

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

AMANDA RODRIGUES BANDEIRA SANTIAGO

JOÃO VICTOR RABELO

**VIGA DE AÇO E VIGA MISTA: VERIFICAÇÃO E
DIMENSIONAMENTO**

ANÁPOLIS / GO

AMANDA RODRIGUES BANDEIRA SANTIAGO
JOÃO VICTOR RABELO

VIGA DE AÇO E VIGA MISTA: VERIFICAÇÃO E
DIMENSIONAMENTO

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

ORIENTADOR: ROGÉRIO SANTOS CARDOSO.

ANÁPOLIS / GO: 2020

FICHA CATALOGRÁFICA

SANTIAGO, AMANDA RODRIGUES BANDEIRA / RABELO, JOÃO VICTOR

Viga de aço e viga mista: Verificação e dimensionamento

128P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2020).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

1. Estruturas

2. Vigas mistas

3. Vigas de aço

4. Dimensionamento

I. ENC/UNI

II. Bacharel

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SANTIAGO, Amanda Rodrigues Bandeira; RABELO, João Victor. Viga de aço e viga mista: Verificação e dimensionamento. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEVANGÉLICA, Anápolis, GO, 128p. 2020.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Amanda Rodrigues Bandeira Santiago

João Victor Rabelo

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Viga de aço e viga mista: Verificação e dimensionamento

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2020

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.

Amanda Rodrigues Bandeira Santiago
E-mail: amandabandeira71@hotmail.com

João Victor Rabelo
E-mail: rabelo.joaovictor@gmail.com

AMANDA RODRIGUES BANDEIRA SANTIAGO
JOÃO VICTOR RABELO

**VIGA DE AÇO E VIGA MISTA: VERIFICAÇÃO E
DIMENSIONAMENTO**

**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:

ROGÉRIO SANTOS CARDOSO, Mestre (UniEvangélica)
(ORIENTADOR)

GLEDISTON NEPOMUCENO COSTA JÚNIOR, Mestre
(UniEVANGÉLICA)
(EXAMINADOR INTERNO)

TIAGO DE LIMA BENTO PEREIRA, Mestre (UniEVANGÉLICA)
(EXAMINADOR INTERNO)

DATA: ANÁPOLIS/GO, 09 de JUNHO de 2020.

RESUMO

Os elementos que compõe um sistema estrutural de um edifício podem ser de concreto, aço, ou mista aço/concreto, o seu objetivo é ser a parte mais resistente da construção, dando sustentação, absorvendo e descarregando seus esforços nas fundações. Cada sistema tem suas vantagens e desvantagens, uma estrutura de concreto comparado a uma estrutura simples de aço leva muito mais tempo para ser concluída. Em relação ao peso de uma estrutura de concreto, seu peso é muito maior do que o da estrutura simples gerando um custo maior em fundações. Uma estrutura de aço por ser mais acelerada e mais leve se torna um sistema estrutural bem competitivo. Uma estrutura mista agrega o melhor de cada sistema estrutural e os associa para maior eficiência em suas edificações. Mas não basta apenas conhecer sobre a formação do elemento e sua constituição, para escolher qual sistema estrutural será melhor trabalhar também é necessário conhecer como cada elemento trabalha ao receber esforços. Com essa perspectiva esse trabalho tem como objetivo geral utilizar o embasamento teórico sobre tração, compressão e flexão junto com NBR 8800 (ABNT, 2008), além do dimensionamento de duas vigas, uma viga simples apenas aço e uma viga mista, aço/concreto, analisando e verificando suas capacidades em relação aos seus elementos, para de modo a aproximar da melhor forma possível ao seu comportamento real.

PALAVRAS-CHAVE:

Dimensionamento. Estrutura mista. Estrutura simples. Verificação.

ABSTRACT

The elements that compose the structural system of a building can be concrete, steel, or mixed steel / concrete, its purpose is to be the most resistant part of the construct, giving support, absorbing and unloading its efforts into the foundation. Each system has its advantages and disadvantages, a concrete structure compared to a simple steel structure takes much longer to complete, comparing the weight of a concrete structure, its weight is much higher than the simple structure generating a higher cost in foundations, a steel structure being done faster and lighter becomes a very competitive structural system, a mixed structure puts together the best of each structural system and associates them for greater efficiency in its buildings. But it is not enough only knowing about the formation of the element and its constitution, in order to choose which structural system is the best to work is also necessary to know how each element works when receiving efforts. With this perspective this assignment has a general objective to use the theoretical basis on traction, compression and flexion together with the NBR 8800 (ABNT, 2008), besides the two-beam dimensioning, simple beam, only steel and a mixed steel/concrete beam, analyzing and verifying its capacities related to its elements to best approximate to its actual behavior.

KEYWORDS:

Simple structure. Mixed structure. Sizing. Verification.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estruturas mistas aço-concreto: (a) viga mista típica e seus elementos; (b) viga com perfil de aço embebido no concreto; (c) pilar misto; (d) viga mista com fôrma metálica (steel deck) com nervuras.....	12
Figura 2 – Principais tipos de produtos siderúrgicos laminados de utilização estrutural: (a) barras, com diversas seções transversais (quadrada, redonda, chata); (b) chapas; (c) perfis estruturais laminados; (d) trilho; (e) tubo quadrado; (f) tubo redondo.....	17
Figura 3 – Ilustração dos espaçamentos s e g entre os furos 1 e 2.	21
Figura 4 – Colunas de seção simples e de seção múltipla.	27
Figura 5 – Flambagem por torção.....	30
Figura 6 – Flambagem por flexotorção	30
Figura 7 – Comportamento de vigas com seções compacta, semicompacta e esbelta.	38
Figura 8 – Flambagem local da alma devida ao momento fletor: (a) esquema da viga, com o momento solicitante M ; (b) seção transversal mostrando a alma após a flambagem; (c) diagramas de tensões elásticas antes e depois da flambagem, mostrando a transferência de tensões da alma para a mesa comprimida.....	41
Figura 9 – Flambagem local da mesa comprimida em vigas I fletidas no plano da alma. As tensões normais de compressão da mesa (σ_{bc}) variam entre um valor máximo sobre a alma e um valor mínimo na borda.....	41
Figura 10 – Flambagem lateral de viga biapoiada.....	42
Figura 11 – Tipos de vigas mistas aço-concreto.....	50
Figura 12 – Interação aço-concreto de vigas mistas.....	53
Figura 13 – Distâncias simplificadas entre os pontos de momento nulo em uma viga contínua e semicontínua	54
Figura 14 – Diagramas de tensões no estado limite último de projeto de vigas mistas sob momento positivo	67
Figura 15 – Tipos mais usuais de conectores.	69
Figura 16 – Conector tipo pino de cabeça.	70
Figura 17 – Conector tipo U.	71
Figura 18 – Ilustração do valor a ser tomado para emh	73
Figura 19 – Incógnitas de um perfil I.	74
Figura 20 – Área de influência da viga exemplo 1.....	75
Figura 21 – Representação das forças para a combinação III em KN/m	76

Figura 22 – Viga exemplo 2 com perfil W 360X32,9	76
Figura 23 – Representação das cargas pontuais da VE2 com perfil W 360X32,9	77
Figura 24 – Momento máximo solicitante da VE 1 com perfil W 310X28,3.	80
Figura 25 – Diagrama do esforço cortante da VE1 com perfil W 310X28,3.....	82
Figura 26 – Momento máximo solicitante da VE2 com perfil W 360X32,9.	85
Figura 27 – Diagrama do esforço cortante da VE2 com perfil W 360X32,9.....	87
Figura 28 – Deslocamento da VE2 simples com perfil W 360X32,9	87
Figura 29 – Deslocamento da VE2 mista com perfil W 360X32,9.....	98
Figura 30 – Gráfico representativo para os deslocamentos da VE1 com perfil W 310X28,3.	103
Figura 31 – Gráfico representativo para os deslocamentos da VE2 com perfil W 360X32,9.	103
Figura 32 – Gráfico ilustrativo dos momentos para as VE1 e VE2	104
Figura 33 – Gráfico ilustrativo dos esforços cortantes para as VE1 e VE2	104

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Materiais usados em parafusos	23
Quadro 2 – Distância mínima do centro de um furo-padrão à borda	25
Quadro 3 – Coeficiente C_{dist} para vigas semicontínuas submetidas a carregamentos uniformemente distribuído no comprimento L	63
Quadro 4 – Propriedades geométricas da seção homogeneizada para $\alpha_o = 28,2$, da VE1 com perfil W 310X28,3.....	92
Quadro 5 – Propriedades geométricas da seção homogeneizada para $\alpha_o = 28,2$ da VE2 com perfil W 360X32,9.....	97

LISTA DE TABELA

Tabela 1 – Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m	20
Tabela 2 – Dimensões máximas de furos para parafusos e barras redondas rosqueadas.	22
Tabela 3 – Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados.....	28
Tabela 4 – Coeficiente C_{dist} para vigas contínuas com carregamento no comprimento L.	62
Tabela 5 – Coeficiente C_{dist} para vigas contínuas e semicontínuas sem carregamento no comprimento L.	63
Tabela 6 – Parâmetros referentes ao estudo de caso	75
Tabela 7 – Possíveis combinações de carregamentos	76
Tabela 8 – Tabela comparativa com os resultados obtidos no dimensionamento da VE1 com perfil W 310X28,3.....	101
Tabela 9 – Tabela comparativa dos esforços solicitantes e esforços resistentes da VE1 com perfil W 310X28,3.....	101
Tabela 10 – Tabela comparativa com os resultados obtidos no dimensionamento da VE2 com perfil W 360X32,9.....	102
Tabela 11 – Tabela comparativa dos esforços solicitantes e esforços resistentes da VE2 com perfil W 360X32,9.....	102

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	10
1.1 CONTEXTO HISTÓRICO.....	10
1.1.1 Concreto	11
1.1.2 Aço	11
1.1.3 Estruturas Mistas	12
1.1.4 Viga Mista	13
1.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS ESTRUTURAIS.....	13
1.2.1 Concreto	13
1.2.2 Aço	14
1.3 JUSTIFICATIVA.....	14
1.4 OBJETIVOS	15
1.4.1 Objetivo Geral	15
1.4.2 Objetivo Específico.....	15
1.5 METODOLOGIA	15
1.6 ORGANIZAÇÃO DOS CAPÍTULOS	15
2 EMBASAMENTO TEÓRICO	17
2.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS ENSAIOS.....	18
2.2 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE AÇO.....	19
2.2.1 Tração.....	19
2.2.2 Compressão	26
2.2.2.1 Colapso por escoamento	26
2.2.2.2 Flambagem global.....	26
2.2.2.3 Flambagem local.....	30
2.2.3 Flexão.....	36
2.2.3.1 Flexão simples	36
2.2.3.1.1 <i>Momento fletor resistente de cálculo: flambagem local da alma (FLA)</i>	<i>43</i>
2.2.3.1.2 <i>Momento fletor resistente de cálculo: flambagem local da mesa (FLM)</i>	<i>44</i>
2.2.3.1.3 <i>Momento fletor resistente de cálculo: flambagem lateral com torção (FLT).....</i>	<i>47</i>
2.2.3.2 Flexão em vigas mistas	50
2.2.3.2.1 <i>Resistência a flexão</i>	<i>51</i>
2.2.3.2.2 <i>Estado limite de utilização</i>	<i>52</i>
2.2.3.2.3 <i>Comportamento estrutural</i>	<i>52</i>

2.2.3.2.4	<i>Largura efetiva</i>	53
2.2.3.2.5	<i>Momento de inércia efetivo</i>	54
2.2.3.2.6	<i>Verificação do momento fletor em regiões de momentos positivos</i>	55
2.2.3.2.7	<i>Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos negativos</i>	59
2.2.3.2.8	<i>Verificação da flambagem lateral com distorção da seção transversal</i>	60
2.2.3.2.9	<i>Momento fletor resistente de cálculo na região de momentos negativos para flambagem lateral com torção da seção transversal</i>	60
2.2.3.2.10	<i>Verificação da força cortante</i>	65
2.2.3.2.11	<i>Linha neutra</i>	66
2.2.3.2.12	<i>Cálculo da armadura</i>	68
2.2.3.3	Conectores de cisalhamento.....	69
2.2.3.3.1	<i>Pinos com cabeça</i>	71
2.2.3.3.2	<i>Valores do coeficiente Rg</i>	72
2.2.3.3.3	<i>Valores do coeficiente Rp</i>	72
3	Estudo de caso	74
3.1	VIGA EXEMPLO 1 W 310X28,3 (VE1)	74
3.2	VIGA EXEMPLO 2 W 360X32,9. (VE2)	76
3.3	DIMENSIONAMENTO DA VIGA SIMPLES	78
3.3.1	Dimensionamento da viga simples para a VE1 com perfil W 310X28,3:	78
3.3.2	Dimensionamento da viga simples para a VE2 com perfil W 360X32,9:	83
3.3.3	Dimensionamento da viga mista de aço e concreto para VE1 com perfil W 310X28,3:	88
3.3.4	Dimensionamento da viga mista de aço e concreto da VE2 com perfil W 360X32,9:	94
3.4	DIMENSIONAMENTO DOS CONECTORES	100
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	101
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	105
	ANEXO A – Catálogo técnico de perfis laminados da Gerdau Açominas	
	ANEXO B – Valor de X em função do índice de esbeltez λ_0	
	ANEXO C – Valores de (b/t) lim.	
	ANEXO D – Deslocamentos elásticos em vigas	
	ANEXO E – Parâmetros referentes ao momento fletor resistente	
	ANEXO F – Deslocamentos máximos	
	ANEXO G – Planta de vigas piso	

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO HISTÓRICO

De acordo com o site da Academia nacional de engenharia (ANE), Pedro Carlos da Silva Telles, engenheiro diplomado em 1947 pela antiga Escola Nacional de Engenharia (atual Escola Politécnica da UFRJ), foi responsável pela publicação de livros e artigos referentes a história e evolução da engenharia no Brasil. Em 1997, Pedro Carlos da Silva Telles publicou um noticiário no volume XIV da Revista militar de ciência e tecnologia, o qual, serviu de base para a elaboração do contexto histórico desta introdução.

O noticiário, *Evolução geral da Engenharia no Brasil*, publicado por Telles (1997), cita que a engenharia no Brasil começou no tempo colonial, quando atuavam principalmente dois tipos de profissionais, os engenheiros-militares e os chamados "mestres de risco". Os engenheiros-militares, além de obras de fortificação e de levantamentos estratégicos realizaram também muitas obras de construção predial, estradas, pontes. Os "mestres de risco" eram artífices legalmente licenciados para projetar e construir, mas sem nenhum curso regular de formação, tendo sido entretanto, os autores da maioria das construções coloniais, inclusive grandes e belas igrejas. No período colonial e até metade do Século XIX, as atividades de engenharia tiveram principalmente motivação política, predominando a engenharia militar. No período de 1850 até a década de 1920, a principal atividade da engenharia foi a construção ferroviária, vindo depois a construção de portos e obras públicas. Aproximadamente até 1950, no qual as principais atividades foram as obras em concreto armado, onde conseguimos 22 recordes mundiais nos mais diversos tipos de estruturas. De 1950 em diante, começou, cada vez mais, haver grande diversificação de atividades, com destaque para grandes obras públicas e expansão industrial.

De acordo com o artigo, *Uma breve história da engenharia e seu ensino no brasil e no mundo: Foco Minas Gerais*, de Geisla M. Macedo e Raquel A. Sapunaru, publicado em 2016 na Revista de engenharia da universidade Católica de Petrópolis (REUCP), volume 10, o ensino da engenharia no Brasil começou formalmente em 1792, com fundação no Rio de Janeiro, da "Real Academia de Artilharia, Fortificação e Desenho". Essa Academia pertencia ao Exército, e destinava-se à formação de engenheiros e de oficiais do Exército, era um verdadeiro instituto de ensino superior. A Academia oferecia um curso focado na área das exatas com duração entre três e cinco anos, sendo que somente os engenheiros faziam o curso completo, sendo, o último ano inteiramente dedicado a assuntos profissionais da engenharia civil, como arquitetura civil,

corte de pedras e de madeiras, orçamento de obras, conhecimentos de materiais, hidráulica, construção de caminhos, calçadas, pontes, diques, canais. Dessa Academia descendem em linhas diretas, por sucessivas transformações de nomes e de estatutos, a famosa Escola Politécnica do Rio de Janeiro, e as atuais Academia Militar das Agulhas Negras e a Escola de Engenharia da UFRJ que foi a primeira Universidade criada no Brasil pelo Governo Federal.

1.1.1 Concreto

De acordo com o noticiário, *Evolução geral da Engenharia no Brasil*, publicado por Telles (1997), a mais antiga obra em concreto armado com datação certa no Brasil, foi o revestimento de um túnel na garganta João Aires, MG, para a antiga E. F. Central do Brasil, feito em 1901. Contam-se ainda muitas outras obras pioneiras, incluindo pontes, prédios, muros de arrimo. O nome mais importante do início do concreto armado entre nós foi sem dúvida, o engenheiro Emilio Baumgart, que teve uma longa lista de obras notáveis, e formou uma escola, cujos continuadores foram, entre outros os nomes também ilustres, Antonio Alves de Noronha, Paulo Fragoso, Arthur Jerman, Sérgio Marques de Souza. Entre as obras de Baumgart citam-se quatro recordes mundiais, o edifício de "A Noite", no Rio de Janeiro (1928), com 23 andares, a ponte sobre o Rio do Peixe, SC, (1930) - recorde de vigas retas de alma cheia - a cobertura das oficinas do Campo dos Afonsos (RIO DE JANEIRO, 1930), com o maior arco em concreto do mundo, e a ponte sobre o Rio Mucuri (1938).

1.1.2 Aço

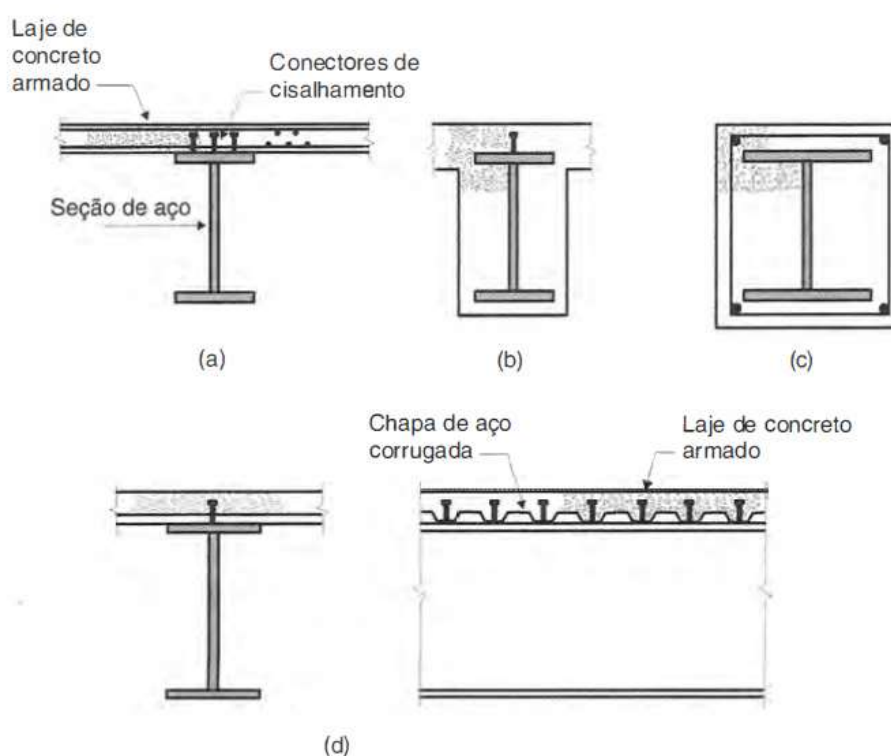
O site do centro de estudo em estruturas de aço e mistas de aço e concreto da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), cita alguns dados relacionados ao histórico do uso de aço no Brasil e está relacionado com a própria história do país. No século XIX, o Brasil não tinha indústrias siderúrgicas, assim importava-se os componentes da Inglaterra. Entre as duas guerras mundiais houve uma paralisação das importações, assim o Brasil começou o seu processo de criação e desenvolvimento das empresas, surgiram também as indústrias de fabricação e montagem de estruturas e componentes metálicos. Algumas referências da evolução do aço estrutural no Brasil temos a construção de Brasília, no período entre 1955 e 1960, os edifícios dos ministérios e a torre do congresso nacional foram feitos com estrutura metálica. A antena da Rede Bandeirantes de Televisão, em São Paulo, concluída em 1996, que atinge 212 m de altura e é a construção mais alta do Brasil. Na parte inferior da obra, a estrutura

metálica recebe fechamento, funcionando como um edifício comercial de 8 pavimentos da própria empresa. Quanto aos edifícios de andares múltiplos, representam marcos importantes, entre outros, o residencial Parque Fairmont, em Belo Horizonte, com 30 andares e 106 m de altura, concluído em 1991 e o comercial Centro Empresarial do Aço, em São Paulo, com 14 andares e 43 m de altura, de 1992.

1.1.3 Estruturas Mistas

Como citado no livro, *Estruturas mistas*, escrito por Gilson Queiroz, Roberval José Pimenta e Alexander Galvão Martins (2012). Denomina-se estrutura mista, o sistema no qual o perfil metálico, sendo laminado, soldado ou formado a frio, trabalha em conjunto com o concreto armado. Alguns exemplos de sistemas mistos são as vigas mistas, pilares mistos, laje mista, como demonstrado na Figura 1.

Figura 1 – Estruturas mistas aço-concreto: (a) viga mista típica e seus elementos; (b) viga com perfil de aço embestado no concreto; (c) pilar misto; (d) viga mista com fôrma metálica (steel deck) com nervuras.



Fonte: PFEIL, 2009.

No Brasil, conforme Alva (2000), as primeiras construções mistas restringiram-se a alguns edifícios e pequenas pontes construídas entre os anos de 1950 e 1960. MALITE (1990) ressalva que, com o aumento da produção de aço estrutural no Brasil e com a busca de novas soluções arquitetônicas e estruturais, foram construídos vários edifícios no sistema misto nos últimos anos. Desde a implantação de estruturas de aço, as estruturas mistas vêm ganhando destaque por conta de unir o melhor dos dois elementos estruturais (concreto armado e aço), podendo afirmar que, mesmo em uma estrutura predominantemente construída em aço, as vigas são projetadas e executadas como vigas mistas e já são previstas na norma NBR 8800 (ABNT 2008) desde 1986. O uso de sistemas mistos está focado em lajes, pilares e vigas, atribuindo vantagens que vão desde a redução do uso de aço e consequentemente a economia de custos, por conta do alto valor de aço na construção, aumento da resistência contra incêndio e corrosão, além da praticidade na execução em laje.

