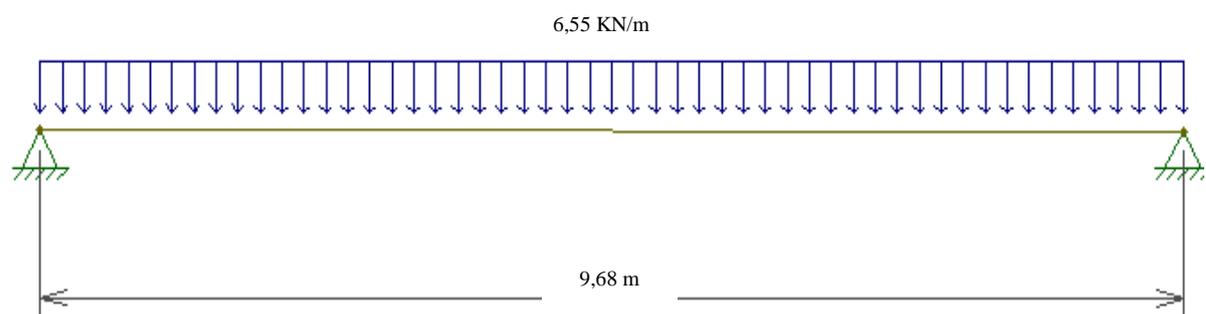
^d C_{laje} é a carga total da laje;

^e $C_{sobrecarga}$ é a carga total da sobrecarga.

Fonte: Autoria própria (2019).

Figura 14 – Diagrama da carga total da laje (C_{laje}) em KN/m.

Fonte: Autoria própria, 2019.

Figura 15 – Diagrama da carga total da sobrecarga ($C_{sobrecarga}$) em KN/m.

Fonte: Autoria própria, 2019.

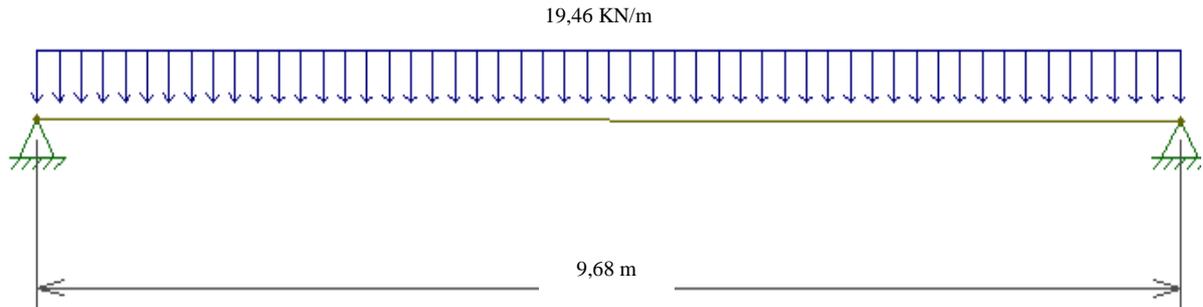
Tabela 2 – Possíveis combinações de carregamentos

Combinação	Carregamento
I	$1,1C_{laje} + 1,3C_{sobrecarga}$
II	$C_{laje} + 0,5C_{sobrecarga}$
III	$1,1P_{aço} + 1,2C_{laje} + 1,3C_{sobrecarga}$

Fonte: Autoria própria (2019).

Utilizando a combinação III (estaremos superdimensionando a viga, logo estaremos a favor da segurança) teremos um resultado igual a 1984,09 Kgf/m, ou seja, aproximadamente 19,46 KN/m. Logo o diagrama das forças gerais (para a combinação III) ficará igual ao mostrado na Figura 15.

Figura 16 – Diagrama do carregamento total (para a combinação III) em KN/m.



Fonte: Autoria própria, 2019.

Será calculado a seguir os estados limites da viga, utilizando as fórmulas 37 e 38 para os respectivos valores: $b_f = 140$ mm, $d' = 357$ mm, $t_w = 6,54$ mm, $t_f = 8,8$ mm, $E = 20000$ KN/cm², $f_y = 35$ KN/cm², $M_{pl} = 25788$ KN.cm $L_b = 968$ cm, $r_y = 2,83$ cm e $\gamma_{a1} = 1,10$.

3.1.1 Dimensionamento da viga simples em aço

Para a flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda = 7,95 \text{ cm}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 9,08 \text{ cm}$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 43 para cálculo do momento resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{rd} = 23443,64 \text{ KN.cm}$$

Para a flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{d'}{t_w}$$

$$\lambda = 55,78$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 89,88$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 43 para cálculo do momento resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{rd} = 23443,64 \text{ KN.cm}$$

Para a flambagem lateral por torção (FLT):

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y}$$

$$\lambda = 342,05$$

Como $\lambda > 200$ a seção não passou na verificação.

Agora será feita a verificação ao cisalhamento da viga utilizando os parâmetros de esbeltez, mostrados nas formulas 37, 38 e 39, para os respectivos valores: $d' = 35,7$ cm, $t_w = 0,64$ cm, $k_v = 5$, $E = 20000$ KN/cm² e $f_y = 35$ KN/cm².

$$\lambda = \frac{d'}{t_w}$$

$$\lambda = 55,78$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 58,80$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 73,23$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$ a seção é compacta, portanto deve-se calcular agora a força cortante resistente de cálculo (V_{rd}), dada pela equação 34, utilizando os seguintes dados: $V_{pl} = 536,34$ KN e $\gamma_{a1} = 1,10$.

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$V_{rd} = 487,58 \text{ KN}$$

Admitindo que o maior esforço cortante (V_s) seja de 31,7 KN (cálculo feito usando o diagrama da Figura 14) tem-se:

$$V_{rd} > V_s$$

$$487,58 > 31,7$$

Logo a viga passou na verificação do cisalhamento.

Agora deve-se iniciar a verificação quanto ao deslocamento vertical da viga retirando a seguinte fórmula do Quadro 1, utilizando a descrição de viga de piso, para saber qual o deslocamento vertical máximo da viga, utilizando $l = 968$ cm.

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{l}{350}$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 2,77 \text{ cm}$$

Agora retirando a fórmula do Anexo B – Deslocamentos elásticos em viga, será calculado o deslocamento da viga utilizando os seguintes valores: $P = 0,1946$ KN/cm, $l = 968$ cm, $E = 20000$ KN/cm² e $I = 12777$ cm⁴.

$$\Delta = \frac{5Pl^4}{384EI}$$

$$\Delta = 8,70 \text{ cm}$$

Como $\Delta > \Delta_{m\acute{a}x}$ a viga não passou na verificação do deslocamento.

3.1.2 Dimensionamento de viga mista

É preciso começar os calculos a partir dos estados limites da viga, considerando que a laje de concreto impeça a flambagem lateral por torção (FLT), utilizando as fórmulas 37 e 38 para os respectivos valores: $b_f = 140$ mm, $d' = 357$ mm, $t_w = 6,54$ mm, $t_f = 8,8$ mm, $E = 20000$ KN/cm², $f_y = 35$ KN/cm², $M_{pl} = 25788$ KN.cm $L_b = 968$ cm, $r_y = 2,83$ cm e $\gamma_{a1} = 1,10$.

Para a flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda = 7,95 \text{ cm}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 9,08 \text{ cm}$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 43 para cálculo do momento resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{rd} = 23443,64 \text{ KN.cm}$$

Para a flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{d'}{t_w}$$

$$\lambda = 55,78$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 89,88$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 43 para cálculo do momento resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{rd} = 23443,64 \text{ KN.cm}$$

Utilizando a Figura 14 obtem-se que o momento solicitando de cálculo (M_{sd}) é igual a:

$$M_{sd} = \frac{Q \cdot L \cdot L}{8}$$

$$M_{sd} = 15195,41 \text{ KN.cm}$$

$M_{sd} < M_{rd}$ a viga é adequada para as cargas aplicadas.

É necessário saber se a linha neutra está localizada na laje de concreto ou na seção de aço, portanto utilizando as fórmulas 85 e 86 para os respectivos valores: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$, $f_y = 35 \text{ KN/cm}$, $\gamma_c = 1,40$, $\gamma_{a1} = 1,10$, $A_{aço} = 50,3 \text{ cm}^2$, $b_e = 242 \text{ cm}$ e $h_c = 10 \text{ cm}$, tem-se:

$$R_{cd} = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_{ac}} b_e h_c$$

$$R_{cd} = 37400 \text{ KN}$$

$$R_{td} = \frac{f_y A}{\gamma_{a1}}$$

$$R_{td} = 1600,45 \text{ KN}$$

Como $R_{cd} > R_{td}$ a linha neutra plástica está localizada na laje de concreto, portanto deve-se calcular agora a profundidade da linha neutra utilizando a fórmula 87 para os seguintes dados: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$, $f_y = 35 \text{ KN/cm}$, $\gamma_c = 1,40$, $\gamma_{a1} = 1,10$, $A_{aço} = 50,3 \text{ cm}^2$, $b_e = 242 \text{ cm}$ e $h_c = 10 \text{ cm}$, tem-se

$$x = \frac{f_y A / \gamma_{a1}}{0,85 f_{ck} b_e / \gamma_c} < h_c$$

$$x = 0,55 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

Para calcular o momento resistente utiliza-se a fórmula 88 para os seguintes valores:
 $R_{td} = 1600,45$ KN, $y_s = 19,95$ cm, $h_c = 10$ cm, $f_y = 35$ KN/cm, $A_{aço} = 50,3$ cm², $h_p = 0$
 e $x = 0,54$ cm.

$$M_{dres} = R_{td}z = \frac{f_y A}{\gamma_{a1}} \left(y_s + h_p + h_c - \frac{x}{2} \right)$$

$$M_{dres} = 47.501,5 \text{ KN.cm}$$

ou

$$M_{dres} = 447,01 \text{ KN.m}$$

Deve-se calcular a resistência de cálculo à força cortante através das equações 37 e 38 e utilizando os seguintes valores: $d' = 357$ mm, $t_w = 6,4$ mm, $E = 20000$ KN/cm², $f_y = 35$ KN/cm², $k_v = 5$, $V_{pl} = 536,34$ KN.

$$\lambda = \frac{d'}{t_w}$$

$$\lambda = 55,78$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 58,8$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 34 para cálculo da força cortante.

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$V_{rd} = 487,58 \text{ KN}$$

Admitindo que o maior esforço cortante (V_s) seja de 31,65 KN (cálculo feito usando o diagrama da Figura 14) tem-se:

$$V_{rd} > V_s$$

$$487,58 > 31,65$$

Logo a viga passou na verificação da força cortante.

Agora inicia-se a verificação quanto ao deslocamento vertical da viga retirando a seguinte fórmula do Quadro 1, utilizando a descrição de viga de piso, para saber qual o deslocamento vertical máximo da viga, utilizando $l = 968$.

