



PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO GARAGEM EM ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO

Marcos Felipe Lazarine

Projeto de Graduação apresentado ao
Curso de Engenharia Civil da Escola
Politécnica, Universidade Federal do
Rio de Janeiro, como parte dos requisitos
necessários à obtenção do título de
Engenheiro Civil

Orientador: Esdras Pereira de Oliveira

MACAÉ, RJ – BRASIL
DEZEMBRO DE 2018

PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO GARAGEM EM ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO

Marcos Felipe Lazarine

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO CAMPUS MACAÉ, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO TÍTULO DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Prof. Esdras Pereira de Oliveira. D.Sc. (Orientador)
Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé

Prof. Thaís da Silva Rocha. M. Sc.
Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé

Prof. Juliana Corrêa Trindade M. Sc.
Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé

MACAÉ, RJ – BRASIL
DEZEMBRO DE 2018

Lazarine, Marcos Felipe

Projeto estrutural de um edifício garagem em estruturas mistas de aço e concreto/ Marcos Felipe Lazarine – Macaé: UFRJ/Campus UFRJ-Macaé, 2018.

I, 91 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Esdras Pereira de Oliveira

Projeto de Graduação – UFRJ / Campus UFRJ-Macaé / Curso de engenharia civil, 2018.

Referências Bibliográficas: p. 88.

1. Estruturas mistas de aço e concreto. 2. Análise estrutural. 3. Modelagem estrutural. 4. Estruturas de aço 5. Dimensionamento

I. Oliveira, Esdras Pereira. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Campus UFRJ-Macaé, Curso de Engenharia Civil. III. Título

Dedico este trabalho à Deus, à minha família e aos meus amigos

.AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço à Deus, por me acompanhar durante toda esta jornada nos piores momentos e nas maiores conquistas.

Aos meus pais pelo exemplo de dedicação, pelo carinho e pelo amor que nunca me faltou.

À minha irmã por ser tão presente em minha vida, me motivando e me ajudando a entender o mundo de uma maneira diferente.

À minha namorada, pelo companheirismo, amor e carinho. Minha parceira nos momentos de estudo e de festa, comigo em todos os momentos.

Aos amigos pelos momentos únicos e inesquecíveis vividos.

Ao meu orientador, Esdras Pereira de Oliveira, pela orientação, pela dedicação, por sempre se fazer presente e solícito em todas as etapas de elaboração desse projeto.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado ao corpo docente da UFRJ/Macaé como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenharia Civil

Projeto Estrutural de um Edifício Garagem em Estruturas Mistas de Aço e Concreto

Marcos Felipe Lazarine

Dezembro de 2018

Orientador: Esdras Pereira de Oliveira

Curso: Engenharia Civil

RESUMO

Com grandes indústrias a nível mundial no ramo da siderurgia e da mineração o Brasil possui um enorme potencial. Isso unido com os benefícios que uma construção em aço traz, como agilidade e maior precisão na obra, as tornaria muito atrativas se não fosse seu elevado custo. Uma forma de solucionar esta problemática é a utilização de perfis mistos, que com o auxílio do concreto, um material mais barato, conseguem vencer grandes distâncias, com perfis de aço menores e mais baratos. Sendo assim, este trabalho teve como objetivo desenvolver um projeto estrutural de um edifício garagem utilizando o sistema construtivo em estruturas mistas de aço e concreto, apresentar uma revisão bibliográfica para o desenvolvimento de um projeto estrutural. Com o intuito de desenvolver novos conhecimentos e exercitar os conceitos aprendidos em sala de aula, esta temática foi escolhida. Foram realizadas pesquisas em manuais do CBCA, livros, dissertações e softwares de análise estrutural, para que a realização deste trabalho fosse possível.

Palavras chaves: Estruturas mistas de aço e concreto; Análise Estrutural; Modelagem estrutural; Estruturas de aço; Dimensionamento.

Abstract of Final Graduation Project presented to UFRJ/Macaé as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Civil Engineer

Structural Design of a Parking Building in Mixed Structures of Steel and Concrete

Marcos Felipe Lazarine

December, 2018

Advisor: Esdras Pereira de Oliveira

Course: Civil Engineering

ABSTRACT:

With great industries at a global level in the steel industry and in the mining industry, Brazil has a huge potential which has to be better exploited. This united with the benefits that a steel building comes along with, like agility and more precision in work, would turn them very more attractive if their not so expensive. A way of solving this problem is using mixed structures of steel and concrete, which with concrete helps, a cheaper material, can stand along great distances, with a smaller and lighter steel beam. Thus, this work had as objective to develop a structural project of a garage building using mixed structures of steel and concrete as construction system and to present a bibliographical revision for the development of a structural project. With the intention of developing new knowledge and exercising the concepts learned in the classroom, this theme was chosen. Researches were conducted in CBCA manuals, books, dissertations and structural analysis software, in order to make this work possible.

Keywords: Mixed steel and concrete structures; Structural analysis; Structural modeling; Structures of steel; Sizing.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	20
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	20
1.2	OBJETIVOS	22
1.3	JUSTIFICATIVAS	22
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	23
2.	PROJETO DO EDIFÍCIO	23
2.1	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	24
2.2	DESCRIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL	27
2.2.1	SISTEMA DE LAJES	27
2.2.1.1	Dimensionamento das Lajes.....	27
2.2.2	VIGAS MISTAS	28
2.2.2.1	Dimensionamento das Vigas Mistas.....	30
2.2.3	VIGAS DE AÇO	42
2.2.4	PILARES MISTOS	45
2.2.4.1	Dimensionamento do Pilar Misto Completamente Revestido.....	47
3.	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	52
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	53
3.2	PLANTAS DE FORMAS	53
3.3	CARREGAMENTOS	57
3.3.1	CARGAS PERMANENTES	58
3.3.1.1	Peso Próprio Estrutural.....	58
3.3.1.2	Revestimento Asfáltico.....	59
3.3.1.3	Peso Próprio das Paredes	59
3.3.1.4	Peso Próprio da Impermeabilização	59
3.3.1.5	Carga de Peso Próprio da Cobertura.....	59
3.3.2	CARGAS VARIÁVEIS.....	60
3.3.2.1	Sobrecarga de Construção	60
3.3.2.2	Sobrecarga de Utilização	60
3.4	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	61
4.	ANÁLISE ESTRUTURAL	64
4.1	DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS	64
4.2	VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	66
4.2.1	VERIFICAÇÃO NA FASE CONSTRUTIVA.....	66
4.2.1.1	Verificação das Lajes.....	66
4.2.1.2	Verificação das Vigas Mistas	67
4.2.2	VERIFICAÇÃO APÓS A CURA DO CONCRETO	69
4.2.2.1	Verificação das Lajes.....	69
4.2.2.2	Verificação das Vigas Mistas	71
4.2.2.3	Verificação das Vigas de Aço:	75
4.2.2.4	Verificação dos Pilares Mistos	77

4.3	VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO.....	84
4.3.1	VERIFICAÇÃO DE FLECHAS EM VIGAS	84
5.	CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS	85
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	87

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Laje Mista de aço e concreto, (Manual Técnico METFORM, 2016).....	21
Figura 1.2 – Vigas Mistas de aço e concreto, (NBR 8800, 2008).....	21
Figura 1.3 – Pilares Mistos de aço e concreto, (FACKURY <i>et al</i> , 2016).....	21
Figura 1.4 – Construção de um hotel em Estruturas Mistas de aço e concreto e laje de <i>Steel Deck</i> , (Tamaki, Estrutura rápida, Técnica, 2011).....	22
Figura 2.1 – Arquitetura – Planta Baixa do Térreo, nível +0,00 m.....	24
Figura 2.2 – Arquitetura – Planta Baixa do 1º pavimento, nível +3,00 m.....	25
Figura 2.3 – Planta de Forma do 1º pavimento tipo, nível +3,00 m.....	26
Figura 2.4 – Pórticos responsáveis por realizar o contraventamento.....	26
Figura 2.5 –Exemplo de <i>Steel Deck</i> , (FACKURY <i>et al.</i> , 2016).....	27
Figura 2.6 – Funcionamento de uma Viga Mista: a) viga biapoiada sob carga uniformemente distribuída; b) viga de aço e laje de concreto sem conectores; c) viga mista interação completa d)viga mista interação parcial; (PFEIL, 2009).....	29
Figura 2.7 – Mesa colaborante, (FAKURY <i>et al</i> , 2016).....	31
Figura 2.8 – Distribuição de tensões nas vigas mistas, linha neutra plástica na mesa de concreto, (FACKURY, 2016).....	32
Figura 2.9 – Distribuição de tensões nas vigas mistas, LNP no perfil de aço, (FAKURY <i>et al</i> , 2016).....	33
Figura 2.10 – Distribuição de tensões nas vigas mistas, (a) LNE no perfil de aço (b) LNE na mesa de concreto, (FAKURY <i>et al</i> , 2016).....	34
Figura 2.11 – Situações de cálculo: LNE no perfil de aço e LNE na mesa de concreto, respectivamente, (FAKURY <i>et al</i> , 2016).....	35
Figura 2.12 – Distribuição de tensões nas vigas mistas de interação parcial, (FAKURY <i>et al</i> , 2016).....	37
Figura 2.13 – Dimensões <i>bf</i> , <i>hf</i> e <i>emh</i> , (FACKURY <i>et al</i> , 2016).....	40
Figura 2.14 – Armaduras transversais consideradas no cálculo de <i>Hv</i> , <i>Rd</i> , (Adaptado FACKURY <i>et al</i> , 2016).....	42
Figura 2.15 – Parâmetros do momento fletor resistente, (FONTES DA LUZ, 2017).....	43
Figura 2.16 – Fator relacionado ao uso de enrijecedores, (NBR 8800, 2008).....	45
Figura 2.17 – Tipos de seções de pilares mistos: 1 - completamente revestido, 2 - parcialmente revestido, 3 - tubular circular e 4 - tubular retangular, (Adaptado CBCA, 2012).....	45
Figura 2.18 – Parâmetro de flambagem <i>K</i> , (NBR 8800, 2008).....	48

Figura 2.19 –Estimativa da posição de hn_x no perfil, (NBR 8800, 2008).....	50
Figura 2.20 –Estimativa da posição de hn_y no perfil, (NBR 8800, 2008).....	51
Figura 3.1 – Modelo estrutural unifilar tridimensional.	54
Figura 3.2 – Modelo estrutural, vista superior das vigas do pavimento tipo.....	54
Figura 3.3 – Pórtico nos eixos B e C.....	55
Figura 3.4 – Pórtico nos eixos A e D.....	55
Figura 3.5 – Pórtico nos eixos 3, 4 e 5.	56
Figura 3.6 – Modelo estrutural vista dos eixos 1, 2, 6 e 7.....	56
Figura 3.7 – Seção transversal da viga mista de 8,7 metros.....	56
Figura 3.8 – Seção transversal da viga mista de 5,65 metros.....	57
Figura 3.9 – Seção transversal dos pilares mistos.	57
Figura 3.10 – Indicação da posição da carga de parede	58
Figura 3.11 – Ilustração do tipo de cobertura utilizada.	60
Figura 4.1 –Laje MF-75 METFORM, (FACKURY <i>et al.</i> ,2016).....	67
Figura 4.2 –Propriedades geométricas perfil W 360 x 72 usado nas vigas mistas.....	68
Figura 4.3 – Conector de pino com cabeça, (FACKURY, 2016).	71
Figura 4.4 – Dimensões do conector de pino com cabeça, (FACKURY, 2016).....	72
Figura 4.5 – Posicionamento de um conector na fôrma, (FACKURY, 2016).	73
Figura 4.6 – Dados geométricos, perfil W 460 x 52.	76
Figura 4.7 – Seção mista utilizada para o pilar.	77
Figura 4.8 – Dados Geométricos do Perfil do Pilar Misto.	78
Figura 4.9 – Estimativa da posição de hn_x no perfil.	81
Figura 4.10 – Estimativa da posição de hn_y na alma do perfil.....	82
Figura 4.11 –Estimativa da posição de hn_y na mesa do perfil.....	82

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Coeficiente R_g , (FACKURY, 2016).....	40
Tabela 2.2 – Coeficiente R_p , (FACKURY, 2016).....	40
Tabela 3.1 – Resumo fatores de combinação de ações.....	63
Tabela 4.1 – Classes de agressividade ambiental, (NBR 6118, 2014).....	64
Tabela 4.2 – Relação entre classe de agressividade ambiental e resistência característica mínima do concreto, (NBR 6118, 2014).....	65
Tabela 4.3 – Propriedades dos materiais utilizados.....	65
Tabela 4.4 – Lajes MF-75, vãos máximos, espessuras para altura da laje de 140mm.....	67
Tabela 4.5 – Momento resistente de dimensionamento.....	68
Tabela 4.6 – Informações da laje escolhida.....	70
Tabela 4.7 – Tela soldada para lajes mistas MF-75, (FACKURY, 2016).....	70
Tabela 4.8 – Cálculo do momento resistente para a viga mista.....	73
Tabela 4.9 – Cálculos da armadura de costura.....	74
Tabela 4.10 – Resultados referentes a viga de aço mais solicitada.....	76
Tabela 4.11 – Resultados do cálculo da resistência à compressão do pilar adotado.....	79
Tabela 4.12 – Momentos resistentes pilar mais solicitado em x e y.....	83
Tabela 4.13 – Flechas limites, máximas e contraflechas da viga V7, V10, V13, V25, V28, V31.....	85

SÍMBOLOS

a) Letras romanas maiúsculas

A_a	área do perfil de aço
A_{fs}	área da mesa do perfil de aço
A_w	área da alma do perfil de aço
A_{cs}	área da seção do fuste do conector
A_c	área da seção de concreto
A_s	área total de armaduras longitudinais
J	Momento de inércia polar
I_x	momento de inércia em relação ao eixo x
W_x	módulo resistente relação ao eixo x
Z_x	módulo resistente de plastificação em relação ao eixo x
Z_a	módulo resistente de plastificação da seção do perfil
Z_c	módulo resistente de plastificação da seção não fissurada de concreto
Z_s	módulo resistente de plastificação da armadura longitudinal
Z_{an}	módulo resistente de plastificação do perfil de aço de acordo com a linha neutra
Z_{anx}	módulo resistente de plastificação do perfil de aço de acordo com a linha neutra em torno do eixo x
Z_{any}	módulo resistente de plastificação do perfil de aço de acordo com a linha neutra em torno do eixo y
Z_{cn}	módulo resistente de plastificação da seção não fissurada de concreto de acordo com a linha neutra
Z_{cnx}	módulo resistente de plastificação da seção não fissurada de concreto de acordo com a linha neutra em torno do eixo x
Z_{cny}	módulo resistente de plastificação da seção não fissurada de concreto de acordo com a linha neutra em torno do eixo y
Z_{sn}	módulo resistente de plastificação da armadura longitudinal de acordo com a linha neutra

Z_{snx}	módulo resistente de plastificação da armadura longitudinal de acordo com a linha neutra em torno do eixo x
Z_{sny}	módulo resistente de plastificação da armadura longitudinal de acordo com a linha neutra em torno do eixo y
I_y	momento de inércia em relação ao eixo y
W_y	módulo resistente relação ao eixo y
Z_y	módulo resistente de plastificação em relação ao eixo y
C_w	constante de empenamento
C_b	coeficiente em função da não uniformidade do momento fletor
E_a	módulo de elasticidade do perfil de aço
E_c	módulo de elasticidade do concreto
E_{cred}	módulo de elasticidade reduzido do concreto
E_s	módulo de elasticidade da armadura longitudinal
I_a	momento de inércia do perfil de aço
I_c	momento de inércia da seção de concreto
I_s	momento de inércia das armaduras longitudinais
I	momento de inércia do da seção de concreto cheia
$(EI)_e$	rigidez efetiva à flexão em relação ao eixo de simetria perpendicular ao plano de flambagem considerado
$(EA)_e$	rigidez efetiva à esforço axial
$(EI_x)_e$	rigidez efetiva à flexão em relação ao eixo de simetria perpendicular ao eixo x
$(EI_y)_e$	rigidez efetiva à flexão em relação ao eixo de simetria perpendicular ao eixo y
F_{hrd}	força cisalhante que atua na interface entre o perfil e o concreto
C_{cd}	força resistente de compressão na espessura comprimida da laje de concreto
C_{ad}	força resistente de compressão na região comprimida do perfil de aço
F_d	combinação última normal
$F_{Gi,k}$	valores característicos das ações permanentes
$F_{Q1,k}$	valor característico da ação variável considerada principal para a combinação
$F_{Qj,k}$	valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal
F_{ser}	combinação quase permanente ou frequente de serviço
F_{cons}	combinação de construção

K	parâmetro de flambagem em função da vinculação
K_x	parâmetro de flambagem função da vinculação em torno do eixo x
K_y	parâmetro de flambagem função da vinculação em torno do eixo y
L	comprimento do vão
L_x	comprimento destravado em relação na direção x
L_y	comprimento destravado em relação na direção y
$M_{x,Sd}$	momento solicitante de dimensionamento em torno do eixo x
$M_{x,Rd}$	momento resistente de dimensionamento em torno do eixo x
$M_{y,Sd}$	momento solicitante de dimensionamento em torno do eixo y
$M_{y,Rd}$	momento resistente de dimensionamento em torno do eixo y
M_{Rd}	momento resistente de dimensionamento
M_{pl}	momento de plastificação da seção do perfil de aço
M_{cr}	momento de flambagem elástica do perfil de aço
M_r	momento correspondente ao início do escoamento
V_{sd}	cortante solicitante de dimensionamento
V_{Rd}	cortante resistente de dimensionamento
V_{pl}	cortante de plastificação da seção do perfil de aço
N_{sd}	força axial solicitante da seção mista
N_{Rd}	força axial resistente da seção mista
$N_{pl,Rd}$	resistência de cálculo da seção à plastificação total por força axial de compressão
$N_{pl,Rk}$	resistência característica da seção à plastificação total por força axial de compressão
N_{cRdx}	resistência à força axial de compressão no eixo x
N_{cRdy}	resistência à força axial de compressão no eixo y
N_{cRd}	resistência à força axial de compressão
N_{cr}	força de instabilidade elástica
N_{crx}	força de instabilidade elástica em torno do eixo x
N_{cry}	força de instabilidade elástica em torno do eixo y
R_{cd}	resistência máxima de compressão do concreto de dimensionamento
R_{td}	resistência máxima a tração do aço de dimensionamento
Q_{Rd}	tensão resistente de um conector
R_g	coeficiente que considera o efeito de grupo nos conectores
R_p	coeficiente que considera a posição dos conectores em relação a laje