1.1.4 Viga Mista

As vigas mistas passaram a ter grande utilização após a II Guerra Mundial. Anteriormente, empregavam-se vigas metálicas com lajes de concreto, sem considerar no cálculo a participação da laje no trabalho da viga. Esta participação já era, entretanto, conhecida e comprovada pelas medidas de flechas das vigas com lajes de concreto. A carência de aço após a guerra levou os engenheiros europeus a utilizar laje de concreto como parte componente do vigamento, iniciando-se pesquisas sistemáticas que esclareceram o comportamento da viga mista para esforços estáticos e cíclicos. (PFEIL, 2009, p. 265).

1.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS ESTRUTURAIS

1.2.1 Concreto

Na edição de número 37, *Concreto: material construtivo mais consumido no mundo*, lançada em 2009 pelo Instituto brasileiro de concreto (IBRACON), Fábio Luís Pedroso cita que o concreto é um elemento heterogêneo composto por, cimento, agregados miúdos, graúdos e água, com ou sem a adição de aditivos químicos. O cimento é considerado o aglomerante do concreto, une os agregados formando uma estrutura maciça após a secagem e cura. A aderência entre os agregados e a pasta de cimento são um importante fator de resistência do concreto, em especial da resistência à flexão. A adição de água no concreto tem como principal objetivo,

produzir uma mistura de trabalhabilidade adequada e hidratar o cimento para que ocorra as reações químicas e assim, o cimento possa exercer a sua devida função aglomerante.

1.2.2 Aço

De acordo com SILVA et al (2012) o aço como uma das mais importantes ligas de ferro utilizadas na indústria pode ser definido, de maneira breve, como uma liga metálica composta de ferro com pequenas quantidades de carbono, o que lhe proporciona propriedades específicas, sobretudo de resistência e ductilidade, adequadas ao uso na construção civil. As principais matérias-primas envolvidas na sua fabricação são o minério de ferro (principalmente a hematita) e o carvão mineral, que não são encontrados puros; são acompanhados de elementos indesejáveis ao processo. O preparo inicial das matérias-primas tem por objetivo aumentar a eficiência do altos-fornos e aciaria, tal como reduzir o consumo de energia.

1.3 JUSTIFICATIVA

Em uma construção, a estrutura é formada por elementos estruturais, esses elementos tem a finalidade de sustentar as forças atuantes no edifício, absorvendo e transmitindo os esforços para o solo. Deste modo, os sistemas estruturais devem ser construídos utilizando materiais que solidifiquem a edificação.

Nas realizações das grandes obras o concreto esteve sempre presente, mas com o conhecimento sobre o aço, esse material começou a ser mais utilizado na forma estrutural e não somente como um complemento para a melhoria em alguns elementos.

Com o avanço tecnológico na arquitetura e engenharia edifícios maiores, mais leves e mais eficientes podem ser projetados. A junção estrutural do aço e concreto armado amplia, consideravelmente inúmeras soluções construtivas possibilitando o aumento no número de andares, aumento do vão livre, incluindo até edificações sustentáveis.

Portanto, este trabalho vai demonstrar o dimensionamento de duas vigas, uma viga considerada simples, apenas de aço, e uma viga mista, que contem aço e concreto trabalhando em conjunto.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo geral apresentar o embasamento teórico junto com NBR 8800 (ABNT, 2008), para dimensionar elementos mistos, como, viga mista.

1.4.2 Objetivos Específicos

- a) Apresentar um roteiro de dimensionamento, de uma viga constituída de perfil metálico e uma viga mista, ambas com perfil equivalente;
- b) Estabelecer uma análise comparativa entre os modelos estruturais simples e mistos, como as vigas.

1.5 METODOLOGIA

A metodologia utilizada para esse trabalho, consiste no estudo sobre vigas simples, feita de aço, comparando com a viga mista, feita de concreto e aço.

Nessa comparação é analisado o comportamento da estrutura de aço e da estrutura mista, a partir dos estudos de tração, compressão e flexão, além do dimensionamento das mesmas, utilizando exemplos numéricos reais, de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008).

1.6 ORGANIZAÇÃO DOS CAPÍTULOS

Este trabalho de conclusão de curso foi organizado em 5 capítulos. O Capítulo 1 é sobre o contexto histórico nacional, descrevendo de onde vem o termo engenharia civil e quando foram feitas as primeiras obras de aço e de concreto. Ainda nesse capítulo foram apresentadas as justificativas e objetivos que decidiram e deram um escopo a este trabalho de conclusão de curso.

O Capítulo 2 nomeado como “Embasamento teórico” aborda o conteúdo sobre tração, compressão e flexão, que será o fundamento para o dimensionamento de uma viga de aço e o dimensionamento de uma viga mista. Para dar embasamento para as informações e dados desse trabalho utilizou-se a norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

No Capítulo 3 temos duas vigas exemplos, na qual, é feito o dimensionamento à flexão da viga mista para comparar com o dimensionamento de uma viga de aço além do dimensionamento dos seus respectivos conectores com um embasamento teórico feito com base na norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

O Capítulo 4 apresenta os resultados obtidos no dimensionamento das vigas citadas no capítulo 3.

O Capítulo 5 apresenta as considerações finais onde será analisado e comparado os resultados adquiridos no dimensionamento das vigas simples e mistas.

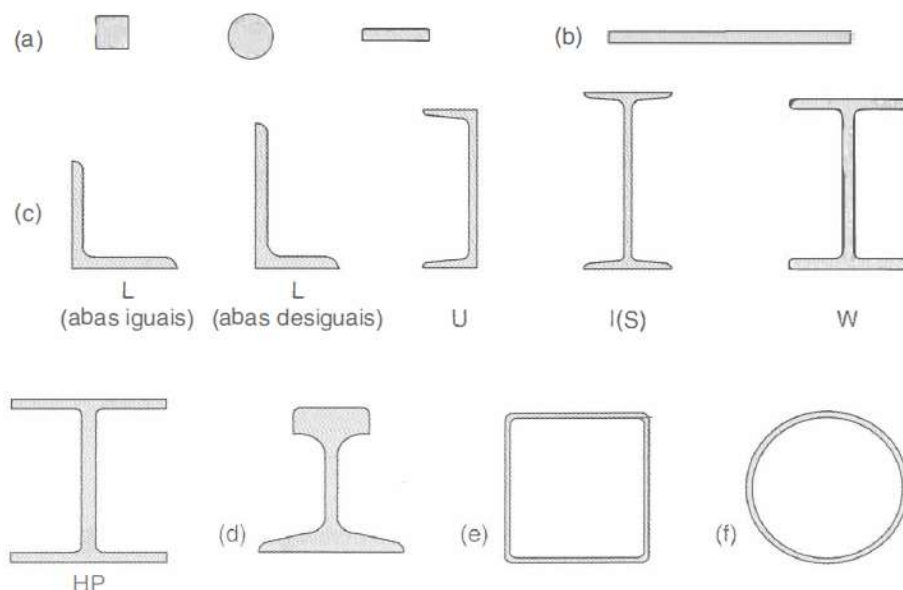
2 EMBASAMENTO TEÓRICO

Com o contínuo desenvolvimento dos materiais e métodos construtivos, cabe ao engenheiro atribuir a melhor solução para cada projeto, levando em consideração as exigências das normas reguladoras como a NBR 8800 (ABNT, 2008), no qual incluem as condições mínimas de dimensionamento e variáveis que não se limitam a custo e benefício, como também o tempo, logística e agilidade na execução.

Se tratando de elementos estruturais mistos, além da possibilidade de benéficos arquitetônicos e econômicos, em relação a estruturas de concreto, a estrutura mista proporciona redução no tempo de execução, redução do peso e volume da estrutura, conseqüentemente uma redução de custos com fundação. Em relação a estruturas de aço, temos o aumento da rigidez da estrutura, redução no consumo de aço estrutural na obra e redução de medidas preventivas contra incêndio e corrosão.

Dentre os diversos produtos estruturais fabricados nas usinas, os produtos laminados são os mais usados como elemento estrutural, esses produtos laminados são classificados em barras, chapas e perfis (Figura 2). Os perfis são compostos por 1 elemento central chamado de alma e 2 hastes sendo uma superior e uma inferior, também chamadas respectivamente de mesa comprimida e mesa tracionada, esses perfis são formados pela associação de chapas ou de perfil laminados simples, sendo a ligação em geral soldada.

Figura 2 – Principais tipos de produtos siderúrgicos laminados de utilização estrutural: (a) barras, com diversas seções transversais (quadrada, redonda, chata); (b) chapas; (c) perfis estruturais laminados; (d) trilho; (e) tubo quadrado; (f) tubo redondo.



Fonte: PFEIL, 2009.

2.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS ENSAIOS

Os elementos que compõe uma estrutura estão sujeitos a cargas bem definidas que se determinam a partir da distribuição das tensões nesses mesmo elementos. Pode se obter essas tensões a partir de ensaios e/ou a partir de análises matemáticas e teóricas de tensões e do conhecimento dos materiais e de suas propriedades mecânicas.

Se uma carga é estática ou se ela se altera de uma maneira relativamente lenta ao longo do tempo e é aplicada uniformemente sobre uma seção reta ou superfície de um membro, o comportamento mecânico pode ser verificado mediante um simples ensaio de tensão-deformação. (CALLISTER, 2000).

Os ensaios de tensão-deformação de compressão são feitos quando se deseja conhecer o comportamento do material. Esse ensaio de compressão é feito da mesma maneira que o ensaio de tensão-deformação de tração, modificado apenas pelo fato de que o corpo de prova vai ser contraído e não tracionado ao longo da maior direção. Não é comum fazer ensaios de compressão para metais, pois a determinação das propriedades mecânicas para esse ensaio é atrapalhado pela existência de atrito da matriz (Placa da máquina), com o corpo de prova, pela dificuldade de medidas dos valores numéricos dos ensaios, possibilidade de flambagem e por outros fatores que provocam erros consideráveis. Para os metais dúcteis, só se pode determinar com certa exatidão as propriedades da zona elástica, sendo inconcebível medir a carga de ruptura.

Se considerar a tensão real (carga dividida pela área instantânea), com o aumento da carga, essa tensão diminui aumentando assim a resistência do material. Por essa razão um material dúctil não se rompe, ficando cada vez mais achatado até se transforma em um disco. (SOUZA, 1982).

2.2 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE AÇO

O dimensionamento aplica-se a barras prismáticas submetidas à tração, compressão, ao momento fletor e força cortante, com base na NBR 8800 (ABNT, 2008).

2.2.1 Tração

Elementos estruturais tracionados, são elementos sujeitos a ação de tração axial ou tração simples, onde a melhor característica do aço está sendo aproveitada. Normalmente elementos tracionados são usados como tirantes de vigas, contraventamentos, em treliças a tração atua nos banzos, diagonais e montantes.

No dimensionamento de elementos tracionados, normalmente o elemento se estabiliza com a própria ação da força, portanto, desconsidera-se problemas com estabilidade e analisa principalmente o modo de fixação de suas extremidades, onde há maior possibilidade de rasgamento ou ruptura, levando em consideração as bordas, furos e cisalhamento dos parafusos.

Usa-se critérios da NBR 8800 (ABNT, 2008), para o dimensionamento a força axial de tração solicitante de cálculo deve ser menor que a força axial de tração resistente de cálculo, como indicado na equação 1.

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (1)$$

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 NBR 8800 (ABNT, 2008), determina que 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. Os coeficientes de ponderação utilizados nas equações, sendo eles o γ_{a1} e γ_{a2} , são informalmente considerados como fatores de segurança e estão definidos na Tabela 1:

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

^a Inclui o aço de fôrma incorporada, usada nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

- A NBR 8800 (ABNT, 2008), define que para escoamento de seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2)$$

- A NBR 8800 (ABNT, 2008), define que para ruptura da seção líquida:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (3)$$

onde:

- A_g é a área bruta da seção transversal da barra;
- f_y é a resistência ao escoamento do aço;
- f_u é a resistência à ruptura do aço;
- γ_{a1} é o coeficiente de ponderação dos estados limites últimos relacionados a escoamento, flambagem e instabilidade, considerar 1,10, como demonstrado na Tabela 1 para condições normais;
- γ_{a2} é o coeficiente de ponderação do estado limite último da ruptura, considerar 1,35 como demonstrado na Tabela 1, para condições normais.

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), a área líquida efetiva de uma seção transversal é determinada pela equação 4:

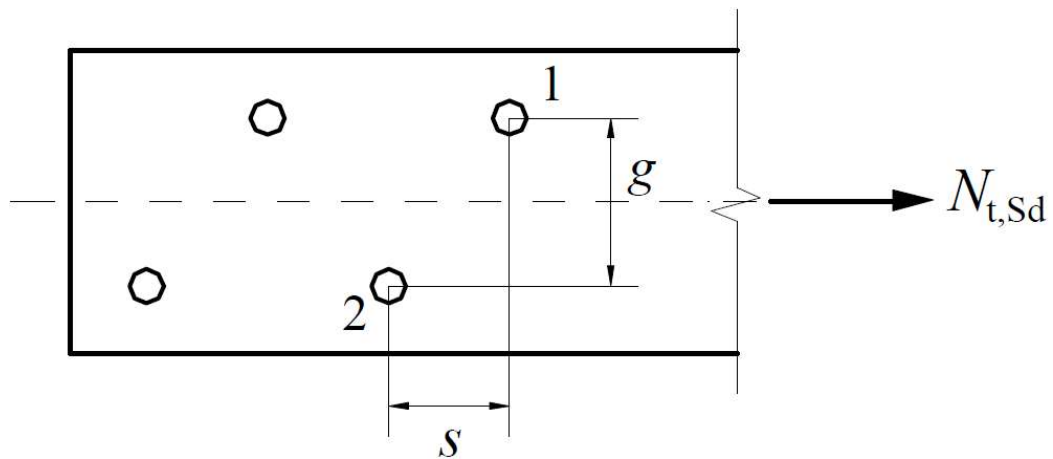
$$A_e = C_t A_n \quad (4)$$

onde:

- A_n é a área líquida da barra, determinada pela equação 5;
- 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), em 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 5. Sendo d o diâmetro do furo obtido através da Tabela 2, levando em consideração o diâmetro do parafuso e tipo de furo admitido. A Figura 3 exemplifica os espaçamentos s e g para o cálculo da área líquida da barra.

Figura 3 – Ilustração dos espaçamentos s e g entre os furos 1 e 2.



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

De acordo com Pfeil (2009), o escoamento da seção com furos conduz a um pequeno alongamento da peça e não constitui um estado limite.

$$A_n = [b \sum \frac{s}{4g} - \sum (d + 0,35)]t \quad (5)$$

onde:

- **b** é a largura do elemento;
- **s** é a distância horizontal dos furos, como demonstra na Figura 3;
- **g** é a distância vertical dos furos, como demonstra na Figura 3;
- **d** é o diâmetro do furo, é necessário olhar essas dimensões na Tabela 2;
- **t** é a espessura do elemento.

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)

Como estabelece a NBR 8800 (ABNT, 2008), a força de cisalhamento resistente de cálculo de um parafuso ou barra redonda rosqueada é por plano de corte. O Quadro 1, determina a resistência material dos parafusos (f_{ub}), normalmente mais utilizados, que é utilizado para determinar a força cisalhante dos parafusos presentes na ligação. Para parafusos de alta resistência e barras redondas rosqueadas, quando o plano de corte passa pela rosca, utilizar a equação 6:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (6)$$

A NBR 8800 (ABNT, 2008), especifica que para parafusos de alta resistência e barras redondas rosqueadas, quando o plano de corte não passa pela rosca, utilizar a equação 7:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (7)$$

onde:

- A_b é a área do parafuso;
- f_{ub} está estabelecido no Quadro 1;
- γ_{a2} é o coeficiente de ponderação do estado limite último da ruptura, considerar 1,35, como demonstrado na Tabela 1 para condições normais.

Quadro 1 – Materiais usados em parafusos

Especificação	f_{yb} MPa	f_{ub} MPa	Diâmetro d_b	
			mm	pol
ASTM A307	-	415	-	$1/2 \leq d_b \leq 4$
ISO 898-1 Classe 4.6	235	400	$12 \leq d_b \leq 36$	-
ASTM A325 ^a	635	825	$16 \leq d_b \leq 24$	$1/2 \leq d_b \leq 1$
	560	725	$24 < d_b \leq 36$	$1 < d_b \leq 1\frac{1}{2}$
ISO 4016 Classe 8.8	640	800	$12 \leq d_b \leq 36$	-
ASTM A490	895	1035	$16 \leq d_b \leq 36$	$1/2 \leq d_b \leq 1\frac{1}{2}$
ISO 4016 Classe 10.9	900	1000	$12 \leq d_b \leq 36$	-

^a Disponíveis também com resistência à corrosão atmosférica comparável à dos aços AR 350 COR ou à dos aços ASM A588.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), a pressão de contato entre a borda do furo e o parafuso, determinada pela equação 8.

$$Pressão\ de\ contato = \frac{2,4 d_b t f_u}{\gamma_{a2}} \quad (8)$$

onde:

- f_u é a resistência à ruptura do aço;
- d_b é o diâmetro do parafuso;
- t é a espessura da chapa;
- γ_{a2} é o coeficiente de ponderação do estado limite último da ruptura, considerar 1,35, como demonstrado na Tabela 1 para condições normais.

$$\text{Rasgamento furo/furo} = \frac{1,2 l_f t f_u}{\gamma_{a2}} \quad (9)$$

onde:

- f_u é a resistência à ruptura do aço;
- l_f é a distância, na direção da força, entre a borda do furo e a borda do furo adjacente;
- t é a espessura da chapa;
- γ_{a2} é o coeficiente de ponderação do estado limite último da ruptura, considerar 1,35, como demonstrado na Tabela 1 para condições normais.

$$\text{Rasgamento furo/borda} = \frac{1,2 l_f t f_u}{\gamma_{a2}} \quad (10)$$

onde:

- f_u é a resistência à ruptura do aço;
- l_f é a distância, na direção da força, entre a borda do furo e a borda livre;
- t é a espessura da chapa;
- γ_{a2} é o coeficiente de ponderação do estado limite último da ruptura, considerar 1,35, como demonstrado na Tabela 1 para condições normais.

Como estabelece a NBR 8800 (ABNT, 2008), caso a pressão de contato seja menor que o valor dos rasgamentos furo/furo e furo/borda, considerar o valor obtido na pressão de contato. O espaçamento mínimo entre os furos é a distância entre centros de furos-padrão, alargados ou alongados, deve ser $3d_b$, sendo d_b , o diâmetro do parafuso. O espaçamento máximo entre parafusos que ligam uma chapa a um perfil ou a outra chapa, em contato contínuo, deve ser determinado como a seguir:

- a) Em elementos pintados ou não sujeitos à corrosão, o espaçamento não pode exceder 24 vezes a espessura da parte ligada menos espessa, nem 300 mm;
- b) Em elementos sujeitos à corrosão atmosférica, executados com aços resistentes à corrosão, não pintados, o espaçamento não pode exceder 14 vezes a espessura da parte ligada menos espessa, nem 180 mm.

A NBR 8800 (ABNT, 2008), define que a distância do centro de um furo-padrão a qualquer borda de uma parte ligada não pode ser inferior ao valor indicado no Quadro 2, na qual d_b é o diâmetro do parafuso.

Quadro 2 – Distância mínima do centro de um furo-padrão à borda

Diâmetro d_b		Borda cortada com serra ou tesoura mm	Borda laminada ou cortada a maçarico ^a mm
pol	mm		
1/2		22	19
5/8	16	29	22
3/4		32	26
	20	35	27
7/8	22	38 ^b	29
	24	42 ^b	31
1		44	32
1 1/8	27	50	38
	30	53	39
1 1/4		57	42
	36	64	46
> 1 1/4	>36	1,75 d_b	1,25 d_b

^a Nesta coluna, as distancias podem ser reduzidas de 3 mm, quando o furo está em um ponto onde a força solicitante de cálculo não exceda 25% da força resistente de cálculo.
^b Nas extremidades de cantoneiras de ligação de viga e de chapas de extremidade para ligações flexíveis, esta distância pode ser igual a 32 mm.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

Quando as seções recebem furos para permitir ligações com conectares (rebites ou parafusos), a seção da peça é enfraquecida pelos furos. Os tipos de furos adotados em construções metálicas são realizados por puncionamento ou por broqueamento. O processo mais econômico e usual consiste em puncionar um furo com diâmetro 1,5 mm superior ao diâmetro do conector. Essa operação danifica o material junto ao furo, o que se compensa, no cálculo, com uma redução de 1 mm ao longo do perímetro do furo. (PFEIL, 2009, p. 51).

2.2.2 Compressão

Segundo Fereguetti (2018), o colapso de um elemento recebendo forças de compressão ocorrerá a partir do escoamento, flambagem global ou flambagem local das partes componentes do perfil.

2.2.2.1 Colapso por escoamento

De acordo com Cardoso (2019), nas barras com índices baixos de esbeltez global (λ) e esbeltez local (relação b/t), ou seja, nas barras consideradas “curtas” e com espessura de chapa relativamente altas, pode ocorrer o colapso por escoamento. No entanto, na maioria dos casos, esse colapso é dominado por fenômenos de instabilidade local ou global, verificando-se na grande maioria uma combinação dos dois fenômenos.

2.2.2.2 Flambagem global

Conforme Matsubara (2018), a instabilidade global é ocasionada pelo fenômeno de flexão da peça em seu eixo de menor inércia ou uma combinação de flexão e torção. É usual para a flambagem da barra considerar somente o caso particular da flambagem por flexão, como demonstra na Figura 4. Quando se trata de seção de dupla simetria, tendo como exemplo seções quadradas, retangulares, “I”, circulares entre outras, a flambagem por flexão prevalece (contudo, nem sempre crítica). Caso contrário, isto é, para seções assimétricas ou monossimétricas, a verificação do caso geral de instabilidade, a flambagem por flexão e torção, não pode ser desprezada.