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{l}{350}$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 2,76 \text{ cm}$$

Deve-se agora calcular a largura efetiva da laje, afim de determinar qual o momento de inércia utilizado para esta seção do perfil da viga. Serão utilizados os seguintes valores: $l = 968 \text{ cm}$, $A = 50,3 \text{ cm}^2$, $bf = 14 \text{ cm}$, $I_x = 12777 \text{ cm}^4$, $a = 267 \text{ cm}$, $F_{ck} = 20 \text{ Mpa}$.

$$b_e \leq \frac{l}{4}$$

$$b_e \leq 242 \text{ cm}$$

ou

$$b_e \leq 2a$$

$$b_e \leq 267 \text{ cm}$$

$$b_e = 242 \text{ cm}$$

Relação entre os módulos de Elasticidade, será o valor a ser calculado e utilizado em cálculos de deformações e tensões devidas a cargas de pequena duração.

$$E_c = 4760\sqrt{f_{ck}}$$

$$E_c = 21287,37 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_0 = \frac{E}{E_c}$$

$$\alpha_0 = 9,4$$

Determina-se no cálculo de agora, o momento de inércia, conforme a relação do módulo de elasticidade da seção homogeneizada. Serão utilizados os seguintes valores: $b_e = 242$ cm, $h_c = 10$ cm, $\alpha_0 = 9,4$.

$$A_c = \frac{b_e h_c}{\alpha_0}$$

$$A_c \approx 258 \text{ cm}^2$$

Tabela 12 – Cálculo do momento de inércia I_0 (cm⁴) da viga V1.

	A (cm ²)	y' (cm)	Ay'	Ay'^2	I_0 (cm ⁴)
1 - Concreto	258	5	1290	6450	2146
2 – Aço	50,3	30	1509	45270	1277
Total	308,3		2799	51720	14923

Fonte: Autoria própria (2019).

$$y_{sup} = \frac{\sum Ay'}{\sum A}$$

$$y_{sup} = 9,08 \text{ cm}$$

$$y_{inf} = d - y_{sup}$$

$$y_{inf} = 30,92 \text{ cm}$$

$$I = \sum I_0 + \sum Ay'^2 - \sum A * y_{sup}^2$$

$$I = 41224,77 \text{ cm}^4.$$

Agora retirando a fórmula do Anexo B – Deslocamentos elásticos em viga, será calculado o deslocamento da viga utilizando os seguintes valores: $P = 0,1946$ KN/cm, $l = 968$ cm, $E = 20000$ KN/cm² e $I = 41224,77$ cm⁴.

$$\Delta = \frac{5Pl^4}{384EI}$$

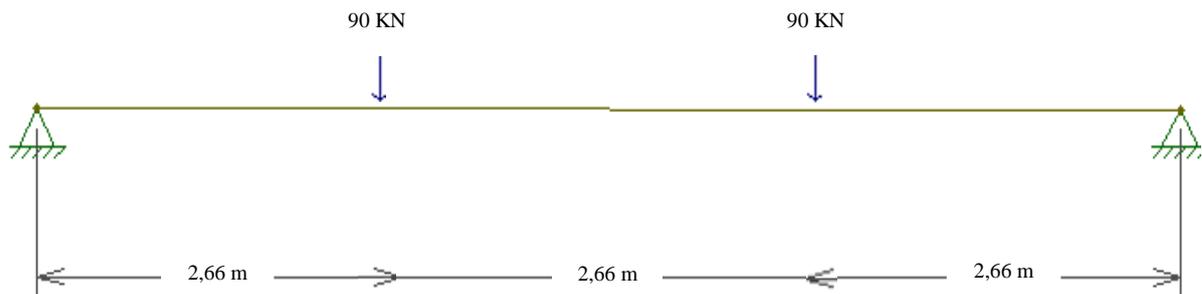
$$\Delta = 2,69 \text{ cm}$$

Como $\Delta < \Delta_{m\acute{a}x}$ a viga passou na verificação do deslocamento.

3.2 VIGA 2

A viga 2 (V2), possui 7,98 metros de comprimento e o perfil de aço utilizado foi o W 460x52,0. Referente as especificações técnicas, foi consultado o catálogo dos perfis de aço GERDAU AÇO-MINAS. Para efeitos de verificação no cáculo, não foi considerada a existência de outros pavimentos, tais como cobertura, mezanino, pilotis e subsolo. A planta baixa do projeto seguido encontra-se no anexo D, para o dimensionamento do edifício.

Figura 17 – Diagrama do carregamento na viga V2 em KN.



Fonte: Autoria própria, 2019.

Será calculado a seguir os estados limites da viga, utilizando as fórmulas 37 e 38 para os respectivos valores: $b_f = 152 \text{ mm}$, $d' = 404 \text{ mm}$, $t_w = 7,6 \text{ mm}$, $t_f = 10,8 \text{ mm}$, $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$, $f_y = 35 \text{ KN/cm}^2$, $M_{pl} = 38356,5 \text{ KN.cm}$, $L_b = 7,98 \text{ cm}$, $r_y = 3,09 \text{ cm}$ e $\gamma_{a1} = 1,10$.

3.2.1 Dimensionamento da viga simples em aço

Para a flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda = 7,04 \text{ cm}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 9,08 \text{ cm}$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 43 para cálculo do momento resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{rd} = 34869,55 \text{ KN.cm}$$

Para a flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{d'}{t_w}$$

$$\lambda = 53,15$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 89,88$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 43 para cálculo do momento resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{rd} = 34869,55 \text{ KN.cm}$$

Para a flambagem lateral por torção (FLT):

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y}$$

$$\lambda = 258,25$$

Como $\lambda > 200$ a seção não passou na verificação.

Agora será feito a verificação ao cisalhamento da viga utilizando os parâmetros de esbeltez, mostrados nas formulas 37, 38 e 39, para os respectivos valores: $d' = 40,4$ cm, $t_w = 0,76$ cm, $k_v = 5$, $E = 20000$ KN/cm² e $f_y = 35$ KN/cm².

$$\lambda = \frac{d'}{t_w}$$

$$\lambda = 53,15$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 58,80$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 73,23$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$ a seção é compacta, portanto deve-se calcular agora a força cortante resistente de cálculo (V_{rd}), dada pela equação 34, utilizando os seguintes dados: $V_{pl} = 718,2$ KN e $\gamma_{a1} = 1,10$.

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$V_{rd} = 652,9 \text{ KN}$$

Admitindo que o maior esforço cortante (V_s) seja de 90 KN (cálculo feito usando o diagrama da Figura 14) tem-se:

$$V_{rd} > V_s$$

$$652,9 > 90$$

Logo a viga passou na verificação do cisalhamento.

Agora deve-se iniciar a verificação quanto ao deslocamento vertical da viga retirando a seguinte fórmula do Quadro 1, utilizando a descrição de viga de piso, para saber qual o deslocamento vertical máximo da viga, utilizando $l = 798 \text{ cm}$.

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{l}{350}$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 2,28 \text{ cm}$$

Agora retirando a fórmula do Anexo B – Deslocamentos elásticos em viga, será calculado o deslocamento da viga utilizando os seguintes valores: $P = 90 \text{ KN}$, $l = 798 \text{ cm}$, $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$ e $I = 21370 \text{ cm}^4$.

$$\Delta = \frac{23Pl^3}{648EI}$$

$$\Delta = 3,8 \text{ cm}$$

Como $\Delta > \Delta_{m\acute{a}x}$ a viga não passou na verificação do deslocamento.

3.2.2 Dimensionamento de viga mista

É necessário iniciar os cálculos a partir dos estados limites da viga, considerando que a laje de concreto impeça a flambagem lateral por torção (FLT), utilizando as fórmulas 37 e 38 para os respectivos valores: $b_f = 152 \text{ mm}$, $d' = 404 \text{ mm}$, $t_w = 7,6 \text{ mm}$, $t_f = 10,8 \text{ mm}$, $E =$

20000 KN/cm², $f_y = 35$ KN/cm², $M_{pl} = 38356,5$ KN.cm $L_b = 798$ cm, $r_y = 3,09$ cm e $\gamma_{a1} = 1,10$.

Para a flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda = 7,04 \text{ cm}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 9,08 \text{ cm}$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 43 para calculo do momento resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{rd} = 34869,55 \text{ KN.cm}$$

Para a flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{d'}{t_w}$$

$$\lambda = 53,15$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 89,88$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 43 para cálculo do momento resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{rd} = 34869,55 \text{ KN.cm}$$

Utilizando a Figura 14 obtém-se que o momento solicitando de cálculo (M_{sd}) é igual a:

$$M_{sd} = \frac{P \cdot L}{8}$$

$$M_{sd} = 8977,5 \text{ KN.cm}$$

$M_{sd} < M_{rd}$ a viga é adequada para as cargas aplicadas.

É necessário saber se a linha neutra está localizada na laje de concreto ou na seção de aço, portanto utilizando as fórmulas 85 e 86 para os respectivos valores: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$, $f_y = 35 \text{ KN/cm}$, $\gamma_c = 1,40$, $\gamma_{a1} = 1,10$, $A_{aço} = 66,6 \text{ cm}^2$, $b_e = 30 \text{ cm}$ e $h_c = 10 \text{ cm}$, tem-se:

$$R_{cd} = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_{ac}} b_e h_c$$

$$R_{cd} = 3642,86 \text{ KN}$$

$$R_{td} = \frac{f_y A}{\gamma_{a1}}$$

$$R_{td} = 2119,09 \text{ KN}$$

Como $R_{cd} > R_{td}$ a linha neutra plástica está localizada na laje de concreto, portanto deve-se calcular agora a profundidade da linha neutra utilizando a fórmula 87 para os seguintes dados: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$, $f_y = 35 \text{ KN/cm}$, $\gamma_c = 1,40$, $\gamma_{a1} = 1,10$, $A_{aço} = 66,6 \text{ cm}^2$, $b_e = 30 \text{ cm}$ e $h_c = 10 \text{ cm}$, tem-se

$$x = \frac{f_y A / \gamma_{a1}}{0,85 f_{ck} b_e / \gamma_c} < h_c$$

$$x = 5,82 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

Para calcular o momento resistente utiliza-se a fórmula 88 para os seguintes valores: $R_{td} = 2119,09 \text{ KN}$, $y_s = 22,5 \text{ cm}$, $h_c = 10 \text{ cm}$, $f_y = 35 \text{ KN/cm}$, $A_{aco} = 66,6 \text{ cm}^2$, $h_p = 0$ e $x = 5,82 \text{ cm}$.

$$M_{dres} = R_{td} z = \frac{f_y A}{\gamma_{a1}} \left(y_s + h_p + h_c - \frac{x}{2} \right)$$

$$M_{dres} = 62703,9 \text{ KN.cm}$$

ou

$$M_{dres} = 627,04 \text{ KN.m}$$

Deve-se agora calcular a largura efetiva da laje para viga de extremidade, afim de determinar qual o momento de inércia utilizado para esta seção do perfil da viga. Serão utilizados os seguintes valores: $l = 798 \text{ cm}$, $A = 66,6 \text{ cm}^2$, $bf = 15,2 \text{ cm}$, $t_f = 1,08 \text{ cm}$, $b_f = 15,2 \text{ cm}$, $I_x = 21370 \text{ cm}^4$, $F_{ck} = 20 \text{ Mpa}$.

$$b_e = 114,75 \text{ cm}$$

Relação entre os módulos de Elasticidade, será o valor a ser calculado e utilizado em cálculos de deformações e tensões devidas a cargas de pequena duração.

$$E_c = 4760 \sqrt{f_{ck}}$$

$$E_c = 21287,37 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_0 = \frac{E}{E_c}$$

$$\alpha_0 = 9,4$$

Agora determina-se no cálculo do momento de inércia, conforme a relação do módulo de elasticidade da seção homogeneizada. Serão utilizados os seguintes valores: $b_e = 114,75$ cm, $h_c = 10$ cm, $\alpha_0 = 9,4$.

$$A_c = \frac{b_e h_c}{\alpha_0}$$

$$A_c \approx 122,07 \text{ cm}^2$$

Tabela 13 – Cálculo do momento de inércia I_0 (cm⁴) da viga V2.