M_{flm}	Momento resistente devido a flexão local da mesa
M_{fla}	Momento resistente devido a flexão local da alma
M_{flt}	Momento resistente devido a flexão lateral por torção
$H_{v,Sd}$	Força de cisalhamento solicitante de cálculo, para armadura de costura
L_m	distância de colocação dos pinos
$H_{v,Rd}$	Força de cisalhamento resistente máxima de cálculo, para armadura de costura
A_{cv}	área de cisalhamento do concreto no plano considerado
A_{ad}	área da armadura adicional a ser colocada, no caso de armadura de costura
A_t	área da tela soldada colocada para controle de fissuração da laje
A_F	área da telha-fôrma
A_{sn}	área das barras de aço longitudinais dentro de h_n
A_{sni}	área de cada barra da armadura na região de $2h_n$

b) Letras romanas minúsculas

a	espessura da mesa comprimida
b_f	largura da mesa do perfil de aço
t_f	espessura da mesa do perfil de aço
h_w	altura efetiva da alma para perfil laminado
t_w	espessura da alma do perfil de aço
h_0	altura da alma do perfil de aço
b_e	largura da mesa colaborante
h_c	altura da mesa de concreto
h_f	altura da nervura da fôrma de aço
d	altura do perfil de aço
m	massa linear do perfil de aço
r	raio interno do perfil de aço
i_x	raio de giração ao redor do eixo x do perfil de aço
i_y	raio de giração ao redor do eixo y do perfil de aço
f_{ycs}	tensão característica de escoamento do conector de cisalhamento
f_{ucs}	tensão característica de ruptura do conector de cisalhamento
y_p	posição da linha neutra plástica
y_t	distância entre o centro de gravidade da região tracionada e o bordo inferior do perfil

y_p	distância entre o centro de gravidade da região comprimida e o bordo superior do perfil
f_u	tensão de ruptura do perfil de aço
f_y	tensão de escoamento característico do perfil de aço
f_{yd}	tensão de escoamento de dimensionamento do perfil de aço
f_{yF}	tensão de escoamento característico da fôrma
f_{sd}	tensão de escoamento da armadura longitudinal
f_{ys}	tensão de escoamento da armadura, para cálculo de armadura de costura
f_{ck}	resistência característica do concreto à compressão
f_{cd}	resistência de dimensionamento do concreto à compressão
$f_{ctk,inf}$	resistência característica inferior à compressão do concreto
n	número de conectores a ser utilizado entre o ponto de apoio e o de momento máximo
k_v	coeficiente usado para a obtenção do cortante resistente
c_x	cobrimento do perfil metálico no eixo x
c_y	cobrimento do perfil metálico no eixo y
b	base da seção transversal do pilar misto completamente revestido
h	altura da seção transversal do pilar misto completamente revestido
l_0	comprimento mínimo associado ao coeficiente de majoração de sobrecarga de garagem
l	comprimento da viga, ou menor vão da laje analisada para o coeficiente de majoração da sobrecarga de garagem.
n_m	número de conectores dispostos em L_m
b_1	largura da laje analisada, para armadura de costura
b_2	largura da laje do lado oposto a analisada, para armadura de costura
h_{nx}	posição da linha neutra em torno de x
h_{ny}	posição da linha neutra em torno de y
e_{yi}	distância entre o centro da barra ao eixo x.
e_{xi}	distância entre o centro da barra ao eixo y

c) Letras gregas

α_c	fator de correção para considerar que a curva tensão deformação do concreto linear
α_i	parâmetro de redução do módulo de resistência secante do concreto em função do f_{ck}
α_e	parâmetro que considera o tipo de agregado no módulo de resistência secante do concreto

γ_{f1}	coeficiente de ponderação para ações permanentes
γ_c	coeficiente de ponderação para resistência do concreto
γ_s	coeficiente de ponderação para armaduras de aço
α	grau de interação entre o perfil e o concreto
α_{min}	grau de interação mínimo
γ_{cs}	coeficiente de ponderação para resistência do conector de cisalhamento
λ	índice de esbeltez
λ_p	parâmetro correspondente ao início da plastificação
λ_r	parâmetro correspondente ao início da do escoamento
δ	fator de contribuição do perfil de aço para $N_{pl,Rd}$
$\lambda_{0,m}$	esbeltez relativa do pilar misto
χ	fator de redução associado a resistência a compressão
χ_x	fator de redução associado a resistência a compressão em x
χ_y	fator de redução associado a resistência a compressão em y
φ	fator majoração da sobrecarga de garagem
γ_g	coeficiente de ponderação para ações permanentes
γ_q	coeficiente de ponderação para ações variáveis
ψ_{0j}	fator de combinação para ações variáveis
λ_m	índice de esbeltez da mesa
λ_a	índice de esbeltez da alma
λ_{flt}	índice de esbeltez de flexão lateral por torção
$\lambda_{p,m}$	parâmetro correspondente ao início da plastificação da mesa
$\lambda_{p,a}$	parâmetro correspondente ao início da plastificação da alma
$\lambda_{p,flt}$	parâmetro limite para uma viga curta
$\lambda_{r,flt}$	parâmetro limite para se considerar uma viga longa
λ_x	esbeltez relativa do pilar em relação ao eixo x
λ_y	esbeltez relativa do pilar em relação ao eixo y
$\delta_{v,lim}$	flecha máxima permitida por norma
$\delta_{p,pa}$	flecha do perfil de aço devido ao peso próprio e a carga de concreto antes da cura
$\delta_{p,ld}$	flecha da seção mista ocasionada por ações permanentes posteriores a cura do concreto
$\delta_{v,cd}$	flecha da seção mista devido a ações variáveis de curta duração
$\delta_{v,ld}$	flecha da seção mista ocasionada por ações variáveis de longa duração

$\delta_{p,te}$ flecha causada pela ação de um elemento que depois é eliminada
 δ_c contraflecha

d) Siglas

E.L.U. Estado limite último
E.L.S. Estado limite de serviço
CBCA Centro Brasileiro da Construção em Aço
FLT Flambagem lateral com torção
FLA Flambagem local da alma
FLM Flambagem local da mesa

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Atualmente é sabido da grande capacidade produtiva do Brasil no ramo da mineração, visto que, segundo Reuters, é dono da maior produtora de minério de ferro do mundo, a Companhia Vale do Rio Doce, que está em constante crescimento, o que faz desta indústria uma das mais importantes para a economia nacional. Isto unido com o fato de que o Brasil é o nono maior produtor mundial no ramo da siderurgia, segundo a *World Steel Association*, mostra um potencial enorme de crescimento na construção de edifícios em estruturas metálicas.

Percebe-se que a grande problemática para a questão do pouco uso do aço atualmente na construção civil seria o seu alto custo, visto que esse possui grandes qualidades como: agilidade e maior precisão do que uma obra em concreto armado, que é a cultura de construção no Brasil.

Como alternativa para os preços mais elevados das estruturas metálicas, surgiu o método de estruturas mistas de aço e concreto, que não deixam de oferecer as qualidades de uma construção em aço, mas também oferecem maior proteção a incêndio, corrosão e auxiliar na estabilidade global, comparado ao sistema estrutural puramente em aço. Além disso, estruturas mistas de aço e concreto poderiam ser utilizadas para reforços de estruturas, principalmente quando uma edificação tem o uso para o qual foi construída modificado, podendo existir cargas para as quais a estrutura não atende aos critérios de segurança normativos.

Uma estrutura mista de aço e concreto é o nome dado à união de um perfil metálico, que possui boa resistência à tração, com o concreto, que possui boa resistência à compressão. Em engenharia estrutural são utilizados lajes mistas (Figura 1.1), vigas mistas (Figura 1.2) e pilares mistos (Figura 1.3).

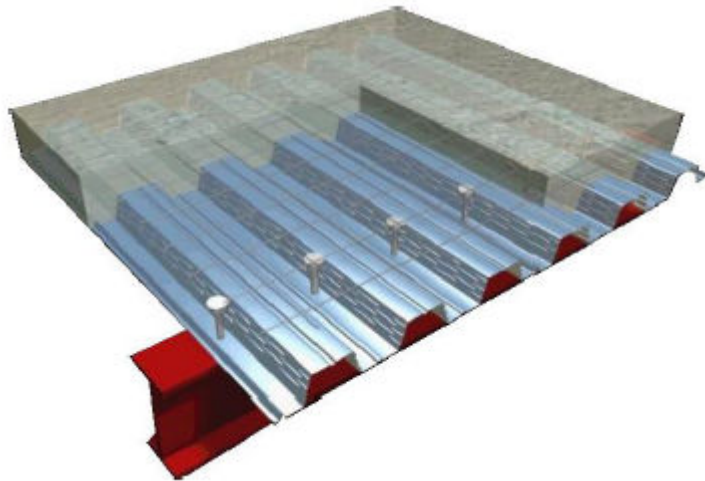


Figura 1.1 – Laje Mista de aço e concreto, (Manual Técnico METFORM, 2016).

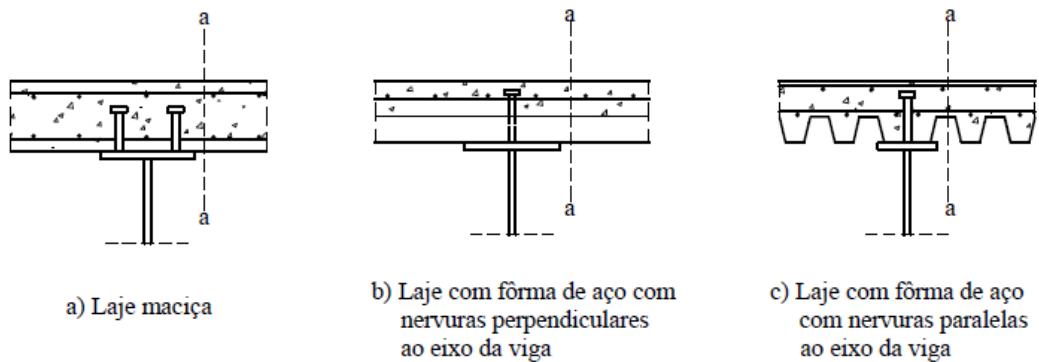


Figura 1.2 – Vigas Mistas de aço e concreto, (NBR 8800, 2008).

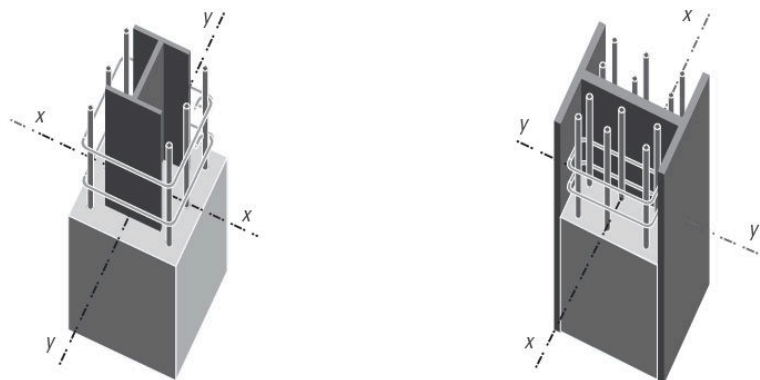


Figura 1.3 – Pilares Mistos de aço e concreto, (FACKURY *et al*, 2016).

Os elementos estruturais mistos de aço e concreto possibilitam vencer grandes vãos, reduzem os prazos de execução, contribuem na racionalização de recursos (permitem a construção diminuindo o número de escoras, o que representa uma grande economia e menor impacto ao ambiente) e possibilitando a diminuição do número de operários no canteiro de obra.



Figura 1.4 – Construção de um hotel em Estruturas Mistas de aço e concreto e laje de *Steel Deck*, (Tamaki, Estrutura rápida, Técnica, 2011).

A Figura 1.4 ilustra a construção de um hotel de sete pavimentos, com área construída de 4500 m², que demorou apenas 10 meses para ser concluída, sendo que a estrutura levou apenas 67 dias.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é o dimensionamento de um pequeno edifício garagem constituído por dois pavimentos: um pavimento térreo e o 1º pavimento. A estrutura será constituída por lajes mistas de aço e concreto (*Steel Deck*), vigas de aço para as vigas principais, vigas mistas não escoradas para as vigas secundárias e pilares mistos completamente revestidos. O trabalho irá contemplar o anteprojeto, onde serão definidos os materiais a serem utilizados, o sistema construtivo e o dimensionamento, onde será verificada a resistência quanto aos esforços e a dimensão dos elementos. Não será abordado neste trabalho o dimensionamento das ligações e nem das fundações. Além disso, devido a baixa altura da edificação e à sua grande rigidez, não foi considerada a carga de vento.

Os objetivos secundários serão o desenvolvimento dos conhecimentos obtidos nas disciplinas de estruturas metálicas e concreto armado.

1.3 JUSTIFICATIVAS

O sistema misto de aço e concreto apresenta muitas vantagens com relação a outros sistemas construtivos como a redução dos prazos de execução, a otimização do uso dos

materiais, a diminuição da quantidade de operários necessários para a execução. Tais fatores tornam este sistema estrutural atraente para os canteiros de obra de todo Brasil.

Espera-se também que através do presente trabalho o autor possa desenvolver novos conhecimentos, obtendo experiência no dimensionamento de um projeto estrutural em estruturas mistas de aço e concreto.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho é baseado em pesquisas bibliográficas de dissertações, manuais, livros e publicações, com o objetivo de obter informações referentes ao dimensionamento de uma edificação em estrutura mista. Sendo alguns desses: o Manual de Estruturas Mistas Volume I e Volume II do CBCA, o livro Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto, dos autores Ricardo Fackury, Ana Lydia Castro e Silva e Rodrigo Caldas e a NBR 8800 (2008), com grande enfoque no anexo P.

Ao longo do trabalho serão apresentados os dados utilizados para o dimensionamento da estrutura, como: plantas, catálogos com especificações dos materiais, norma e outros materiais que venham a ser úteis para o entendimento das etapas do dimensionamento.

Desta maneira, para um fácil entendimento e ordenação, adotou-se a seguinte estrutura:

Capítulo 1 – é composto por uma breve introdução, seguida das considerações iniciais, objetivos, justificativa e metodologia respectivamente;

Capítulo 2 – apresenta o projeto do edifício analisado, com uma descrição da estrutura e do sistema estrutural a ser adotada, indicando os perfis e as lajes utilizadas.

Capítulo 3 – é apresentada a modelagem estrutural e suas considerações, contará também com os carregamentos, as combinações de ações.

Capítulo 4 – apresenta a verificação dos elementos estruturais segundo o E.L.S e E.L.U.

Capítulo 5 – são apresentadas as conclusões e considerações finais do trabalho, reunindo os resultados e informações relevantes que surgiram no decorrer do desenvolvimento do projeto, considerações sobre a viabilidade técnica da aplicação do sistema estrutural e sugestões para trabalhos futuros.

Referências Bibliográficas – apresentação das bibliografias consultadas para a realização do trabalho.

2. PROJETO DO EDIFÍCIO

2.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A planta baixa deste edifício foi elaborada pelo autor, que se baseou na planta de um edifício garagem apresentada por MEIRELES (2014). A construção por ser um edifício garagem, necessita de grandes vãos livres (para ter um bom espaço para o trânsito de carros e ganhar o máximo de vagas possível), além de ter que suportar cargas elevadas. O que impactou diretamente na disposição dos elementos estruturais. Conforme visto na Figura 2.1 e na Figura 2.2.

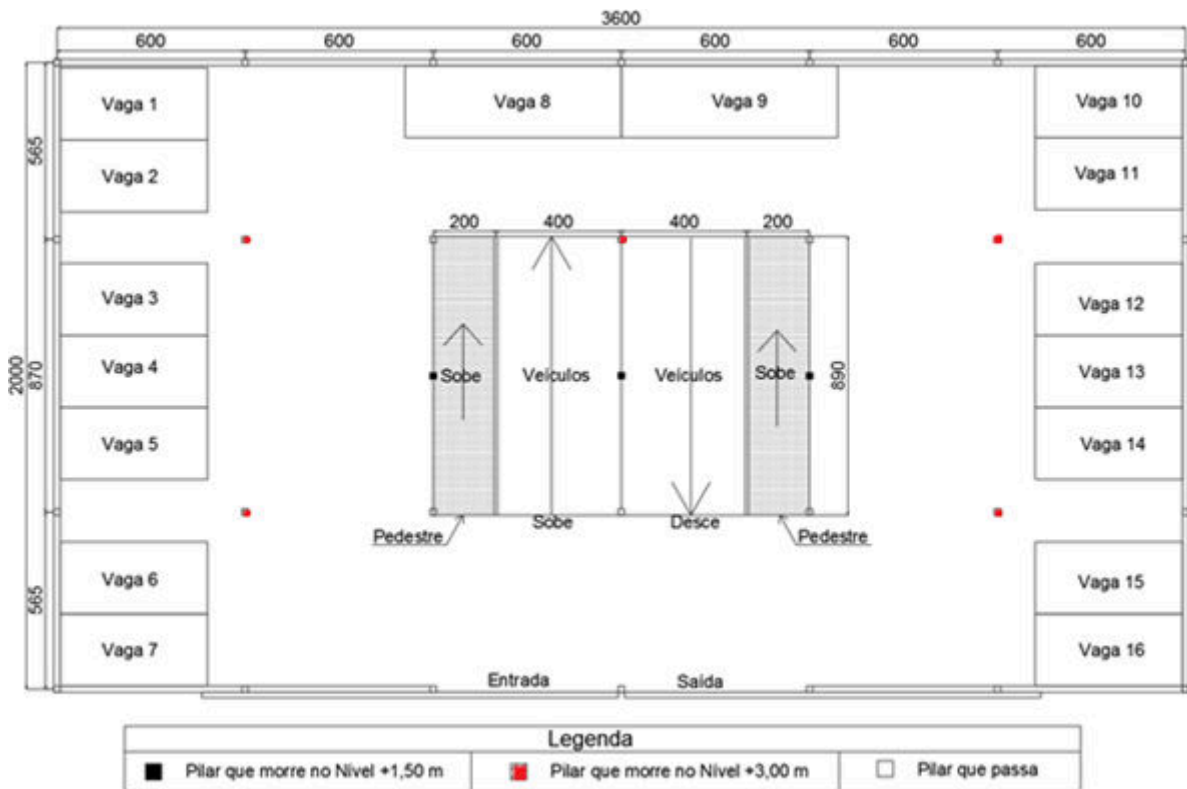


Figura 2.1 – Arquitetura – Planta Baixa do Térreo, nível +0,00 m.