Usando critérios da NBR 8800 (ABNT, 2008) para calcular o índice de esbeltez reduzido (λ_0) para determinar a flambagem global, como determina a equação 11.

$$\lambda_0 = \frac{Kl}{r} \quad (11)$$

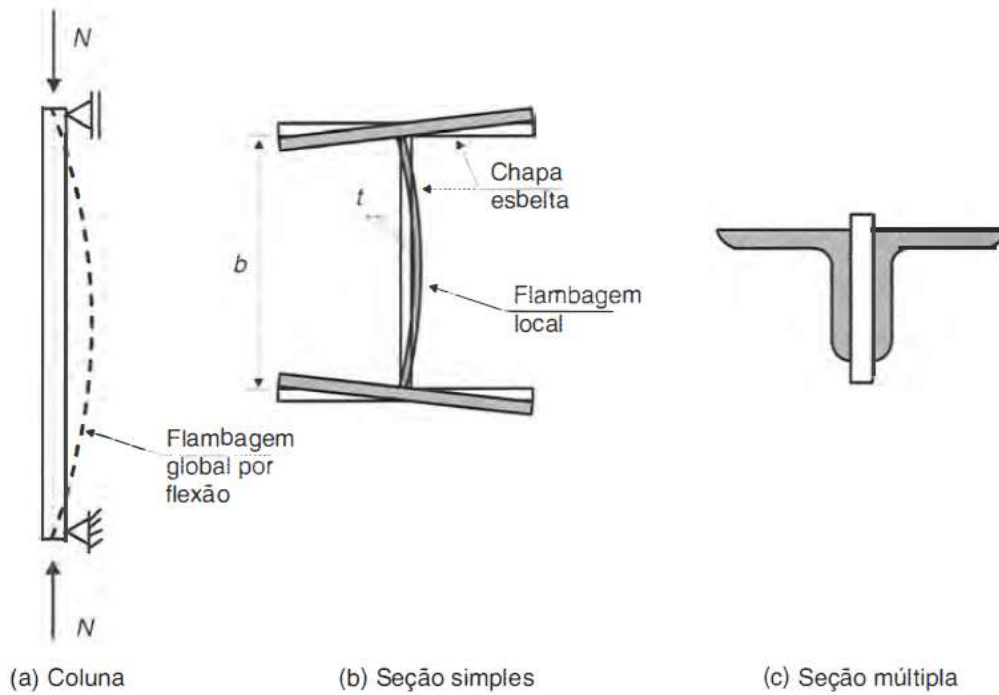
onde:

- **K** é o coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados, retirado da Tabela 3;
- **l** é o comprimento da peça destravada;

- o r é o raio de giração retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas.

Onde o resultado desta equação não deve ser superior a 200.





Figura 4 – Colunas de seção simples e de seção múltipla.



Fonte: PFEIL, 2009.

O coeficiente de flambagem, denominado na Tabela 3, é um valor que quando multiplicado pelo comprimento da peça destravada, determina o comprimento de flambagem no cálculo do índice de esbeltez. O valor do coeficiente de flambagem depende diretamente das reações de apoio utilizadas na fixação da barra.

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

A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
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)

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 equação 12:

$$N_{c,Rd} = \left(\frac{XQA_gf_y}{\gamma_{a1}} \right) \quad (12)$$

onde:

- X é o fator de redução associado à resistência à compressão, encontrado no Anexo B – Valor de X em função do índice de esbeltez λ_0 ;
- Q é o fator de redução total associado à flambagem local;
- A_g é a área bruta da seção transversal da barra;
- f_y é a resistência ao escoamento do aço;
- γ_{a1} é o coeficiente de ponderação dos estados limites últimos relacionados a escoamento, flambagem e instabilidade, considerar 1,10, como demonstrado na Tabela 1 para condições normais;

O fator de redução, determinado no Anexo B – Valor de X em função do índice de esbeltez λ_0 , se refere à resistência à compressão, X, depende diretamente do índice de esbeltez reduzido, λ_0 , que é dado para as seguintes equações 13, 14 e 15:

a) Segundo Pfeil, 2009:

- Para aço MR 250

$$\lambda_0 = 0,0113 \left(\frac{Kl}{r} \right) \quad (13)$$

- Para aço AR 350

$$\lambda_0 = 0,0133 \left(\frac{Kl}{r} \right) \quad (14)$$

b) Segundo Cardoso, 2017:

- Para aço A572 G50

$$\lambda_0 = 0,0132 \left(\frac{Kl}{r} \right) \quad (15)$$

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 Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas.

2.2.2.3 Flambagem local

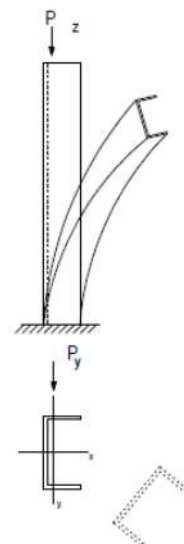
De acordo com Fereguetti (2018) e Cardoso (2019), a flambagem local é associada a deformação das placas ou paredes que compõe a seção sem ocorrer a translação dos pontos de interseção entre placas, para seções de dupla simetria, a flambagem será por flexão em torno dos eixos principais (X ou Y) ou por torção em torno do eixo longitudinal Z, Figura 5. O menor valor da força P_x , P_y ou P_z vai apontar a direção crítica. Para seções monossimétricas, a flambagem será por flexão em torno do eixo de não simetria ou por flexão em torno do eixo de simetria associada com torção. Sendo X o eixo de simetria, a condição crítica é dada pelo menor valor entre P_y e P_{xz} . Para seções assimétricas, o modo combinado envolvendo flexão em torno dos dois eixos principais e torção sempre acontecerá, e o valor da carga crítica será dada por P_{xyz} .

Figura 5 – Flambagem por torção.



Fonte: Domínio público.

Figura 6 – Flambagem por flexotorção.



Fonte: Domínio público.

Conforme a norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008) o dimensionamento da barra a “flambagem por flexotorção”, Figura 6, pode ser realizado recorrendo a curva de flambagem, sendo o índice de esbeltez reduzido (λ_0).

Usando critérios da NBR 8800 (ABNT, 2008) para cálculo da flambagem local:

$$Q = Q_s \times Q_a. \quad (16)$$

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), 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:

Elementos comprimidos AL:

- Para perfil laminado
 - a) Mesa

$$Q_s = \frac{b_f}{2t_f} \quad (17)$$

onde:

- b_f é a largura da mesa retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
- t_f é a espessura da mesa retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas.

- b) Alma

$$Q_a = \frac{d'}{t_w} \quad (18)$$

onde:

- d' é a largura da alma retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
- t_w é a espessura da alma retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas.

- Se a seção possuir apenas elementos AL:

$$Q = Q_s \quad (19)$$

- Se a seção possuir apenas elementos AA:

$$Q = Q_a \quad (20)$$

Caso aconteça de Q_s e Q_a serem diferente de 1,00 é necessário que se faça a correção dos mesmos.

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

- Grupo 4 do Anexo C– Valores de (b/t) lim.

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (21)$$

- Para:

$$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (22)$$

$$Q_s = \frac{0,69E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (23)$$

- Para:

$$\frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (24)$$

b) Grupo 5 do Anexo C – Valores de (b/t) lim.

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}} \quad (25)$$

• Para

$$0,64 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} < 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (26)$$

$$Q_s = \frac{0,90 E k_c}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (27)$$

• Para

$$\frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (28)$$

Sendo

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \quad (29)$$

onde:

- E é o módulo de elasticidade;
- k_c é um coeficiente que deve ser calculado de acordo com a equação 29;
- t_w é a espessura da alma retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
- b/t é a esbeltez local da peça;
- f_y é a resistência ao escoamento do aço.

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), para correção da alma, Q_a , cuja relação entre largura e espessura ultrapassa os valores indicados do Anexo C – Valores de (b/t) lim, é definido como mostrado na equação 30, 31 e 32:

$$b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left[1 - \frac{c_a}{b} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right] \leq b \quad (30)$$

onde:

- E é o módulo de elasticidade;
- f_y é a resistência ao escoamento do aço.
- b é a largura de um elemento AA retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
- t é a espessura de um elemento AA retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
- 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 área efetiva é determinada pela equação 31.

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t \quad (31)$$

onde:

- A_g é a área bruta da sessão transversal.
- b é a largura de um elemento AA retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
- t é a espessura de um elemento AA retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
- b_{ef} é a largura efetiva de um elemento comprimido AA, demonstrada na equação 30;

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (32)$$

onde:

- A_{ef} é a área efetiva é determinada pela equação 31;
- A_g é a área bruta da sessão transversal.

De acordo com Pfeil (2009), a flambagem sempre ocorrerá na direção de menor raio de giração. A resistência a compressão está diretamente ligada com o grau de estabilidade da seção, na qual, está relacionada com as condições de apoio. Este parâmetro é determinado pelo coeficiente de flambagem e demonstrado na Tabela 3 sendo usado na equação 11 para determinar o índice de esbeltez da seção.

2.2.3 Flexão

Forças que atuam sobre uma viga seja ela de concreto, aço ou mista, criam ações conhecidas como internas ou tensões resultantes. Uma viga ao sofrer a ação de uma força perpendicular ao seu corpo sofre uma deformação conhecida como flexão, que é um esforço paralelo a força atuante.

2.2.3.1 Flexão simples

Segundo CHAMBERLAIN et al (2013) nas vigas que estão sujeitas à flexão simples, verifica-se em suas seções o momento e o esforço cortante resistente de projeto para se comparar com os esforços solicitantes de projeto. Também deve ter a verificação dos deslocamentos gerados pela combinação das ações atuantes nas vigas. A resistência ao esforço cortante pode ser diminuída pela ocorrência de flambagem da alma dos perfis sujeitos a esforços cortantes. Em conformidade com a resistência dos materiais, barras sujeitas a flexão simples tem distribuição linear de tensões normais, em uma das faces da viga, varia de um máximo de tração, na face oposta da viga, a um máximo de compressão.

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

- Seções I e H com dois eixos de simetria, e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia;
- 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;
- Seção I e H com dois eixos de simetria e seção U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia;
- Seções sólidas retangulares fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia;
- Seções-caixão e tubulares retangulares duplamente simétricas, fletidas em relação a um dos eixos de simetria que seja paralelo a dois lados.
- Seções T fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma;
- Seções feitas por duas cantoneiras iguais em contato e unidas por solda contínua, em forma de T, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao eixo de simetria;

- Seções feitas por duas cantoneiras iguais com afastamento correspondente a espessura de chapas espaçadoras, similar a forma de T, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao eixo de simetria.
- Seções sólidas circulares e retangulares fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia.
- Seções tubulares circulares fletidas e, relação a qualquer eixo que passe pelo centro geométrico.

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), para o dimensionamento seguro, a viga deve obedecer os parâmetros mínimos estabelecidos de acordo com as fórmulas 33 e 34.

$$M_{sd} \leq M_{rd} \quad (33)$$

$$V_{sd} \leq V_{rd} \quad (34)$$

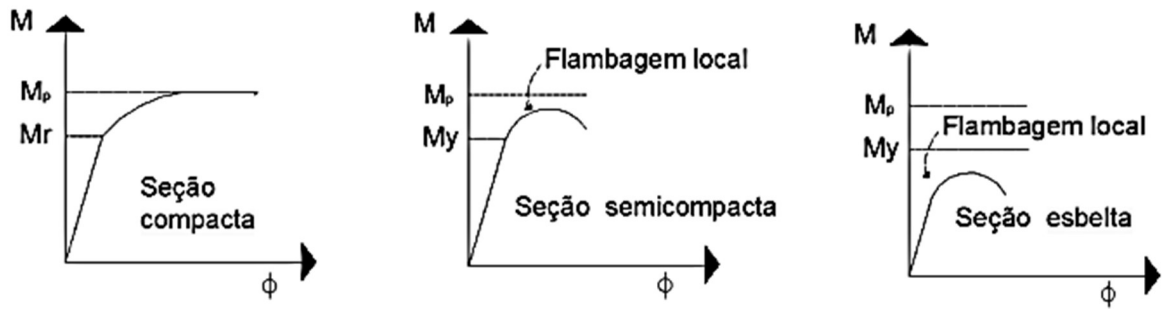
onde:

- 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 de acordo com a flambagem analisada;
- V_{rd} é a força cortante resistente de cálculo, calculado da fórmula 40 ou fórmula 41 ou fórmula 42.

De acordo com Pfeil (2009), as seções são classificadas de acordo com a influência da flambagem local sobre os respectivos momentos fletores resistentes como mostrado na Figura 7.

- a) Seção compacta é aquela que atinge o momento de plastificação total (Momento fletor plástico é igual ao Momento fletor resistente).
- b) Seção semicompacta é aquela em que a flambagem local ocorre após ter desenvolvido plastificação parcial (Momento fletor resistente é maior que o Momento fletor de início da plastificação).
- c) Seção esbelta é a seção na qual a ocorrência da flambagem local impede que seja atingido o momento de início de plastificação (Momento fletor resistente é menor que o Momento fletor de início da plastificação).

Figura 5 – Comportamento de vigas com seções compacta, semicompacta e esbelta.



Fonte: PFEIL, 2009.

Para determinar a classificação quanto a influência da flambagem local, é necessário calcular o parâmetro de esbeltez (λ), parâmetro de esbeltez de plastificação (λ_p) e o parâmetro de esbeltez de ruptura (λ_r). Calculados utilizando, respectivamente, as fórmulas 35, 36 e 37.

a) λ é o parâmetro de esbeltez.

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} \quad (35)$$

b) λ_p é o parâmetro de esbeltez de plastificação.

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (36)$$

c) λ_r é o parâmetro de esbeltez de ruptura.

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

onde:

- d' é a largura da alma retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
- t_w é a espessura da alma retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
- E é o módulo de elasticidade;

- f_y é a resistência ao escoamento do aço;
- k_v é considerado como sendo um valor igual a 5,0 para almas sem enrijecedores transversais.

As 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 determinado a partir da fórmula 40, ou fórmula 41 ou fórmula 42, de acordo com a classificação da seção. Para calcular a força cortante resistente de cálculo (V_{rd}), é necessário calcular a força cortante correspondente à plastificação (V_{pl}), representada na equação 39.

$$A_w = d * t_w \quad (38)$$

$$V_{pl} = 0,6 * A_w * f_y \quad (39)$$

onde:

- d é a altura do perfil encontrada no Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
 - t_w é a espessura da alma retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
 - f_y é a resistência ao escoamento do aço.
- Para seção compacta $\lambda \leq \lambda_p$:

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (40)$$

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

$$V_{rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (41)$$

- Para seção esbelta $\lambda > \lambda_p$:

$$V_{rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (42)$$

onde:

- V_{pl} é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento;
- λ_p é o parâmetro de esbeltez de plastificação;
- λ_r é o parâmetro de esbeltez de ruptura;
- λ é o parâmetro de esbeltez;
- γ_{a1} é o coeficiente de ponderação dos estados limites últimos relacionados a escoamento, flambagem e instabilidade, considerar 1,10, como demonstrado na Tabela 1 para condições normais;

É essencial que se faça a verificação quanto ao deslocamento vertical indicado no Anexo D – Deslocamentos elásticos em vigas.

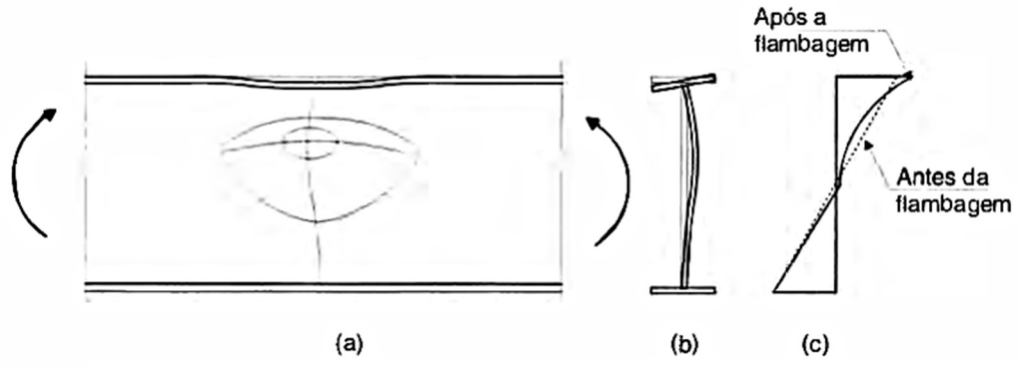
Para a verificação do deslocamento vertical da viga é necessário fazer antes o deslocamento vertical máximo ($\Delta_{m\acute{a}x}$) da mesma, através de uma das fórmulas do Anexo F – Deslocamentos máximos.

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), A resistência à flexão das vigas é determinada pelo menor momento calculado entre as seguintes verificações:

- a) Flambagem local da alma (FLA), como demonstra a Figura 8.

A Flambagem local da alma (FLA), provoca uma redução da resistência a flexão devido a perda da estabilidade das chapas comprimidas do elemento, condição onde a alma da seção se torna instável.

Figura 6 – Flambagem local da alma devida ao momento fletor: (a) esquema da viga, com o momento solicitante M; (b) seção transversal mostrando a alma após a flambagem; (c) diagramas de tensões elásticas antes e depois da flambagem, mostrando a transferência de tensões da alma para a mesa comprimida

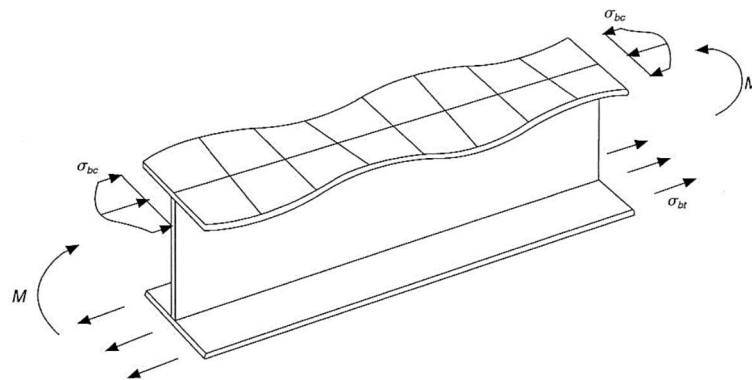


Fonte: PFEIL, 2009.

b) Flambagem local de mesa (FLM), como demonstra a Figura 9.

A Flambagem local de mesa (FLM), causa uma redução da resistência à flexão devido a perda de estabilidade das chapas comprimidas do elemento, situação em que a mesa comprimida se torna instável.

Figura 7 – Flambagem local da mesa comprimida em vigas I fletidas no plano da alma. As tensões normais de compressão da mesa (σ_{bc}) variam entre um valor máximo sobre a alma e um valor mínimo na borda

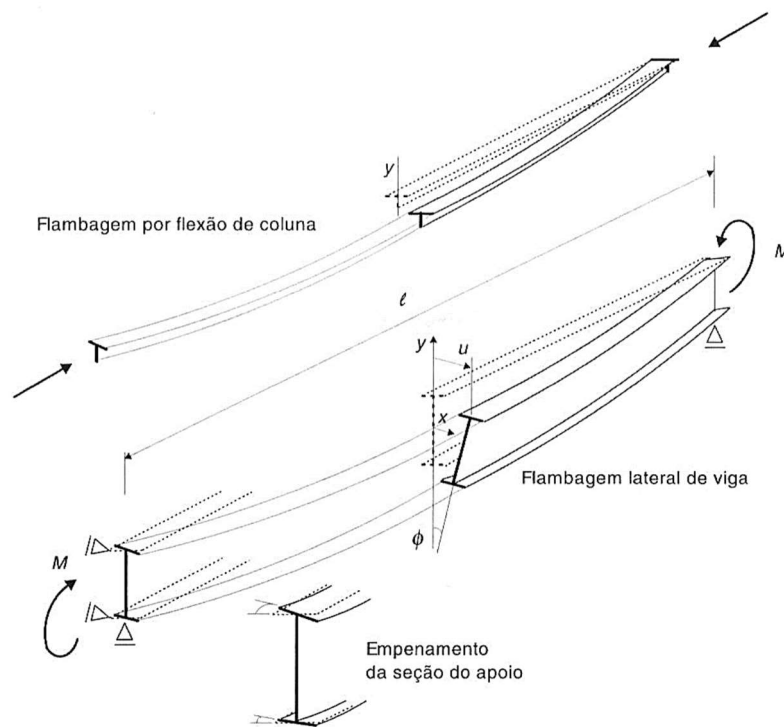


Fonte: PFEIL, 2009.

c) Flambagem lateral com torção (FLT), como demonstra a Figura 10.

A Flambagem lateral com torção (FLT), causa uma redução da resistência à flexão devido a perda de equilíbrio no plano principal de flexão, apresentando deslocamentos laterais e rotações de torção, quando há uma combinação dos dois efeitos simultaneamente e a rotação da seção pela instabilidade.

Figura 8 – Flambagem lateral de viga biapoiada.



Fonte: PFEIL, 2009.

Os parâmetros relacionados ao momento fletor resistente de cálculo estão representados nas fórmulas a seguir, com a devida referência à norma NBR 8800 (ABNT, 2008). O Anexo E – Parâmetros referentes ao momento fletor resistente, define os parâmetros referentes ao momento fletor para todos os tipos de seção e eixos.

Seções I e H com dois eixos de simetria, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia.

A resistência à flexão das vigas é definida pelo menor dos valores das verificações FLA, FLM, FLT.

2.2.3.1.1 Momento fletor resistente de cálculo: flambagem local da alma (FLA)

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (43)$$

onde:

- h é a altura da alma retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
- t_w é a espessura da alma retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas.

b) Parâmetro de esbeltez correspondente a plastificação:

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (44)$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (45)$$

onde:

- E é o módulo de elasticidade;
- f_y é a resistência ao escoamento do aço.

- Para alma compacta $\lambda \leq \lambda_p$:

$$M_{pl} = Z f_y \quad (46)$$

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (47)$$

- Para alma semicompacta $\Lambda_p < \lambda \leq \Lambda_r$:

$$M_{rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_{cr}) \frac{\lambda - \Lambda_p}{\Lambda_r - \Lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (48)$$

- Para alma esbelta $\lambda > \Lambda_p$:

$$M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \quad (49)$$

onde:

- M_{pl} é o momento fletor plástico;
- M_{cr} é o momento fletor crítico;
- Λ_p é o parâmetro de esbeltez de plastificação;
- Λ_r é o parâmetro de esbeltez de ruptura;
- λ é o parâmetro de esbeltez;
- f_y é a resistência ao escoamento do aço;
- γ_{a1} é o coeficiente de ponderação dos estados limites últimos relacionados a escoamento, flambagem e instabilidade, considerar 1,10, como demonstrado na Tabela 1 para condições normais;
- 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 Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas.