	A (cm²)	y' (cm)	Ay'	Ay'²	I₀ (cm⁴)
1 - Concreto	122,07	5	160	798	2500
2 - Aço	66,6	23,5	1565	36780	21370
Total	188,67		1725	37578	23870

Fonte: Autoria própria (2019).

$$y_{sup} = \frac{\sum Ay'}{\sum A}$$

$$y_{sup} = 9,14 \text{ cm}$$

$$y_{inf} = d - y_{sup}$$

$$y_{inf} = 35,85 \text{ cm}$$

$$I = \sum I_0 + \sum Ay'^2 - \sum A * y_{sup}^2$$

$$I = 45686,58 \text{ cm}^4.$$

Agora retirando a fórmula do Anexo B – Deslocamentos elásticos em viga, será calculado o deslocamento da viga utilizando os seguintes valores: $P = 90$ KN, $l = 798$ cm, $E = 20000$ KN/cm² e $I = 45686,58$ cm⁴.

$$\Delta = \frac{23Pl^3}{648EI}$$

$$\Delta = 1,77 \text{ cm}$$

Como $\Delta < \Delta_{m\acute{a}x}$ a viga passou na verificação do deslocamento.

3.3 DIMENSIONAMENTO DOS CONECTORES

Serão dimensionados os conectores que servem tanto para a viga V1, quanto para a viga V2:

Inicia-se o cáculo pela resistência dos conectores de pino com cabeça, utilizando as equações 94 e 95, para os respectivos valores: diâmetro de 1,9 cm, $A_{cs} = 2,84 \text{ cm}^2$, $E_c = 2128,74 \text{ KN/cm}^2$ (para densidade normal), $\gamma_{cs} = 1,25$ (para combinações normais), $R_g = 1,00$, $R_p = 1,00$, $f_{ucs} = 450 \text{ MPa}$ (resistência à ruptura do aço do conector), $f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$.

$$Q_{Rd} = \frac{1 A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{2 \gamma_{cs}}$$

$$Q_{Rd} = 74,0 \text{ KN}$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}}$$

$$Q_{Rd} = 94,1 \text{ KN}$$

Utiliza-se a resistência de menor valor:

$$Q_{Rd} = 74,0 \text{ KN.}$$

Agora  necessário calcular os espaçamentos entre conectores utilizando os seguintes dados: $n=26$ conectores (de cada lado da seção do meio do vo), conforme equação 97.

- $a < 8h_c$;
- $a > 6d$.

Para $h_c = 100 \text{ mm}$ (pior caso), obtm-se:

$$a < 8h_c$$

$$a < 800 \text{ mm}$$

Enfim, serão utilizados conectores distribuídos uniformemente ao longo da viga da seguinte maneira: **26 conectores a cada 155 mm.**

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

São apresentados nas tabelas, um comparativo com os resultados obtidos no dimensionamento dos elementos simples e misto dos edifícios-exemplos em questão para o esforço cortante (V_R), o deslocamento (Δ), o deslocamento máximo ($\Delta_{m\acute{a}x}$) e para os estados limites FLM, FLA e FLT.

Tabela 3 – Tabela da apresentação de resultados do dimensionamento do V1.

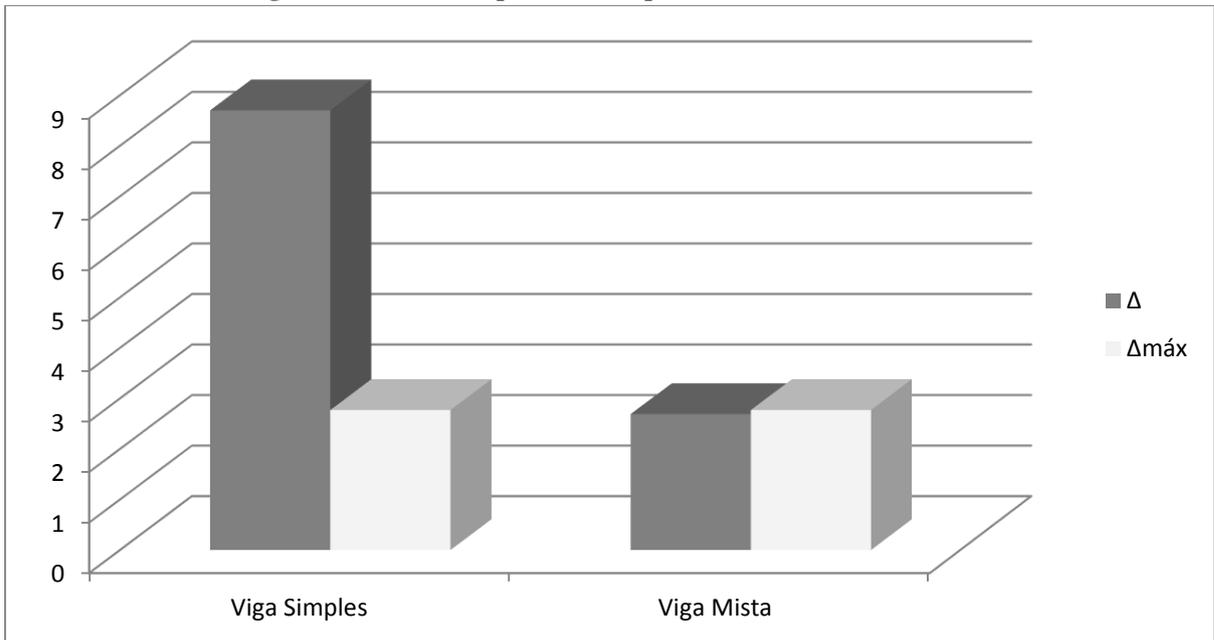
	V_R (KN)	Δ (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (permitido) (cm)	M_{rd} (KN.cm)
Viga simples	487,58	8,70	2,77	23443,64
Viga mista	487,58	2,69		47501,5

Tabela 4 – Tabela da apresentação de resultados do dimensionamento do V2.

	V_R (KN)	Δ (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (permitido) (cm)	M_{rd} (KN.cm)
Viga simples	652,9	3,8	2,28	34869,5
Viga mista	652,9	1,77		62703,9

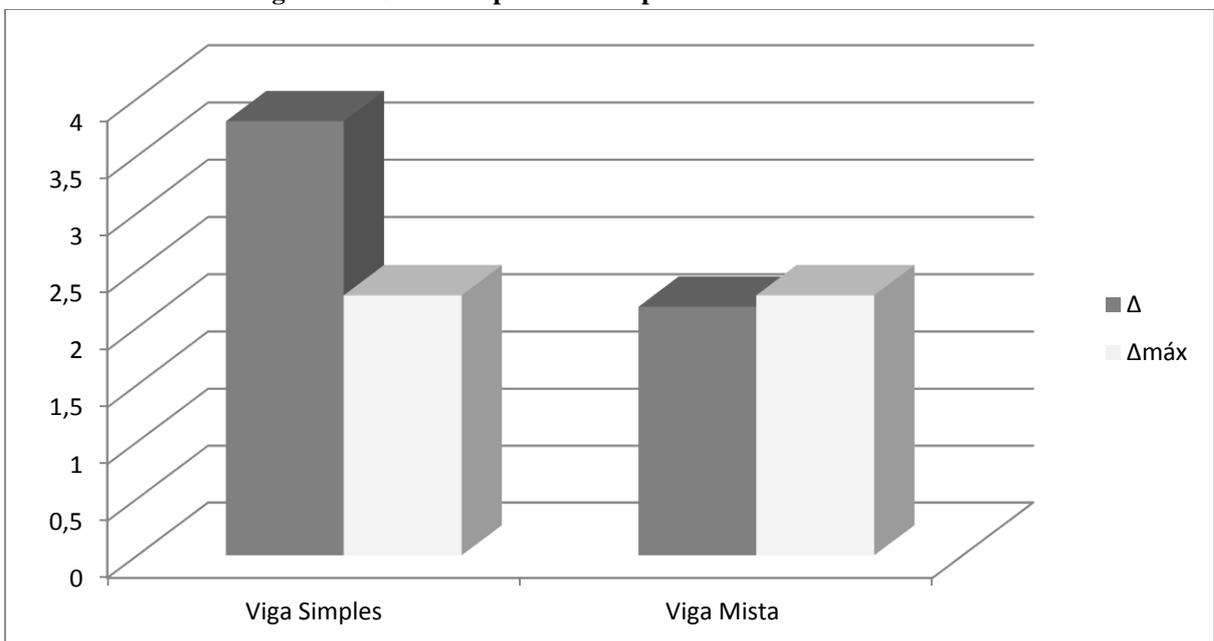
Abaixo será apresentado para ambos os exemplos, uma série de gráficos meramente ilustrativos para melhor compreensão e análise dos resultados obtidos nas tabelas acima.

Figura 18 - Gráfico representativo para os deslocamentos do V1.