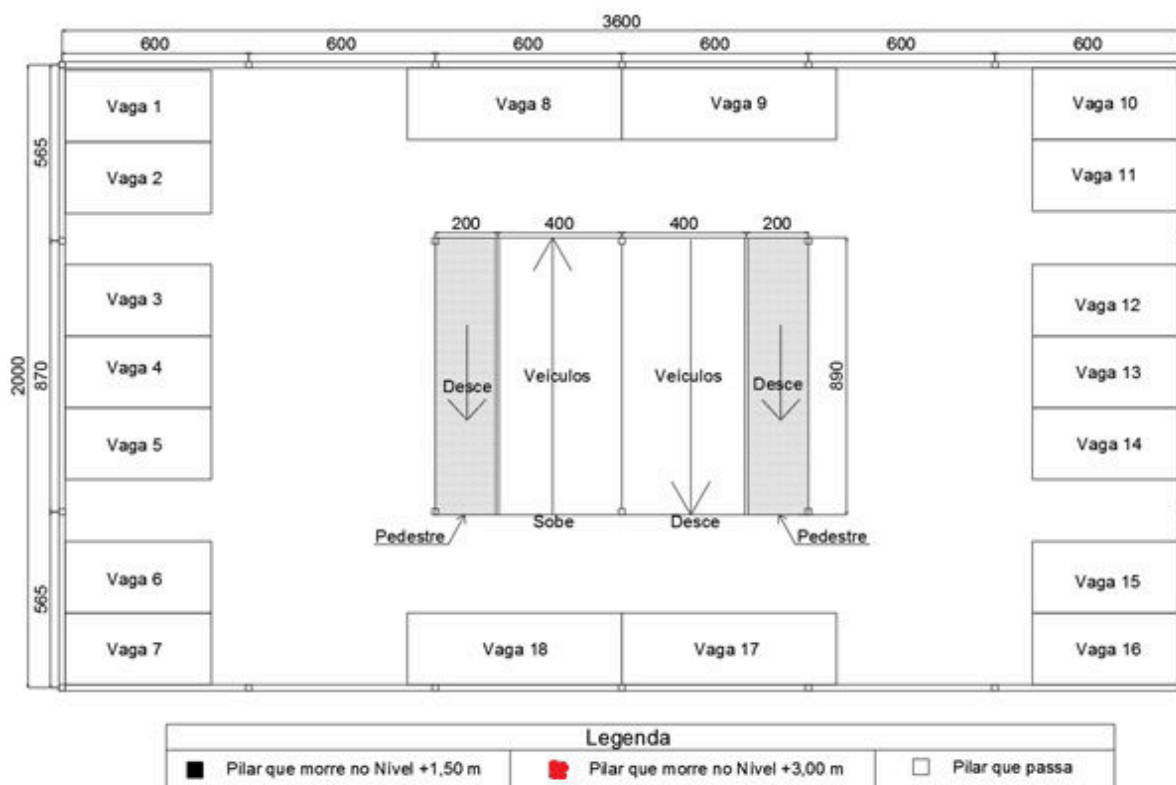


Figura 2.2 – Arquitetura – Planta Baixa do 1º pavimento, nível +3,00 m.

Analisando a tabela de dimensionamento do anexo B, buscou-se encontrar uma solução em que grande parte das lajes tivessem o mesmo vão, para simplificar os cálculos de dimensionamento. Além disso objetivou-se um menor comprimento total das vigas de suporte, a fim de se obter um sistema estrutural mais eficiente, com um menor custo de material aliado a um menor carregamento da estrutura, sem se esquecer que as lajes utilizadas não seriam escoradas durante sua fase construtiva. Para atender a estes critérios, procurou-se maximizar os vão das lajes na fase construtiva, para assim diminuir o número de vigas utilizadas.

Já os pilares foram dispostos primeiramente nos cantos, após isso, devido ao grande carregamento, eles foram dispostos a cada 6 metros de distância na horizontal. Na vertical sua distância variou de acordo com o tamanho da rampa. A figura a seguir ilustra a solução estrutural adotada:

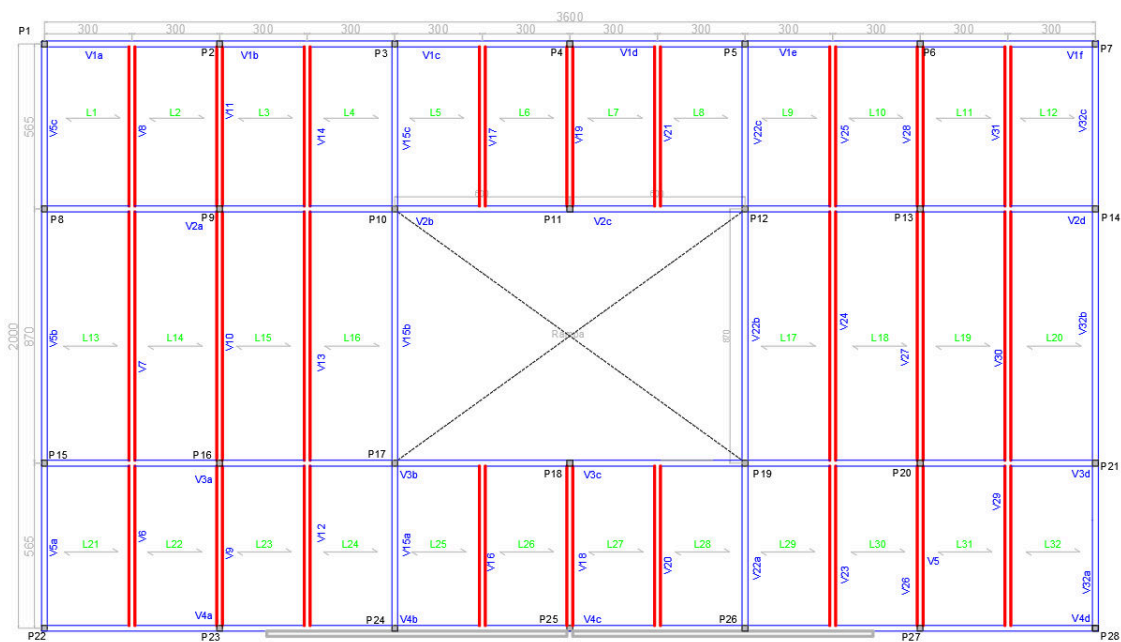


Figura 2.3 – Planta de Forma do 1º pavimento tipo, nível +3,00 m.

Na Figura 2.3, as vigas marcadas em vermelho representam as vigas mistas biapoiadas, as vigas marcadas em azul são as vigas contínuas de aço, em preto estão marcados os pilares. Como pode se observar, foram adotadas vigas mistas nos vãos mais solicitados, devido à sua grande capacidade resistente. Além disso, buscou-se uniformizar os vãos, para facilitar o dimensionamento.

Para o contraventamento, as cargas horizontais devidas ao vento serão resistidas pelos pórticos A, B, C, D, 1, 2, 3 e 4, ilustrados por linhas contínuas na Figura 2.4.

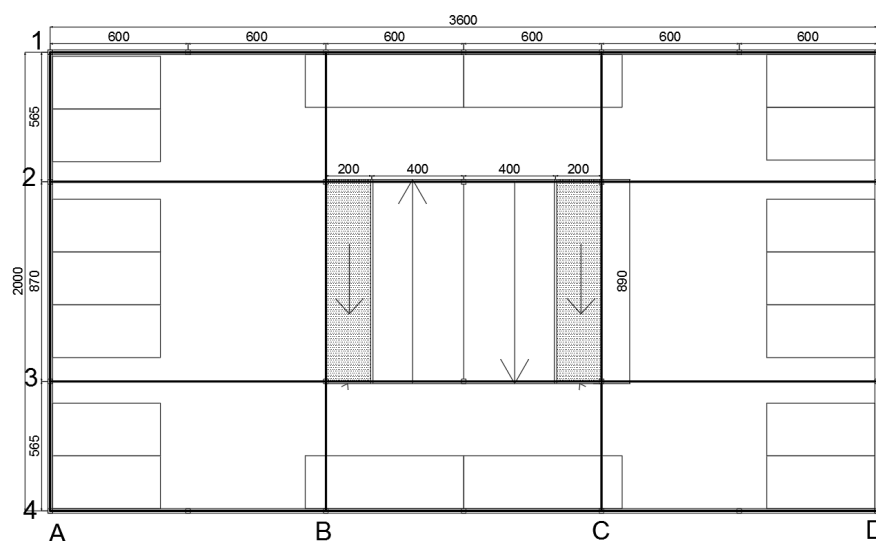


Figura 2.4 – Pórticos responsáveis por realizar o contraventamento.

2.2 DESCRIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

Os tópicos abaixo apresentam as características dos elementos estruturais mistos e a metodologia para o dimensionamento.

2.2.1 SISTEMA DE LAJES

Adotou-se para o presente trabalho o sistema de lajes em *steel deck*, fôrmas de aço nervurada que servem como armadura após a cura do concreto. O comportamento misto deste elemento só é possível devido à presença de mossas (ranhuras na fôrma metálica), que proporcionam o travamento mecânico entre os materiais, impossibilitando a ocorrência de escorregamento entre as interfaces e transmitindo as tensões de cisalhamento de um material para o outro. A Figura 2.5 apresenta algumas ilustrações de lajes mistas.

A NBR 8800 (2008) define os critérios e equações para o dimensionamento das lajes mistas. Entretanto, na formulação apresentada são necessários dados geométricos da forma *steel deck* que não são disponibilizadas pelos fabricantes, que alegam serem segredos comerciais. Devido à falta de informações adotou-se o Manual Técnico de *steel deck* da METFORM e os métodos e procedimentos de dimensionamento exibidos no mesmo. Devido a isso, as verificações não realizadas neste trabalho por falta de informações dos fabricantes foram consideradas já verificadas pelos mesmos.

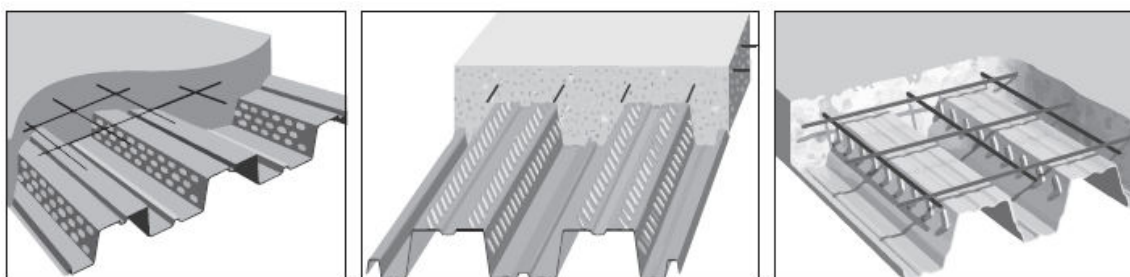


Figura 2.5 –Exemplo de *Steel Deck*, (FACKURY *et al.*, 2016).

2.2.1.1 Dimensionamento das Lajes

As lajes em telha-fôrma funcionam como lajes armadas em uma direção devendo ter suas nervuras posicionadas na direção do menor vão. O menor vão é o considerado na utilização das tabelas de dimensionamento.

O dimensionamento das lajes foi baseado nos procedimentos utilizados pela fabricante METFORM, em que é recomendado o uso de tabelas de dimensionamento. Nesta tabela encontra-se uma relação entre as alturas totais das lajes, espessuras das fôrmas, vãos sem escoramento na fase construtiva, tipos de vãos sem escoramento (simples, duplo, triplo ou balanço) e a sobrecarga máxima que pode ser aplicada na laje, conforme exposto na tabela do Anexo B.

A escolha da laje se dá mediante à consulta diretamente na tabela do anexo B, sendo função do vão, se as lajes serão escoradas ou não na fase construtiva e as cargas as quais a laje será submetida.

2.2.2 VIGAS MISTAS

As vigas mistas de aço e concreto são estruturas que utilizam a resistência do concreto à compressão e a resistência do perfil de aço à tração para vencer grandes vãos, utilizando um perfil de aço mais leve e menor. Esta tecnologia só se tornou possível devido a utilização dos conectores de cisalhamento que realizam um intertravamento mecânico entre o perfil e o concreto, possibilitando que estes possam trabalhar em conjunto.

Segundo FACKURY *et. al* (2016), existem quatro situações de cálculo para vigas mistas: interação completa e parcial, para perfis com almas compactas (colapso da viga se dá por plastificação total da seção transversal) ou semicompactas (pode ocorrer flambagem local da alma em regime elastoplástico). Nos quais, em vigas mistas após a cura do concreto não se verifica a flambagem lateral com torção visto que a mesa superior do perfil está continuamente unida a laje pelos conectores de cisalhamento, nem a flambagem local da mesa superior, visto que o principal elemento na resistência a compressão é o concreto.

Segundo PFEIL (2009), a interação completa ocorre quando não há nenhum deslizamento entre as interfaces do concreto e do perfil, enquanto que na interação parcial ocorre certo deslizamento entre as interfaces, o que resulta em uma menor utilização de conectores, sendo uma alternativa interessante que pode trazer certa economia de materiais. A Figura 2.6 apresenta o comportamento dos casos de viga mistas para interação completa e parcial comparados à uma viga normal.

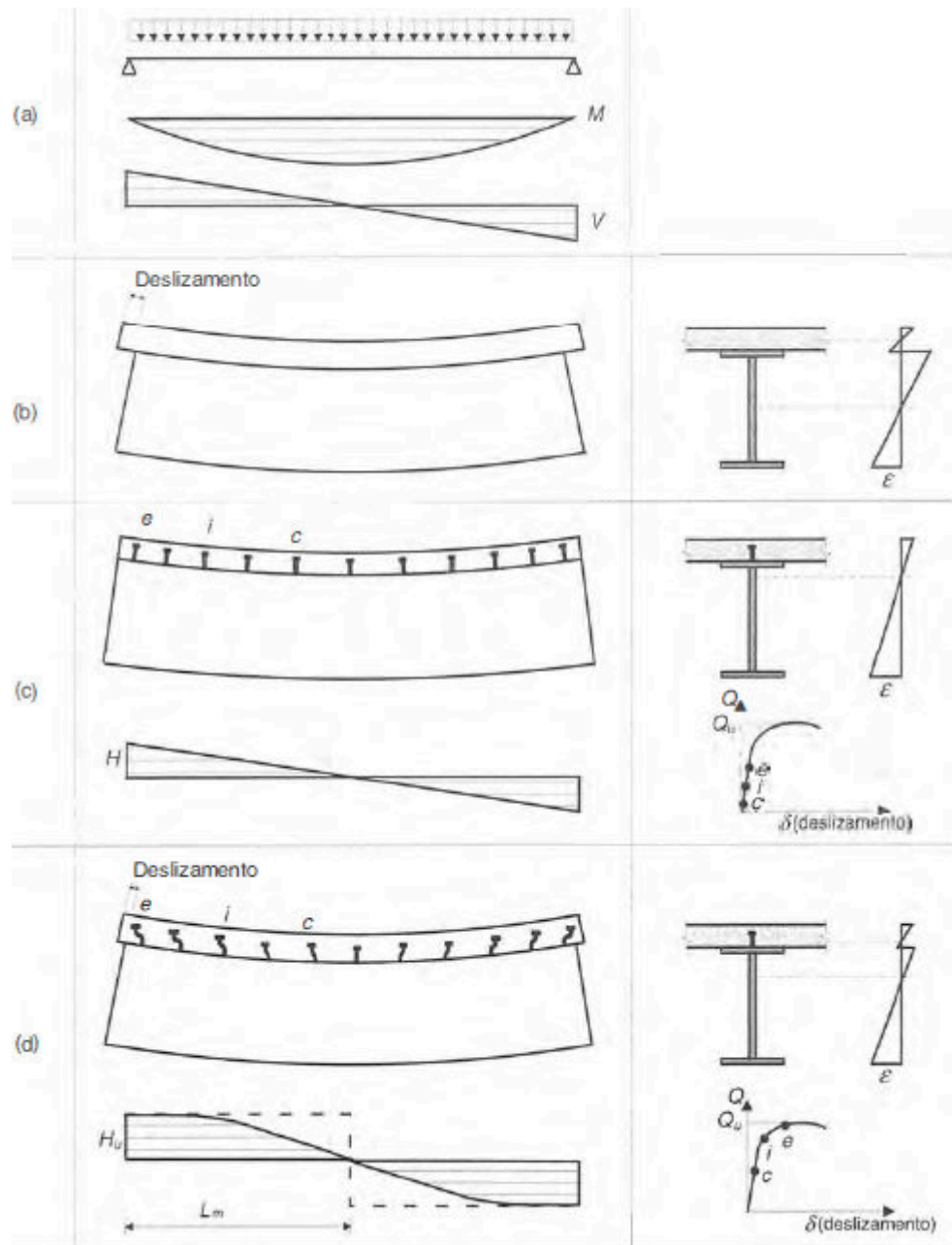


Figura 2.6 – Funcionamento de uma Viga Mista: a) viga biapoiada sob carga uniformemente distribuída; b) viga de aço e laje de concreto sem conectores; c) viga mista interação completa d) viga mista interação parcial; (PFEIL, 2009)

No presente dimensionamento adotou-se a situação de interação completa, verificou-se a disponibilidade de nervuras para utilização de todos os conectores necessários e com isso decidiu-se então utilizar a interação parcial.

2.2.2.1 Dimensionamento das Vigas Mistas

As verificações de resistência das vigas mistas não escoradas devem ser feitas em dois momentos: na fase construtiva e após a cura do concreto.