2.2.3.1.2 Momento fletor resistente de cálculo: flambagem local da mesa (FLM)

- Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad (50)$$

onde:

- b é a largura do elemento retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
- t é a espessura do elemento retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas.
- Parâmetro de esbeltez correspondente a plastificação:

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (51)$$

- Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

a) Para perfis laminados:

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} \quad (52)$$

b) Para perfis soldados:

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r) / k_c}} \quad (53)$$

onde:

- σ_r é a tensão residual, também definida como $(f_y * 0,3)$.
- k_c é um coeficiente que deve ser calculado de acordo com a equação 29;
- E é o módulo de elasticidade;
- f_y é a resistência ao escoamento do aço.
- Para mesa compacta $\lambda \leq \lambda_p$:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (54)$$

- Para mesa semicompacta $\hat{\lambda}_p < \lambda \leq \hat{\lambda}_r$:

$$M_{rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_{cr}) \frac{\lambda - \hat{\lambda}_p}{\hat{\lambda}_r - \hat{\lambda}_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (55)$$

- Para mesa esbelta $\lambda > \hat{\lambda}_p$:

$$M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (56)$$

onde:

- M_{pl} é o momento fletor plástico;
- M_{cr} é o momento fletor crítico;
- $\hat{\lambda}_p$ é o parâmetro de esbeltez de plastificação;
- $\hat{\lambda}_r$ é o parâmetro de esbeltez de ruptura;
- λ é o parâmetro de esbeltez;
- γ_{a1} é o coeficiente de ponderação dos estados limites últimos relacionados a escoamento, flambagem e instabilidade, considerar 1,10, como demonstrado na Tabela 1 para condições normais;
- 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 Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas.

- a) Para perfis laminados:

$$M_{cr} = \frac{0,69E}{\lambda^2} W_c \quad (57)$$

- b) Para perfis soldados:

$$M_{cr} = \frac{0,9Ek_c}{\lambda^2} W_c \quad (58)$$

onde:

- W_c é o módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão.
- E é o módulo de elasticidade;
- Λ é o Parâmetro de esbeltez que deve ser calculado de acordo com a equação 50;
- k_c é um coeficiente que deve ser calculado de acordo com a equação 29.

2.2.3.1.3 Momento fletor resistente de cálculo: flambagem lateral com torção (FLT)

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\Lambda = \frac{L_b}{r_y} \quad (59)$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente a plastificação:

$$\Lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (60)$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\Lambda_r = \frac{1.38\sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (61)$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)}{EJ} w \quad (62)$$

$$C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4} \quad (63)$$

- Para seção compacta $\lambda \leq \lambda_p$:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (64)$$

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

$$M_{rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (65)$$

- Para seção esbelta $\lambda > \lambda_r$:

$$M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (66)$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_b}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{c_w} \right)} \quad (67)$$

onde:

- L_b é a distância entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado);
- γ_{a1} é o coeficiente de ponderação dos estados limites últimos relacionados a escoamento, flambagem e instabilidade, considerar 1,10, como demonstrado na Tabela 1 para condições normais;
- J é a inércia de torção da seção transversal encontrada como I_T no Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Aço Minas;
- I_y é a inércia em Y da seção transversal encontrada no Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Aço Minas.
- C_b é o fator de modificação para o diagrama de momento fletor não-uniforme cujo valor é 1,00;
- M_{pl} é o momento fletor plástico;
- M_{cr} é o momento fletor crítico;
- M_r é o momento residual definido como $(W_x * f_y * 0,7)$.
- λ_p é o parâmetro de esbeltez de plastificação;
- λ_r é o parâmetro de esbeltez de ruptura;

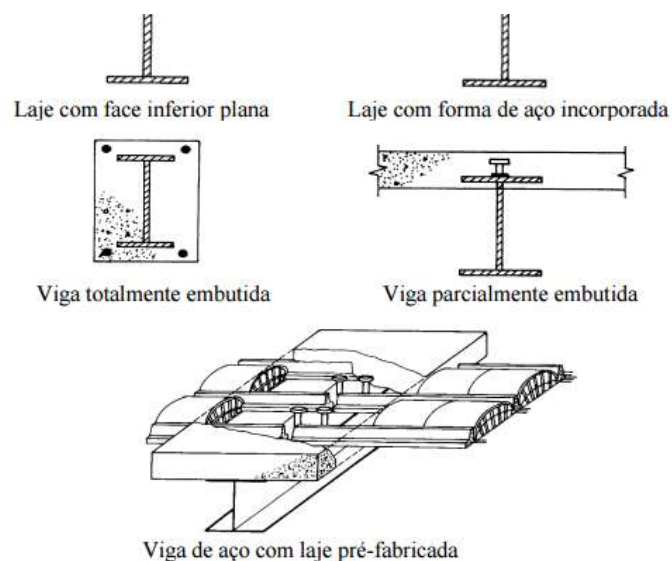
- λ é o parâmetro de esbeltez;
- r_y é o raio de giração encontrado no Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas.
- d é a altura do perfil encontrada no Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas.
- E é o módulo de elasticidade;
- σ_r é a tensão residual, também definida como ($f_y * 0,3$).
- f_y é a resistência ao escoamento do aço;

Os tipos de seções transversais mais adequados para o trabalho à flexão são aqueles com maior inércia no plano da flexão, isto é, com as áreas mais afastadas do eixo neutro. O ideal, portanto, é concentrar as áreas em duas chapas, uma superior e uma inferior, ligando-as por uma chapa fina. (PFEIL,2009, p. 153).

2.2.3.2 Flexão em vigas mistas

As vigas mistas aço-concreto são representadas por um perfil de aço associado a uma laje de concreto. Deve se realizar ligação mecânica por meio de conectores de cisalhamento entre a laje e o componente de aço, dessa maneira os dois materiais conseguem trabalhar em conjunto para resistir os esforços de flexão. ALVA e MALITE (2005) ressalta que as vigas mistas podem ser apresentadas de duas formas, ser contínuas, ou simplesmente apoiadas. As vigas contínuas, devido à existência de momentos fletores negativos, apresentam um comportamento estrutural diferente das simplesmente apoiadas. Apesar de que os momentos fletores negativos diminui a eficiência do sistema misto, nota-se que a continuidade das vigas traz vantagens sob o ponto de vista de diminuição de esforços e deslocamentos e da estabilidade global da estrutura. As simplesmente apoiadas apresentam maior eficácia do sistema misto, pois a viga de aço trabalha predominantemente à tração e a laje de concreto à compressão (ALVA e MALITE, 2005).

Figura 9 – Tipos de vigas mistas aço-concreto.



Fonte: Malite, 1990

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:

$$\frac{h}{t_w} \leq 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (68)$$

onde:

- ***h*** é a altura da alma retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
- ***t_w*** é a espessura da alma retirada do Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
- ***E*** é o módulo de elasticidade;
- ***f_y*** é a resistência ao escoamento do aço.

2.2.3.2.1 Resistência a flexão

Assim como as vigas simples de aço, as vigas mistas tem sua resistência à flexão determinada, por:

- Plastificação da seção;
- Flambagem local da seção de aço;
- Flambagem lateral.

Nos locais de momentos positivos, já que a mesa comprimida de aço está ligada a laje de concreto por conectores e portanto tem contenção lateral contínua, não haverá flambagem lateral.

A respeito da flambagem local de aço das vigas mistas prevêem-se dois casos segundo Pfeil (2009), as vigas com seções semi compactas, essa distinção não se aplica, uma vez que seu dimensionamento é feito com tensões elásticas, já na seção compacta têm o seu momento resistente determinado no regime plástico quando ele é totalmente atingido.

Nos locais de momento negativo, esse momento resistente é o mesmo da seção de aço. Como também pode levar em conta a contribuição da armadura longitudinal distribuída na largura efetiva da laje tracionada.

2.2.3.2.2 *Estado limite de utilização*

Deve ser verificado em vigas mistas os seguintes estados limites de utilização:

- Deslocamentos excessivos;
- Fissuração do concreto;
- Vibrações excessivas.

Segundo Pfeil (2009), as vigas dimensionadas no estado limite último para ligação total têm comportamento para cargas em serviço caracterizado por não haver deslizamento na interface aço-concreto. Esses deslocamentos são calculados com as propriedades de seção mista homogeneizada. Agora no caso de vigas com ligação parcial, que ocorre deslizamento na interface aço-concreto, se utiliza um valor reduzido de momento de inércia da seção, que expressa a influência do deslizamento para cargas em serviço.

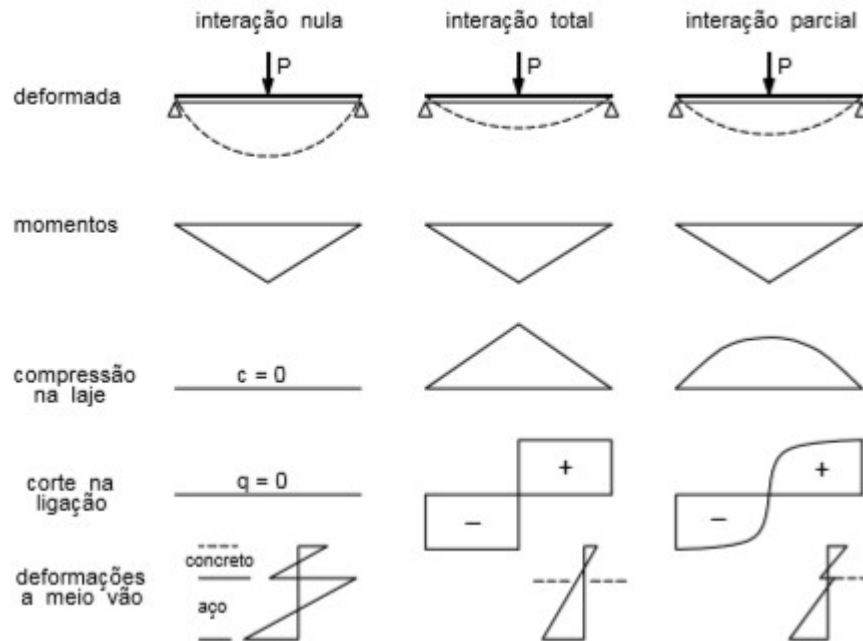
2.2.3.2.3 *Comportamento estrutural*

Ao dimensionar uma viga mista submetida a flexão é necessário verificar o comportamento estrutural em relação ao nível da ligação aço-concreto, essas ligações são conhecidas como:

- Interação completa;
- Interação parcial.

Segundo Alva e Malite (2005), considera-se uma ligação perfeita entre aço-concreto na interação completa, não havendo escorregamento longitudinal, e nem afastamento vertical pois a hipótese é de que as seções planas permanecem planas. Deste modo, verifica-se apenas uma linha neutra, simplificada na Figura 12.

Figura 10 – Interação aço-concreto de vigas mistas.



Fonte: Alva e Malite, 2000.

Alva e Malite (2005), diz ainda que na interação parcial há um escorregamento relacionado a ligação aço-concreto. Há uma descontinuidade no diagrama de deformações, como consequência disso a viga apresenta duas linhas neutras. O acréscimo de deslocamentos causado pelo efeito do escorregamento é considerado pelas normas.

2.2.3.2.4 Largura efetiva

A largura fictícia utilizada nos cálculos com as fórmulas simplificadas da resistência dos materiais é conhecida como largura efetiva da laje.

A largura efetiva depende da geometria do sistema e também do tipo de carga. Nos pontos de aplicação das cargas concentradas, as larguras efetivas são reduzidas. Para simplificar os cálculos, as normas adotam valores conservadores, válidos para qualquer tipo de carga. (PFEIL,2009, p. 274).

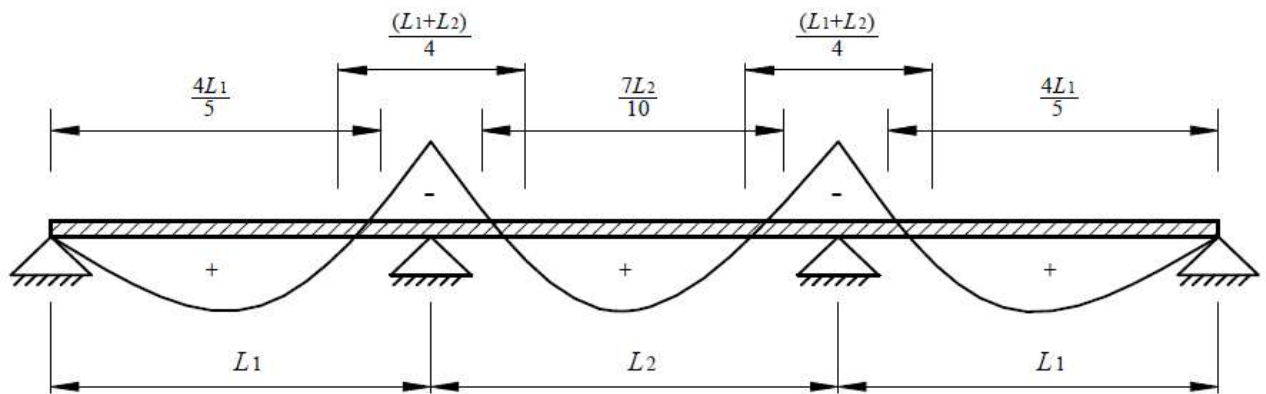
Segundo a NBR 8800 (ABNT,2008), para viga mista biapoiada a largura efetiva da mesa de concreto, de cada lado da linha de centro da viga, deve ser igual ao menor dos seguintes valores:

- 1/8 do vão da viga mista, considerando entre linhas de centro dos apoios;

- metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente;
- distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

Segundo a NBR 8800 (ABNT,2008), para viga mista contínuas e semicontínuas a largura efetiva da mesa de concreto, pode ser determinado nas regiões de momentos positivo e negativo como demonstra na Figura 13.

Figura 11 – Distâncias simplificadas entre os pontos de momento nulo em uma viga contínua e semicontínua



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

- Nas regiões de momento positivo
 - 4/5 da distância entre apoios, para vãos extremos;
 - 7/10 da distância entre apoios, para vãos internos.
- Nas regiões de momento negativo
 - 1/4 da soma dos vãos adjacentes.

2.2.3.2.5 Momento de inércia efetivo

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), o momento de inércia efetivo é calculado através da fórmula 69.

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} (I_{tr} - I_a) \quad (69)$$

onde:

- I_{tr} é o momento de inércia da seção mista homogeneizada;
- I_a é o momento de inércia da seção do perfil de aço isolado;
- $\sum Q_{Rd}$ 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;
- F_{hd} é a força de cisalhamento demonstrado na equação 71.

2.2.3.2.6 Verificação do momento fletor em regiões de momentos positivos

- Para vigas mistas de alma cheia com $\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ e treliças mistas:
 - a) Viga mista de alma cheia com interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto:

$$\sum Q_{Rd} \geq A_e f_{yd} \quad (70)$$

$$0,85 f_{yd} b t_c \geq A_a f_{yd} \quad (71)$$

Cumpridas essas condições:

$$C_d = 0,85 f_{cd} b a \quad (72)$$

$$T_{ad} = A_a f_{yd} \quad (73)$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 f_{yd} b} \leq t_c \quad (74)$$

$$M_{Rd} = \beta_{vm} T_{ad} \left(d_1 + h_F + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad (75)$$

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

$$\sum Q_{Rd} \geq 0,85f_{cd}bt_c \quad (76)$$

$$A_a f_{yd} \geq 0,85f_{cd}bt_c \quad (77)$$

Cumprindo essas condições:

$$C_{cd} = 0,85f_{cd}bt_c \quad (78)$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2}(A_a f_{yd} - C_{cd}) \quad (79)$$

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} \quad (80)$$

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \left[C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd} \left(\frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right) \right] \quad (81)$$

c) Viga mista de alma cheia com interação parcial:

$$\sum Q_{Rd} < A_a f_{yd} \quad (82)$$

$$\sum Q_{Rd} < 0,85f_{cd}bt_c \quad (83)$$

Cumprindo essas condições:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \left[C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd} \left(t_c - \frac{a}{2} + h_F + d - y_t \right) \right] \quad (84)$$

Com:

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

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

$$\sum Q_{Rd} \geq A_{bi}f_{yd} \quad (86)$$

$$0,85f_{cd}bt_c \geq A_{bi}f_{yd} \quad (87)$$

Cumprida essas condições:

$$C_{cd} = 0,85f_{cd}ba \quad (88)$$

$$T_{ad} = A_{bi}f_{yd} \quad (89)$$

$$a = \frac{T_a}{0,85f_{cd}b} \quad (90)$$

$$M_{Rd} = T_{ad}d_2 \quad (91)$$

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;
- A_a é a área do perfil de aço encontrada no Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
- 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 encontrada no Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
 - h_w é a altura da alma, tomada como a distância das faces internas das mesas encontrada no Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
 - t_w é a espessura da alma encontrada no Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
 - 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 encontrada no Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas.
- 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 $0,85 f_{cd} b t_c$):

$$\sigma_{td} = \frac{M_{Sd}}{(W_{tr})_i} \quad (92)$$

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{Sd}}{[\sigma_E (W_{tr})_s]} \quad (93)$$

- b) Interação parcial:

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} [(W_{tr})_i - W_a] \quad (94)$$

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;
- $\sum Q_{Rd}$ 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;
- F_{hd} é a força de cisalhamento demonstrado na equação 71.

2.2.3.2.7 Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos negativos

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

$$T_{ds} = A_{sl}f_{sd} \quad (95)$$

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

96:

$$M_{Rd} = T_{ds}d_3 + A_{at}f_{yd}d_4 + A_{ac}f_{yd}d_5 \quad (96)$$

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.

2.2.3.2.8 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:

$$M_{Sd}^- \leq M_{dist,Rd}^- \quad (97)$$

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.

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

Para vigas mistas e semicontínuas:

$$M_{dist,Rd}^- = X_{dist} M_{Rd}^- \quad (98)$$

onde:

- M_{Rd}^- é o momento fletor resistente de cálculo da seção transversal;
- X_{dist} é o fator de redução para flambagem lateral com distorção da seção transversal, demonstrado na equação 99.

$$\chi_{dist} = \sqrt{\frac{M_{Rk}^-}{M_{cr}}} \quad (99)$$

onde:

- 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;
- M_{cr} é o momento crítico elástico na região de momentos negativos.

Se λ_{dist} for inferior a 0,4 pode-se tomar X_{dist} igual a 1,00.

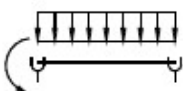
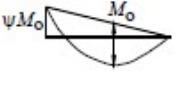
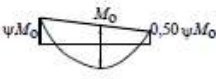
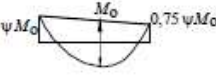
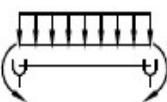
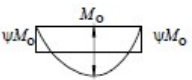
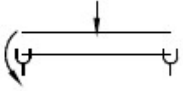
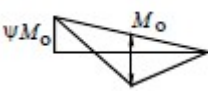
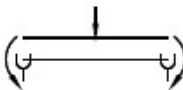
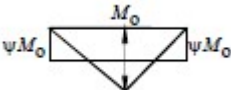
Caso exista duas ou mais vigas (ligadas) paralelas ligadas à mesma laje de concreto o momento crítico elástico é dado por:

$$M_{cr} = \alpha_g \frac{C_{dist}}{L} \sqrt{\left(GJ + \frac{K_r L^2}{\pi^2}\right) EI_{af,y}} \quad (100)$$

onde:

- G é o módulo de elasticidade transversal do aço;
- L é o comprimento da viga entre dois apoios verticais;
- J é a inércia de torção da seção transversal encontrada como I_T no Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
- $I_{af,y}$ 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 4 e 5 para vigas contínuas e nas Tabelas 6 e Quadro 3 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.

Tabela 4 – Coeficiente C_{dist} para vigas contínuas com carregamento no comprimento L.

Condições de carregamento e apoio	Diagrama de momento fletor ^a	Ψ								
		0,50	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)

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), na região de momento negativo, a seção transversal de vigas mistas contínuas e semicontínuas fica reduzida ao perfil de aço associado à seção da armadura longitudinal existente na largura efetiva da laje de concreto. É necessário garantir que se tenha um número de conectores de cisalhamento suficiente para absorver os esforços horizontais entre o perfil de aço e a laje de concreto.

Tabela 5 – 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)

Coeficiente (C_{dist}) que depende de distribuição de momentos fletores no comprimento (L). É uma grandeza fundamental para o valor do momento crítico elástico.

Quadro 3 – 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

$M_{pd,a} = M_{pd,b}$

$M_{pd,a} < M_{pd,b}$

^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)

Rigidez Rotacional é uma grandeza fundamental para o valor do momento crítico elástico.

A rigidez rotacional é dada pela seguinte fórmula 101:

$$K_r = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \quad (101)$$

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

$$K_1 = \frac{\alpha(EI)_2}{a} \quad (102)$$

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

$$K_2 = \frac{Et_w^3}{4h_0(1 - \nu_a^2)} \quad (103)$$

onde:

- 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 encontrada no Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
- 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, tem-se:

$$\alpha_g = \frac{\left(\frac{h_0 I_x}{I_{ax}} \right)}{\frac{\left[\frac{h_0^2}{4} + \left(\frac{I_{ax} + I_{ay}}{Aa} \right) \right]}{e} + h_0} \quad (104)$$

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

$$\alpha_g = \frac{(h_0 I_x / I_{ax})}{\frac{(y_f - y_s)^2 + (I_{ax} + I_{ay}) / A_a}{e} + 2(y_f - y_j)} \quad (105)$$

onde:

- $e = \frac{A I_{ax}}{A_a y_c (A - A_a)}$;
- y_c é a distância 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;
- $y_f = h_0 I_{afy} / I_{ay}$;
- $y_j = y_s - \int_{A_a}^0 \frac{y(x^2 + y^2) dA}{2I_{ax}}$; quando $I_{af,y} > 0,5 I_{ay}$, pode-se tomar
- $y_j = 0,40 h_0 \left(2 \frac{I_{af,y}}{I_{ay}} - 1 \right)$.

2.2.3.2.10 Verificação da força cortante

Segundo Pfeil (2009), o cálculo do esforço cortante da viga mista é semelhante ao cálculo do esforço cortante da viga simples.

$$V_{sd} \leq V_{Rd} \quad (106)$$

2.2.3.2.11 Linha neutra

A localização da linha neutra é determinada a partir da comparação entre o valor máximo da resistência à compressão no concreto utiliza-se a fórmula 107 e o valor máximo da resistência à tração adota-se a fórmula 108.

$$R_{cd} = \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c} b_e h_c \quad (107)$$

$$R_{td} = \frac{f_y A}{\gamma_{a1}} \quad (108)$$

O equilíbrio das forças na seção, conclui 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.