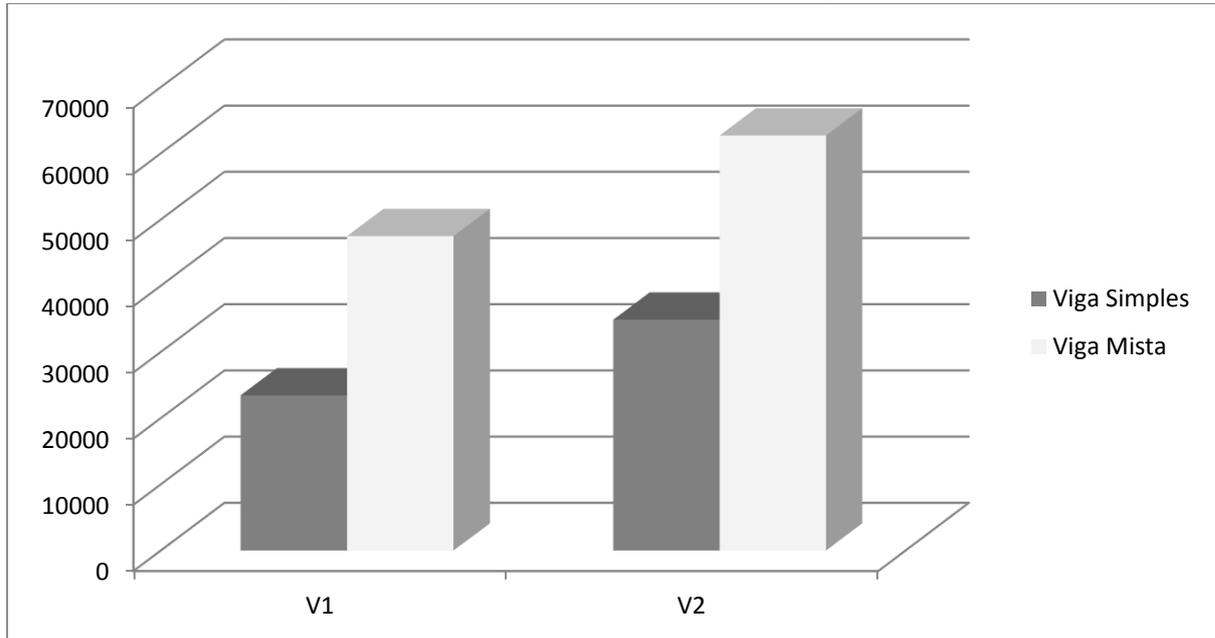
Fonte: Autoria própria, 2019.

Figura 19- Gráfico representativo para os deslocamentos do V2.



Fonte: Autoria própria, 2019.

Figura 20 – Gráfico representativo dos momentos para V1 e V2



Fonte: Autoria própria, 2019.

Por fim, na verificação da cortante não foi considerado a mesa de concreto o esforço cortante resistente da viga mista aço em concreto é igual ao esforço cortante da seção simples em aço, não apresentando nenhuma variação ao longo da seção das vigas. Os deslocamentos da seção mista é menor do que comparado a seção simples devido a contribuição dos conectores de cisalhamento e da laje de concreto na resistência aos esforços solicitados na seção, verifica-se que o momento resistentes apresentam um acréscimo de resistência significativo, quando utilizado o sistema misto.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conclui-se que após verificar os resultados apresentados nos cálculos de cortante, momento e deslocamento, a viga mista apresenta mais benefícios do que uma viga simples, pois há um aumento na resistência e diminuição do deslocamento vertical. Quanto ao esforço cortante a diferença foi baixa, pois o concreto não é considerado em ambos os tipos de estrutura. Já em relação ao deslocamento houve uma mudança significativa, pois a inércia da seção mista passou a ser composta, ou seja, passou a considerar toda a viga de aço e laje de concreto e não é mais a inércia apenas da seção da viga de aço. No resultado do momento houve um acréscimo relativamente alto no momento da viga mista devido a laje de concreto.

A viga simples em aço sofre torção, devido a flambagem lateral por torção (FLT) e na viga mista a laje de concreto serve de travamento lateral afim de eliminar o efeito do FLT. A viga mista resiste e minimiza a flambagem local da mesa (FLM) e flambagem local da alma (FLA). E a flambagem lateral com torção (FLT), é praticamente desconsiderada devido ao travamento da mesa superior em aço, travamento que a laje de concreto contribui por toda a extensão da viga.

Por fim, o sistema de construção em estruturas mistas apresenta melhores resultados ao construir estruturas com vãos médios a elevados, comparando o sistema misto e o sistema em estrutura de aço, verifica-se que a possibilidade de construir edificações com vãos elevados é maior, também o tempo de execução é menor, devido a diminuição do peso total da estrutura, proporcionando peças mais esbeltas, facilidade na montagem, havendo maior produtividade e pequena quantidade de equipes de montagem com número de funcionários reduzidos.

ANEXO
ANEXO A - TABELAS

Tabela 1 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m .

Combinações	Aço estrutural ^a		Concreto γ_c	Aço das armaduras γ_s
	γ_a			
	Escoamento, flambagem e instabilidade γ_{a1}	Ruptura γ_{a2}		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,10	1,15	1,20	1,00

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 2 - Dimensões máximas de furos para parafusos e barras redondas rosqueadas.

	Diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada d_b	Diâmetro do furo- padrão	Diâmetro do furo alargado	Dimensões do furo pouco alongado	Dimensões do furo muito alongado
Dimensões	≤ 24	$d_b+1,5$	d_b+5	$(d_b+1,5)(d_b+6)$	$(d_b+1,5)(2,5d_b)$
em	27	28,5	33	28,5(35)	28,5(67,5)
milímetros	≥ 30	$d_b+1,5$	d_b+8	$(d_b+1,5)(d_b+9,5)$	$(d_b+1,5)(2,5d_b)$
Dimensões	$\leq 7/8$	$d_b+1/16$	$d_b+3/16$	$(d_b+1/16)(d_b+1/4)$	$(d_b+1/16)(2,5d_b)$
em	1	11/4	11/4	11/16+15/16	11/16+2(1/2)
polegadas	$\geq 11/8$	$d_b+5/16$	$d_b+5/16$	$(d_b+1/16)(d_b+3/8)$	$(d_b+1/16)(2,5d_b)$

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 3 - Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0

Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio		Rotação e translação impedidas.				
		Rotação livre, translação impedida.				
		Rotação impedida, translação livre.				
		Rotação e translação livre.				

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 4 - Valor de X em função do índice de esbeltez λ .

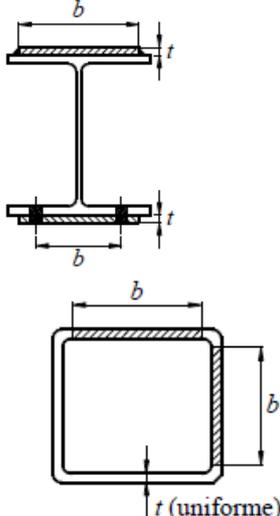
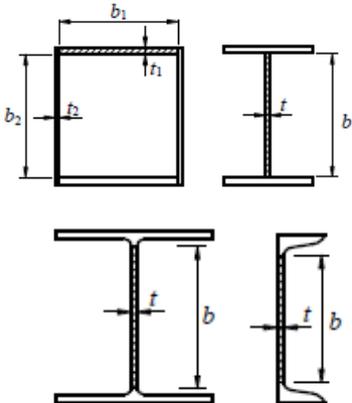
λ_c	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	λ_c
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,998	0,997	0,997	0,0
0,1	0,996	0,995	0,994	0,993	0,992	0,991	0,989	0,988	0,987	0,985	0,1
0,2	0,983	0,982	0,980	0,978	0,976	0,974	0,972	0,970	0,968	0,965	0,2
0,3	0,963	0,961	0,958	0,955	0,953	0,950	0,947	0,944	0,941	0,938	0,3
0,4	0,935	0,932	0,929	0,926	0,922	0,919	0,915	0,912	0,908	0,904	0,4
0,5	0,901	0,897	0,893	0,889	0,885	0,881	0,877	0,873	0,869	0,864	0,5
0,6	0,860	0,856	0,851	0,847	0,842	0,838	0,833	0,829	0,824	0,819	0,6
0,7	0,815	0,810	0,805	0,800	0,795	0,790	0,785	0,780	0,775	0,770	0,7
0,8	0,765	0,760	0,755	0,750	0,744	0,739	0,734	0,728	0,723	0,718	0,8
0,9	0,712	0,707	0,702	0,696	0,691	0,685	0,680	0,674	0,669	0,664	0,9
1,0	0,658	0,652	0,647	0,641	0,636	0,630	0,625	0,619	0,614	0,608	1,0
1,1	0,603	0,597	0,592	0,586	0,580	0,575	0,569	0,564	0,558	0,553	1,1
1,2	0,547	0,542	0,536	0,531	0,525	0,520	0,515	0,509	0,504	0,498	1,2
1,3	0,493	0,488	0,482	0,477	0,472	0,466	0,461	0,456	0,451	0,445	1,3
1,4	0,440	0,435	0,430	0,425	0,420	0,415	0,410	0,405	0,400	0,395	1,4
1,5	0,390	0,385	0,380	0,375	0,370	0,365	0,360	0,356	0,351	0,347	1,5
1,6	0,343	0,338	0,334	0,330	0,326	0,322	0,318	0,314	0,311	0,307	1,6
1,7	0,303	0,300	0,296	0,293	0,290	0,286	0,283	0,280	0,277	0,274	1,7
1,8	0,271	0,268	0,265	0,262	0,259	0,256	0,253	0,251	0,248	0,246	1,8
1,9	0,243	0,240	0,238	0,235	0,233	0,231	0,228	0,226	0,224	0,221	1,9
2,0	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	2,0
2,1	0,199	0,197	0,195	0,193	0,192	0,190	0,188	0,186	0,183	0,183	2,1

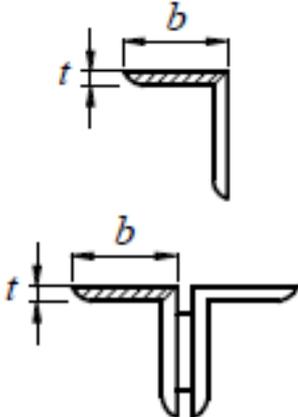
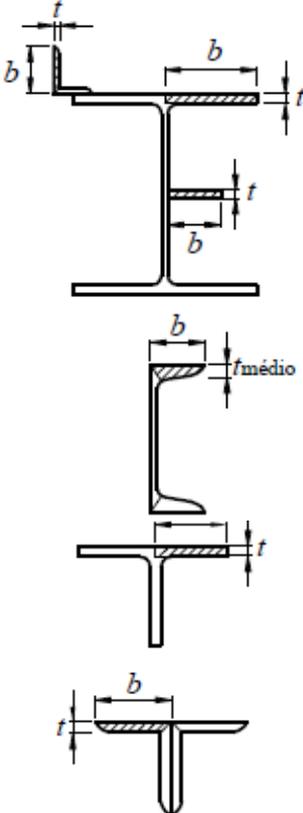
2,2	0,181	0,180	0,178	0,176	0,175	0,173	0,172	0,170	0,167	2,2
2,3	0,166	0,164	0,163	0,162	0,160	0,159	0,157	0,156	0,154	2,3
2,4	0,152	0,151	0,150	0,149	0,147	0,146	0,145	0,144	0,141	2,4
2,5	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,131	2,5
2,6	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,121	2,6
2,7	0,120	0,119	0,119	0,118	0,117	0,116	0,115	0,114	0,113	2,7
2,8	0,112	0,111	0,110	0,110	0,109	0,108	0,107	0,106	0,105	2,8
2,9	0,104	0,104	0,103	0,102	0,101	0,101	0,100	0,099	0,098	2,9
3,0	0,097	-	-	-	-	-	-	-	-	3,0

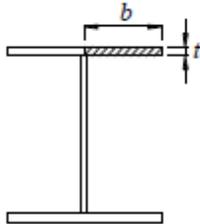
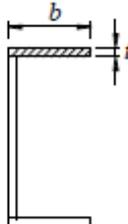
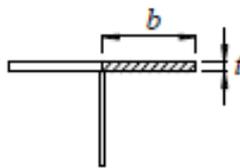
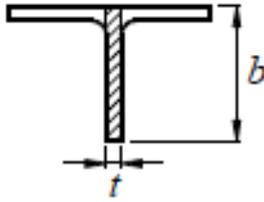
Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 5 - Valores de $(b/t)_{lim}$

(continua)

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicações de b e t	$(b/t)_{lim}$
AA	1	<ul style="list-style-type: none"> — Mesas ou almas de seções tubulares retangulares; — Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas. 		$1,40 \sqrt{\frac{E}{fy}}$
AA	2	<ul style="list-style-type: none"> — Almas de seções I, H ou U; — Mesas ou almas de seção-caixão; — Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1. 		$1,49 \sqrt{\frac{E}{fy}}$

AL	3	<p>— Abas ou cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travamento.</p>		$0,45 \sqrt{\frac{E}{fy}}$
AL	4	<p>— Mesas de seções I, H, T ou U laminadas; — Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas — Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas.</p>		$0,56 \sqrt{\frac{E}{fy}}$

				
AL	5	— Mesas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas.		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}}$
				
AL	6	— Almas de seções T.		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

^a O coeficiente K_c é dado na equação 28.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 6 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente.