Na fase construtiva, antes da cura do concreto, o perfil metálico deve ser verificado quanto à flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM) e flambagem local da alma (FLA). As cargas consideradas nesta situação de cálculo são: o peso próprio do perfil metálico, as cargas das fôrmas metálicas e o peso próprio do concreto. Segundo FACKURY *et al* (2016), ainda deve-se considerar uma sobrecarga de construção de 1,0 kN/m² atuando nas lajes. O processo de verificação de vigas de aço, antes da cura do concreto, é abordado no item 2.2.3.

As vigas mistas de aço e concreto dispensam a verificação da FLM, visto que a mesa do perfil está fixada à laje. As vigas mistas também dispensam a verificação da FLT, visto que a laje representa uma contenção lateral contínua para a mesa, impedindo a movimentação lateral do perfil metálico. Logo, em vigas mistas o ponto determinante para o cálculo é a FLA, que determinará que tipo de regime de deformação a seção estará submetida. Quando a seção é compacta, tem-se regime plástico de deformações; quando a seção é semicompacta, tem-se regime elastoplástico de deformação. Para cada regime de deformação tem-se um procedimento para o cálculo do momento fletor resistente de cálculo.

A classificação da seção do perfil se dá de acordo com as equações (2.2.1) e (2.2.2), em compacta e semicompacta, respectivamente.

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \rightarrow \text{seção compacta} \quad (2.2.1)$$

$$3,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} < \frac{h_w}{t_w} \leq 5,70 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \rightarrow \text{seção semicompacta} \quad (2.2.2)$$

onde, t_w é a espessura da alma, E_a é o módulo de elasticidade do aço do perfil, f_y é a tensão de escoamento do aço do perfil e h_w é altura da alma do perfil laminado dada pela equação (2.2.3):

$$h_w = d - (2r + t_f) \quad (2.2.3)$$

onde, d é a altura do perfil, r é o raio interno e t_f é a espessura da mesa.

Outro fator importante para o cálculo das vigas é com relação ao grau de interação entre o aço e o concreto (α), que é a porcentagem em que o esforço cisalhante horizontal (F_{hrd}) é transmitido de um material para o outro. No caso de interação completa o grau de interação é

1,0, enquanto que no caso de interação parcial pode-se adotar qualquer valor dentro dos limites expostos abaixo:

$$\alpha_{min} \leq \alpha < 1 \quad (2.2.4)$$

onde, α_{min} é o grau de interação mínimo, dado por:

$$\alpha_{min} \geq \begin{cases} 1 - \frac{E_a}{578f_y} (0,75 - 0,03L_0) \\ 0,4 \end{cases} \quad (2.2.5)$$

Deve-se também determinar a largura da mesa colaborante de concreto b , que se calcula conforme a figura a seguir:

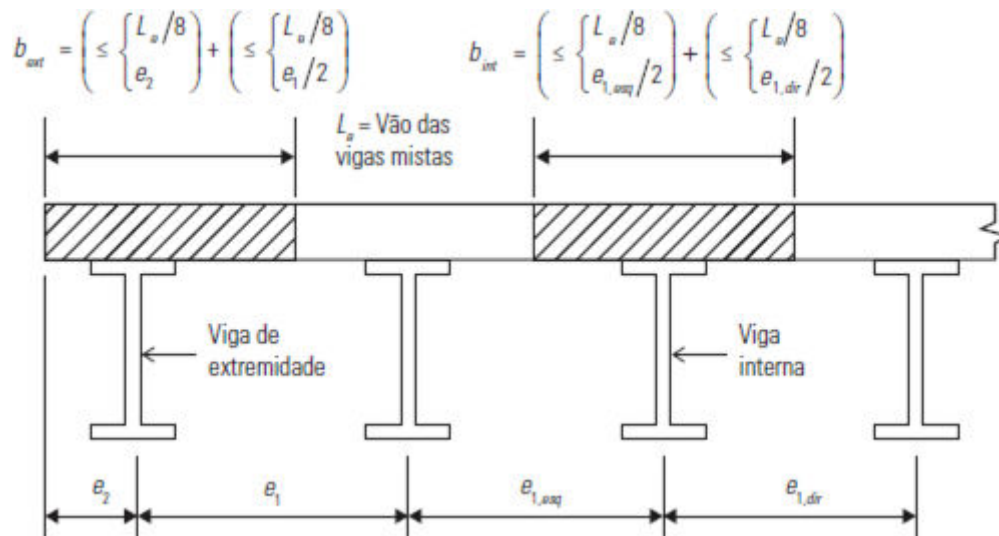


Figura 2.7 – Mesa colaborante, (FAKURY *et al*, 2016).

A) Vigas Mistas com Interação Completa:

A interação completa entre o perfil de aço e o concreto ocorre quando não há nenhum deslizamento entre a interface dos dois materiais, sendo o esforço cisalhante transmitido em sua totalidade de um material para o outro, através do uso dos conectores. Isso implica em maior número de conectores nas vigas mistas.

Classificada a seção de acordo com as equações (2.2.1) à (2.2.3), prossegue-se os cálculos de acordo com a posição da linha neutra para cada um dos casos abaixo.

A.1) Seção Compacta com Interação Completa:

A.1.1) Linha Neutra Plástica (LNP) na laje de concreto ($R_{cd} \geq R_{td}$):

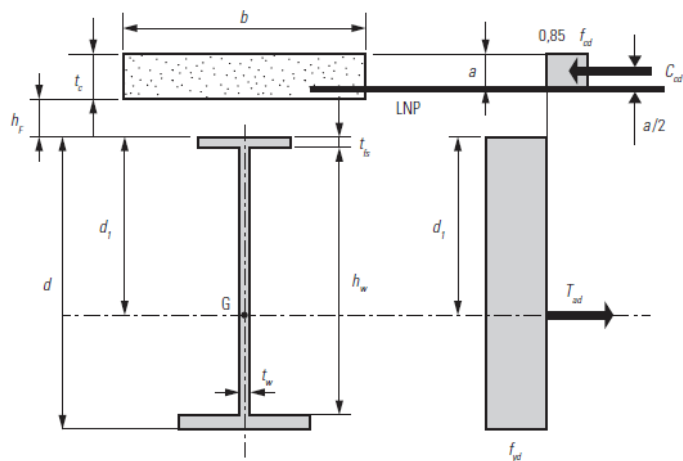


Figura 2.8 – Distribuição de tensões nas vigas mistas, linha neutra plástica na mesa de concreto, (FACKURY, 2016)

A altura da mesa comprimida a , é dada pela equação (2.2.6):

$$a = \frac{f_{yd}A_a}{0,85f_{cd}b} \quad (2.2.6)$$

onde, f_{yd} é a tensão de escoamento do aço de dimensionamento.

Com o valor da altura da mesa comprimida, é possível encontrar o momento resistente M_{Rd} :

$$M_{Rd} = f_{yd}A_a(d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2}) \quad (2.2.7)$$

onde, d é a altura do perfil de aço, h_f é a distância entre o perfil de aço e a mesa de concreto e t_c é a espessura da mesa de concreto.

A.1.2) Linha Neutra Plástica (LNP) está no perfil de aço ($R_{cd} < R_{td}$):

Com a LNP no perfil de aço, tanto o concreto como o aço participarão na resistência à compressão, conforme a Figura 2.9.

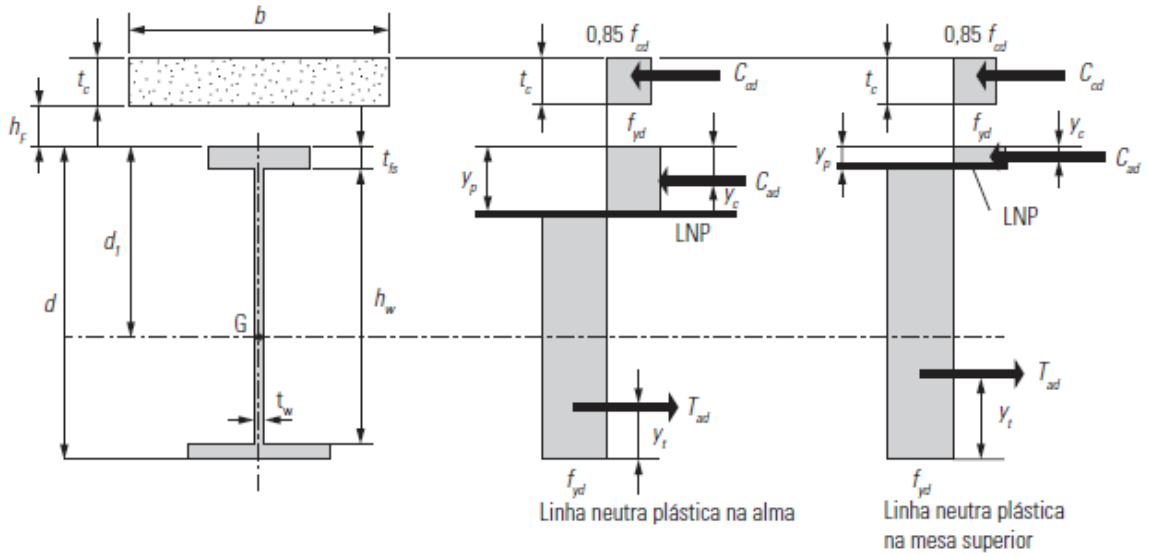


Figura 2.9 – Distribuição de tensões nas vigas mistas, LNP no perfil de aço, (FAKURY *et al*, 2016).

A força resistente de cálculo da laje de concreto comprimida C_{cd} é dada pela equação (2.2.8).

$$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b t_c \quad (2.2.8)$$

A força resistente da região comprimida do perfil de aço C_{ad} é dado pela equação (2.2.9).

$$C_{ad} = 0,5 (A_a f_{yd} - C_{cd}) \quad (2.2.9)$$

Caso $C_{ad} \leq A_{fs} f_{yd}$, onde A_{fs} é a área da mesa do perfil de aço, a linha neutra se encontrará na mesa, e sua posição será dada por:

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{fs} f_{yd}} t_f \quad (2.2.10)$$

onde, t_{fs} é a espessura da mesa do perfil de aço.

Caso $C_{ad} > A_{fs} f_{yd}$, a linha neutra passa pela alma do perfil e sua posição será dada pela seguinte equação:

$$y_p = t_f + h_w \frac{C_{ad} - A_{fs} f_{yd}}{h_w t_w f_{yd}} \quad (2.2.11)$$

onde, h_w é a altura da alma do perfil e t_w é a espessura da alma.

Em ambos os casos y_p terá como zero a aba superior da mesa comprimida. Com a posição da linha neutra pode-se encontrar as distâncias dos centros de gravidade da parte tracionada y_t para a aba inferior da mesa tracionada e comprimida do perfil de aço para a aba superior da mesa comprimida y_c .

$$y = \frac{\sum_{i=1}^n y_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2.2.12)$$

sendo y_i a distância do centro geométrico do elemento i , A_i é a área elemento i .

Com isso obtém-se o valor do momento resistente para perfis com mesas simétricas:

$$M_{Rd} = C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd}\left(\frac{t_c}{2} + h_f + d - y_t\right) \quad (2.2.13)$$

onde, d é a altura do perfil de aço.

A.2) Seção Semicompacta com Interação Completa:

Para as seções que forem semicompactas há a possibilidade de ocorrer flambagem local na alma em regime elastoplástico. Isso implica que a tensão de tração solicitante na face inferior do perfil não pode superar a tensão de escoamento f_{yd} , e a tensão de compressão solicitante na face superior da mesa de concreto não pode superar a tensão de compressão resistente no concreto f_{cd} . A Figura 2.10 apresenta os diagramas de tensões para o caso da linha neutra elástica (LNE) na mesa de concreto e no perfil de aço.

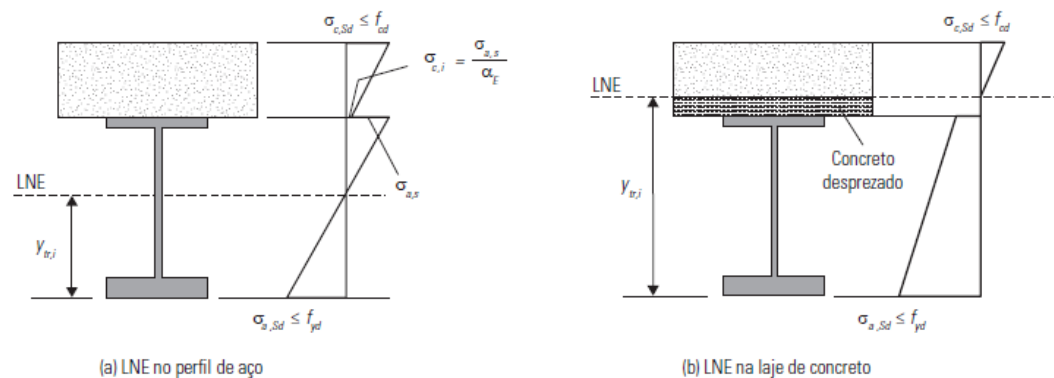


Figura 2.10 – Distribuição de tensões nas vigas mistas, (a) LNE no perfil de aço (b) LNE na mesa de concreto, (FAKURY *et al*, 2016).

No regime elastoplástico as deformações variam linearmente ao longo da altura da seção transversal. Como as tensões são proporcionais às deformações na interface entre o aço e o concreto, a tensão no concreto é α_e vezes menor que a tensão no aço, conforme a equação (2.2.14).

$$\alpha_E = \frac{E_a}{E_{CS}} \quad (2.2.14)$$

O momento fletor resistente é dado pela equação (2.2.15):

$$M_{Rd} \leq \begin{cases} W_{tr,i} f_{yd} \\ \alpha_E W_{tr,s} f_{cd} \end{cases} \quad (2.2.15)$$

onde, $W_{tr,i}$ e $W_{tr,s}$ são os módulos resistentes elásticos em relação às faces inferior e superior, respectivamente, da seção mista homogeneizada.

Para a obtenção de $W_{tr,i}$ e $W_{tr,s}$ deve-se homogeneizar a seção mista convertendo a área de concreto em uma área equivalente de aço, por meio da redução de sua largura efetiva (redução da largura da mesa colaborante b):

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_E} \quad (2.2.16)$$

Com isso tem-se duas situações de cálculo, conforme a Figura 2.11.

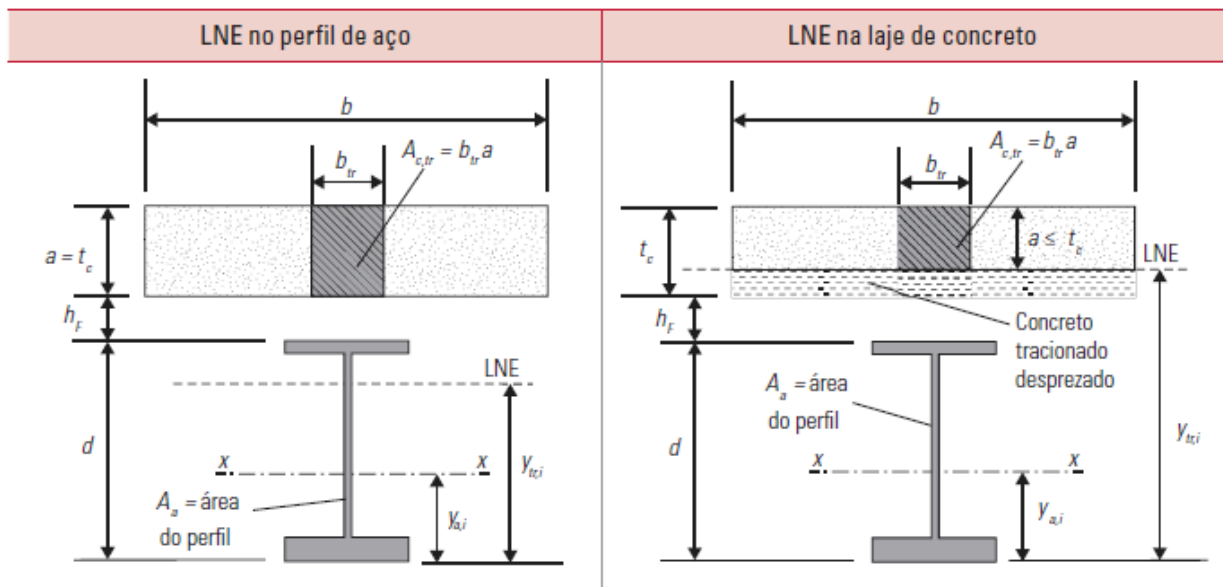


Figura 2.11 – Situações de cálculo: LNE no perfil de aço e LNE na mesa de concreto, respectivamente, (FAKURY *et al*, 2016).

A posição da LNE é dada pela equação (2.2.17).

$$y_{tr,i} = \frac{A_a y_a + b_{tr} t_c (d + h_f + 0,5 t_c)}{A_a + b_{tr} t_c} \quad (2.2.17)$$

A altura comprimida da laje de concreto é dada pela equação (2.2.18):

$$a = d + h_f + t_c - y_{tr,i} \leq t_c \quad (2.2.18)$$

onde h_f é a altura da nervura nos casos de laje *steel deck*, adotado igual a zero em lajes maciças.

O momento de inércia da seção homogênea é dado pela equação (2.2.19):

$$I_{tr} = I_a + A_a(y_{tr,i} - y_{a,i})^2 + \frac{b_{tr}a^3}{12} + A_{c,tr} \left(d + h_f + t_c - \frac{a}{2} - y_{tr,i} \right)^2 \quad (2.2.19)$$

onde, I_a é o momento de inércia do perfil de aço em relação ao eixo x.

Assim o módulo resistente elástico inferior e superior são dados pelas equações (2.2.20) e (2.2.21), respectivamente.

$$W_{tr,i} = \frac{I_{tr}}{y_{tr,i}} \quad (2.2.20)$$

$$W_{tr,s} = \frac{I_{tr}}{d + h_f + t_c - y_{tr,i}} \quad (2.2.21)$$

B) Vigas Mistas com Interação Parcial:

As vigas mistas com interação parcial apresentam escorregamento relativo na interface aço-concreto. Devido a isso surgem duas linhas neutras plásticas na seção transversal, uma na mesa de concreto e outra na alma.