Caso a linha neutra estiver situada na laje de concreto, é preciso saber a profundidade da linha neutra utiliza-se a equação 109:

$$x = \frac{f_y A / \gamma_{a1}}{0,85 f_{ck} b_e / \gamma_c} < h_c \quad (109)$$

onde:

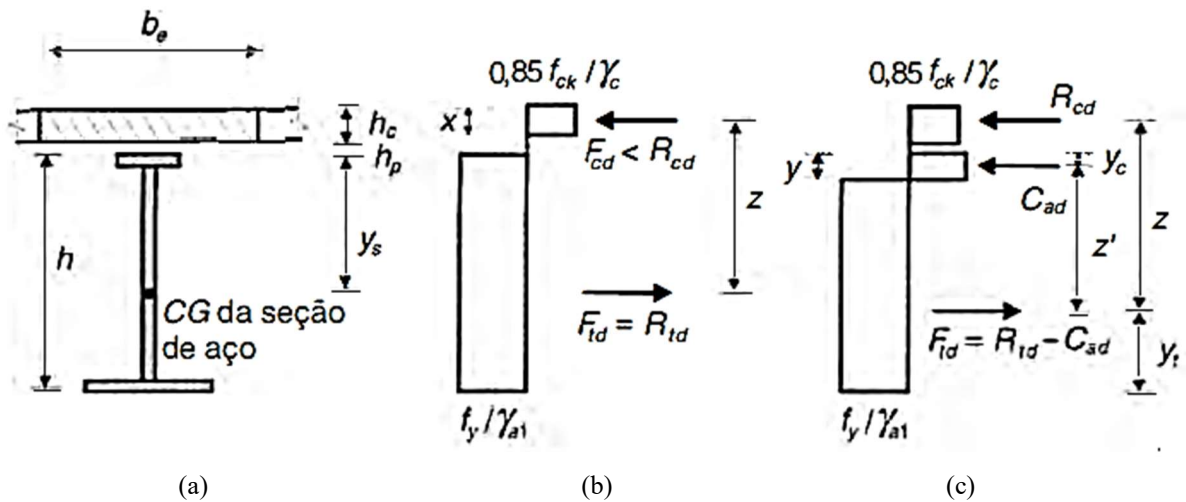
- f_y é a resistência ao cisalhamento do aço;
- A é a área da seção de aço encontrada no Anexo A – Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas;
- γ_{a1} é o coeficiente de ponderação de resistência, dado na Tabela 1;
- f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;
- b_e 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.

Segundo Pfeil (2009), o momento resistente positivo, quando a linha neutra passa pela laje de concreto é dado pela equação 110.

$$M_{dres} = R_{td}z = \frac{f_y A}{\gamma_{a1}} \left(y_s + h_p + h_c - \frac{x}{2} \right) \quad (110)$$

Onde as incógnitas são mostradas na Figura 14.

Figura 12 – Diagramas de tensões no estado limite último de projeto de vigas mistas sob momento positivo com ligação total: (a) seção mista; (b) linha plástica na laje; (c) linha neutra plástica na seção de aço



Fonte: Walter e Michèle Pfeil, 2009.

Caso a linha neutra estiver situada na seção de aço, é preciso saber a força de compressão no aço (C_{ad}) através da equação 111.

$$C_{ad} = \frac{1}{2} (R_{td} - R_{cd}) \quad (111)$$

Após encontrar a a força de compressão no aço (C_{ad}), precisa-se achar o momento resistente através da expressão 112.

$$M_{dres} = R_{cd}z + C_{ad}z' = R_{cd} \left(h - y_t + h_p + \frac{h_c}{2} \right) + C_{ad}(h - y_t - y_c) \quad (112)$$

Onde as incógnitas são mostradas na Figura 14.

2.2.3.2.12 Cálculo da armadura

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), para calcular a armadura necessária para o controle de fissuração usa-se a seguinte fórmula para calcular a área efetiva da laje de concreto, como demonstra a fórmula 113.

$$A_{ct} = b_e t_c \quad (113)$$

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 fórmula 114.

$$\sigma_{st} = 810 \sqrt{\frac{W_k^3 \sqrt{f_{ck}^2}}{\phi}} \leq f_{ys} \quad (114)$$

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 115.

$$A_s = \frac{0,72 f_{ct,ef} A_{ct}}{\sigma_{st}} \quad (115)$$

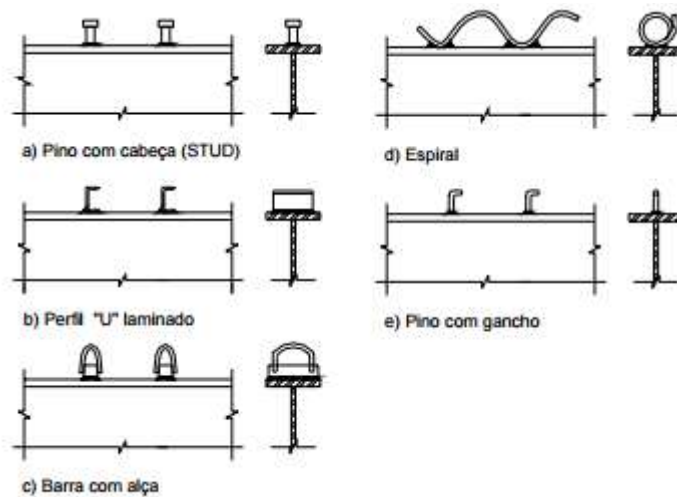
onde:

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

2.2.3.3 Conectores de cisalhamento

Os mecanismos destinados a garantir a ligação do elemento de aço com a laje de concreto são conhecidos como conectores de cisalhamento. O conector tem como função absorver os esforços cisalhantes nas duas direções e impede o distanciamento vertical desses componentes. Na Figura 15, podemos ver alguns exemplos de conectores.

Figura 13 – Tipos mais usuais de conectores.



Fonte: Alva & Malite, 2005.

Para Queiroz (2012), como o elemento estrutural misto é desenvolvido de tal forma para se deformar como um único elemento, caso não existisse a ligação, cada superfície da interface estaria sendo submetida a uma tensão diferente. Enquanto na parte superior da viga, ela estaria encurtando por receber tensões de compressão, na parte inferior da laje ela estaria alongando por receber tensões de tração. Desta forma ocorrerá um deslizamento relativo entre as superfícies de contato. Forma-se no centro de gravidade da laje de concreto e no centro de gravidade do elemento de aço, eixos neutros independentes e seu momento total resistente é dado pela soma das resistências individuais.

Com a existência dos conectores unindo a laje e a viga, as forças horizontais tendem a alongar a face superior da viga e encurtar a face inferior da laje, assim não há deslizamento relativo significativo entre o aço e o concreto, de tal forma que se deforma como um único elemento, existindo somente uma linha neutra acontecendo a interação total.

De acordo com Pfeil (2009), os conectores são classificados em dúcteis e não-dúcteis, de acordo com a capacidade de deformação de ruptura (δ). Nas vigas mistas na qual a ligação

concreto-aço é feita por meio de conectores dúcteis, identifica-se três etapas de comportamento para cargas crescentes:

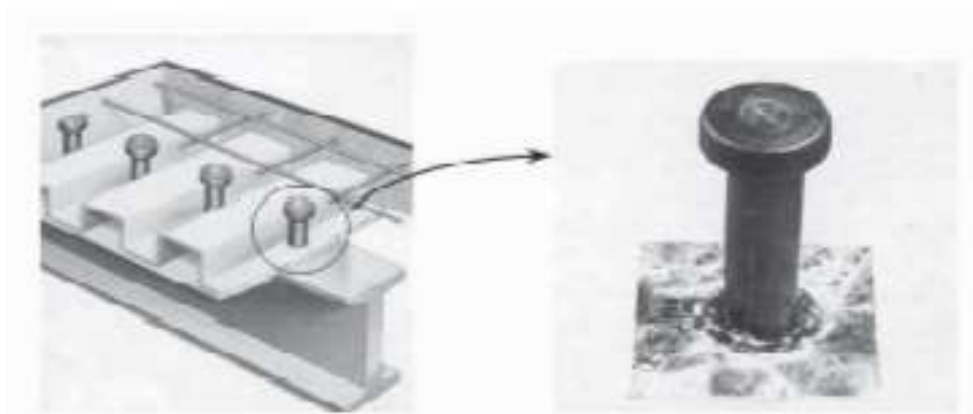
- Seção mista com interação completa;
- Seção mista com interação parcial;
- Ruptura.

Sendo a primeira etapa sem deslizamento na interface aço-concreto, a segunda com deslizamento mas esse deslizamento é tão pequeno que pode ser desprezado, e na terceira permite que eles se deformem mantendo sua resistência e que sejam transferidos aos conectores de menor solicitação os acréscimos de esforços. Com o aumento de carregamento, as tensões normais que se inicia em regime elástico, atingem o escoamento no aço e/ou a resistência no concreto, chegando a plastificação da seção mista desde que não ocorram, preliminarmente, a flambagem local ou a flambagem lateral. Assim a resistência de uma viga mista é definida pela plastificação de um de seus componentes:

- Concreto sob compressão;
- Aço sob tração (ou tração e compressão);
- Conector sob cisalhamento horizontal.

Os modelos usuais de conectores previstos na NBR 8800 (ABNT 2008) são os pinos de cabeça, Figura 16 e os perfis U laminados ou formados a frio, Figura 17.

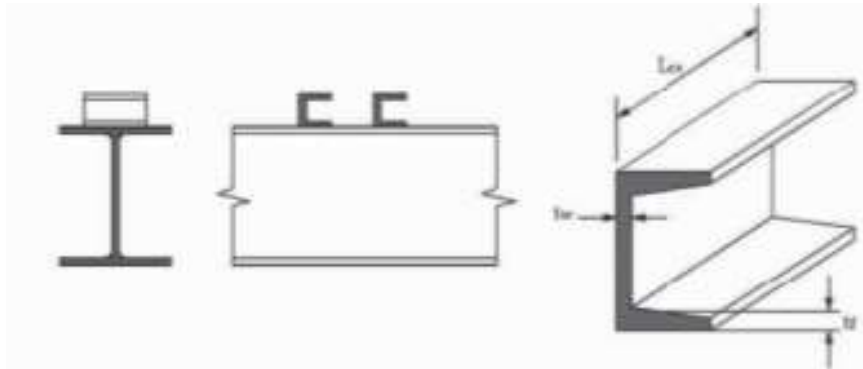
Figura 14 – Conector tipo pino de cabeça.



Fonte: Queiroz, 2001.

Os conectores classificam-se em flexíveis e rígidos. O conceito de rigidez, neste caso, está relacionado com a capacidade de restrição ao escorregamento imposta pela ligação viga de aço/laje de concreto. Os conectores do tipo pino com cabeça são os mais utilizados dentre os flexíveis, na maioria dos países, devido a facilidade de fabricação utilizando o processo de soldagem semi-automático. Além disso, apresentam a mesma resistência em todas direções. (Alva, 2000, p. 16).

Figura 15 – Conector tipo U.



Fonte: Queiroz, 2001.

2.2.3.3.1 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:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (116)$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (117)$$

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 2.2.3.3.2;
- R_p é um coeficiente para consideração da posição do conector, mostrado no subitem 2.2.3.3.3.

2.2.3.3.2 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.

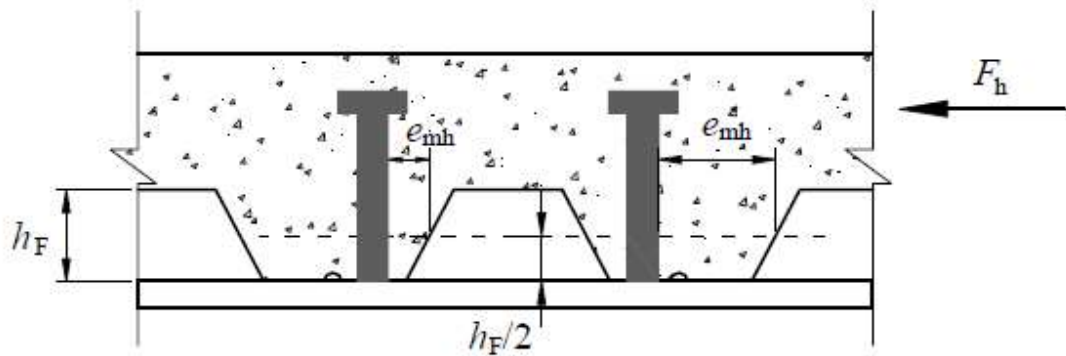
2.2.3.3.3 Valores do coeficiente R_p

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 18.

Figura 16 – Ilustração do valor a ser tomado para e_{mh}



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

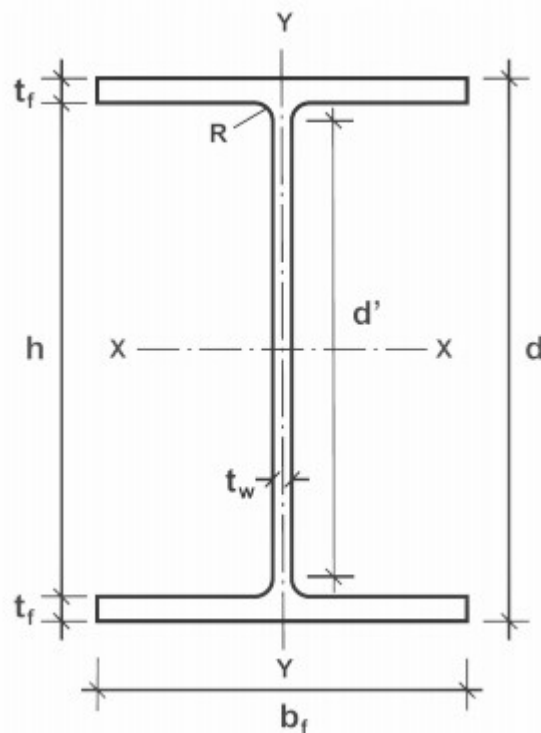
De acordo com Pfeil (2009), a equação 116 refere-se ao apoio do pino no concreto, enquanto a equação 117 trata da resistência à flexão do pino dada em termos de cisalhamento aparente. A especificação da NBR 8800 (ABNT, 2008) para fabricação de conectores tipo pino com cabeça segue a norma americana AWS D1. 1. O aço utilizado nos conectores de diâmetro entre 12,7 mm e 22 mm tem tensão de ruptura à tração $f_{ucs} = 415$ MPa.

3 ESTUDO DE CASO

Foram analisadas duas vigas com perfis distintos de um projeto estrutural, Anexo G – Planta de vigas piso, fornecido pelo Professor Mestre Rogério Santos Cardoso, com o intuito de demonstrar os valores práticos e os processos de dimensionamento de vigas simples e vigas mistas.

A Figura 19 exemplifica as incógnitas do perfil I utilizadas para o dimensionamento das estruturas.

Figura 17 – Incógnitas de um perfil I.

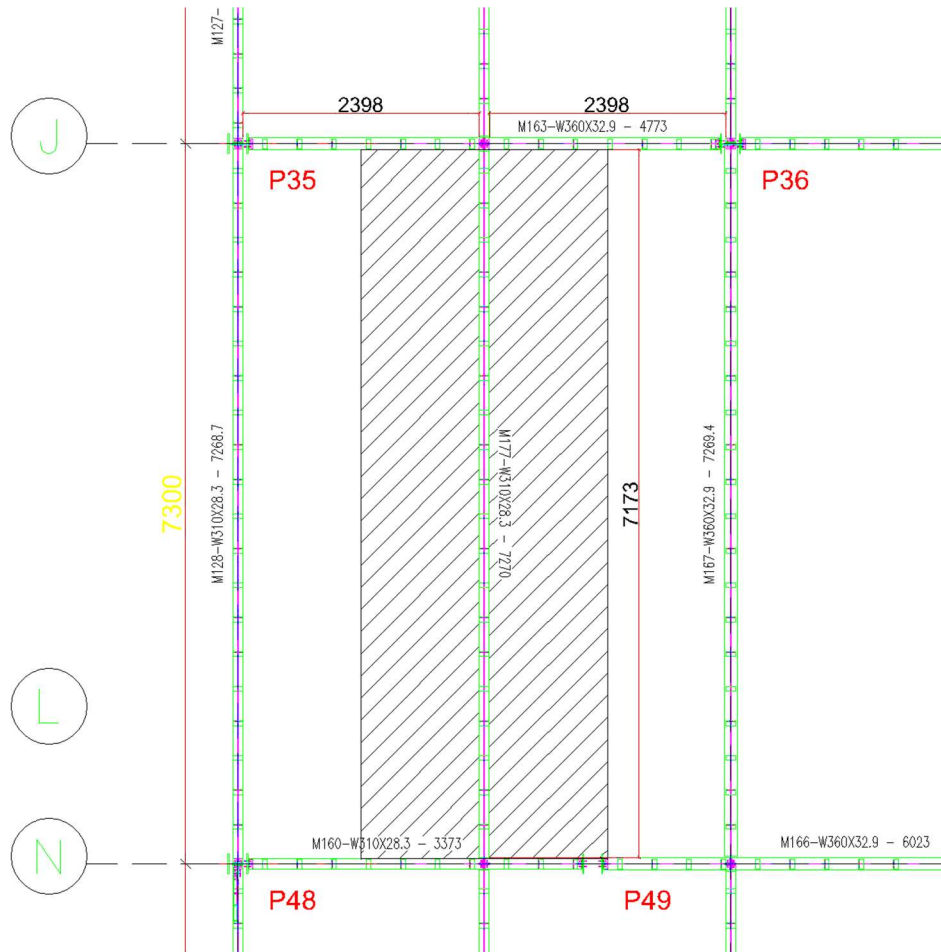


Fonte: Gerdau S. A., 2014 – adaptada.

3.1 VIGA EXEMPLO 1 W 310X28,3 (VE1)

A viga exemplo 1, é uma viga piso com comprimento de 7,27 m, com perfil W 310X28,3 e área de influência de 17,45 m², como demonstra a Figura 20

Figura 18 – Área de influência da viga exemplo 1



Fonte: Autoria própria (2020)

Adotando os dados fornecidos nas Tabelas 6 e 7.

Tabela 6 – Parâmetros referentes ao estudo de caso

	Dados de carregamentos
S^a	17,45 m ²
$P_{aço}^b$	28,3 Kgf/m
P_{laje}^c	616 Kgf/m
Sobrecarga	250 Kgf/m ²
$C_{sobrecarga}^d$	600 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 $C_{sobrecarga}$ é a carga total.

Fonte: Autoria própria (2020)

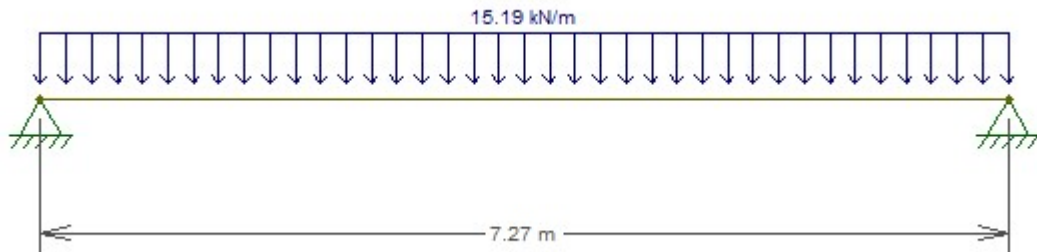
Tabela 7 – Possíveis combinações de carregamentos

Combinação	Carregamento
I	$1,1C_{laje} + 1,3C_{sobrecarga}$
II	$C_{laje} + 0,5C_{sobrecarga}$
III	$1,05P_{aço} + 1,2C_{laje} + 1,3C_{sobrecarga}$

Fonte: Autoria própria (2020)

A favor da segurança recomenda-se a combinação III, com uma carga igual a 1548,915 kgf/m, ou seja, 15,19 KN/m. portanto o diagrama das forças para a combinação III é demonstrado na Figura 21.

Figura 19 – Representação das forças para a combinação III em KN/m

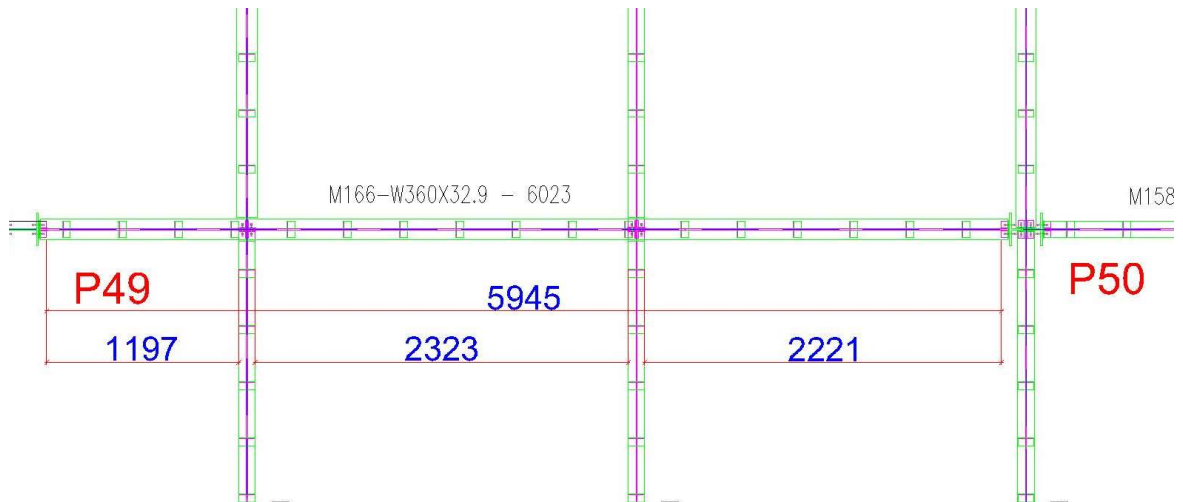


Fonte: Ftool, 2020

3.2 VIGA EXEMPLO 2 W 360X32,9. (VE2)

A viga exemplo 2, demonstrada na Figura 22, é uma viga piso com comprimento de 6,02 m, com perfil W 360X32,9.