(continua)

Tipos de seção e eixo de flexão	Estados limites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação	FLT	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver nota 5	Ver nota 1	$\frac{L_b}{r}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 1
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver nota 5	Ver nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6

ao eixo de maior momento de inércia	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo C) ²	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com apenas um eixo de simetria situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (Ver nota 9)	FLT	$(f_y - \sigma_r) W_c \leq f_y W_t$ Ver nota 5	Ver nota 2	$\frac{Lb}{r_{yc}}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 2
Seções I e H com apenas um eixo de simetria situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (Ver nota 9)	FLM	$(f_y - \sigma_r) W_c$ Ver nota 5	Ver nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo C) ²	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{h_c \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{(0,54 \frac{M_{pl}}{M_r} - 0, \leq \lambda_r)}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLM Ver nota 3	$(f_y - \sigma_r) W$	Ver nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6
	FLA Ver nota 3	$f_y W_{ef}$ Ver nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver nota 4	$\frac{h_c}{t_w}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções sólidas retangulares fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$f_y W$	$\frac{2,00 C_b E}{\lambda} \sqrt{\quad}$	$\frac{Lb}{r_y}$	$\frac{0,13 E}{M_{pl}} \sqrt{JA}$	$\frac{2,00 E}{M_r} \sqrt{JA}$

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

Onde:

r_{yc} é o raio de giração da seção T formada pela mesa comprimida e a parte comprimida da alma anexo, em regime elástico, em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma;

r_y é o raio de giração da seção em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao eixo de flexão;

J é a constante de torção da seção transversal;

W_t é o módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão;

W é o módulo de resistência elástico mínimo da seção, relativo ao eixo de flexão;

W_c é o módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão;

h_c é duas vezes a distância do centro geométrico da seção transversal à face interna da mesa comprimida;

L_b é a distância entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado).

Tabela 7 - Coeficiente C_{dist} para vigas contínuas com carregamento no comprimento L .

(continua)

Condições de carregamento e apoio	Diagrama de momento fletor ^a	Ψ								
		0,5 0	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50
		41,5	30,2	24,5	21,1	19,0	17,5	16,5	15,7	15,2
		33,9	22,7	17,3	14,1	13,0	12,0	11,4	10,9	10,6
		28,2	18,0	13,7	11,7	10,6	10,0	9,5	9,1	8,9
		21,9	13,9	11,0	9,6	8,8	8,3	8,0	7,8	7,6
		28,4	21,8	18,6	16,7	15,6	14,8	14,2	13,8	13,5
		12,7	9,89	8,6	8,0	7,7	7,4	7,2	7,1	7,0

^a M_o é o momento máximo solicitante de cálculo, considerando o tramo analisado como biapoiado.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 8 – Coeficiente C_{dist} para vigas contínuas e semicontínuas sem carregamento no comprimento L.

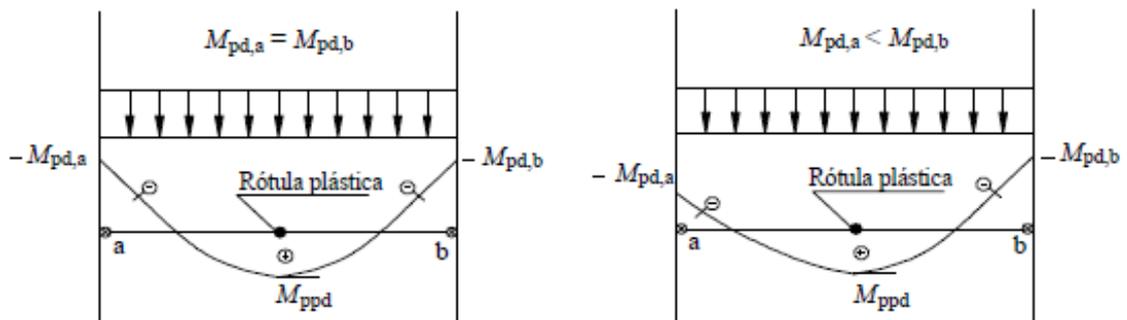
Condições de carregamento de apoio	Diagrama de momento fletor ^a	Ψ				
		0,00	0,25	0,50	0,75	1,00
		11,1	9,5	8,2	7,1	6,2
		11,1	12,8	14,6	16,3	18,1

^a M é o maior momento negativo solicitante de cálculo, em módulo, no trecho analisado, sendo que valores de Ψ maiores que 1,00 devem ser considerados iguais a 1,00.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 9 – Coeficiente C_{dist} para vigas semicontínuas submetidas a carregamentos uniformemente distribuído no comprimento L.

$\Psi_1 = M_{pd,b}/M_{ppd}^a$	1,0	0,8	0,6	0,4	0,2	0,1	
$\Psi_2 = M_{pd,a}/M_{pd,b}^a$	1,00	21,9	24,0	26,7	29,5	32,7	34,2
0,75	26,5	29,0	32,0	35,0	38,0	39,8	
0,50	30,5	33,9	37,0	40,4	44,3	45,7	
0,00	32,4	36,5	42,6	47,6	51,8	53,5	



^a M_{ppd} é o momento plástico resistente de cálculo da viga mista determinado conforme item 2.2.3.2.1. (igual a M_{Rd}), mas com o coeficiente β_{vm} igual a 1,00; $M_{pd,a}$ é o menor momento plástico resistente de cálculo, em módulo, nas extremidades do tramo considerado; $M_{pd,b}$ é o maior momento plástico resistente de cálculo, em módulo, nas extremidades do tramo considerado.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

ANEXO B - QUADROS

Quadro 1 - Deslocamentos máximos

Descrição	δ^a
Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{cd}$
Terças de cobertura ^g	$L/180^e$
	$L/180^f$
Vigas de cobertura ^g	$L/250^h$
Vigas de piso	$L/350^h$
Vigas que suportam pilares	$L/500^h$
Vigas de rolamento: ^j Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 KN; Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 KN, exceto pontes siderúrgicas; Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 KN; Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas; Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas.	$L/600^i$ $L/800^i$ $L/1000^i$ $L/400$ $L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento: Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base; Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base.	$H/300$ $H/400^{kl}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos: Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base; Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos.	$H/400$ $h/500^m$
Lajes mistas	Ver anexo Q da norma NBR 8800 (ABNT 2008)

^a L é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar ou a distância do nível da viga de rolamento à base, h é a altura do andar.

^b Deslocamento paralelo ao plano de fechamento.

^c Deslocamento perpendicular ao plano de fechamento.

^d Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento com seu valor característico.

^e Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.

^f Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente com seu valor característico.

^g Deve-se evitar também a ocorrência de empoçamento.

^h Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm.

ⁱ Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.

^j Considerar combinações raras de serviço.

^k No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm.

^l O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.

^m Tomar apenas os deslocamentos provocados pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos do corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e das vigas.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

ANEXO C – TABELA DE BITOLAS DOS PERFIS DE AÇO - GERDAU

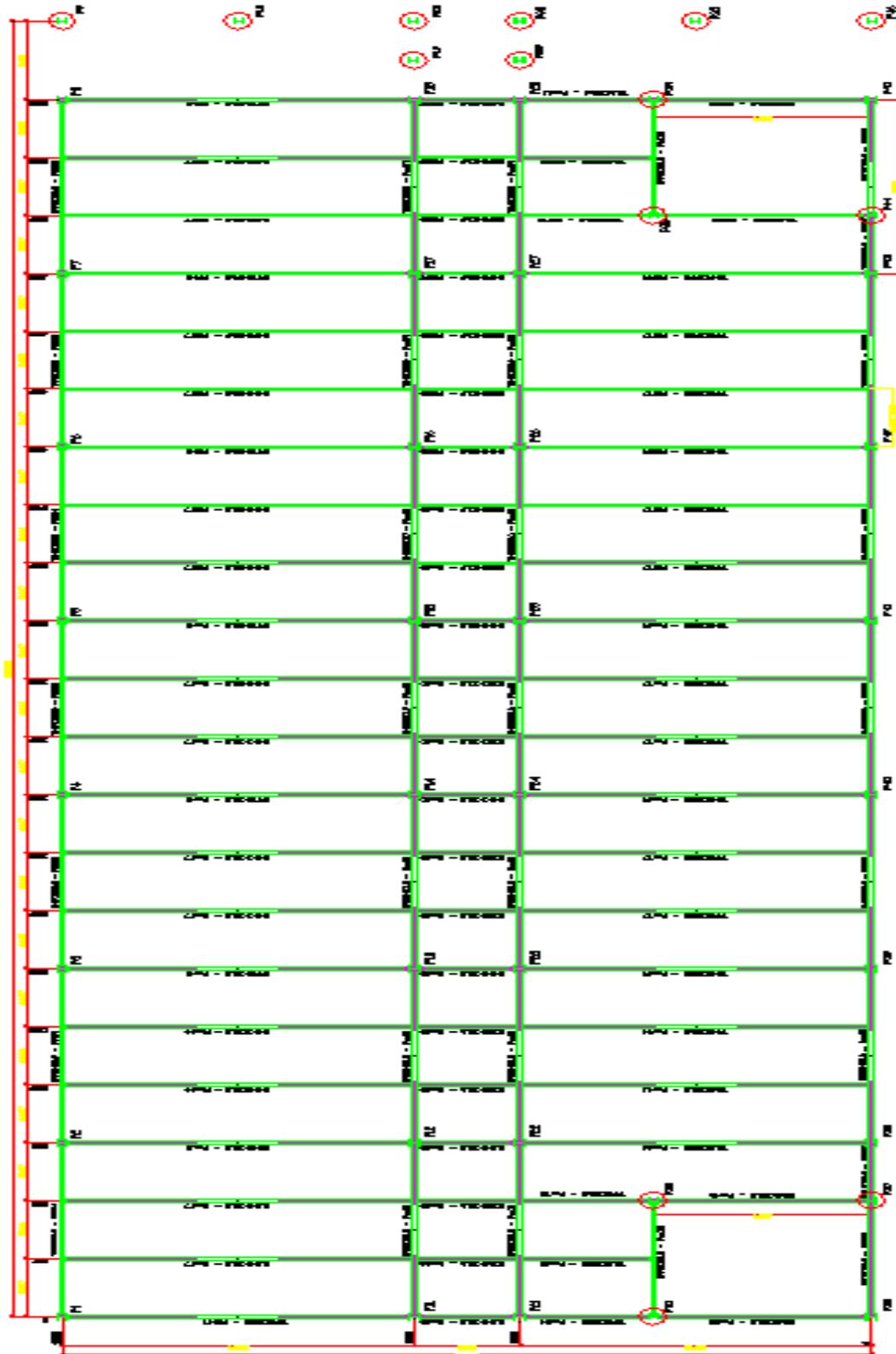
(continua)