B.1) Seção Compacta e Interação Parcial:

Calculada a largura da mesa colaborante b , calcula-se a força cisalhante que atuará na interface do perfil com concreto. Isso dependerá do valor máximo de compressão do concreto de dimensionamento (R_{cd}), dado pela equação (2.2.22) e pelo valor máximo da força de tração no aço de dimensionamento (R_{td}), dado pela equação (2.2.23):

$$R_{cd} = \alpha_c f_{cd} b t_c \quad (2.2.22)$$

$$R_{td} = f_{yd} A_a \quad (2.2.23)$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{f1}} \quad (2.2.24)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.2.25)$$

onde,

γ_{f1} – coeficiente de minoração da resistência para o aço (1,1);

γ_c – coeficiente de minoração da resistência do concreto (1,4);

f_{cd} – tensão resistente de compressão de dimensionamento do concreto;

- f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto;
- α_c – fator de correção que considera a variação uniforme das tensões de compressão no concreto;
- f_{yd} – tensão de escoamento do aço de dimensionamento;
- A_a – área do perfil de aço;
- b – largura da mesa colaborante, obtida conforme a Figura 2.7.
- t_c – altura da mesa colaborante.

Com os valores de R_{cd} e R_{td} , tem-se a força cisalhante que atua na interface do perfil com concreto (F_{hrd}), sendo dada pela equação (2.2.26).

$$F_{hrd} \leq \begin{cases} R_{cd} \\ R_{td} \end{cases} \quad (2.2.26)$$

A partir deste ponto faz-se distinção, se a seção é compacta ou semicompacta, conforme o exposto abaixo.

A Figura 2.12 apresenta a distribuição de tensões ao longo da viga mista de seção compacta com interação parcial.

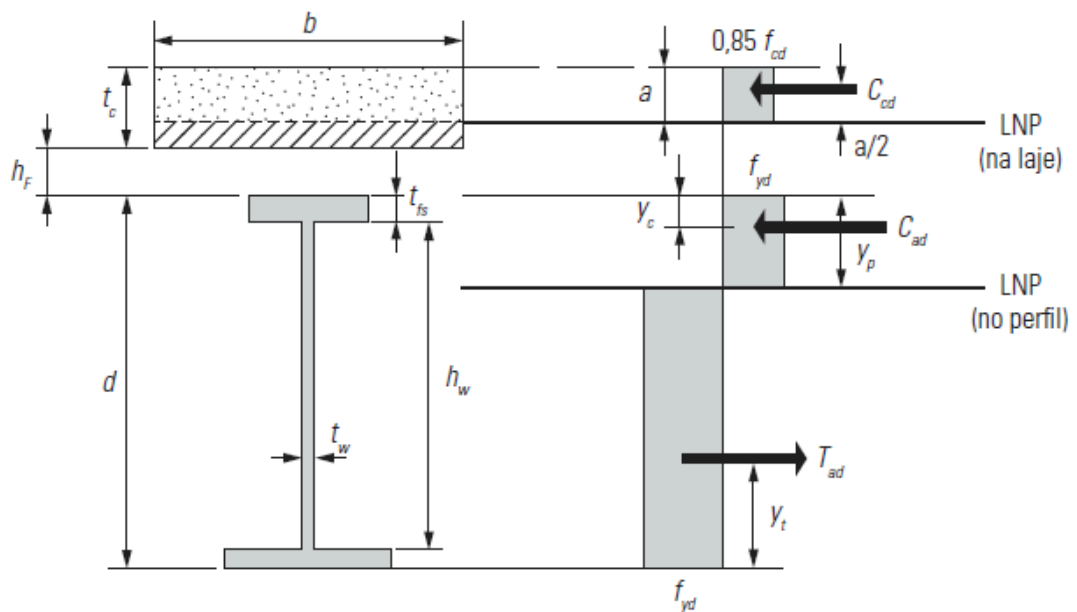


Figura 2.12 – Distribuição de tensões nas vigas mistas de interação parcial, (FAKURY *et al*, 2016).

Deve-se determinar a espessura da mesa comprimida a , conforme a equação (2.2.27):

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 f_{cd} b} \quad (2.2.27)$$

$$C_{cd} = \alpha F_{hrd} \quad (2.2.28)$$

onde, C_{cd} é a força de compressão atuando ao longo da espessura da laje comprimida a e α é o grau de interação escolhido.

A força resistente da região comprimida do perfil de aço C_{ad} é dado pela equação (2.2.29).

$$C_{ad} = 0,5(A_a f_{yd} - C_{cd}) \quad (2.2.29)$$

onde, A_{fs} é a área da mesa do perfil de aço. Caso $C_{ad} \leq A_{fs} f_{yd}$, a linha neutra se encontrará na mesa, sendo sua posição dada pela equação (2.2.30):

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{fs} f_{yd}} t_f \quad (2.2.30)$$

onde, t_f é a espessura da mesa do perfil de aço. Caso $C_{ad} > A_{fs} f_{yd}$, a linha neutra plástica no perfil passa pela alma do perfil e sua posição será dada pela seguinte equação (2.2.31):

$$y_p = t_f + h_w \frac{C_{ad} - A_{fs} f_{yd}}{h_w t_w f_{yd}} \quad (2.2.31)$$

onde, h_w é a altura da alma do perfil e t_w é a espessura da alma.

Em ambos os casos y_p terá como referencial zero a aba superior da mesa comprimida do perfil. Com a posição da linha neutra pode-se encontrar as distâncias dos centros de gravidade da parte tracionada para a aba inferior da mesa tracionada y_t e a distância entre o centro de gravidade da área comprimida do perfil de aço e a aba superior da mesa comprimida y_c . Essas distâncias são calculadas pela equação (2.2.32):

$$y = \frac{\sum_{i=1}^n y_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2.2.32)$$

onde, y_i a distância do centro geométrico do elemento i , A_i é a área elemento i .

O momento resistente para perfis com mesas simétricas é dado pela equação (2.2.33):

$$M_{Rd} = C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd}(t_c - \frac{a}{2} + h_f + d - y_t) \quad (2.2.33)$$

onde, d é a altura do perfil de aço, h_f é a altura da nervura da laje e t_c é a altura total da laje considerando o ponto mais baixo da nervura, conforme a Figura 2.12.

B.2) Seção Semicompacta e Interação Parcial:

O cálculo do momento resistente de dimensionamento para seção semicompacta com interação parcial é semelhante ao cálculo para seção compacta e interação completa. A

diferença se dá na substituição do $W_{tr,i}$ pelo módulo resistente efetivo $W_{ef,i}$, conforme a (2.2.34):

$$M_{Rd} \leq \begin{cases} W_{ef,i} f_{yd} \\ \alpha_E W_{tr,s} f_{cd} \end{cases} \quad (2.2.34)$$

$$W_{ef,i} = W_{a,i} + \sqrt{\alpha}(W_{tr,i} - W_{a,i}) \quad (2.2.35)$$

onde, $W_{a,i}$ é o módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço.

C) Resistência ao cisalhamento:

A resistência ao cisalhamento das vigas mistas segundo *FACKURY et al* (2016) é calculado como uma viga de aço normal, visto que este é o responsável por resistir ao esforço cortante. A resistência ao cisalhamento de perfis de aço é abordada no item 2.2.3.

D) Número de conectores:

O número de conectores a ser utilizado entre a seção do apoio e a seção onde ocorre o momento máximo pode ser calculado pela equação (2.2.36):

$$n = \frac{\alpha F_{HRd}}{Q_{Rd}} \quad (2.2.36)$$

onde, F_{HRd} é a força horizontal de cálculo atuante na interface aço-concreto, tomada como o menor valor entre R_{cd} e R_{td} , α é o grau de interação entre o perfil e o concreto e Q_{Rd} é a tensão resistente de um conector, dado pela equação (2.2.37):

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} R_g R_p A_{cs} \frac{f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \\ 0,5 \frac{A_{cs}}{\gamma_{cs}} \sqrt{f_{ck} E_c} \end{cases} \quad (2.2.37)$$

onde,

R_g – coeficiente que considera o efeito de grupo nos conectores, obtido conforme a Figura 2.13 e a Tabela 2.1;

R_p – coeficiente que considera a posição do conector com relação à fôrma, adotado conforme a Figura 2.13 e a Tabela 2.2;

A_{cs} – área da seção do fuste do conector, obtida e acordo com o diâmetro adotado;

f_{ucs} – tensão última de ruptura do conector;

γ_{cs} – coeficiente de ponderação da resistência do conector, segundo FACKURY (2016) é de 1,25;

E_c – módulo de elasticidade secante do concreto, equação (2.2.38).

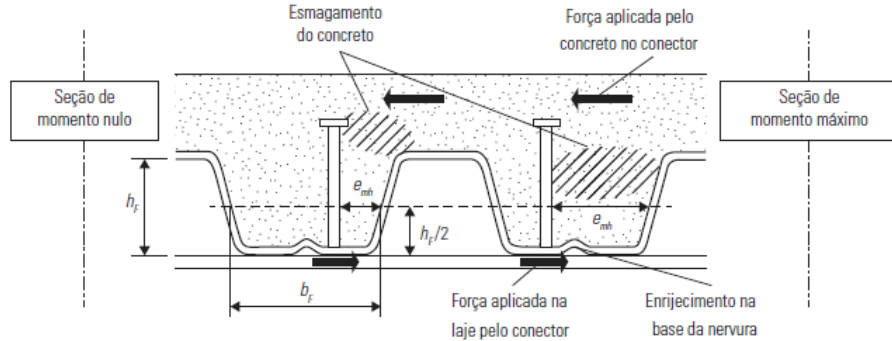


Figura 2.13 – Dimensões b_f , h_f e e_{mh} , (FACKURY *et al*, 2016).

Tabela 2.1 – Coeficiente R_g , (FACKURY *et al*, 2016).

R_g	Situação
1,00	Um conector soldado em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.
	Qualquer número de conectores na seção transversal soldados diretamente no perfil de aço.
	Qualquer número de conectores na seção transversal soldados através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço com relação b_f/h_f igual ou superior a 1,5, onde b_f é a largura média e h_f é a altura da nervura (para b_f e h_f , ver Figura 13.10).
0,85	Dois conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.
	Um conector soldado através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço com relação b_f/h_f inferior a 1,5.
0,70	Três ou mais conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.

Tabela 2.2 – Coeficiente R_p , (FACKURY *et al*, 2016).

R_p	Situação
1,00	Conectores soldados diretamente no perfil de aço e, no caso de haver nervuras paralelas a esse perfil, pelo menos metade da largura da mesa em contato direto com o concreto.
0,75	Conectores soldados em uma laje mista com as nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} igual ou superior a 50 mm, onde e_{mh} é a distância da alma da nervura da fôrma de aço, medida à meia altura da nervura, à face do fuste do conector, no sentido da seção de momento máximo para a seção de momento nulo, conforme a Figura 13.10.
	Conectores soldados através de uma fôrma de aço e embutidos em uma laje mista com nervuras paralelas ao perfil de aço.
0,60	Conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} inferior a 50 mm.

$$E_c = \alpha_i * \alpha_e * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad (2.2.38)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1 \quad (2.2.39)$$

onde, α_i é o fator que considera a fluência sobre o concreto e α_e é um fator que considera o tipo de agregado graúdo usado, conforme a NBR 6118 (2014).

E) Armadura de Costura:

Em vigas mistas deve-se ser verificada a necessidade de utilizar armaduras de costura para evitar a ruptura da laje por cisalhamento, semelhantemente ao que ocorre no dimensionamento de seções T em concreto armado. A força de cisalhamento solicitante e resistente de cálculo são calculadas pelas equações (2.2.40) e (2.2.41):

$$H_{v,Sd} = \frac{\left(\frac{n_m \alpha F_{hd}}{n}\right) \left(\frac{b_1}{b_1 + b_2}\right)}{L_m} \quad (2.2.40)$$

$$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 0,6 A_{cv} \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + \sum \left(A_s \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \right) + A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_a} \\ 0,2 A_{cv} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + 0,6 A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_a} \end{cases} \quad (2.2.41)$$

$$\sum (A_s f_{ys}) = A_{ad} 50 + 60 A_t \quad (2.2.42)$$

onde,

- L_m – distância de colocação dos pinos (no caso em estudo: número de pinos vezes o tamanho de uma nervura);
- n_m – número de pinos ao longo de L_m (no caso em estudo: n);
- b_1 – largura da laje analisada na direção analisada;
- b_2 – largura da laje no lado oposto ao analisado b_1 ;
- A_{cv} – área de cisalhamento do concreto no plano considerado, $A_{cv} = L_m t_c / L_m$,
- $f_{ctk,inf}$ – resistência característica à tração inferior no concreto, $f_{ctk,inf} = 0,21 f_{ck}^{2/3}$ com f_{ck} em MPa;
- A_s – área de armadura transversal ao eixo da viga disponível na laje (incluindo a armadura de fissuração da laje), conforme a Figura 2.14;
- A_F – área da forma;
- f_{yF} – tensão de escoamento característica da fôrma;
- f_{ys} – tensão de escoamento da armadura;
- γ_a – coeficiente de ponderação do aço estrutural (1,1);

- γ_s – coeficiente de ponderação do aço da armadura (1,15);
 A_{ad} – área de armadura adicional;
 A_t – área da tela soldada utilizada para conter a fissuração da laje.

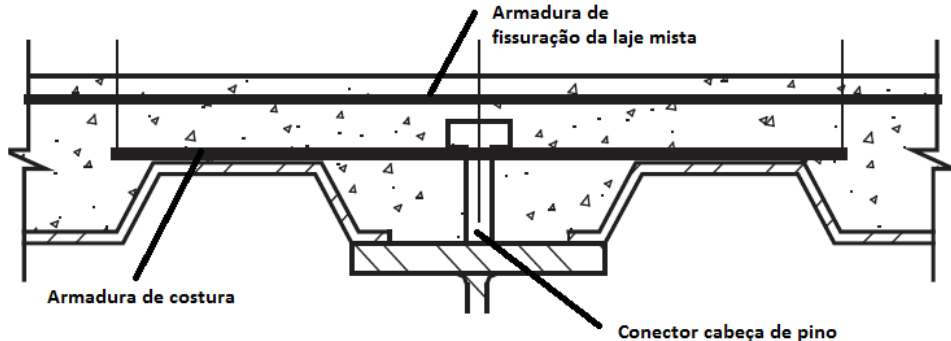


Figura 2.14 – Armaduras transversais consideradas no cálculo de $H_{v,Rd}$, (Adaptado FACKURY *et al*, 2016).

Da equação (2.2.42), se isola a quantidade de armadura adicional a ser utilizado A_{ad} , sendo o valor mínimo dado pela equação (2.2.43).

$$A_{ad,min} \geq \begin{cases} 1,5 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,001A_{cv} \end{cases} \quad (2.2.43)$$

A armadura a ser utilizada é obtida comparando-se as equações (2.2.40) e (2.2.41). Observa-se que à medida que se aumenta a área de armadura adicional A_{ad} , aumenta-se a força cisalhante resistente $H_{v,Rd}$.

2.2.3 VIGAS DE AÇO

Para os pórticos responsáveis por fazer o contraventamento da estrutura, conforme a Figura 2.4, optou-se por utilizar vigas contínuas de aço. As vigas de aço devem ser verificadas, quanto à flambagem local da mesa (FLM), flambagem local da alma (FLA) e flambagem lateral por torção (FLT). Segundo o Anexo G da NBR 8800 (2008), a flambagem local da mesa e da alma são dadas pelas equações (2.2.44) à (2.2.46). Enquanto que a flambagem lateral com torção é dada pelas equações (2.2.47) à (2.2.49).

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ se } \lambda \leq \lambda_p \quad (2.2.44)$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} (M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}), \text{ se } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (2.2.45)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}}, \text{ se } \lambda > \lambda_r \quad (2.2.46)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ se } \lambda \leq \lambda_p \quad (2.2.47)$$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} (M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}), \text{ se } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (2.2.48)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}}, \text{ se } \lambda > \lambda_r \quad (2.2.49)$$

onde:

C_b – coeficiente função da não uniformidade do diagrama de momento fletor;

M_{pl} – momento de plastificação da seção transversal;

M_r – momento fletor correspondente ao início do escoamento;

M_{cr} – momento fletor de flambagem elástica;

λ – parâmetro de esbeltez do elemento;

λ_p – parâmetro de esbeltez associado ao início da plastificação;

λ_r – parâmetro de esbeltez associado ao início do escoamento.

A Figura 2.15 apresenta as equações para cada uma das variáveis definidas anteriormente.

Tipo da seção e eixo de flexão	Estados-límites 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, fleidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$(f_y - \sigma_r) W$ Ver Nota 1	$\frac{C_b \pi^2 E I_y}{L^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_y^2}{C_w} \right)}$	$\frac{L_y}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$
	FLM	$(f_y - \sigma_r) W$ Ver Nota 1	$\frac{0,90 E k_c W_c}{\lambda^2}$	$\frac{b/t}{\text{Ver Nota 2}}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}}$
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fleidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLM	$(f_y - \sigma_r) W$	$\frac{0,90 E k_c W_c}{\lambda^2}$	$\frac{b/t}{\text{Ver Nota 2}}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}}$
Nota 1	A tensão residual de compressão nas mesas, σ_r , deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado.					
Nota 2	b/t é a relação entre largura e espessura aplicável à mesa do perfil; no caso de seções I e H com um eixo de simetria, b/t refere-se à mesa comprimida (para mesas de seções I e H, b é a metade da largura total, para mesas de seções U, a largura total, para seções tubulares retangulares, a largura da parte plana e para perfis caixão, a distância livre entre almas).					

Figura 2.15 – Parâmetros do momento fletor resistente, (FONTES DA LUZ, 2017)

O momento resistente de dimensionamento do perfil I é o menor momento dentre os obtidos aplicando-se as verificações relativas à FLM, FLA e FLT.

Já a verificação do cortante resistente, que será utilizada tanto para vigas de aço quanto para mistas de aço e concreto, é calculado segundo a NBR 8800 (2008), itens 5.4.3.1 (a alma absorve o cortante) e 5.4.3.5 (a mesa absorve o cortante).