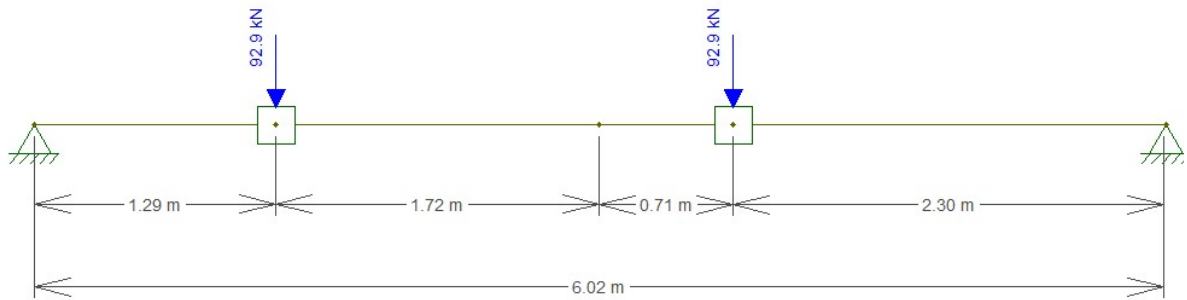
Figura 20 – Viga exemplo 2 com perfil W 360X32,9



Fonte: Autoria própria, 2020

A viga exemplo 2, não recebe cargas diretamente da laje portanto não possui área de influência, porém, recebe carga pontual das reações de apoio vinda de 4 outras vigas apoiando-se na viga analisada como demonstra a Figura 23.

Figura 21 – Representação das cargas pontuais da VE2 com perfil W 360X32,9



Fonte: Ftool, 2020

3.3 DIMENSIONAMENTO DA VIGA SIMPLES

3.3.1 Dimensionamento da viga simples para a VE1 com perfil W 310X28,3:

Para o cálculo dos estados limites da viga, foi admitido os respectivos valores: $b_f = 102$ mm, $h = 291$ mm, $d' = 271$ mm, $t_w = 6$ mm, $t_f = 8,9$ mm, $E = 20000$ KN/cm², $f_y = 35$ KN/cm², $Z_x = 412$ cm³, $L_b = 717,3$ cm, $r_y = 2,08$ cm e $\gamma_{a1} = 1,10$.

Para a flambagem local da alma (FLA), utilizaremos as fórmulas 43 e 44:

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda = 45,20$$

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

$$\lambda_p = 89,88$$

Como $\lambda < \lambda_p$, a alma do perfil é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 47 para cálculo do momento resistente.

$$M_{pl} = Z_x f_y$$

$$M_{pl} = 14420 \text{ KN.cm}$$

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

$$M_{rd} = 13109,1 \text{ KN.cm}$$

Para a flambagem local da mesa (FLM), utiliza-se as fórmulas 50 e 51:

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$\lambda = 5,73 \text{ cm}$$

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

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

Como $\lambda < \lambda_p$, a mesa do perfil é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 54 para cálculo do momento resistente.

$$M_{pl} = Z_x f_y$$

$$M_{pl} = 14420 \text{ KN.cm}$$

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

$$M_{rd} = 13109,1 \text{ KN.cm}$$

Para a flambagem lateral por torção (FLT), utiliza-se as fórmulas 59, 60, 61. Onde: $w_x = 356 \text{ cm}^3$, $I_t = 8,14 \text{ cm}^4$, $I_y = 158 \text{ cm}^4$, $t_f = 8,9 \text{ mm}$, $d = 309 \text{ mm}$, $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$, $f_y = 35 \text{ KN/cm}^2$, $Z_x = 412 \text{ cm}^3$, $L_b = 717,3 \text{ cm}$, $r_y = 2,08 \text{ cm}$ e $\gamma_{a1} = 1,10$, $C_b = 1$.

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

$$\lambda = 344,85$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 42,07$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y \sigma_r)}{EJ} w$$

$$\beta_1 = \frac{(0,7 * f_y * w_x)}{EI_t}$$

$$\beta_1 = 0,0536$$

$$C_w = \frac{I_y(d - t_f)^2}{4}$$

$$C_w = 35441$$

$$\lambda_r = \frac{1.38\sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27C_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

$$\lambda_r = 126,29$$

Como $\lambda > \lambda_r$, a seção é esbelta, portanto utiliza-se a fórmula 66 para cálculo do momento resistente.

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{c_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{c_w} \right)}$$

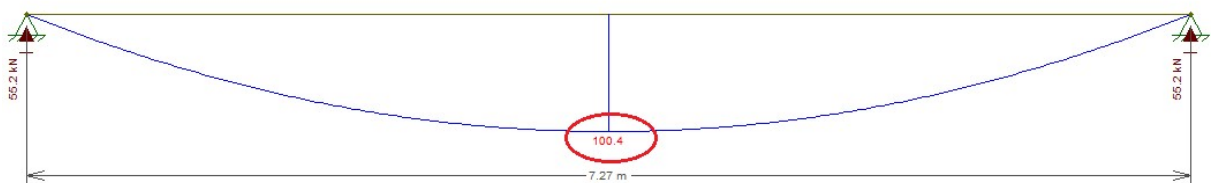
$$M_{cr} = 2150,02 \text{ KN.cm}$$

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

$$M_{rd} = 1954,57 \text{ KN.cm} \leq 13109,1 \text{ KN.cm}$$

Momento máximo solicitante da viga foi determinado usando o programa Ftool, como demonstra a Figura 24.

Figura 22 – Momento máximo solicitante da VE 1 com perfil W 310X28,3.



Fonte: Ftool, 2020

O momento resistente da viga é o menor momento encontrado no cálculo da flambagem lateral por torção (FLT), flambagem local da mesa (FLM) e flambagem local da alma (FLA). Portanto o momento resistente (M_{rd}), vale 1954,57 KN.cm, e o momento solicitante vale (M_{sd}), vale 10040 KN.cm.

$$M_{sd} > M_{rd}$$

Logo a viga não passou na verificação do momento.

Agora é feito a verificação ao cisalhamento da viga utilizando os parâmetros de esbeltez, mostrados nas fórmulas 35, 36 e 37, para os respectivos valores: $d' = 27,1$ cm, $t_w = 0,6$ cm, $k_v = 5$, $E = 20000$ KN/cm² e $f_y = 35$ KN/cm².

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

$$\lambda = 45,2$$

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

$$\lambda_p = 58,80$$

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

$$\lambda_r = 73,23$$

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 40, utilizando os seguintes dados: $\gamma_{a1} = 1,10$, $f_y = 35$ KN/cm², $d = 309$ mm e $t_w = 6$ mm.

$$A_w = d * t_w$$

$$A_w = 18,54 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl} = 0,6 * A_w * f_y$$

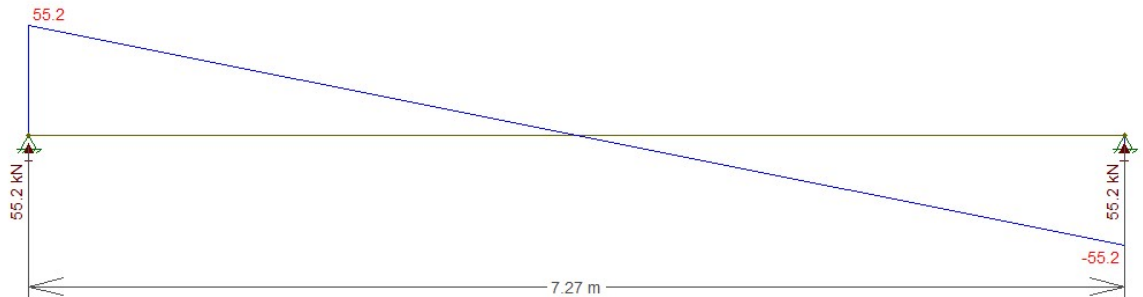
$$V_{pl} = 389,34 \text{ KN}$$

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

$$V_{rd} = 353,94 \text{ KN}$$

Admitindo que o maior esforço cortante (V_s) seja de 55,2 kN, o cálculo é feito usando o diagrama da Figura 22, através do programa Ftool como ilustra a Figura 25, tem-se:

Figura 23 – Diagrama do esforço cortante da VE1 com perfil W 310X28,3.



Fonte: Ftool, 2020

$$V_{rd} > V_s$$

Logo a viga passou na verificação do cisalhamento.

Agora deve-se iniciar a verificação quanto ao deslocamento vertical da viga retirando a fórmula do Anexo F – Deslocamentos máximos, utiliza-se a descrição de viga de piso, para calcular o deslocamento vertical máximo permitido da viga, sendo $l = 717,3$ cm.

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

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 2,05 \text{ cm}$$

Agora retirando a fórmula do Anexo D – Deslocamentos elásticos em viga, é calculado o deslocamento da viga utiliza-se os seguintes valores: $P = 0,1519$ kN/cm, $l = 717,3$ cm, $E = 20000$ kN/cm² e $I = 5500$ cm⁴.

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

$$\Delta = 4,76 \text{ cm}$$

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

3.3.2 Dimensionamento da viga simples para a VE2 com perfil W 360X32,9:

Para o cálculo dos estados limites da viga, adota-se os respectivos valores: $b_f = 127$ mm, $h = 332$ mm, $d' = 308$ mm, $t_w = 5,8$ mm, $t_f = 8,5$ mm, $E = 20000$ KN/cm², $f_y = 35$ KN/cm², $Z_x = 547,6$ cm³, $L_b = 232,3$ cm, $r_y = 2,63$ cm e $\gamma_{a1} = 1,10$.

Para a flambagem local da alma (FLA), utiliza-se as fórmulas 43, 44:

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda = 53,10$$

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

$$\lambda_p = 89,88$$

Como $\lambda < \lambda_p$, a alma do perfil é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 45 para cálculo do momento resistente.

$$M_{pl} = Z_x f_y$$

$$M_{pl} = 19166 \text{ KN.cm}$$

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

$$M_{rd} = 17423,64 \text{ KN.cm}$$

Para a flambagem local da mesa (FLM), utiliza-se as fórmulas 50 e 51:

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$\lambda = 7,47$$

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

$$\lambda_p = 9,08$$

Como $\lambda < \lambda_p$, a mesa do perfil é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 54 para cálculo do momento resistente.

$$M_{pl} = Z_x f_y$$

$$M_{pl} = 19166 \text{ KN.cm}$$

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

$$M_{rd} = 17423,64 \text{ KN.cm}$$

Para a flambagem lateral por torção (FLT), utiliza-se as fórmulas 59, 60 e 61. Onde: $w_x = 479 \text{ cm}^3$, $I_t = 9,15 \text{ cm}^4$, $I_y = 291 \text{ cm}^4$, $t_f = 8,9 \text{ mm}$, $d = 349 \text{ mm}$, $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$, $f_y = 35 \text{ KN/cm}^2$, $Z_x = 547,6 \text{ cm}^3$, $L_b = 232,3 \text{ cm}$, $r_y = 2,63 \text{ cm}$ e $\gamma_{a1} = 1,10$, $C_b = 1$.

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

$$\lambda = 88,33$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) w}{EJ}$$

$$\beta_1 = \frac{(0,7 * f_y * w_x)}{EI_t}$$

$$\beta_1 = 0,064$$

$$C_w = \frac{I_y(d - t_f)^2}{4}$$

$$C_w = 84111$$

$$\lambda_r = \frac{1.38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

$$\lambda_r = 120,049$$

Como $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, a seção é esbelta, portanto utiliza-se a fórmula 65 para cálculo do momento resistente.

$$M_r = W_x f_y 0,7$$

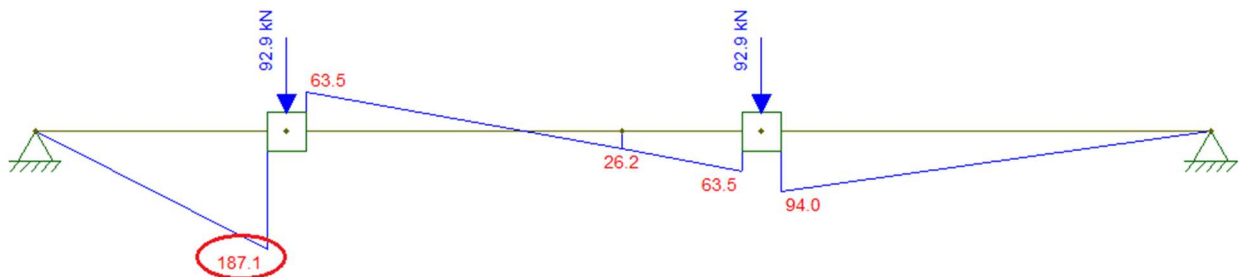
$$M_r = 11735,5 \text{ KN.cm}$$

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

$$M_{rd} = 13417,25 \text{ KN.cm} \leq 17423,63 \text{ KN.cm}$$

Momento máximo solicitante da viga foi determinado usando o programa Ftool, como demonstra a Figura 26.

Figura 24 – Momento máximo solicitante da VE2 com perfil W 360X32,9.



Fonte: Ftool, 2020

O momento resistente da viga é o menor momento encontrado no cálculo da flambagem lateral por torção (FLT), flambagem local da mesa (FLM) e flambagem local da alma (FLA). Portanto o momento resistente (M_{rd}), vale 13417,25 KN.cm, e o momento solicitante vale (M_{sd}), vale 18710 KN.cm.

$$M_{sd} > M_{rd}$$

Logo a viga não passou na verificação do momento.

Agora é calculada a verificação ao cisalhamento da viga utilizando os parâmetros de esbeltez, mostrados nas fórmulas 35, 36 e 37, para os respectivos valores: $d' = 3,08 \text{ cm}$, $t_w = 0,58 \text{ cm}$, $k_v = 5$, $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$ e $f_y = 35 \text{ KN/cm}^2$.

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

$$\lambda = 53,1$$

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

$$\lambda_p = 58,80$$

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

$$\lambda_r = 73,23$$

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 40, utilizando os seguintes dados: $\gamma_{a1} = 1,10$, $t_w = 5,8$ mm, $d = 349$ mm e $f_y = 35$ KN/cm².

$$A_w = d * t_w$$

$$A_w = 20,242 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl} = 0,6 * A_w * f_y$$

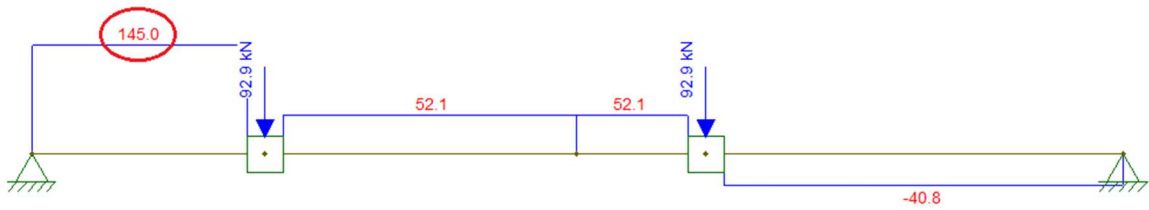
$$V_{pl} = 425,082 \text{ KN}$$

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

$$V_{rd} = 386,44 \text{ KN}$$

Admitindo que o maior esforço cortante (V_s) seja de 145 KN, como demonstra a Figura 27, obtida através do programa Ftool.

Figura 25 – Diagrama do esforço cortante da VE2 com perfil W 360X32,9



Fonte: Ftool, 2020

$$V_{rd} > V_s$$

Logo a viga passou na verificação do cisalhamento.

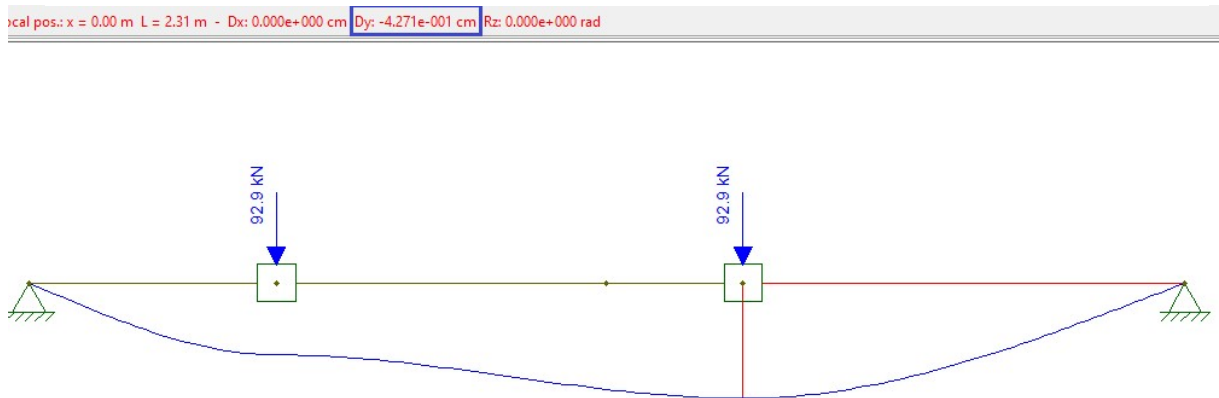
Agora deve-se iniciar a verificação quanto ao deslocamento vertical da viga retirando a fórmula do Anexo F – Deslocamentos máximos, utiliza-se a descrição de viga de piso, para calcular o deslocamento vertical máximo permitido da viga, sendo $l = 594,5$ cm.

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

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 1,69 \text{ cm}$$

Para facilitar o cálculo do deslocamento, utiliza-se o programa Ftool, como demonstra na Figura 28, admitindo os seguintes valores: $P = 92,9$ kN, $l = 232,3$ cm, $E = 20000$ KN/cm², $I = 8358$ cm⁴. Portanto, $\Delta = 4,27$ cm.

Figura 26 – Deslocamento da VE2 simples com perfil W 360X32,9



Fonte: Ftool, 2020

Como $\Delta > \Delta_{m\acute{a}x}$, a viga não passou na verificação do deslocamento no dimensionamento da viga simples

3.3.3 Dimensionamento da viga mista de aço e concreto para VE1 com perfil W 310X28,3:

Para o cálculo dos estados limites da viga, adota-se os respectivos valores: $b_f = 102$ mm, $h = 291$ mm, $d' = 271$ mm, $t_w = 6$ mm, $t_f = 8,9$ mm, $E = 20000$ KN/cm², $f_y = 35$ KN/cm², $Z_x = 412$ cm³, $L_b = 717,3$ cm, $r_y = 2,08$ cm e $\gamma_{a1} = 1,10$.

Considerando que no dimensionamento da viga mista, despreza-se a ação da flambagem lateral por torção (FLT), por conta da laje de concreto que impede esse fenômeno.

Para a flambagem local da alma (FLA), utiliza-se as fórmulas 43, 44:

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda = 45,20$$

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

$$\lambda_p = 89,88$$

Como $\lambda < \lambda_p$, a alma do perfil é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 47 para cálculo do momento resistente.

$$M_{pl} = Z_x f_y$$

$$M_{pl} = 14420 \text{KN.cm}$$

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

$$M_{rd} = 13109,1 \text{KN.cm}$$

Para a flambagem local da mesa (FLM), utiliza-se as fórmulas 50 e 51:

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$\lambda = 5,73 \text{ cm}$$

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

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

Como $\lambda < \lambda_p$, a mesa do perfil é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 54 para cálculo do momento resistente.

$$M_{pl} = Z_x f_y$$

$$M_{pl} = 14420 \text{ KN.cm}$$

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

$$M_{rd} = 13109,1 \text{ KN.cm}$$

Segundo Pfeil (2009), o cálculo do esforço cortante da viga mista é semelhante ao cálculo do cortante da viga simples, portanto $V_{rd} = 353,94 \text{ KN}$. Admitindo que o maior esforço cortante (V_s) seja de $55,2 \text{ KN}$, o cálculo é feito usando o diagrama da Figura 22, através do programa Ftool como ilustra a Figura 25, tem-se:

$$V_{rd} > V_s$$

Logo a viga passou na verificação do cisalhamento

É necessário saber se a linha neutra está localizada na laje de concreto ou na seção de aço, portanto utiliza-se as fórmulas 107 e 108 para os respectivos valores: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$, $f_y = 35 \text{ KN/cm}^2$, $\gamma_c = 1,40$, $\gamma_{a1} = 1,10$, $A = 36,5 \text{ cm}^2$ e $h_c = 10 \text{ cm}$, tem-se:

$$b_e = \frac{L_b}{4}$$

$$b_e = 1793,25 \text{ mm}$$

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

$$R_{cd} = 2177,52 \text{ KN}$$

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

$$R_{td} = 1161,36 \text{ KN}$$

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 109 para os seguintes dados: $f_y = 35 \text{ KN/cm}^2$, $A = 36,5 \text{ cm}^2$, $\gamma_{a1} = 1,10$, $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$, $b_e = 179,325 \text{ cm}$, $\gamma_c = 1,40$ e $h_c = 10 \text{ cm}$.

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

$$x = 0,53 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

Para calcular o momento resistente utiliza-se a fórmula 110 para os seguintes valores: $R_{td} = 1161,36 \text{ KN}$, $y_s = 15,45 \text{ cm}$, $h_c = 10 \text{ cm}$, $h_p = 0$ e $x = 0,53 \text{ cm}$.

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

$$M_{dres} = 29248,94 \text{ KN.cm}$$

Portanto o momento resistente (M_{rd}), vale 29248,94 KN.cm, e o momento solicitante vale (M_{sd}), vale 10040 KN.cm.

$$M_{sd} < M_{rd}$$

Logo a viga passou na verificação do momento.

Agora deve-se iniciar a verificação quanto ao deslocamento vertical da viga retirando a fórmula do Anexo F – Deslocamentos máximos, utilizando a descrição de viga de piso, para calcular o deslocamento vertical máximo permitido da viga, sendo $l = 717,3$.

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

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 2,05 \text{ cm}$$

Agora retirando a fórmula do Anexo D – Deslocamentos elásticos em viga, é calculado o deslocamento da viga utilizando os seguintes valores: $P = 0,1519 \text{ KN/cm}$, $l = 717,3 \text{ cm}$, $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$.

Para determinar a inércia efetiva usa-se o Quadro 4 para cargas permanentes onde: $b_e = 1793,25 \text{ mm}$, $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$, $E_C = 21287 \text{ KN/cm}^2$, $A_{a\grave{c}o} = 36,5 \text{ cm}^2$, $h_c = 10 \text{ cm}$, $d = 30,9 \text{ cm}$, $I_a = 5500 \text{ cm}^2$.

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

$$b_e = 1793,25 \text{ mm}$$

- Para cargas de curta duração;

$$\alpha_o = \frac{E}{E_C}$$

$$\alpha_o = 9,4$$

- Para cargas permanentes;

$$\alpha_o = \alpha_o * 3$$

$$\alpha_o = 28,2$$

$$A_{laje} = b_e \frac{h_c}{28,2}$$

$$A_{laje} = 63,623 \text{ cm}^2$$

$$I_{laje} = \frac{\left(\frac{b_e}{28,2}\right) * h_c^3}{12}$$

$$I_{laje} = 530,19 \text{ cm}^4$$

Quadro 4 – Propriedades geométricas da seção homogeneizada para $\alpha_s = 28,2$, da VE1 com perfil W 310X28,3.