Bitola (mm x kg/m)	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	h (mm)	d' (mm)	Área (cm ²)	Ix (cm ⁴)	Wx (cm ³)	rx (cm)	Zx (cm ³)	Iy (cm ⁴)	Wy (cm ³)	ry (cm)	Zy (cm ³)	It (cm ⁴)	Estbeltez		u (m ² /m)		
																		Mesa bf/2tf	Alma d'/tw			
W 150 x 13,0	13	148	100	4,3	4,9	138	118	16,6	635	85,8	6,18	96,4	82	16,4	2,22	25,5	2,6	1,72	10,2	27,49	4,181	0,67
W 150 x 18,0	18	153	102	5,8	7,1	139	119	23,4	939	122,8	6,34	139,4	126	24,7	2,32	38,5	2,69	4,34	7,18	20,48	6,683	0,69
W 150 x 22,5 (H)	22,5	152	152	5,8	6,6	139	119	29	1.229	161,7	6,51	179,6	387	50,9	3,65	71,9	4,1	4,75	11,52	20,48	20,417	0,88
W 150 x 24,0	24	160	102	6,6	10,3	139	115	31,5	1.384	173	6,63	197,6	183	35,9	2,41	55,8	2,73	11,08	4,95	17,48	10,206	0,69
W 150 x 29,8 (H)	29,8	157	153	6,6	9,3	138	118	38,5	1.739	221,5	6,72	247,5	556	72,6	3,8	110,8	4,18	10,95	8,23	30,277	0,9	0,9
W 150 x 37,1 (H)	37,1	162	154	8,1	11,6	139	119	47,8	2.244	277	6,85	313,5	707	91,8	3,84	140,4	4,22	20,58	6,64	14,67	39,930	0,91
W 200 x 15,0	15	200	100	4,3	5,2	190	170	19,4	1.305	130,5	8,2	147,9	87	17,4	2,12	27,3	2,35	2,05	9,62	39,44	8,222	0,77
W 200 x 19,3	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170	25,1	1.686	166,1	8,19	190,6	116	22,7	2,14	35,9	2,59	4,02	7,85	29,31	11,098	0,79
W 200 x 22,5	22,5	206	102	6,2	8	190	170	29	2.029	197	8,37	225,5	142	27,9	2,22	43,9	2,63	6,18	6,38	27,42	13,868	0,79
W 200 x 26,6	26,6	207	133	5,8	8,4	190	170	34,2	2.611	232,3	8,73	282,3	330	49,6	3,1	76,3	3,54	7,65	7,92	29,34	32,477	0,92
W 200 x 31,3	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170	40,3	3.168	301,7	8,86	338,6	410	61,2	3,19	94	3,6	12,59	6,37	26,5	40,822	0,93
W 200 x 35,9 (H)	35,9	201	165	6,2	10,2	181	161	45,7	3.437	342	8,67	379,2	764	92,6	4,09	141	4,5	14,51	8,09	25,9	69,502	1,03
W 200 x 41,7 (H)	41,7	205	166	7,2	11,8	181	157	53,5	4.114	401,4	8,77	448,6	901	108,5	4,1	165,7	4,53	23,19	7,03	21,86	83,948	1,04
W 200 x 46,1 (H)	46,1	203	203	7,2	11	181	161	58,6	4.543	447,6	8,81	495,3	1.535	151,2	5,12	229,5	5,58	22,01	9,23	22,36	141,342	1,19
W 200 x 52,0 (H)	52	206	204	7,9	12,6	181	157	66,9	5.298	514,4	8,9	572,5	1.784	174,9	5,16	265,8	5,61	33,34	8,1	19,85	166,710	1,19
HP 200 x 33,0 (H)	33	204	207	11,3	11,3	181	161	68,1	4.977	488	8,55	551,3	1.673	161,7	4,86	248,6	5,57	31,93	9,16	14,28	155,075	1,2
W 200 x 59,0 (H)	59	210	205	9,1	14,2	182	158	76	6.140	584,8	8,99	655,9	2.041	199,1	5,18	303	5,84	47,69	7,22	17,32	195,418	1,2
W 200 x 71,0 (H)	71	216	206	10,2	17,4	181	161	91	7.660	709,2	9,17	803,2	2.537	246,3	5,28	374,5	5,7	81,66	5,92	15,8	249,976	1,22
W 200 x 86,0 (H)	86	222	209	13	20,6	181	157	110,9	9.498	855,7	9,26	994,2	3.139	300,4	5,32	458,7	5,77	142,19	5,07	12,06	317,844	1,23
W 250 x 17,9	17,9	251	101	4,8	5,3	240	220	23,1	1.821	182,6	9,96	211	91	18,1	1,99	28,8	2,48	4,74	9,33	45,92	13,735	0,88
W 250 x 22,3	22,3	254	102	5,8	6,9	240	220	28,9	2.939	231,4	10,09	267,7	123	24,1	2,06	38,4	2,54	4,77	7,39	37,97	18,629	0,89
W 250 x 25,3	25,3	257	102	6,1	8,4	240	220	32,6	3.473	270,2	10,31	311,1	149	29,3	2,14	46,4	2,58	7,06	6,07	36,1	22,955	0,89
W 250 x 28,4	28,4	260	102	6,4	10	240	220	36,6	4.046	311,2	10,51	357,3	178	34,8	2,2	54,9	2,62	10,34	5,1	34,38	27,636	0,9
W 250 x 32,7	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220	42,1	4.937	382,7	10,83	428,5	473	64,8	3,35	99,7	3,86	10,44	8,02	36,03	73,104	1,07
W 250 x 38,5	38,5	262	147	6,6	11,2	240	220	49,6	6.057	462,4	11,77	517,8	594	80,8	3,46	124,1	3,93	17,63	6,56	33,27	93,242	1,08
W 250 x 44,8	44,8	266	148	7,6	13	240	220	57,6	7.158	538,2	11,15	606,3	704	95,1	3,5	146,4	3,96	27,14	5,69	28,95	112,398	1,09
HP 250 x 62,0 (H)	62	246	256	10,5	10,7	225	201	79,6	8.728	709,6	10,47	790,5	2.995	234	6,13	357,8	6,99	33,46	11,96	19,1	417,130	1,47
W 250 x 73,0 (H)	73	253	254	8,6	14,2	225	201	92,7	11.257	889,9	11,02	983,3	3.880	305,5	6,47	463,1	7,01	56,94	8,94	23,33	552,900	1,48
W 250 x 80,0 (H)	80	256	255	9,4	15,6	225	201	101,9	12.550	980,5	11,1	1.088,70	4.313	338,3	6,51	513,1	7,04	75,02	8,17	21,36	622,878	1,49
HP 250 x 85,0 (H)	85	254	260	14,4	14,4	225	201	108,5	12.280	966,9	10,64	1.083,20	4.225	325	6,24	499,6	7	82,07	9,03	13,97	605,403	1,5
W 250 x 89,0 (H)	89	260	256	10,7	17,3	225	201	113,9	14.237	1.095,10	11,18	1.224,40	4.841	378,2	6,52	574,3	7,06	102,81	7,4	18,82	712,351	1,5
W 250 x 101,0 (H)	101	264	257	11,9	19,6	225	201	128,7	16.352	1.238,80	11,27	1.395,00	5.549	431,8	6,57	656,3	7,1	147,7	6,56	16,87	828,031	1,51
W 250 x 115,0 (H)	115	269	259	13,5	22,1	225	201	146,1	18.920	1.406,70	11,38	1.597,40	6.405	494,6	6,62	752,7	7,16	212	5,86	14,87	975,265	1,53
W 310 x 21,0	21	303	101	5,1	5,7	292	272	27,2	3.776	249,2	11,77	291,9	98	19,5	1,77	31,4	2,42	3,27	8,86	53,25	21,628	0,98
W 310 x 23,8	23,8	305	101	5,6	6,7	292	272	30,7	4.346	285	11,89	333,2	116	22,9	1,94	36,9	2,45	4,65	7,54	48,5	25,594	0,99
W 310 x 28,3	28,3	309	102	6	8,9	291	271	36,5	5.500	356	12,28	412	158	31	2,08	49,4	2,55	8,14	5,73	45,2	35,441	1
W 310 x 32,7	32,7	313	102	6,6	10,8	291	271	42,1	6.570	419,8	12,49	485,3	192	37,6	2,13	59,8	2,58	12,91	4,72	41,12	43,612	1
W 310 x 38,7	38,7	310	165	5,8	9,7	291	271	49,7	8.581	533,6	13,14	615,4	227	88,1	3,82	134,9	4,38	13,2	8,51	46,66	163,728	1,25
W 310 x 44,5	44,5	313	166	6,6	11,2	291	271	57,2	9.997	638,8	13,22	712,8	855	103	3,87	158	4,41	19,9	7,41	41	194,433	1,26
W 310 x 52,0	52	317	167	7,6	13,2	291	271	67	11.909	731,4	13,39	842,5	1.026	122,9	3,91	188,8	4,45	31,81	6,33	35,61	236,422	1,27
HP 310 x 79,0 (H)	79	299	306	11	11	277	245	100	16.316	1.091,30	12,77	1.210,10	5.258	343,7	7,25	525,4	8,26	46,72	13,91	22,27	1.089,258	1,77
HP 310 x 93,0 (H)	93	303	308	13,1	13,1	277	245	119,2	19.682	1.299,10	12,85	1.450,30	6.387	414,7	7,32	635,5	8,26	77,33	11,76	18,69	1.340,320	1,78
W 310 x 97,0 (H)	97	308	305	9,9	15,4	277	245	123,6	22.284	1.447,00	13,43	1.594,20	7.286	477,8	7,68	725	8,38	92,12	9,9	24,77	1.558,682	1,79
W 310 x 107,0 (H)	107	311	306	10,9	17	277	245	136,4	24.839	1.597,30	13,49	1.768,20	8.123	530,9	7,72	806,1	8,41	122,86	9	22,48	1.754,271	1,8
HP 310 x 110,0	110	308	310	15,4	15,5	277	245	141	23.703	1.539,10	12,97	1.730,60	7.707	497,3	7,39	763,7	8,33	125,66	10	15,91	1.646,104	1,8
W 310 x 117,0 (H)	117	314	307	11,9	18,7	277	245	149,9	27.563	1.755,60	13,56	1.952,60	9.024	587,9	7,76	893,1	8,44	161,61	8,21	20,55	1.965,950	1,8