Para seções I fletidas em relação ao eixo central perpendicular à alma (eixo de maior inércia), o cortante resistente é dado pelas equações (2.2.50) à (2.2.52):

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ se } \lambda \leq \lambda_p \quad (2.2.50)$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl} \lambda_p}{\gamma_{a1} \lambda}, \text{ se } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (2.2.51)$$

$$V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ se } \lambda > \lambda_r \quad (2.2.52)$$

$$V_{pl} = 0,6 A_w f_y \quad (2.2.53)$$

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \quad (2.2.54)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E_a}{f_y}} \quad (2.2.55)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E_a}{f_y}} \quad (2.2.56)$$

onde:

γ_{a1} – coeficiente de ponderação da resistência;

V_{pl} – cortante de plastificação da alma por cisalhamento, equação (2.2.53);

A_w – área da alma do perfil de aço e f_y é a tensão de escoamento do aço;

λ – índice de esbeltez da alma;

λ_p – parâmetro de esbeltez associado ao início da plastificação da alma;

λ_r – parâmetro de esbeltez associado ao início do escoamento da alma;

h_w – altura da alma;

t_w – espessura da alma;

E_a – módulo de elasticidade do aço;

f_y – tensão de escoamento do aço;

k_v – coeficiente associado à presença de enrijecedores para as almas, mais informações podem ser encontradas na NBR 8800 (2008), conforme a Figura 2.16.

$$k_v = \begin{cases} 5,0 & \text{para almas sem enrijecedores transversais, para } \frac{a}{h} > 3 \text{ ou para } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2 \\ 5 + \frac{5}{(a/h)^2} & \text{para todos os outros casos} \end{cases}$$

V_{pc} é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento, dada em 5.4.3.1.2;

a é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes (ver 5.4.3.1.3);

h é a altura da alma, tomada igual à distância entre as faces internas das mesas nos perfis soldados e igual a esse valor menos os dois raios de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados;

t_w é a espessura da alma.

Figura 2.16 – Fator relacionado ao uso de enrijecedores, (NBR 8800, 2008).

2.2.4 PILARES MISTOS

Os pilares mistos de aço e concreto são resultado do trabalho conjunto de um perfil metálico com o concreto armado. Os pilares mistos devem sempre ser providos de armadura longitudinal, com exceção dos perfis tubulares preenchidos cujo uso é opcional. Os pilares mistos possibilitam alcançar maior capacidade resistente com menores dimensões de seção transversal, ou seja, o uso de pilares mais esbeltos comparados aos pilares de concreto armado e fornecendo maior proteção ao fogo e à corrosão que os pilares metálicos.

Existem basicamente três tipos de pilares mistos, os pilares totalmente revestidos, os parcialmente revestidos e o perfis tubulares circulares ou retangulares preenchidos com concreto, conforme a Figura 2.17.

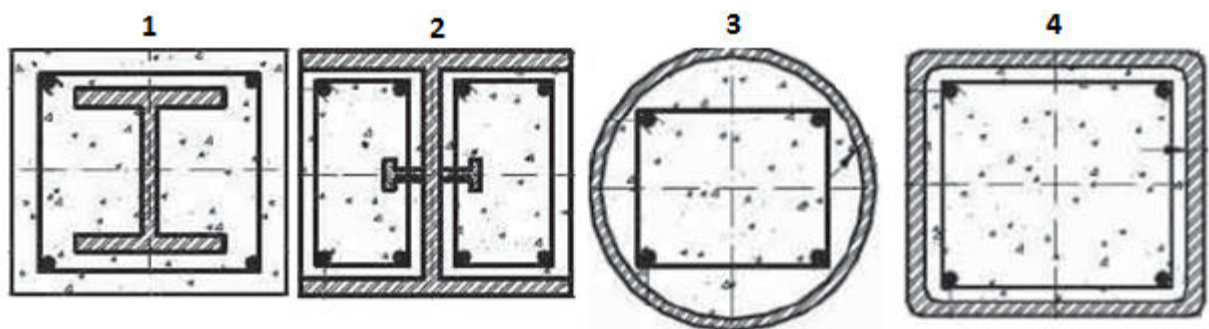


Figura 2.17 – Tipos de seções de pilares mistos: 1 - completamente revestido, 2 - parcialmente revestido, 3 - tubular circular e 4 - tubular retangular, (Adaptado CBCA, 2012).

Neste trabalho adotaram-se os processos de verificação usados no Manual de Estruturas Mistas do CBCA (Centro Brasileiro de Construção em Aço) para o pilar completamente revestido. Este manual adota as seguintes hipóteses básicas:

- a) A interação entre o concreto e o perfil deve se completa;
- b) O concreto deve ter densidade normal;
- c) Todas as seções devem ser duplamente simétricas;
- d) A relação entre a maior e a menor dimensão externa da seção deve ser inferior a 5;
- e) O fator de contribuição do aço deve ficar entre 0,2 e 0,9;
- f) A maior esbeltez relativa do pilar não deve ser maior que 2;
- g) Nos casos de pilares completamente ou parcialmente revestidos devem existir armaduras longitudinais e transversais para garantir a integridade do concreto;
- h) Para que a armadura longitudinal seja considerada na resistência da seção, sua área deve ficar entre 0,3% e 4% da área de concreto (telas soldadas não podem ser usadas para esta finalidade);
- i) O projeto das armaduras, incluindo espaçamento, cobrimento de concreto, distância livre entre barras etc., deve atender às prescrições da NBR 6118 (2014);
- j) Para os pilares completamente revestidos, os cobrimentos do perfil devem atender aos limites definidos pelas equações (2.2.57) e (2.2.58).

$$0,4b_f \geq c_x = 0,5(b - b_f) \geq \text{maior}(b_f/6; 40 \text{ mm}) \quad (2.2.57)$$

$$0,3d \geq c_y = 0,5(h - d) \geq \text{maior}(b_f/6; 40 \text{ mm}) \quad (2.2.58)$$

onde, b é a largura da seção, b_f é a largura da mesa, h é altura da seção, d é a altura do perfil, e c_x e c_y são os cobrimentos do perfil em x e y , respectivamente.

No presente trabalho serão adotados os pilares mistos completamente revestidos. A metodologia de dimensionamento para tais pilares é abordada no item 2.2.4.1. As metodologias de dimensionamento dos demais tipos de pilares apresentados na Figura 2.17 podem ser encontradas em QUEIROZ e PIMENTA vol.1 (2012), QUEIROZ e PIMENTA vol.2 (2012) e FACKURY ET AL (2016).

2.2.4.1 Dimensionamento do Pilar Misto Completamente Revestido

A) Esforço Normal Resistente:

Primeiramente calcula-se a resistência de cálculo da seção à plastificação total por força axial de compressão, dado pela equação (2.2.59):

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c \alpha f_{ck} + A_s f_{yd} \quad (2.2.59)$$

onde:

α – coeficiente devido ao formato de parábola do diagrama de tensão deformação do concreto, igual a 0,85, conforme adotado por QUEIROZ e PIMENTA (2012);

f_y – tensão de escoamento do aço do perfil;

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto;

f_{ys} – tensão de escoamento do aço da armadura longitudinal;

A_a – área do perfil de aço;

A_s – área total das armaduras longitudinais;

A_c – área de concreto, equação (2.2.60).

$$A_c = b * h - A_a - A_s \quad (2.2.60)$$

Calculado o $N_{pl,Rd}$, calcula-se o fator de contribuição do aço δ , de acordo com a equação (2.2.61), respeitando-se os limites definidos no tópico e).

$$\delta = \frac{A_a * \frac{f_y}{1,1}}{N_{pl,Rd}} \quad (2.2.61)$$

Em seguida determina-se a esbeltez relativa do pilar $\lambda_{0,m}$, calculada pela equação (2.2.62):

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \quad (2.2.62)$$

$$N_{pl,R} = A_a f_y + A_c \alpha f_{ck} + A_s f_{ys} \quad (2.2.63)$$

onde, $N_{pl,R}$ é a resistência à plastificação total por força axial de compressão.

A força de instabilidade elástica N_e é dada pela equação (2.2.64).

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2} \quad (2.2.64)$$

$$(EI)_e = E_a * I_a + 0,6 * E_{cred} * I_c + E_s * I_s \quad (2.2.65)$$

$$I_c = I - I_a - I_s \quad (2.2.66)$$

$$E_{cred} = 0,4 * E_c \quad (2.2.67)$$

onde,

K – parâmetro de flambagem do pilar no plano de flambagem considerado, determinado conforme a Figura 2.18;

L – comprimento do pilar;

$(EI)_e$ – rigidez efetiva à flexão em relação ao eixo de simetria perpendicular ao plano de flambagem considerado, equação (2.2.65);

E_a – módulo de elasticidade do perfil metálico;

E_s – módulo de elasticidade da armadura de aço, conforme recomendado por FACKURY *et al* (2016);

I_a – momento de inércia do perfil metálico;

I_s – momento de inércia das barras longitudinais;

I_c – momento de inércia da seção de concreto, expressão (2.2.66);

E_{cred} – módulo de elasticidade secante reduzida do concreto, considera o efeito de fluência ($E_{cred} = 0,4E_c$);

E_c – módulo de elasticidade secante do concreto, equação (2.2.38).

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 livres					

Figura 2.18 – Parâmetro de flambagem K , (NBR 8800, 2008).

Calculada a esbeltez relativa do pilar $\lambda_{0,m}$, equação (2.2.62), calcula-se o fator de redução associado a resistência a compressão χ , obtido da mesma maneira para perfis de aço axialmente comprimidas, segundo as equações (2.2.68) e (2.2.69).

$$\chi = 0,658\lambda_{0,m}^2, \text{ se } \lambda_{0,m} \leq 1,50 \quad (2.2.68)$$

$$\chi = 0,877/\lambda_{0,m}^2, \text{ se } \lambda_{0,m} > 1,50 \quad (2.2.69)$$

Depois se calcula a força axial resistente da seção mista, segundo a equação (2.2.70).

$$N_{Rd} = \chi * N_{pl,Rd} \quad (2.2.70)$$

B) Momento Fletor Resistente:

Nos pilares de canto e extremidade deve-se obter também a resistência de cálculo da seção à plastificação por momento fletor, que segundo a NBR 8800 (2008) é dada pela equação (2.2.71).

$$M_{pl,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5\sigma_{cd}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn}) \quad (2.2.71)$$

$$Z_s = \sum_{i=1}^n |A_{si}e_i| \quad (2.2.72)$$

$$Z_c = Z - Z_a - Z_s \quad (2.2.73)$$

$$\sigma_{cd} = \alpha f_{cd} \quad (2.2.74)$$

onde:

- Z_a – módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço na direção analisada, dado pelo fabricante;
- Z_s – módulo de resistência plástico da armadura do concreto na direção analisada;
- Z_c – módulo de resistência plástico da seção não fissurada de concreto dado por;
- Z_{an} – módulo resistente de plastificação do perfil de aço de acordo com a linha neutra;
- Z_{cn} – módulo resistente de plastificação da seção não fissurada de concreto de acordo com a linha neutra;
- Z_{sn} – módulo resistente de plastificação da armadura longitudinal de acordo com a linha neutra;
- e_i – distância entre o eixo da barra e a linha neutra plástica;
- A_{si} – área de uma barra;
- Z – módulo resistente plástico da seção transversal, na direção analisada;
- σ_{cd} – resistência de compressão do concreto no estado limite último;
- α – o fator de correção devido ao comportamento não linear do concreto, adotado igual a 0,85.

Para a determinação de Z_{an} , Z_{cn} e Z_{sn} deve-se partir de uma suposição da posição da linha neutra (se ela se posiciona na alma, na mesa, ou fora do perfil), para então se aplicar as

equações do Anexo P da NBR 8800 (2008) e assim obter os módulos resistentes supracitados. O processo para obtenção de Z_{an} , Z_{cn} e Z_{sn} é um processo iterativo.

Para se obter o momento fletor resistente é necessário encontrar a posição da linha neutra plástica em x e em y. Para isso o Anexo P da NBR 8800 (2008), disponibiliza equações que auxiliam nesse processo. Primeiramente deve-se estimar uma posição para a linha neutra plástica e logo após isso deve-se verificar se a linha neutra se encontra nesta posição, podendo a LNP se encontrar na alma, na mesa, ou fora do perfil.

Para o eixo x, se a Linha Neutra Plástica (LNP) estiver na alma, ou seja, $h_{nx} \leq 0,5d - t_f$, deve-se aplicar a equação (2.2.75):

$$h_{nx} = \frac{A_c \sigma_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - \sigma_{cd})}{2b_c \sigma_{cd} + 2t_w(2f_{yd} - \sigma_{cd})} \quad (2.2.75)$$

onde, A_c é a área de concreto dada pela equação (2.2.60), $f_{sd} = f_{sk}/1,15$ é a tensão de escoamento de dimensionamento das barras de aço, $f_{yd} = f_{yk}/1,1$ é a tensão de escoamento de dimensionamento do perfil metálico, b_c é a base da seção transversal, t_w é a espessura da alma do perfil e A_{sn} é a área de barras envolvida em h_{nx} , conforme a Figura 2.19.

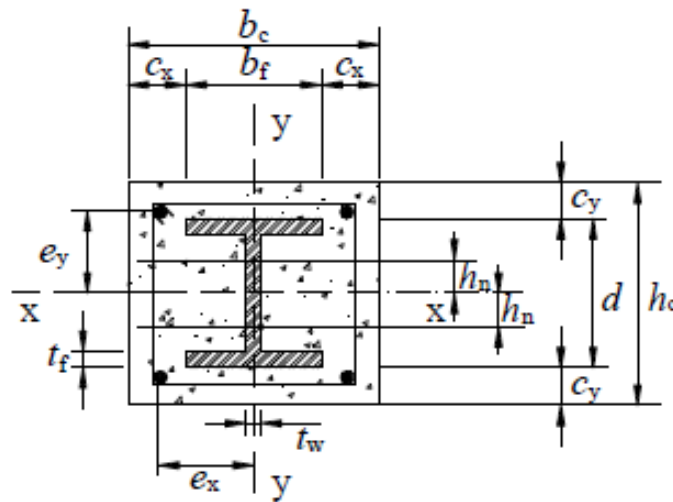


Figura 2.19 – Estimativa da posição de h_{nx} no perfil, (NBR 8800, 2008).

Com estes dados pode-se obter os módulos plásticos resistentes Z_{anx} , Z_{snx} , Z_{cnx} .

$$Z_{anx} = t_w h_{nx}^2 \quad (2.2.76)$$

$$Z_{snx} = \sum_{i=1}^n |A_{sni} e_{yi}| \quad (2.2.77)$$

$$Z_{cnx} = b_c h_{nx}^2 - Z_{anx} - Z_{snx} \quad (2.2.78)$$

onde, A_{sni} é a área de cada barra da armadura na região $2h_{nx}$, e_{yi} é a distância do centro da barra da armadura ao eixo x.

Se o h_{nx} encontrado não estiver nos limites da alma, então se supõe que a LNP esteja na mesa perfil, ou seja, $0,5d - t_f < h_{nx} \leq 0,5d$, conforme a equação (2.2.79).

$$h_{nx} = \frac{A_c \sigma_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - \sigma_{cd}) + (b_f - t_w)(d - 2t_f)(2f_{yd} - \sigma_{cd})}{2b_c \sigma_{cd} + 2b_f(2f_{yd} - \sigma_{cd})} \quad (2.2.79)$$

$$Z_{anx} = b_f h_{nx}^2 - \frac{(b_f - t_w)(d - 2t_f)^2}{4} \quad (2.2.80)$$

Os valores de Z_{snx} e Z_{cnx} são obtidos por (2.2.77) e (2.2.78). Se h_{nx} não estiver nos limites da mesa deve-se supor que LNP se encontra fora do perfil de aço, ou seja, $0,5d < h_{nx} \leq 0,5h_c$, conforme a equação (2.2.81):

$$h_{nx} = \frac{A_c \sigma_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - \sigma_{cd}) + A_a(2f_{yd} - \sigma_{cd})}{2b_c \sigma_{cd} + 2b_f(2f_{yd} - \sigma_{cd})} \quad (2.2.81)$$

onde, Z_{anx} será igual a Z_a (módulo plástico do perfil de aço, fornecido pelo fabricante), Z_{snx} e Z_{cnx} são obtidos pelas equações (2.2.77) e (2.2.78).

Para o eixo y a situação é representada pela Figura 2.20.

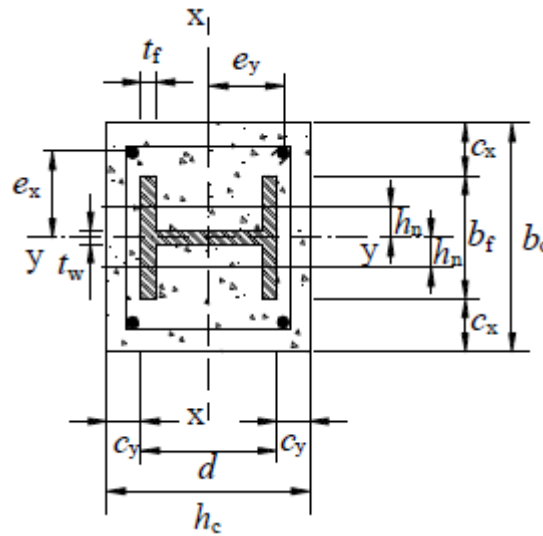


Figura 2.20 – Estimativa da posição de h_{ny} no perfil, (NBR 8800, 2008).

Se a LNP estiver na alma do perfil de aço, $h_{ny} \leq 0,5t_w$, então se aplica a equação (2.2.82).

$$h_{ny} = \frac{A_c \sigma_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - \sigma_{cd})}{2h_c \sigma_{cd} + 2d(2f_{yd} - \sigma_{cd})} \quad (2.2.82)$$

$$Z_{any} = d * h_{ny}^2 \quad (2.2.83)$$

$$Z_{sny} = \sum_{i=1}^n |A_{sni} e_{xi}| \quad (2.2.84)$$

$$Z_{cny} = h_c h_{ny}^2 - Z_{any} - Z_{sny} \quad (2.2.85)$$

Se a LNP estiver na mesa do perfil de aço, $0,5t_w < h_{nx} \leq 0,5b_f$, então se aplica a equação (2.2.86).

$$h_{ny} = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - \sigma_{cd}) + t_w(2t_f - d)(2f_{yd} - \sigma_{cd})}{2h_c \sigma_{cd} + 2d(2f_{yd} - \sigma_{cd})} \quad (2.2.86)$$

$$Z_{any} = 2t_f h_{ny}^2 - \frac{(d - t_f)t_w^2}{4} \quad (2.2.87)$$

Os valores de Z_{sny} e Z_{cny} serão dados por (2.2.84) e (2.2.85), respectivamente. Se a LNP estiver fora do perfil de aço, $0,5b_f < h_{nx} \leq 0,5b_c$, então se aplica a equação (2.2.88).

$$h_{ny} = \frac{A_c \sigma_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - \sigma_{cd}) + A_a(2f_{yd} - \sigma_{cd})}{2h_c \sigma_{cd}} \quad (2.2.88)$$

Os valores de Z_{sny} e Z_{cny} serão dados por (2.2.84) e (2.2.85), respectivamente, $Z_{any} = Z_a$.