	A (cm ²)	y' (cm)	Ay'	Ay' ²	I _o (cm ⁴)
Laje	63,623	$\frac{h_c}{2} = 5$	318,113	1591	530,19
Perfil	36,5	$\frac{d}{2} + h_c = 25.45$	928,925	23641	5500
Total	100,123		1247,038	25232	6030,19

Fonte: Autoria própria, 2020

$$y_{sup} = \frac{Ay_T'}{A_T}$$

$$y_{sup} = 12,45 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = I_T + (Ay_T')^2 - (A_T * y_{sup})$$

$$I_{tr} = 15729,9 \text{ cm}^4$$

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

$$I_{ef} = 15870,05 \text{ cm}^4$$

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

$$\Delta = 1,65 \text{ cm}$$

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

É calculado, por fim, a armadura necessária para o controle de fissuração utilizando as fórmulas 112, 113 e 114 com base nos seguintes valores: $b_e = 179,325 \text{ cm}$, $t_c = 10 \text{ cm}$, $f_{ct,ef} = 3,0 \text{ MPa}$, $W_k = 0,3 \text{ mm}$, $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$, $\phi = 12,5 \text{ mm}$ e $f_{ys} = 500 \text{ MPa}$.

$$A_{ct} = b_e t_c$$

$$A_{ct} = 1793,25 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 810 \sqrt{\frac{W_k^3 \sqrt{f_{ck}^2}}{\phi}} \leq f_{ys}$$

$$\sigma_{st} = 340,62 \leq 500$$

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

$$A_s = 11,37 \text{ cm}^2$$

3.3.4 Dimensionamento da viga mista de aço e concreto da VE2 com perfil W 360X32,9:

Para o cálculo dos estados limites da viga, adota-se os respectivos valores: $b_f = 127$ mm, $h = 332$ mm, $d' = 308$ mm, $t_w = 5,8$ mm, $t_f = 8,5$ mm, $E = 20000$ KN/cm², $f_y = 35$ KN/cm², $Z_x = 547,6$ cm³, $L_b = 232,3$ cm, $r_y = 2,63$ cm e $\gamma_{a1} = 1,10$.

Considerando que no dimensionamento da viga mista, despreza-se a ação da flambagem lateral por torção (FLT), por conta da laje de concreto que impede esse fenômeno.

Para a flambagem local da alma (FLA), utiliza-se as fórmulas 43, 44:

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda = 53,10$$

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

$$\lambda_p = 89,88$$

Como $\lambda < \lambda_p$, a mesa do perfil é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 47 para cálculo do momento resistente.

$$M_{pl} = Z_x f_y$$

$$M_{pl} = 19166 \text{ KN.cm}$$

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

$$M_{rd} = 17423,64 \text{ KN.cm}$$

Para a flambagem local da mesa (FLM), utiliza-se as fórmulas 50 e 51:

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$\lambda = 7,47 \text{ cm}$$

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

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

Como $\lambda < \lambda_p$, a mesa do perfil é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 54 para cálculo do momento resistente.

$$M_{pl} = Z_x f_y$$

$$M_{pl} = 19166 \text{ KN.cm}$$

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

$$M_{rd} = 17423,64 \text{ KN.cm}$$

Segundo Pfeil (2009), o cálculo do esforço cortante da viga mista é semelhante ao cálculo do cortante da viga simples, portanto $V_{rd} = 386,44 \text{ KN}$. Admitindo que o maior esforço cortante (V_s) seja de 145 KN, como demonstra a Figura 27, obtida através do programa Ftool tem-se:

$$V_{rd} > V_s$$

Logo a viga passou na verificação do cisalhamento

É necessário saber se a linha neutra está localizada na laje de concreto ou na seção de aço, utilizando as fórmulas 107 e 108 para os respectivos valores: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$, $f_y = 35 \text{ KN/cm}^2$, $\gamma_c = 1,40$, $\gamma_{a1} = 1,10$, $A = 42,1 \text{ cm}^2$ e $h_c = 10 \text{ cm}$.

$$b_e = \frac{7L_b}{10}$$

$$b_e = 1626,1 \text{ mm}$$

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

$$R_{cd} = 1974,55 \text{ KN}$$

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

$$R_{td} = 1339,54 \text{ KN}$$

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 109 para os seguintes dados: $f_y = 35 \text{ KN/cm}^2$, $A = 42,1 \text{ cm}^2$, $\gamma_{a1} = 1,10$, $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$, $b_e = 150,5 \text{ cm}$, $\gamma_c = 1,40$ e $h_c = 10 \text{ cm}$.

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

$$x = 0,678 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

Para calcular o momento resistente utiliza-se a fórmula 110 para os seguintes valores: $R_{td} = 1339,54 \text{ KN}$, $y_s = 17,45 \text{ cm}$, $h_c = 10 \text{ cm}$, $h_p = 0$ e $x = 0,678 \text{ cm}$.

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

$$M_{dres} = 36316,42 \text{ KN.cm}$$

Portanto o momento resistente (M_{rd}), vale 36316,42 KN.cm, e o momento solicitante vale (M_{sd}), vale 18710 KN.cm.

$$M_{rd} > M_{sd}$$

Logo a viga passou na verificação do momento.

Agora deve-se iniciar a verificação quanto ao deslocamento vertical da viga retirando a fórmula do Anexo F – Deslocamentos máximos, utilizando a descrição de viga de piso, para calcular o deslocamento vertical máximo permitido da viga, sendo $l = 594,5 \text{ cm}$.

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

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 1,69 \text{ cm}$$

Agora retirando a fórmula do Anexo D – Deslocamentos elásticos em viga, é calculado o deslocamento da viga utilizando os seguintes valores: $P = 92,9$ KN, $l = 232,3$ cm, $E = 20000$ KN/cm².

Para determinar a inércia efetiva usa-se o Quadro 5 para cargas permanentes onde: $b_e = 1505$ mm, $f_{ck} = 20$ MPa, $E_C = 21287$ KN/cm², $A_{aço} = 42,1$ cm², $h_c = 10$ cm, $d = 34,9$ cm, $I_a = 8358$ cm².

- Para cargas de curta duração;

$$\alpha_o = \frac{E}{E_C}$$

$$\alpha_o = 9,4$$

- Para cargas permanentes;

$$\alpha_o = \alpha_o * 3$$

$$\alpha_o = 28,2$$

$$A_{laje} = b_e \frac{h_c}{28,2}$$

$$A_{laje} = 57,69 \text{ cm}^2$$

$$I_{laje} = \frac{\left(\frac{b_e}{28,2}\right) * h_c^3}{12}$$

$$I_{laje} = 480,77 \text{ cm}^4$$

Quadro 5 – Propriedades geométricas da seção homogeneizada para $\alpha_o = 28,2$ da VE2 com perfil W 360X32,9.

	A (cm ²)	y' (cm)	Ay'	Ay' ²	I _o (cm ⁴),
Laje	57,692	$\frac{h_c}{2} = 5$	288.462	1442,25	480,77
Perfil	42,1	$\frac{d}{2} + h_c = 27,45$	1155,645	31722	8358
Total	99,792		1444,107	33164,7	8835,77

Fonte: Autoria própria, 2020

$$y_{sup} = \frac{Ay_T'}{A_T}$$

$$y_{sup} = 14,471 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = I_T + (Ay_T')^2 - (A_T * y_{sup})$$

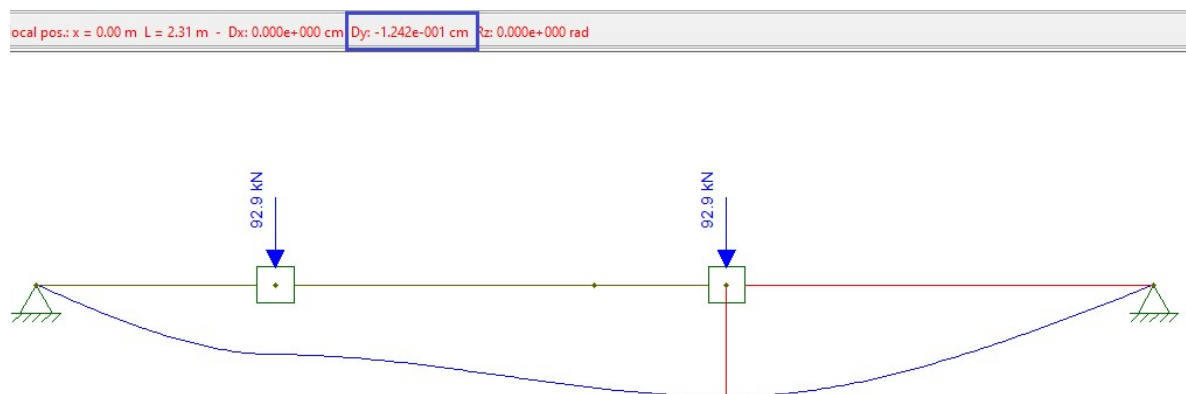
$$I_{tr} = 21106,46 \text{ cm}^4$$

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

$$I_{ef} = 21199,43 \text{ cm}^4$$

Assim como no dimensionamento simples da VE2, no cálculo do deslocamento da viga mista, também foi utilizado o programa Ftool para determinar o deslocamento demonstrado na Figura 29. Portanto, $\Delta = 1,24 \text{ cm}$.

Figura 27 – Deslocamento da VE2 mista com perfil W 360X32,9



Fonte: Ftool, 2020

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

É calculado, por fim, a armadura necessária para o controle de fissuração utilizando as fórmulas 113, 114 e 115 com base nos seguintes valores: $b_e = 162,61 \text{ cm}$, $t_c = 10 \text{ cm}$, $f_{ct,ef} = 3,0 \text{ MPa}$, $W_k = 0,3 \text{ mm}$, $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$, $\phi = 12,5 \text{ mm}$ e $f_{ys} = 500 \text{ MPa}$.

$$A_{ct} = b_e t_c$$

$$A_{ct} = 1626,1 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 810 \sqrt{\frac{W_k^3 \sqrt{f_{ck}^2}}{\phi}} \leq f_{ys}$$

$$\sigma_{st} = 340,62 \leq 500$$

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

$$A_s = 10,31 \text{ cm}^2$$

3.4 DIMENSIONAMENTO DOS CONECTORES

Deve-se iniciar o cálculo pela resistência de cálculo dos conectores de pino com cabeça, utilizando as equações 97 e 98, para os respectivos valores: diâmetro de 12,7 mm, $A_{cs} = 1,27 \text{ cm}^2$, $E_c = 2128,7 \text{ KN/cm}^2$ (para densidade normal), $\gamma_{cs} = 1,25$ (para combinações normais), $R_g = 1,00$, $R_p = 1,00$, $f_{ucs} = 415 \text{ MPa}$ (resistência à ruptura do aço do conector), $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$.

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

$$Q_{Rd} = 33,15 \text{ KN}$$

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

$$Q_{Rd} = 55,705 \text{ KN}$$

Adotando a resistência de menor valor, tem-se $Q_{Rd} = 33,15 \text{ KN}$.

Agora é necessário calcular os espaçamentos entre conectores utilizando os seguintes dados: $n = 36$ conectores para VE1 com perfil W 310X28,3 e $n = 41$ conectores para VE2 com perfil W 360X32,9 (de cada lado da seção do meio do vão). Lembrando de seguir os seguintes limites para o espaçamento dos conectores (a):

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

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

$$a < 8h_c$$

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

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para comparar melhor os resultados obtidos no dimensionamento dos elementos simples e misto das vigas exemplos, é apresentado a Tabela 8 e Tabela 10 comparando os valores para o momento resistente (M_{rd}), o deslocamento (Δ), o deslocamento máximo ($\Delta_{m\acute{a}x}$) e para os estados limites FLM, FLA e FLT.

- Resultados da VE1 com perfil W 310X28,3:

Tabela 8 – Tabela comparativa com os resultados obtidos no dimensionamento da VE1 com perfil W 310X28,3.

	Δ	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (permitido)	M_{rd}	V_R
Viga simples	4,76 cm	2,05 cm	1954,57 KN.cm	353,94 KN
Viga mista	1,65 cm	2,05 cm	29248,94 KN.cm	353,94 KN

Fonte: Autoria própria (2020)

Como é observado na Tabela 8, houve grande diferença em relação ao deslocamento que diminuiu de 4,76 cm na viga simples, para 1,65 cm na viga mista. Essa redução do deslocamento ocorre por conta as inércia da viga mista, no qual, passa a ser considerada a inércia do perfil metálico, a inércia da seção da laje de concreto analisada além dos conectores de cisalhamento. O aumento do momento resistente na viga mista também é justificado por conta da laje de concreto que elimina a Flambagem lateral por torção (FLT), sendo a FLT, normalmente, a flambagem mais crítica no dimensionamento das vigas simples de aço. Na Tabela 9, nota-se que a viga simples não passaria na verificação do momento resistente, sendo necessário a escolha de outro perfil metálico, já a viga mista atende os critérios estabelecidos pela NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 9 – Tabela comparativa dos esforços solicitantes e esforços resistentes da VE1 com perfil W 310X28,3.

	M_{sd}	M_{rd}	V_{sd}	V_R
Viga simples	10040 KN.cm	1954,57 KN.cm	55,2 KN	353,94 KN
Viga mista	10040 KN.cm	29248,94 KN.cm	55,2 KN	353,94 KN

Fonte: Autoria própria (2020)

- Resultados da VE2 com perfil W 360X32,9:

Tabela 10 – Tabela comparativa com os resultados obtidos no dimensionamento da VE2 com perfil W 360X32,9.

	Δ	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (permitido)	M_{rd}	V_R
Viga simples	4,27 cm	1,69 cm	13417,25 KN.cm	386,44 KN
Viga mista	1,24 cm	1,69 cm	36316,42 KN.cm	386,44 KN

Fonte: Autoria pr3pria (2020)

Na Tabela 10, desenvolve o mesmo fen3meno que ocorre na viga exemplo 1 com perfil W 310X28,3, uma diminui3o do deslocamento de 4,27 cm na viga simples, para 1,24 cm na viga mista. Essa redu3o do deslocamento ocorre por conta as in3rcia da viga mista, no qual, passa a ser considerada a in3rcia do perfil met3lico, a in3rcia da se3o da laje de concreto analisada al3m dos conectores de cisalhamento. O aumento do momento resistente na viga mista tamb3m 3 justificado por conta da laje de concreto que elimina a Flambagem lateral por tor3o (FLT), sendo a FLT, normalmente, a flambagem mais cr3tica no dimensionamento das vigas simples de a3o. Na Tabela 11, nota-se que a viga simples com perfil W 360X32,9, tamb3m n3o passaria na verifica3o do momento resistente, sendo necess3rio a escolha de outro perfil met3lico, j3 a viga mista atende os crit3rios estabelecidos pela NBR 8800 (ABNT, 2008).

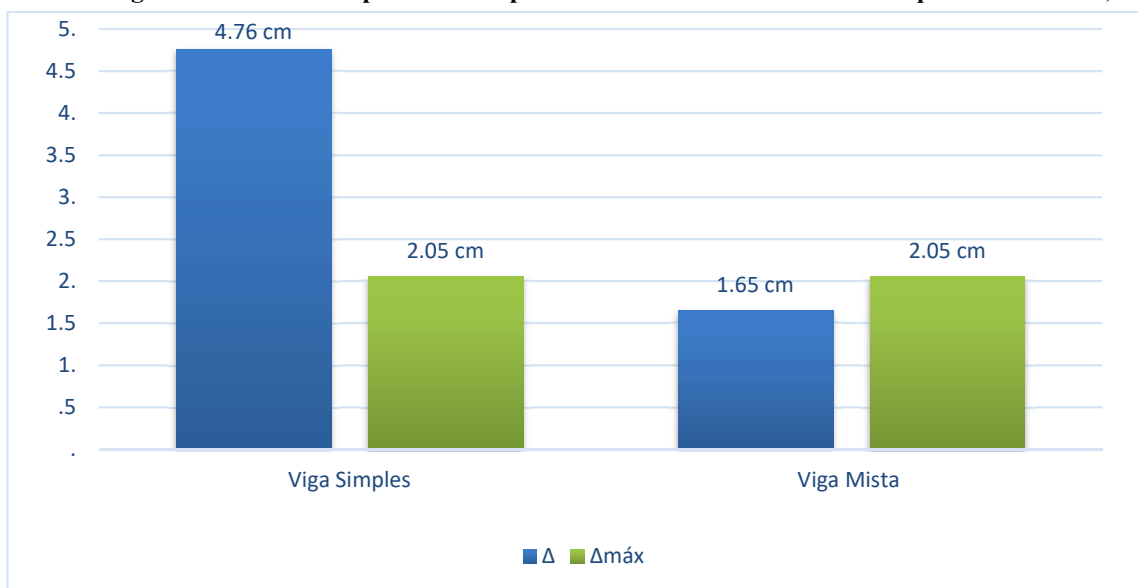
Tabela 11 – Tabela comparativa dos esfor3os solicitantes e esfor3os resistentes da VE2 com perfil W 360X32,9.

	M_{sd}	M_{rd}	V_{sd}	V_R
Viga simples	18710 KN.cm	13417,25 KN.cm	108,5 KN	386,44 KN
Viga mista	18710 KN.cm	36316,42 KN.cm	108,5 KN	386,44 KN

Fonte: Autoria pr3pria (2020)

Para melhor compreensão e análise dos resultados, apresenta-se alguns gráficos meramente ilustrativos.

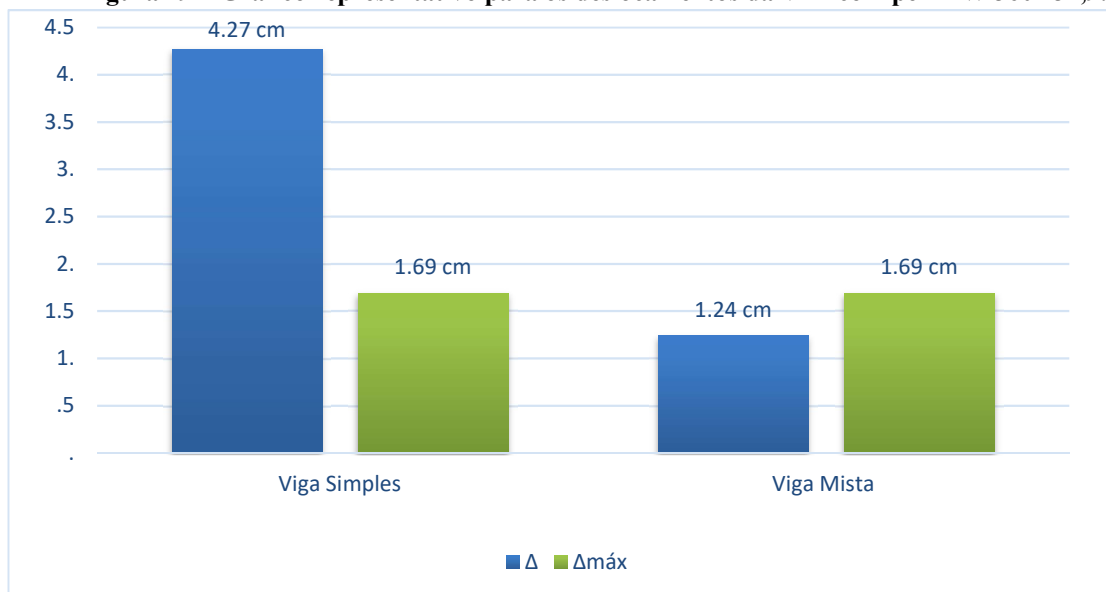
Figura 28 – Gráfico representativo para os deslocamentos da VE1 com perfil W 310X28,3.



Fonte: Autoria própria (2020)

A Figura 30, representa o gráfico do deslocamento da vida simples e viga mista da VE1 com perfil W 310X28,3. É observado uma diminuição no deslocamento na viga mista de 3,11 cm, o que representa uma redução de 188,48% no deslocamento da VE1 dimensionada como mista. Enquanto na Figura 31, o deslocamento da vida simples e viga mista da VE2 com perfil W 360X32,9 é observado uma diminuição de 3,03 cm, o que representa uma redução de 244,35% no deslocamento da viga mista.

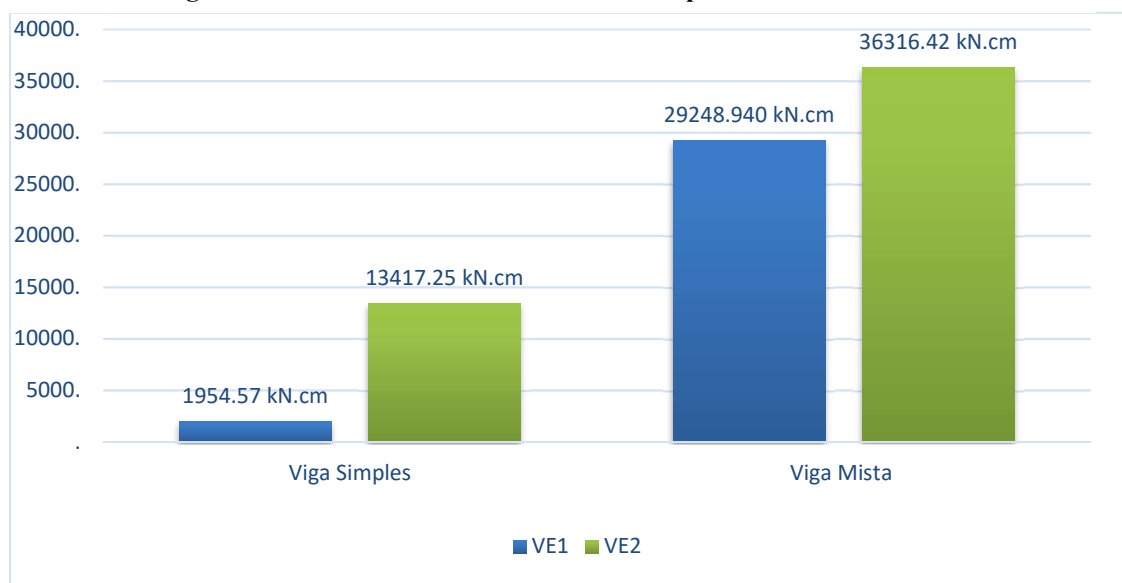
Figura 29 – Gráfico representativo para os deslocamentos da VE2 com perfil W 360X32,9.