(conclusão)

Bitola (mm x kg m)	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	h (mm)	d' (mm)	Área (cm ²)	I _x (cm ⁴)	W _x (cm ³)	r _x (cm)	Z _x (cm ³)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)	r _y (cm)	Z _y (cm ³)	rt (cm)	It (cm ⁴)	$\frac{E \cdot I_{\text{eixo}}}{bf \cdot 2 \cdot \pi r}$	Cw (cm ⁴)	u (m ² /m)	
HP 310 x 125,0	125	312	312	17,4	17,4	277	245	159	27.076	1.735,60	13,05	1.963,30	8.823	565,6	7,45	870,6	8,38	177,98	8,97	14,09	1.911,029	1,81
W 360 x 39,9	32,9	349	127	5,8	8,5	332	308	42,1	8.338	479	14,09	547,6	291	45,9	2,63	92	3,2	9,15	7,47	53,1	84,111	1,17
W 360 x 39,0	39	353	128	6,5	10,7	332	308	50,2	10.331	585,3	14,35	667,7	375	58,6	2,73	91	3,27	15,83	5,98	47,32	109,551	1,18
W 360 x 44,6	44,6	352	171	6,9	9,8	332	308	57,7	12.258	696,5	14,58	784,3	818	95,7	3,77	148	4,43	16,7	8,72	44,7	239,081	1,35
W 360 x 51,0	51	355	171	7,2	11,6	332	308	64,8	14.222	801,2	14,81	899,5	968	113,3	3,87	174	4,49	24,65	7,37	42,75	284,994	1,36
W 360 x 58,0	58	358	172	7,9	13,1	332	308	72,5	16.143	901,8	14,92	1.014,80	1.113	129,4	3,92	199,8	4,53	34,45	6,56	38,96	330,394	1,37
W 360 x 64,0	64	347	203	7,7	13,5	320	288	81,7	17.890	1.031,10	14,8	1.145,50	1.885	185,7	4,8	284,5	5,44	44,57	7,52	37,4	523,162	1,46
W 360 x 72,0	72	350	204	8,6	15,1	320	288	91,3	20.169	1.152,50	14,86	1.285,9	2.140	209,8	4,84	311,8	5,47	61,18	6,75	33,47	599,082	1,47
W 360 x 79,0	79	354	205	9,4	16,8	320	288	101,2	22.713	1.283,20	14,98	1.437,00	2.416	235,7	4,89	361,9	5,51	82,41	6,1	30,68	685,701	1,48
W 360 x 91,0 (H)	91	353	254	9,5	16,4	320	288	115,9	26.755	1.515,90	15,19	1.680,10	4.483	353	6,22	538,1	6,9	92,61	7,74	30,34	1.268,709	1,68
W 360 x 101,0	101	357	255	10,5	18,3	320	286	129,5	30.279	1.696,30	15,29	1.888,90	5.063	397,1	6,25	606,1	6,93	128,47	6,97	21,28	1.450,410	1,68
W 360 x 110,0	110	360	256	11,4	19,9	320	288	140,6	33.155	1.841,90	15,36	2.059,30	5.570	435,2	6,29	664,5	6,96	161,93	6,43	25,28	1.609,070	1,69
W 360 x 122,0	122	363	257	13	21,7	320	288	155,3	36.599	2.016,50	15,35	2.269,80	6.147	478,4	6,29	732,4	6,98	212,7	5,92	22,12	1.787,806	1,7
W 410 x 38,8	38,8	399	140	6,4	8,8	381	357	50,3	12.777	640,5	15,94	736,8	404	57,7	2,83	90,9	3,49	11,69	7,95	55,84	153,190	1,32
W 410 x 46,1	46,1	403	140	7	11,2	381	357	59,2	15.690	778,7	16,27	891,1	514	73,4	2,95	115,2	3,55	20,06	6,25	50,94	196,571	1,33
W 410 x 53,0	53	403	177	7,5	10,9	381	357	68,4	18.734	929,7	16,55	1.052,20	1.009	114	3,84	176,9	4,56	23,38	8,12	47,63	387,194	1,48
W 410 x 60,0	60	407	178	7,7	12,8	381	357	76,2	21.707	1.066,70	16,88	1.201,50	1.205	135,4	3,98	209,2	4,65	33,78	6,95	46,42	467,404	1,49
W 410 x 67,0	67	410	179	8,8	14,4	381	357	86,3	24.678	1.203,80	16,91	1.362,70	1.379	154,1	4	239	4,67	48,11	6,22	40,59	538,546	1,5
W 410 x 75,0	75	413	180	9,7	16	381	357	95,8	27.616	1.337,50	16,98	1.518,60	1.559	173,2	4,03	269,1	4,7	65,21	5,63	36,8	612,784	1,51
W 410 x 85,0	85	417	181	10,9	18,2	381	357	108,6	31.658	1.518,40	17,07	1.731,70	1.804	199,3	4,08	310,4	4,74	94,48	4,97	32,72	715,165	1,52
W 460 x 52,0	52	450	152	7,6	10,8	428	404	66,6	21.370	949,8	17,91	1.095,90	634	83,5	3,09	131,7	3,79	21,79	7,04	53,21	304,837	1,47
W 460 x 60,0	60	455	153	8	13,3	428	404	76,2	25.652	1.127,60	18,35	1.292,10	796	104,1	3,23	163,4	3,89	34,6	5,75	50,55	387,230	1,49
W 460 x 68,0	68	459	154	9,1	15,4	428	404	87,6	29.851	1.300,70	18,46	1.493,40	941	122,2	3,28	192,4	3,93	52,29	5	44,42	461,163	1,5
W 460 x 74,0	74	457	190	9	14,5	428	404	94,9	33.415	1.462,40	18,77	1.657,40	1.061	174,8	4,18	271,3	4,93	52,97	6,55	44,89	811,417	1,64
W 460 x 82,0	82	460	191	9,9	16	428	404	104,7	37.157	1.615,50	18,84	1.836,40	1.362	195	4,22	303,3	4,96	70,62	5,97	40,81	915,745	1,64
W 460 x 89,0	89	463	192	10,5	17,7	428	404	114,1	41.105	1.775,60	18,98	2.019,40	2.093	218	4,28	339	5,01	92,49	5,42	38,44	1.035,073	1,65
W 460 x 97,0	97	466	193	11,4	19	428	404	123,4	44.658	1.916,70	19,03	2.187,40	2.283	236,6	4,3	368,8	5,03	115,05	5,08	35,44	1.137,180	1,66
W 460 x 106,0	106	469	194	12,6	20,6	428	404	135,1	48.978	2.088,60	19,04	2.394,60	2.515	259,3	4,32	405,7	5,05	148,19	4,71	32,05	1.260,063	1,67
W 530 x 66,0	66	525	165	8,9	11,4	502	478	83,6	34.971	1.332,20	20,46	1.558,00	857	103,9	3,2	166	4,02	31,52	7,24	53,75	562,854	1,67
W 530 x 72,0	72	524	207	9	10,9	502	478	91,6	39.969	1.525,50	20,89	1.755,90	1.615	156	4,2	244,6	5,16	33,41	9,5	53,13	1.060,548	1,84
W 530 x 74,0	74	529	166	9,7	13,6	502	478	95,1	40.969	1.548,90	20,76	1.804,90	1.041	125,5	3,31	200,1	4,1	47,39	6,1	49,26	688,558	1,68
W 530 x 82,0	82	528	209	9,5	13,3	501	477	104,5	47.569	1.801,80	21,34	2.058,50	2.028	194,1	4,41	302,7	5,31	51,23	7,86	50,25	1.340,255	1,85
W 530 x 85,0	85	535	166	10,3	16,5	502	478	107,7	48.453	1.811,30	21,21	2.099,80	2.263	152,2	3,42	241,6	4,17	73,93	5,03	46,41	845,463	1,69
W 530 x 92,0	92	533	209	10,2	15,6	502	478	117,6	55.157	2.069,70	21,65	2.359,80	2.379	227,6	4,5	354,7	5,36	75,5	6,7	46,84	1.588,565	1,86
W 530 x 101,0	101	537	210	10,9	17,4	502	470	130	62.198	2.316,50	21,87	2.640,40	2.693	256,5	4,55	400,6	5,4	106,04	6,03	43,14	1.812,734	1,86
W 530 x 109,0	109	539	211	11,6	18,8	501	469	139,7	67.226	2.494,50	21,94	2.847,00	2.952	279,8	4,6	437,4	5,44	131,38	5,61	40,7	1.991,291	1,87
W 610 x 101,0	101	603	228	10,5	14,9	573	541	130,3	77.003	2.554,00	24,31	2.922,70	2.951	258,8	4,76	405,4	5,76	81,68	7,65	51,54	2.544,966	2,07
W 610 x 113,0	113	608	228	11,2	17,3	573	541	145,3	88.196	2.801,20	24,64	3.319,90	3.426	300,5	4,86	469,7	5,82	116,5	6,59	48,34	2.981,078	2,08
W 610 x 125,0	125	612	229	11,9	19,6	573	541	160,1	99.184	3.241,30	24,89	3.697,30	3.933	343,5	4,96	536,3	5,89	159,5	5,84	45,45	3.441,766	2,09
W 610 x 140,0	140	617	230	13,1	22,2	573	541	179,3	112.619	3.650,50	25,06	4.173,10	4.515	392,6	5,02	614	5,94	225,01	5,18	41,27	3.981,687	2,1
W 610 x 155,0	155	611	324	12,7	19	573	541	198,1	129.583	4.241,70	25,58	4.749,10	10.783	665,6	7,38	1022,6	8,53	200,77	8,33	42,6	9.436,714	2,47

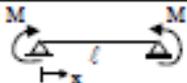
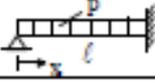
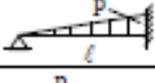
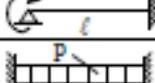
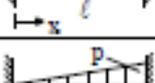
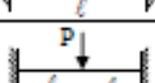
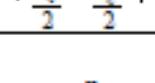
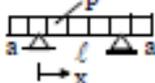
ANEXO D – PLANTA BAIXA DO PROJETO EM ESTUDO