Calculado o momento resistente, pode-se verificar a falha devido à ação conjunta de força axial de compressão e momento fletor, aplicando-se as equações de iteração definidas pelas equações (2.2.89) e (2.2.90).

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 - \text{para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad (2.2.89)$$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 - \text{para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad (2.2.90)$$

3. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Neste item são abordados os carregamentos aos quais a estrutura está submetida. São definidas as cargas permanentes e variáveis, de acordo com a NBR 6120 (1980). Também é abordado a análise estrutural, realizada com auxílio de um programa de cálculo estrutural.

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A estrutura modelada seguiu a planta baixa apresentada na Figura 2.1. As cargas aplicadas são preponderantemente cargas por unidade de área, aplicadas nos panos de laje. As lajes por sua vez transmitem as cargas para as vigas e conseqüentemente para os pilares. Com exceção das cargas de parede que se aplicaram diretamente sobre as vigas, seguindo a arquitetura, conforme a Figura 3.10.

As ligações dos pórticos foram consideradas rígidas, ou seja, há a transferência de momentos fletores das vigas para os pilares. Tal consideração implica em uma estrutura de contraventamento do tipo aporticada. As vigas mistas foram consideradas simplesmente apoiadas sobre os pórticos de contraventamento, não contribuindo assim para o contraventamento. Os pilares foram considerados apoiados na fundação.

O dimensionamento das fundações, das ligações dos elementos e da rampa não foram abordados neste trabalho.

3.2 PLANTAS DE FORMAS

A Figura 3.1 à Figura 3.6, são apresentadas as plantas estruturais com as respectivas identificações de cada elemento. As vigas em azul são as vigas de aço que formarão os pórticos de contraventamento, enquanto que as vigas em vermelho são as vigas mistas biapoiadas.

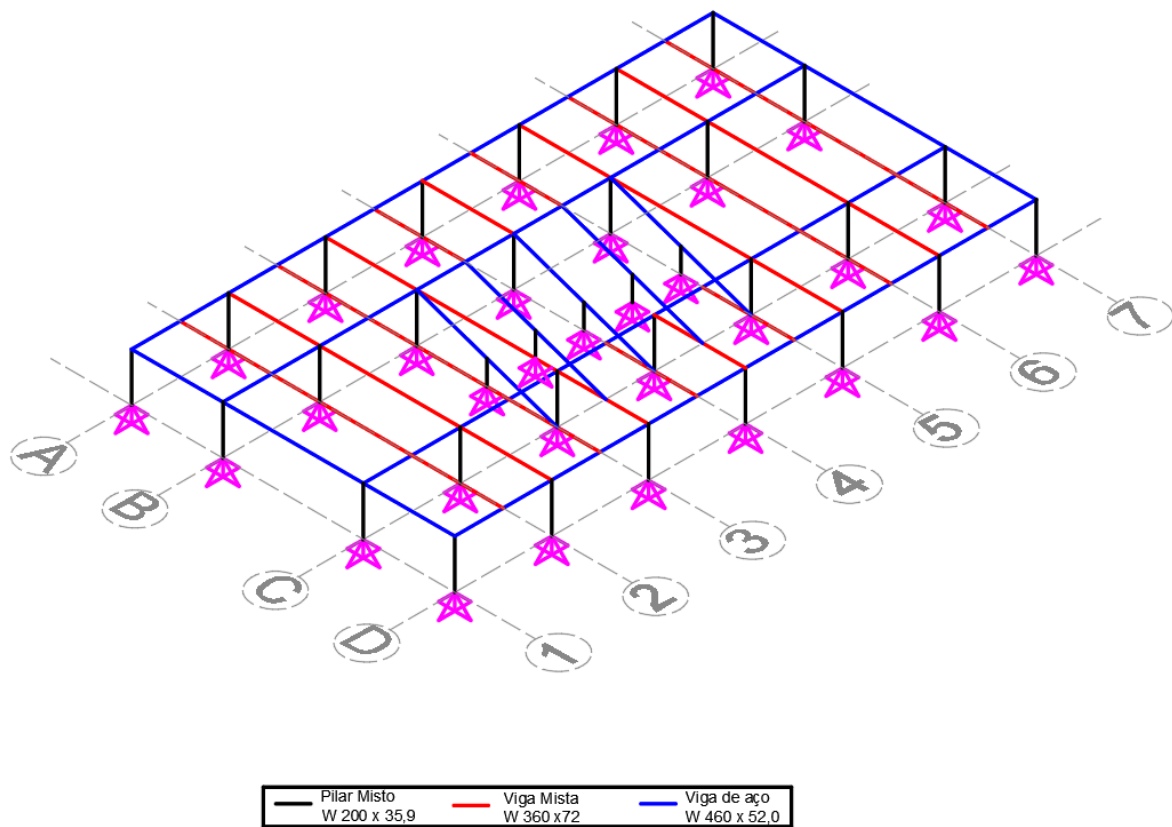


Figura 3.1 – Modelo estrutural unifilar tridimensional.

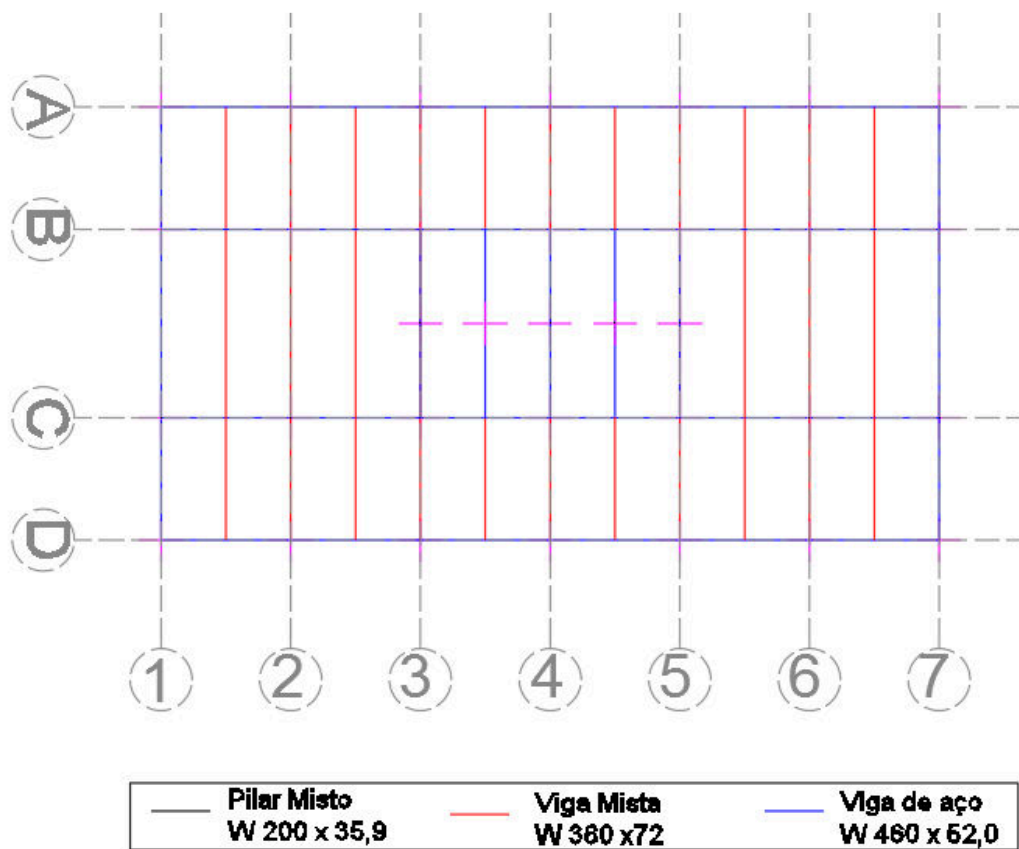


Figura 3.2 – Modelo estrutural, vista superior das vigas do pavimento tipo.

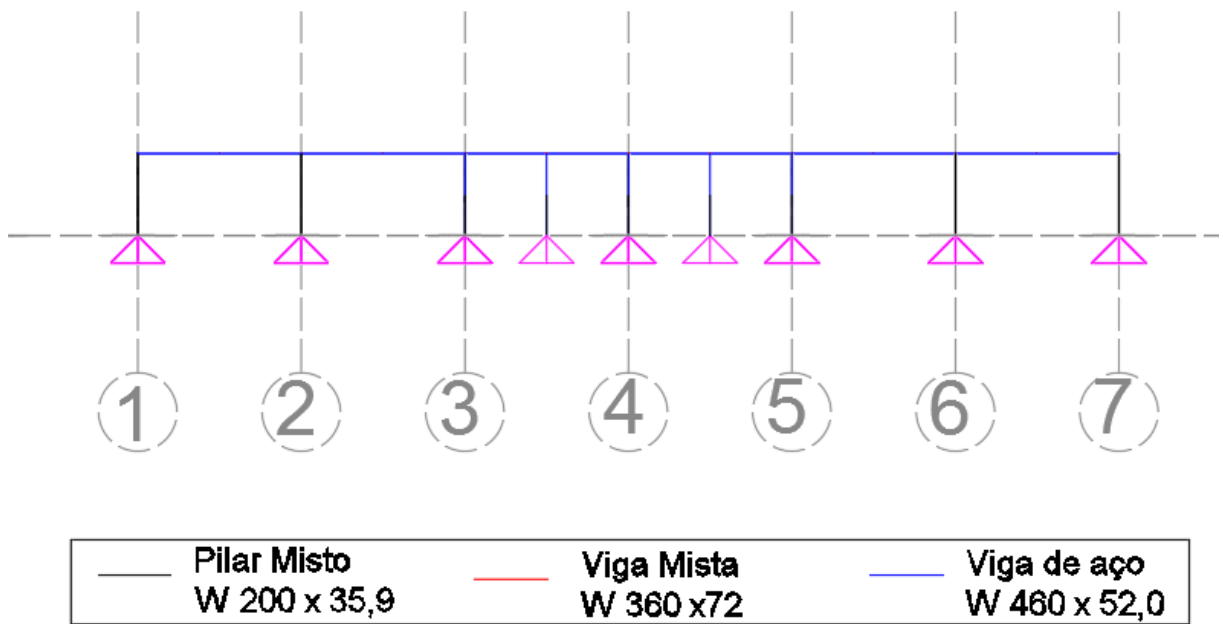


Figura 3.3 – Pórtico nos eixos B e C.

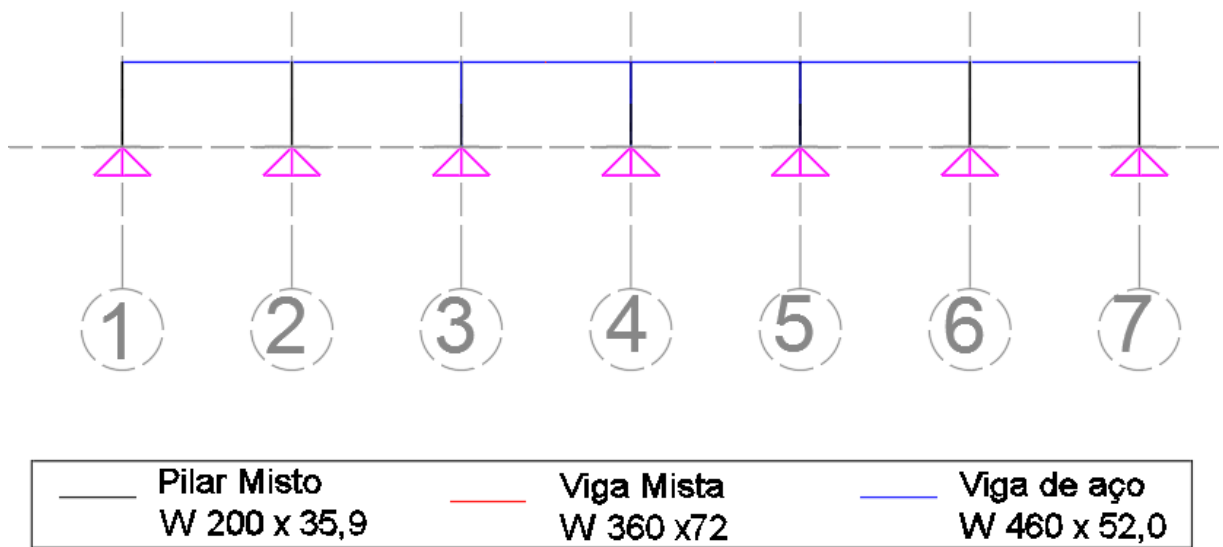
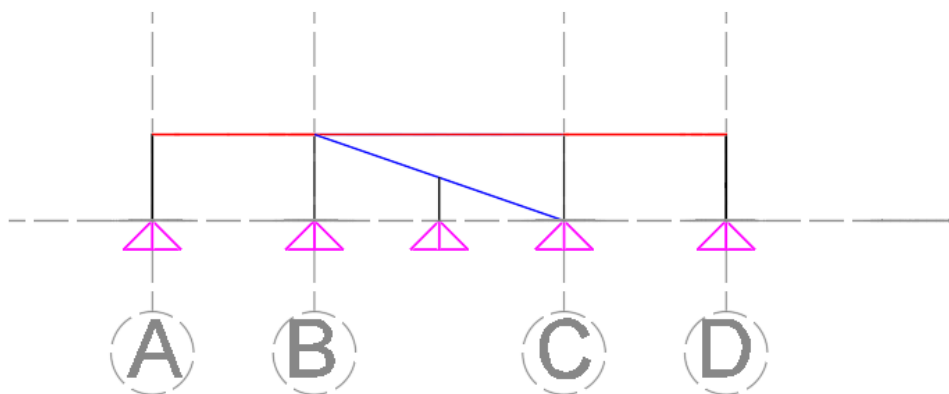
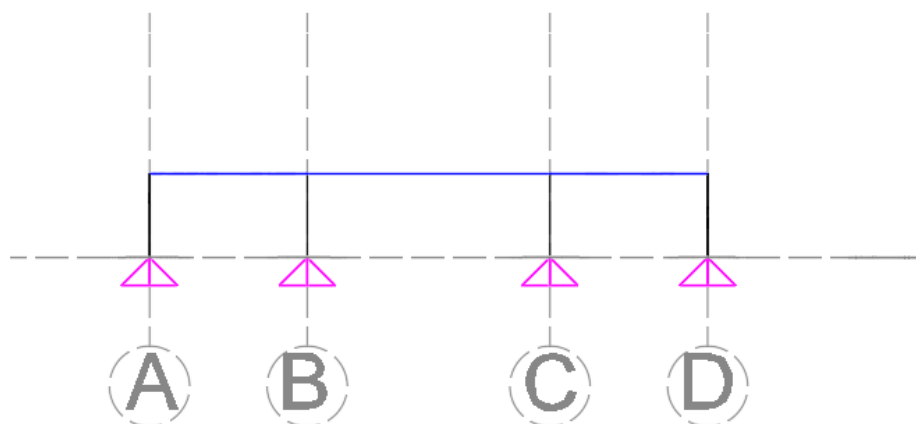


Figura 3.4 – Pórtico nos eixos A e D.



—	Pilar Misto W 200 x 35,9	—	Viga Mista W 360 x 72	—	Viga de aço W 460 x 52,0
---	------------------------------------	---	---------------------------------	---	------------------------------------

Figura 3.5 – Pórtico nos eixos 3, 4 e 5.



—	Pilar Misto W 200 x 35,9	—	Viga Mista W 360 x 72	—	Viga de aço W 460 x 52,0
---	------------------------------------	---	---------------------------------	---	------------------------------------

Figura 3.6 – Modelo estrutural vista dos eixos 1, 2, 6 e 7.

As figuras a seguir ilustram as seções utilizadas no dimensionamento da estrutura.

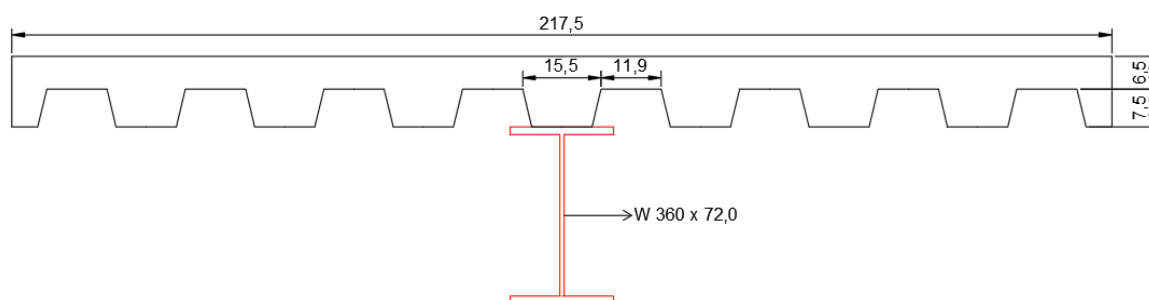


Figura 3.7 – Seção transversal da viga mista de 8,7 metros.