Fonte: Autoria própria (2020)

A Figura 32, representa o gráfico do momento resistente no dimensionamento simples e misto, da VE1 com perfil W 310X28,3 e VE2 com perfil W 360X32,9. Na VE1 com perfil W 310X28,3 o aumento do momento resistente na viga mista foi de quase 15 vezes o valor do momento na viga simples, enquanto na VE2 com perfil W 360X32,9 o aumento do momento resistente foi de aproximadamente 170,67% no dimensionamento da viga mista

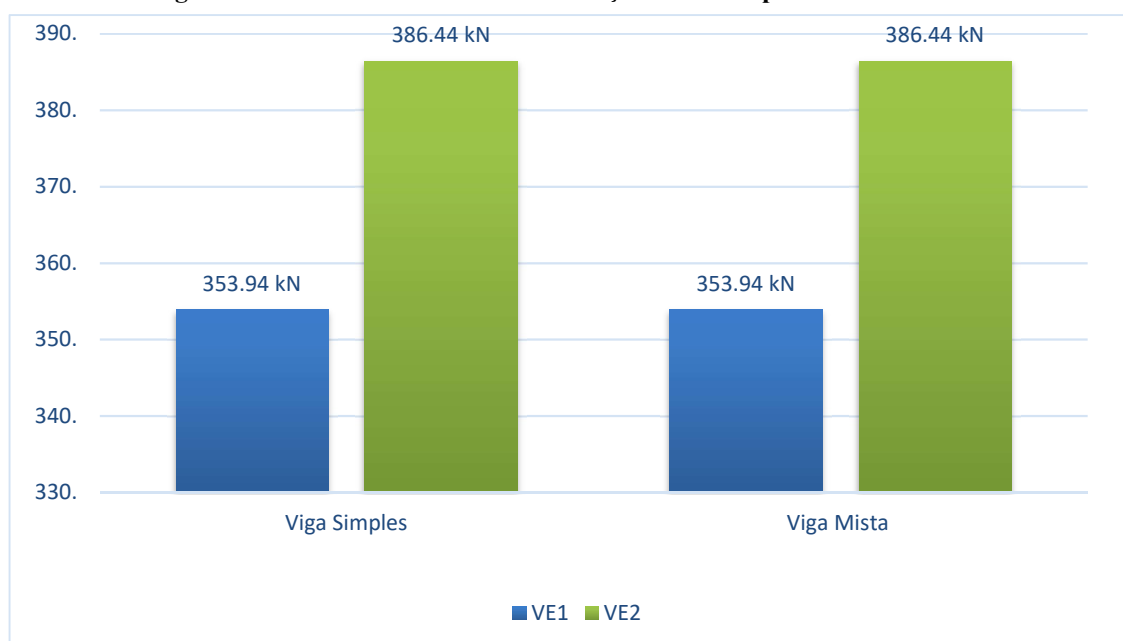
Figura 30 – Gráfico ilustrativo dos momentos para as VE1 e VE2



Fonte: Autoria própria (2020)

A Figura 33, representa o gráfico do esforço cortante, na qual, não há diferença no dimensionamento simples e misto das vigas analisadas.

Figura 31 – Gráfico ilustrativo dos esforços cortantes para as VE1 e VE2



Fonte: Autoria própria (2020)

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Analisando as tabelas e gráficos obtidos, em relação ao esforço cortante, os resultados do dimensionamento, há pouca diferença entre o cisalhamento da viga mista e o cisalhamento da viga simples, na qual, segundo Pfeil (2009), o concreto não é considerado no cálculo do dimensionamento do esforço cortante, portanto é permitido atribuir os mesmos valores para ambos tipos de vigas. Quanto ao deslocamento houve um resultado significativo, em que, a inércia da viga mista calcula-se a inércia do perfil de aço e inércia da laje de concreto, enquanto a viga simples calcula-se apenas a inércia do perfil de aço. No momento resistente da viga mista houve um aumento significativo por conta da laje maciça de concreto, além de contribuir como um travamento contínuo eliminando o efeito da flambagem lateral por torção (FLT), sendo que na viga simples não tem o mesmo travamento, o que permite que a mesma sofra flambagem lateral por torção (FLT)

A nível de comparação quanto aos sistemas construtivos simples e misto, nota-se que a viga mista se torna a melhor escolha para vãos consideravelmente grandes, levando em consideração a facilidade na montagem comparadas às frentes de trabalho para edifícios tradicionais em concreto armado, também observa-se um aumento da rigidez da estrutura, redução no consumo de aço estrutural na obra e redução de medidas preventivas contra incêndio e corrosão, quando comparadas com as vigas de aço estrutural.

REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. NBR 8800.2008.**

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto – procedimento. NBR6118. 2003.**

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas; MALITE, Maximiliano. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS MISTOS AÇO-CONCRETO. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 7, n. 25, p.51-84, jun. 2005. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova_versao/pdf/cee25.pdf>. Acesso em: 17 fev. 2020.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto.** 2000. 296 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000. Disponível em: <https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-18082006-143950/publico/2000ME_GersonMSAlva.pdf>. Acesso em: 17 fev. 2020.

ANE Brasil. **Pedro Carlos da Silva Telles.** Disponível em: <<https://anebrasil.org.br/>>. Acesso em: 28 ago. 2019.

CENTRO DE ESTUDO, UFMG. **ESTRUTURAS DE AÇO E MISTAS DE AÇO E CONCRETO.** Disponível em: <<https://www.sites.google.com/site/acoufmg/home>>. Acesso em: 14 set. 2019.

CONCRETO: MATERIAL CONSTRUTIVO MAIS CONSUMIDO NO MUNDO. São Paulo: Ibracon, 2009. Disponível em: <http://ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/rev_construcao/pdf/Revista_Concreto_53.pdf>. Acesso em: 28 set. 2019.

MATSUBARA, Gustavo Yoshio. **ANÁLISE DA INTERAÇÃO ENTRE MODOS DE FLAMBAGEM LOCAL E DISTORCIONAL EM PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO COM SEÇÃO U ENRIJECIDO SOB COMPRESSÃO AXIAL.** 2018. 114 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018. Disponível em: <<http://www.coc.ufrj.br/pt/documents2/mestrado/2018/3129-matsubara-gy-tm-18>>. Acesso em: 17 fev. 2020.

PFEIL, W; PFEIL, M. **Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático.** 8º ed. Rio de Janeiro, RJ. Ed LTC, 2012.

PRAVIA, Zacarias Martin Chamberlain; FICANHA, Ricardo; FABEANE, Ricardo. **Projeto e cálculo de estruturas de aço: Edifício industrial detalhado.** Rio de Janeiro: Elsevier, 2013.

QUEIROZ, Gilson; PIMENTA, Roberval José; MARTINS, Alexander Galvão. **ESTRUTURAS MISTAS: Volume 1.** 2. ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil, 2012.

SAPUNARU, Raquel A.; MACEDO, Geisla M. Uma breve história da engenharia e seu ensino no Brasil e no mundo: Foco Minas Gerais. **Revista de Engenharia da Universidade Católica de Petrópolis**, Petrópolis, v. 10, n. 1, p.39-52, jul. 2016.

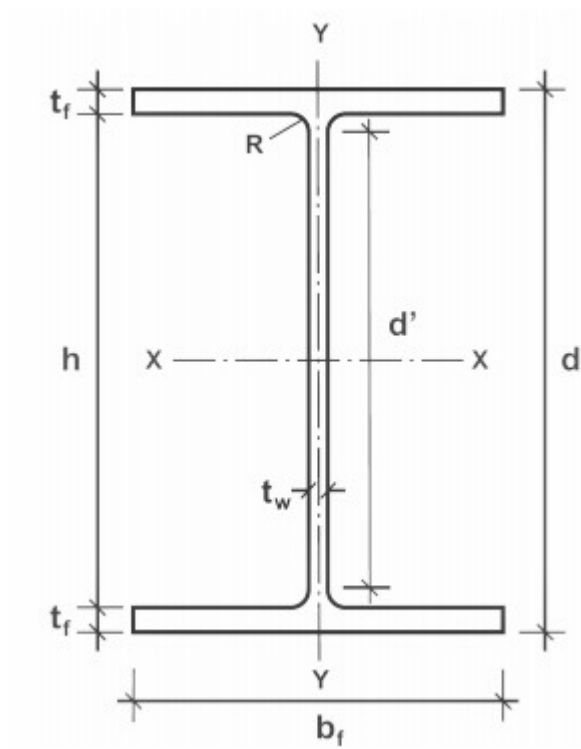
SILVA, V. P.; FRUCHTENGARTEN, J. **Dimensionamento de estruturas de aço**. Apostila para a disciplina PEF 2402 – Estruturas metálicas e de madeira. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da USP, 2012

SOARES, Sérgio Murilo Stamile. **Ciência e Engenharia de Materiais: uma Introdução**. 5. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2002. Tradução de: Willian D. Callister, Jr.

SOUZA, Sérgio Augusto de. **Ensaio Mecânicos de Materiais Metálicos: Fundamentos teóricos e práticos**. 5. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1982.

TELLES, Pedro C. da Silva (Rio de Janeiro). Engenheiro Civil. Evolução Geral da Engenharia no Brasil. **Tecnologia da Informação: A busca da sinergia**, Rio de Janeiro, v. 14, p.83-90, jul. 1997. Trimestral.

ANEXO A – Catálogo técnico de perfis laminados da Gerdau Açominas



Fonte: Gerdau S. A., 2014 – adaptada.

(continua)

Bitola (mm x kg/m)	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	h (mm)	d' (mm)	Area (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)	Esbelz Mesa bf/2tf		Cw (cm ⁶)	u (m ² /m)
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	152	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	102	5,8	6,6	139	119	29	1.239	161,7	6,51	179,6	387	50,9	3,65	77,9	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	133	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	17,94	30,277	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	2,55	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	252,3	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 53,0 (H)	53	204	207	11,3	11,3	181	161	68,1	4.977	488	8,55	551,3	1.673	161,7	4,96	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	189,1	5,18	303	5,64	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	984,2	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	2.291	182,6	9,96	211	91	18,1	1,99	28,8	2,48	2,34	9,53	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	22,855	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	6.037	462,4	11,05	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	7.138	538,2	11,15	606,3	704	95,1	3,5	146,4	3,96	27,14	5,69	28,25	112,398	1,09
HP 250 x 62,0 (H)	62	246	256	10,5	10,7	225	201	79,6	8.738	709,6	10,47	905,5	2.995	234	6,13	357,8	6,89	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	532,900	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	1.093,20	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	5.349	431,8	6,57	650,3	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	1,9	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	138	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	6.700	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	555,6	13,14	615,4	227	88,1	3,82	134,9	4,38	13,2	8,51	46,66	163,738	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	194,435	1,26
W 310 x 52,0	52	317	167	7,6	13,2	291	271	67	11.909	751,4	13,33	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	8,2	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	655,5	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	1.597,30	12,97	1.730,60	7.707	487,3	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	1.932,60	9.024	587,9	7,76	893,1	8,44	161,61	8,21	20,55	1.965,950	1,8

(conclusão)

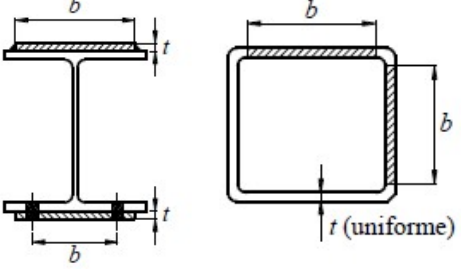
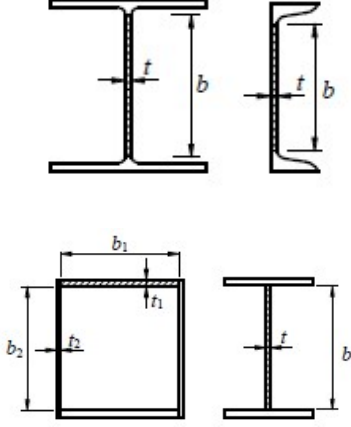
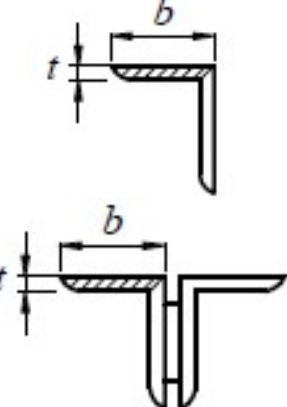
Bihola (mm x kg/m)	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	h (mm)	d' (mm)	Area (cm ²)	I _x (cm ⁴)	W _x (cm ³)	r _x (cm)	Z _x (cm ³)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)	r _y (cm)	Z _y (cm ³)	rt (cm)	It (cm ⁴)	Esbeltez Mesa bf/2tf	Alma d'/tw	Cw (cm ⁶)	u (m ² /m)
HP 310 x 125,0	125	312	312	17,4	17,4	277	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 32,9	32,9	349	127	5,8	8,5	332	308	42,1	8.358	479	14,09	547,6	291	45,9	2,63	72	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	583,3	14,35	667,7	375	58,6	2,73	91,9	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	12.238	696,5	14,38	784,3	818	95,7	3,77	148	4,43	16,7	8,72	44,7	239,091	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	174,7	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	523,362	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	321,8	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	288	129,5	30.279	1.696,30	15,29	1.838,90	5.063	397,1	6,25	606,1	6,93	128,47	6,97	27,28	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	2.039,30	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	336,8	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	96,8	27.616	1.337,30	16,98	1.518,60	1.539	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	1.495,40	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	1.862	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	837	103,9	3,2	166	4,02	31,52	7,24	53,73	562,854	1,67
W 530 x 72,0	72	524	207	9	10,9	502	478	91,6	39.969	1.525,30	20,89	1.755,90	1.015	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	1.263	152,2	3,42	241,6	4,17	72,93	5,03	46,41	845,463	1,69
W 530 x 92,0	92	533	209	10,2	15,6	502	478	117,6	51.650	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	478	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	40,47	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	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	2.901,20	24,64	3.312,90	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	8,53	42,6	9.436,714	2,47

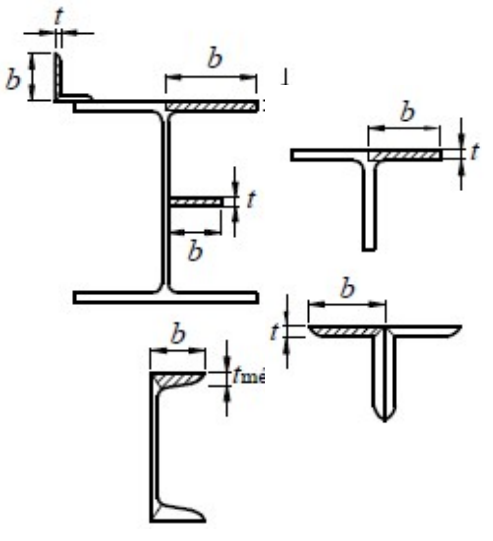
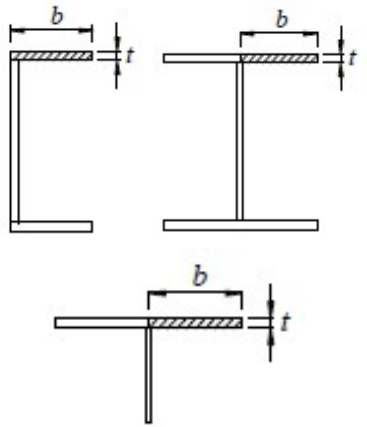
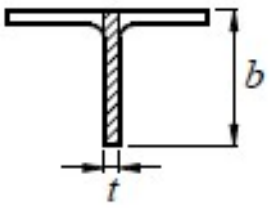
ANEXO B – Valor de X em função do índice de esbeltez λ_0

κ_0	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	κ_0
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	0,185	0,183	2,1
2,2	0,181	0,180	0,178	0,176	0,175	0,173	0,172	0,170	0,169	0,167	2,2
2,3	0,166	0,164	0,163	0,162	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155	0,154	2,3
2,4	0,152	0,151	0,150	0,149	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,141	2,4
2,5	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131	2,5
2,6	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	0,121	2,6
2,7	0,120	0,119	0,119	0,118	0,117	0,116	0,115	0,114	0,113	0,113	2,7
2,8	0,112	0,111	0,110	0,110	0,109	0,108	0,107	0,106	0,106	0,105	2,8
2,9	0,104	0,104	0,103	0,102	0,101	0,101	0,100	0,099	0,099	0,098	2,9
3,0	0,097	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,0

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

ANEXO C – Valores de (b/t) lim.

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. 		$1,40 \sqrt{\frac{E}{fy}}$
	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	<ul style="list-style-type: none"> — Abas ou cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travamento. 		$0,45 \sqrt{\frac{E}{fy}}$

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicações de b e t	$(b/t)_{lim}$
AL	4	<ul style="list-style-type: none"> — 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. 		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	<ul style="list-style-type: none"> — Mesas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas^a. 		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}}$
AL	6	<ul style="list-style-type: none"> — Almas de seções T. 		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

^a O coeficiente K_c é dado na equação 29.

ANEXO D – Deslocamentos elásticos em vigas

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 ≥ 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 ≥ 0,423ℓ) $\frac{M}{3EI\ell} \sqrt{\left(\frac{\ell^2 - b^2}{3}\right)^3}$	$\sqrt{\left(\frac{\ell^2 - b^2}{3}\right)}$	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).

Revista e adaptada por Libânio M. Pinheiro, Bruna Catoia e Thiago Catoia.

$\alpha = x/\ell$

(*) Valor aproximado

(**) $\alpha \leq 0,5$

ANEXO E – Parâmetros referentes ao momento fletor resistente

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 ao eixo de maior momento de inércia	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
	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	$\frac{L_b}{r_{yc}}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	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	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{h_c \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\left(0,54 \frac{M_{pl}}{M_r} - 0,9\right)^2}$ $\leq \lambda_r$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
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	$f_y W$	$\frac{2,00 C_b E}{\lambda} \sqrt{J A}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13 E}{M_{pl}} \sqrt{J A}$	$\frac{2,00 E}{M_r} \sqrt{J A}$

ANEXO F – Deslocamentos máximos

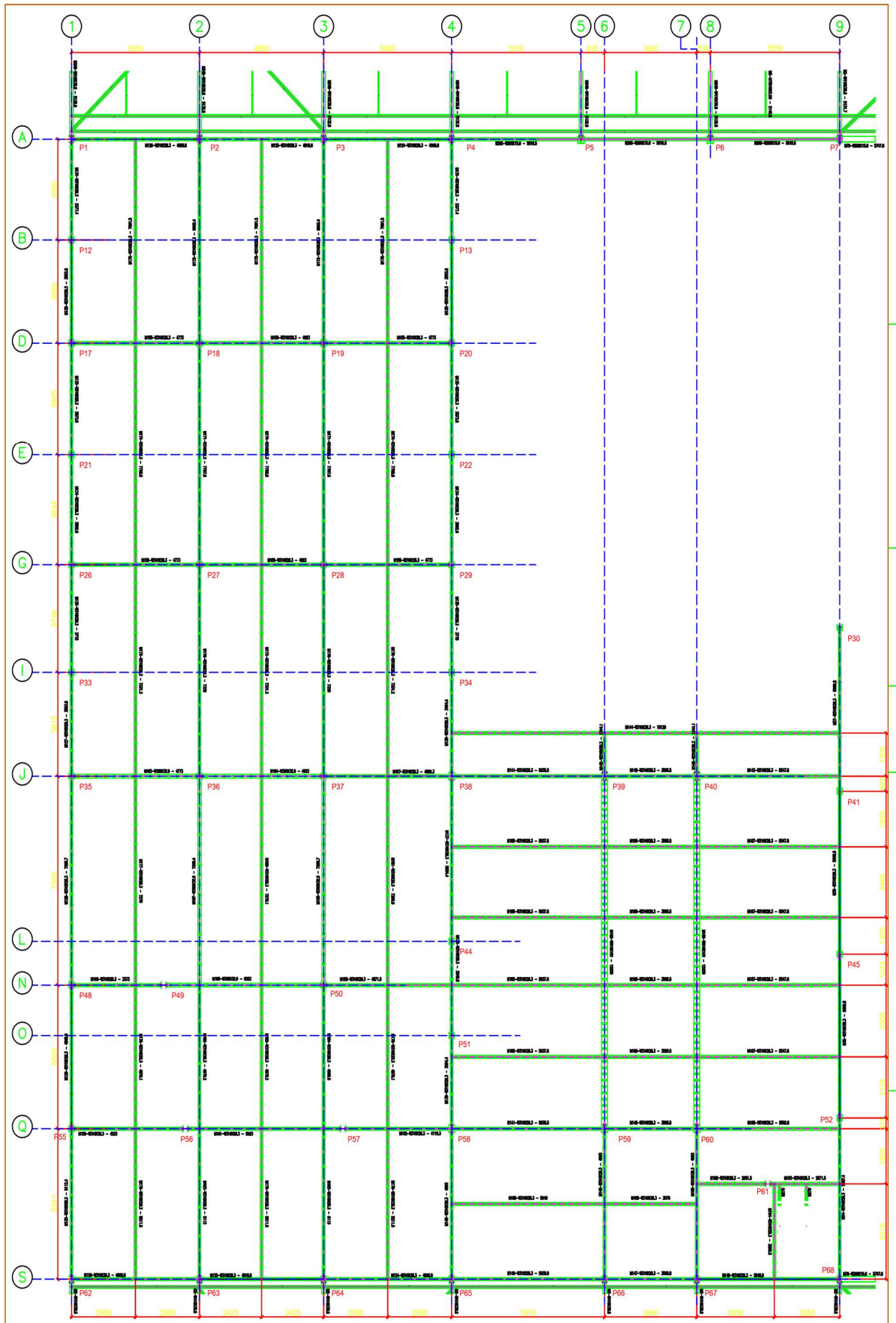
Descrição	δ^a
Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{cd}$
Terças de cobertura ^g	$L/180^e$
	$L/180^f$
Vigas de cobertura ^g	$L/250^h$
Vigas de piso	$L/350^h$
Vigas que suportam pilares	$L/500^h$
Vigas de rolamento: ^j Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 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.	

(conclusão)

- ^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 G – Planta de vigas piso



Planta de Vigas - Piso

FACHADA 01

OBRA: PRÉDIOS 123.4				
CONTEÚDO: PLANTA DE VIGAS - PISO				
IC	Aut. de Construção	ET-2018	1/2	1/2
IC	2208.01	ET-2018	1/2	1/2