ANEXO E – DESLOCAMENTO ELÁSTICO EM VIGAS

TABELA 3.1a				
DESLOCAMENTOS ELÁSTICOS EM VIGAS				
CASO	VINCULAÇÃO E CARREGAMENTO	FLECHA		EQUAÇÃO DA ELÁSTICA
		w_{max}	x	
1		$\frac{1}{8} \frac{p\ell^4}{EI}$	0	$\frac{p\ell^4}{24EI} (\alpha^4 - 4\alpha + 3)$
2		$\frac{1}{30} \frac{p\ell^4}{EI}$	0	$\frac{p\ell^4}{120EI} (\alpha^5 - 5\alpha + 4)$
3		$\frac{11}{120} \frac{p\ell^4}{EI}$	0	$\frac{p\ell^4}{120EI} (-\alpha^5 + 5\alpha^4 - 15\alpha + 11)$
4		$\frac{1}{3} \frac{P\ell^3}{EI}$	0	$\frac{P\ell^3}{6EI} (\alpha^3 - 3\alpha + 2)$
5		$\frac{1}{2} \frac{M\ell^2}{EI}$	0	$\frac{M\ell^2}{2EI} (1 - \alpha)^2$
6		$\frac{5}{384} \frac{p\ell^4}{EI}$	0,5l	$\frac{p\ell^4 \alpha}{24EI} (\alpha^3 - 2\alpha^2 + 1)$
7		$\frac{3}{460} \frac{p\ell^4}{EI}$ (*)	0,519l	$\frac{p\ell^4 \alpha}{360EI} (3\alpha^4 - 10\alpha^2 + 7)$
8		$\frac{1}{120} \frac{p\ell^4}{EI}$	0,5l	$\frac{p\ell^4 \alpha}{960EI} (16\alpha^4 - 40\alpha^2 + 25)$ (**)
9		$\frac{1}{48} \frac{P\ell^3}{EI}$	0,5l	$\frac{P\ell^3 \alpha}{48EI} (-4\alpha^2 + 3)$ (**)
10		$(a \geq b)$ $\frac{Pb}{3EI\ell} \sqrt{\left(\frac{\ell^2 - b^2}{3}\right)^3}$	$\sqrt{\left(\frac{\ell^2 - b^2}{3}\right)}$	$x < a: \frac{Pbx}{6EI\ell} (\ell^2 - b^2 - x^2)$ $x = a: \frac{Pa^2b^2}{3EI\ell}$ $x > a: \frac{Pa(\ell - x)}{6EI\ell} (2\ell x - a^2 - x^2)$
11		$\frac{1}{9\sqrt{3}} \frac{M\ell^2}{EI}$	0,423l	$\frac{M\ell^2 \alpha}{6EI} (\alpha^2 - 3\alpha + 2)$
12		$(a \geq 0,423\ell)$ $\frac{M}{3EI\ell} \sqrt{\left(\frac{\ell^2 - b^2}{3}\right)^3}$	$\sqrt{\left(\frac{\ell^2 - b^2}{3}\right)}$	$x < a: \frac{Mx}{6EI\ell} (\ell^2 - 3b^2 - x^2)$ $x > a: \frac{M(\ell - x)}{6EI} (x^2 + 3a^2 - 2\ell x)$

Extraída de ISNARD; GREKOW; MROZOWICZ (1971) e de SCHIEL (1976).
Revisada e adaptada por Libânio M. Pinheiro, Bruna Catola e Thiago Catola.
 $\alpha = x/\ell$ (*) Valor aproximado (***) $\alpha \leq 0,5$

TABELA 3.1b				
DESLOCAMENTOS ELÁSTICOS EM VIGAS				
CASO	VINCULAÇÃO E CARREGAMENTO	FLECHA		EQUAÇÃO DA ELÁSTICA
		w_{max}	x	
13		$\frac{Ml^2}{8EI}$	$0,5l$	$\frac{Ml^2\alpha}{2EI}(1-\alpha)$
14		$\frac{3}{554} \frac{pl^4}{EI}$ (*)	$0,422l$	$\frac{pl^4}{48EI}(2\alpha^4 - 3\alpha^3 + \alpha)$
15		$\frac{3}{1258} \frac{pl^4}{EI}$ (*)	$0,447l$	$\frac{pl^4}{120EI}(\alpha^5 - 2\alpha^3 + \alpha)$
16		$\frac{1}{328} \frac{pl^4}{EI}$ (*)	$0,402l$	$\frac{pl^4}{240EI}(-2\alpha^5 + 10\alpha^4 - 11\alpha^3 + 3\alpha)$
17		$\frac{Ml^2}{27EI}$	$\frac{1}{3}l$	$\frac{Ml^2}{4EI}(\alpha^3 - 2\alpha^2 + \alpha)$
18		$\frac{1}{384} \frac{pl^4}{EI}$	$0,5l$	$\frac{pl^4}{24EI}(\alpha^4 - 2\alpha^3 + \alpha^2)$
19		$\frac{1}{764} \frac{pl^4}{EI}$ (*)	$0,525l$	$\frac{pl^4}{120EI}(\alpha^5 - 3\alpha^3 + 2\alpha^2)$
20		$\frac{7}{3840} \frac{pl^4}{EI}$	$0,5l$	$\frac{pl^4}{960EI}(16\alpha^5 - 40\alpha^3 + 25\alpha^2)$ (**)
21		$\frac{1}{192} \frac{Pl^3}{EI}$	$0,5l$	$\frac{Pl^3}{48EI}(-4\alpha^3 + 3\alpha^2)$ (**)
22		$\frac{Pa}{24EI}(6a^2l + 3a^3 - l^3)$	-a	$\frac{Px}{24EI}(x^3 + 4ax^2 + 6a^2x + l^3 - 6a^2l)$
		$\frac{pl^2}{384EI}(5l^2 - 24a^2)$	$0,5l$	$\frac{Px}{24EI}(x^3 - 2lx^2 + 6a^2x - 6a^2l + l^3)$
23		$\frac{Pa^2}{6EI}(2a + 3l)$	-a	$x < 0: \frac{Px}{6EI}(x^2 + 3ax - 3al)$
		$-\frac{Pa^2}{8EI}$	$0,5l$	$0 < x < l: \frac{Pa}{2EI}x(x-l)$

Extraída de ISNARD; GREKOW; MROZOWICZ (1971) e de SCHIEL (1976).
 Revista e adaptada por Libânio M. Pinheiro, Bruna Catola e Thiago Catola.
 $\alpha = x/l$ (*) Valor aproximado (**) $\alpha \leq 0,5$

TABELA 3.1c			
DESLOCAMENTOS ELÁSTICOS EM VIGAS			
CASO	VINCULAÇÃO E CARREGAMENTO	FLECHA	
		w_{max}	x
24		$\frac{P}{24EI} (3\ell^4 - 4b^3\ell + b^4)$	0
25		$\frac{Pa}{120EI} (20\ell^3 - 10a\ell^2 + a^3)$	0
26		$\frac{pc}{6EI} \left[\frac{ab}{\ell} \left(2a\ell - 2a^2 - \frac{c^2}{4} \right) \right] + \frac{c^3}{64}$ (*)	a
27		$\frac{Pa}{24EI} (3\ell^2 - 4a^2)$	0,5\ell
28		$\frac{23}{648} \frac{P\ell^3}{EI}$	0,5\ell
29		$\frac{19}{384} \frac{P\ell^3}{EI}$	0,5\ell
30		$\frac{63}{1000} \frac{P\ell^3}{EI}$	0,5\ell
31		$\frac{\sqrt{5}}{240} \frac{P\ell^3}{EI}$	0,447\ell
32		$\frac{1}{24} \frac{Pa^2b}{EI}$	0,5\ell
33		$\frac{pa}{24EI} (3a^3 + 4a^2\ell - \ell^3)$	-a
34		$\frac{p\ell}{360EI(a+\ell)} (20a^4 - 15a^2\ell^2 - 7a\ell^3 + 12)$	-a
35		$\frac{Pa^2}{3EI} (a+\ell)$	-a
36		$\frac{pa}{48EI} (6a^3 + 6a^2\ell - \ell^3)$	-a
37		$\frac{Pa^2}{6EI} (4a+3)$	-a
38		$\frac{Ma}{4EI} (\ell+2a)$	-a

Extraída de ISNARD; GREKOW; MROZOWICZ (1971).
 Revista e adaptada por Libânio M. Pinheiro, Bruna Catola e Thiago Catola.
 (*) Não corresponde necessariamente ao deslocamento máximo

REFERÊNCIAS

- ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto**. 2000. 296 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- BANDEIRA, Adriana Almeida de Castro. **Análise do uso de estruturas de aço em edificações habitacionais de interesse social**. 122 f. Monografia (Especialização) - Curso de Especialização em Construção Civil, Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte, 2008.
- BASTO, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do Concreto Armado**. Bauru, 2006. (Apostila).
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Tecnologia do Concreto**. Bauru, 2004. (Apostila).
- BELLEI, I. H. **Edifícios Industriais em aço – Projeto e Cálculo**. 2º ed. São Paulo, SP. Ed PINI, 1998.
- BELLEI, Idolny H.; PINHO, Fernando O. **Edifícios de Múltiplos Andares Em Aço**. 2º ed. São Paulo, SP. Ed PINI, 2008.
- BRAGANÇA PINHEIRO, A. C. F. **Estruturas Metálicas**. 2º ed. São Paulo, SP. Ed Blucher, 2005.
- CASTANHEIRA, Aparecida Mucci. **Avaliação da confiabilidade de vigas Metálicas dimensionadas pela NBR 8800**. 2004. 111 f. Dissertação – Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, 2004.
- DOS METAIS, Estrela. **Vigas I e U aço laminadas e dobradas de chapas**. Disponível em: <http://www.estreladosmetais.com.br/arquivo/ferroso/dados/viga_i_u/viga.php>. Acesso em: 03 abril.2019.
- FUSCO, Péricles Brasiliense. **Tecnologia do Concreto Estrutural**. 1º ed. São Paulo, SP. Ed PINI, 2008.
- LEMES, Ígor José Mendes. **Análise avançada via MRPR de estruturas mistas de aço e concreto**. 101p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2015.
- NBR 6120. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1980.
- NBR 6123. **Forças devidas ao vento em edificações**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1988.
- NBR 8681. **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 2003.
- NBR 8800. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 2008.

OLIVEIRA, D. R. **Desenvolvimento do projeto arquitetônico em estruturas de aço**. 2004. 51 f. Dissertação (Especialização em Construção Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

PFEIL, W; PFEIL, M. **Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático**. 8º ed. Rio de Janeiro, RJ. Ed LTC, 2009.

QUEIROZ, G. PIMENTA, R. J. MARTINS, A. G. **Estruturas mistas**. Volume 1, 2º ed. Rio de Janeiro, RJ. Ed Instituto Aço Brasil, 2012.

QUEIROZ, G. PIMENTA, R. J. MARTINS, A. G. **Estruturas mistas**. Volume 2, 2º ed. Rio de Janeiro, RJ. Ed Instituto Aço Brasil, 2012.

SILVA, V. P.; PANNONI, F. D. **Estruturas de aço para edifícios**. 5º ed. São Paulo, SP, 2009.

TRISTÃO, Gustavo Alves. **Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica**. 2002. 126 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.