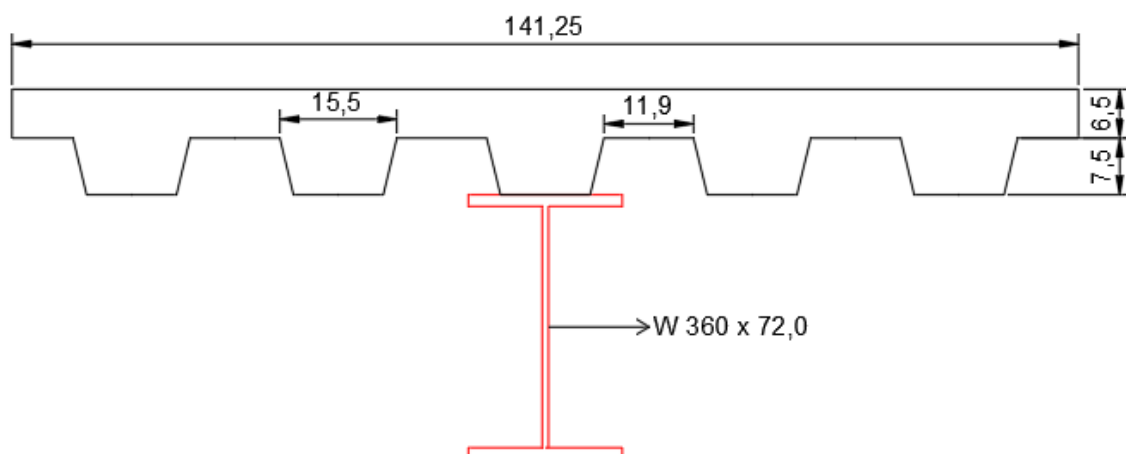


Figura 3.8 – Seção transversal da viga mista de 5,65 metros.

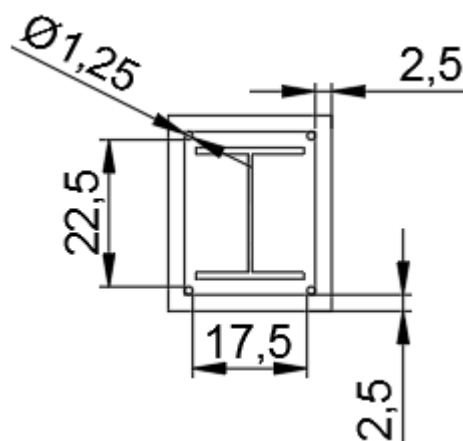


Figura 3.9 – Seção transversal dos pilares mistos.

3.3 CARREGAMENTOS

Foram considerados os valores de carregamentos devido às ações permanentes e variáveis, seguindo o preconizado na NBR 6120 (1980).

Quase todos os carregamentos usados serão distribuídos e aplicados diretamente sobre o piso, com exceção para as cargas de parede que estarão localizados conforme as linhas demarcadas na seguinte figura:

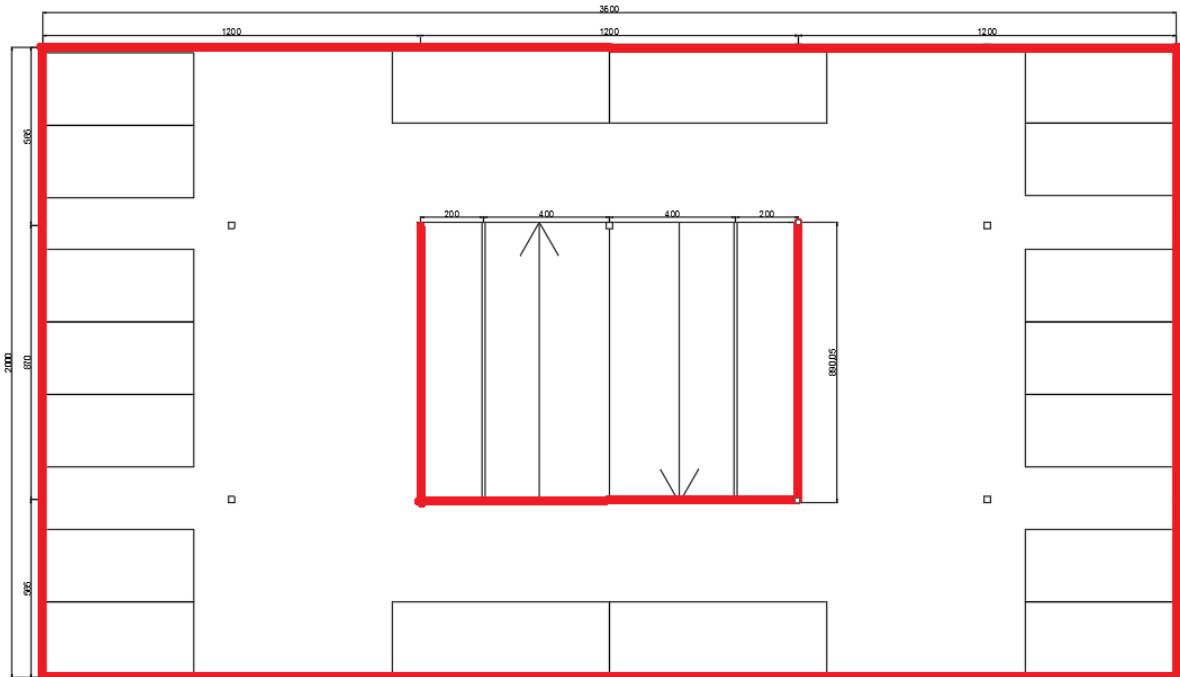


Figura 3.10 – Indicação da posição da carga de parede

3.3.1 CARGAS PERMANENTES

Na fase construtiva, as cargas consideradas foram a de peso próprio da estrutura metálica, do concreto fresco e da telha-fôrma. Após a cura do concreto foram consideradas as seguintes cargas permanentes: o peso próprio dos elementos estruturais, o revestimento asfáltico, a carga da manta de impermeabilização, a cobertura de proteção para os carros e as cargas de paredes.

3.3.1.1 Peso Próprio Estrutural

O peso próprio estrutural foi calculado automaticamente por meio das dimensões dos elementos estruturais lançados, e dos materiais utilizados, com exceção das lajes. A carga referente ao peso próprio das lajes foi considerada de acordo com o peso próprio informado na tabela de dimensionamento da METFORM, constante no anexo B.

3.3.1.2 Revestimento Asfáltico

Adotou-se neste trabalho uma camada de revestimento asfáltico $\rho = 13 \text{ kN/m}^3$, conforme a Tabela 1 da NBR 6120 (1980), com 4 cm de espessura, resultando assim $0,52 \text{ kN/m}^2$ de revestimento asfáltico.

3.3.1.3 Peso Próprio das Paredes

No primeiro pavimento será considerada a carga referente a uma parede de 1,5m em todo o contorno da edificação e na área da escada conforme a Figura 3.10.

Segundo a NBR 6120 (1980), o peso específico de tijolos furados é $\rho = 13 \text{ kN/m}^3$, considerando mais 2 kN/m^3 devido ao peso adicional das camadas de argamassa que serão aplicadas, resulta em um peso específico de 15 kN/m^3 . Considerando que os blocos usados têm espessura igual 20 cm e que a parede tem 1,5 metros de altura, obtém-se a carga por metro $q_{parede} = 15 \times 0,2 \times 1,50 = 4,5 \text{ kN/m}$. Essa carga uniformemente distribuída foi aplicada diretamente sobre as vigas posicionadas abaixo dessas cargas, conforme a Figura 3.10.

3.3.1.4 Peso Próprio da Impermeabilização

Para a impermeabilização com manta asfáltica, considerou-se uma carga de 53,4 kg (conforme anexo A) para cada 10 m^2 , ou seja, $5,34 \text{ kg/m}^2$, que é aproximadamente $0,5 \text{ kN/m}^2$. Tal carregamento foi aplicado como uma carga uniformemente distribuída sobre a laje.

3.3.1.5 Carga de Peso Próprio da Cobertura

Para proteção dos carros contra intempéries resolveu-se adotar uma cobertura leve sobre as vagas. No presente trabalho este carregamento será considerado como uma carga distribuída de $0,15 \text{ kN/m}^2$, conforme SALLES (2016). O cálculo estrutural dessa cobertura não foi realizado, pois foi considerada como uma estrutura secundária leve de menor importância, conforme a Figura 3.11.



Figura 3.11 – Ilustração do tipo de cobertura utilizada.

3.3.2 CARGAS VARIÁVEIS

3.3.2.1 Sobrecarga de Construção

No item B.6, a NBR 8800: 2008, recomenda a adoção de uma sobrecarga mínima de construção de 1 kN/m² sobre as lajes, que será usada para o dimensionamento das vigas não escoradas durante a fase de cura do concreto.

Os pórticos indicados pelos eixos na Figura 3.1, por serem de perfis de aço, não serão calculados para a etapa de construção visto que a maior solicitação que tais pórticos receberão ocorrerá após a cura do concreto. Esta verificação na etapa de construção é aplicada para verificar se os perfis metálicos que após a cura do concreto resultarão em vigas mistas são capazes de suportar o peso do concreto fresco sem a necessidade de escoras.

3.3.2.2 Sobrecarga de Utilização

Para área de garagens a sobrecarga de utilização é de 3 kN/m², multiplicado por um fator de majoração φ dado pela equação (3.3.1), conforme a NBR 6120 (1980):

$$\varphi = \frac{l_o}{l}, \text{ se } l \leq l_o \quad (3.3.1)$$

$$\varphi = 1,00, \text{ se } l \geq l_o \quad (3.3.2)$$

onde, l_o é igual a 5 metros para vigas e 3 metros para lajes, e l é o comprimento da viga ou o comprimento da menor direção da laje. Como todas as vigas do edifício em questão são maiores do que 5 metros e os menores vão das lajes iguais a 3 metros este fator será igual a 1,00.

3.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

A NBR 8800 (2008) de projetos de estruturas de aço e mistas de aço e concreto, determina que para os efeitos da mesma devem ser considerados os estados-limites últimos (ELU) e os estados-limites de serviço (ELS). Os estados limites últimos são relacionados à segurança da estrutura quanto à sua ruína total ou parcial, quando a estrutura está submetida às combinações de ações mais críticas de sua vida útil, durante sua construção, ou quando atuar uma ação especial ou excepcional que leve a estrutura a ruína. Já os estados-limites de serviço se relacionam com o bom desempenho da estrutura em sua vida útil sobre condições normais de utilização.

Para a verificação do ELU, foi necessário considerar as combinações de construção para a verificação das vigas mistas na fase construtiva, onde o perfil deve suportar o peso do concreto antes deste obter resistência. Além disso, para a verificação do ELU foi necessário adotar as combinações últimas normais para a verificação das estruturas mistas após a cura do concreto e dos perfis metálicos. Segundo a NBR 8800 (2008), as combinações últimas normais são dadas pela equação (3.4.1):

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k} \quad (3.4.1)$$

onde:

- $F_{Gi,k}$ – valor característico das ações permanentes;
- $F_{Q1,k}$ – valor característico das ações variáveis principais;
- $F_{Qj,k}$ – valor característico das ações variáveis secundárias;
- γ_{gi} – coeficiente de ponderação para ações permanentes;
- γ_{q1} – coeficiente de ponderação para a ação variável principal;
- γ_{qj} – coeficiente de ponderação para as ações variáveis secundárias;
- ψ_{0j} – fator de simultaneidade para as ações variáveis.

As combinações últimas de construção, segundo a NBR 8800 (2008), são definidas pela equação (3.4.2):

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \gamma_{qj} \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \quad (3.4.2)$$

onde, $\psi_{0j,ef}$ representa os fatores de combinações efetivos de cada uma das ações variáveis que podem atuar simultaneamente com a ação variável especial $F_{Q1,k}$.

Para a verificação do ELS, será utilizada a combinação quase permanente de serviço, ou seja, aquelas que atuam durante grande parte do período de vida da estrutura. Tal combinação, (3.4.3), é utilizada para a verificação das flechas.

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{G_{i,k}} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Q_{j,k}} \quad (3.4.3)$$

onde, ψ_{2j} é o fator de redução para as ações variáveis.

Os valores dos coeficientes de ponderação foram retirados da NBR 8800 (2008), conforme a Tabela 3.1. Já os coeficientes associados à simultaneidade das cargas variáveis foram retirados da mesma norma, conforme a Tabela 3.2.

Tabela 3.1 – Coeficientes de ponderação γ_{gi} , γ_{qj} , (NBR 8800,2008).

Combinações	Ações permanentes (γ_g) ^{a,c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q) ^{a,d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

^b O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

^c Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

^d Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

^e Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

Tabela 3.2 – Fatores de combinação para ações variáveis, (NBR 8800, 2008).

Ações		γ_{Ω}^a		
		ψ_0	ψ_1^d	ψ_2^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^{c)}	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

^a Ver alínea c) de 4.7.5.3.
^b Edificações residenciais de acesso restrito.
^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.
^d Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar ψ_1 igual a 1,0.
^e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.

Utilizou-se γ_g igual a 1,4 para a combinação normal última e 1,3 para a combinação de construção, correspondentes ao peso próprio de elementos construtivos industrializados com adição in loco. Já para as ações variáveis adotou-se γ_q igual a 1,4 para as cargas após a cura do concreto e 1,2 para as cargas de construção, conforme prescrito no adendo d, visto que estas cargas não ultrapassarão o valor de 5 kN/m².

O fatores das ações variáveis ψ_{0j} foi tomado como 0,8, para as ações causadas pelo uso e ocupação do edifício garagem. O fator $\psi_{0j,ef}$ foi adotado igual ao ψ_{0j} , 0,8, salvo quando a ação variável especial tiver um tempo de atuação muito curto. Os valores adotados estarão resumidos nas seguintes tabelas:

Tabela 3.3 – Resumo fatores de combinação de ações.

Carregamentos	Combinações de Carregamentos			
	Estados Limites Últimos			Estado Limite de Serviço
	Comb. Normal		Comb. de Construção	Comb. Quase Permanente
	1	2	3	4
Peso Próprio	1,40	1,40	1,30	1,00
Revestimento			0,00	
Impermeabilização			0,00	
Parede			0,00	
Cobertura			0,00	
SC garagem			0,00	0,60
SC construção	0,00	0,00	1,20	0,00

4. ANÁLISE ESTRUTURAL

Neste tópico é realizado o dimensionamento das lajes, a verificação dos perfis metálicos, das vigas mistas e dos pilares com relação os estados limites últimos e os estados limites de serviço. Os métodos aqui adotados seguem os critérios da NBR 8800 (2008), sobre projetos de estruturas de aço e mistas de aço e concreto, seguiram também o Manual de Dimensionamento de Estruturas Mistas Vol. 1 e 2 do CBCA (2012).

4.1 DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS

Primeiramente define-se qual classe de concreto será utilizado, o que foi realizado seguindo a NBR 6118 (2014). Deve-se primeiramente determinar a classe de agressividade ambiental (Tabela 4.1), para depois obter a classe de resistência mínima a ser utilizada (

Tabela 4.2). Da Tabela 4.1, como a edificação em questão será construída em uma área urbana, observa-se que a classe de agressividade ambiental será II (agressividade moderada). Já da

Tabela 4.2, percebe-se que o $f_{ck} = 25$ MPa é o valor mínimo admitido e por isso foi o adotado.

Tabela 4.1 – Classes de agressividade ambiental, (NBR 6118, 2014).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 4.2 – Relação entre classe de agressividade ambiental e resistência característica mínima do concreto, (NBR 6118, 2014).

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Quanto ao aço de uso estrutural para os perfis metálicos será considerado o aço MR-250. Para os aços das armaduras longitudinais e estribos, caso sejam necessários, será utilizado o aço CA-50. As propriedades dos materiais utilizados ao longo do dimensionamento da estrutura estão resumidas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Propriedades dos materiais utilizados.

Material	Módulo de Elasticidade, E (GPa)	Tensão de Escoamento f_y (MPa)	Tensão de Ruptura f_u (MPa)	Resistência Característica f_{ck} (MPa)
Concreto	24,150	---	---	25
Aço MR-250	200	250	400	---
Aço CA-50	210	500	550	---
Aço - Conector de Cisalhamento	200	345	415	---

4.2 VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

A partir das combinações de cargas apresentadas no item 3.4, deve-se analisar a capacidade resistente de cada um dos elementos estruturais e compará-los com os esforços oriundos das combinações. Considerou-se sempre o pior caso para o dimensionamento das lajes, vigas e pilares, separando-se as etapas de verificação em fase construtiva e após a cura do concreto.

4.2.1 VERIFICAÇÃO NA FASE CONSTRUTIVA

Na fase construtiva somente será verificado os elementos mistos não escorados como, as lajes e as vigas que trabalham suportando o peso próprio do concreto fresco.

4.2.1.1 Verificação das Lajes

A Figura 4.1 apresenta as características geométricas da fôrma MF-75 da METFORM, com as espessuras comerciais disponíveis. Tal fôrma foi escolhida, pois é a que apresenta a maior resistência dentre as disponíveis no catálogo, possibilitando vencer maiores vãos. Tal requisito é importante, pois se trata de um edifício garagem com carga elevada.

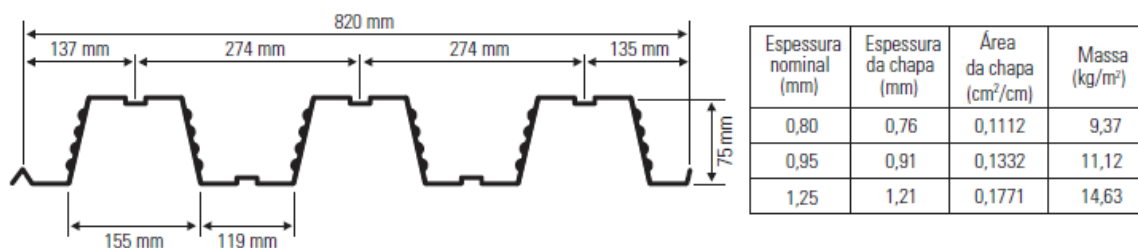


Figura 4.1 –Laje MF-75 METFORM, (FACKURY *et al.*,2016).

Usando a tabela de dimensionamento da METFORM apresentada no anexo B, buscou-se a laje mais leve (menor espessura de chapa) e que fosse capaz de vencer o maior vão da estrutura em estudo sem escoramento na fase construtiva. A laje com 130 mm de altura segundo FACKURY *et al.* (2016) é restrita para lajes de forro, não sendo usada para laje de piso. Observando-se o sentido das nervuras conforme a Figura 2.3, encontra-se o vão para as lajes de 3 m, limitando a escolha às opções apresentadas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Lajes MF-75, vãos máximos, espessuras para altura da laje de 140mm.

Altura total da laje (mm)	Espessura de fôrma (mm)	Vãos Máximos sem escoramento na fase com construtiva (mm)		
		Vão simples	Vão duplo	Vão triplo
140	0,8	2200	3100	3200
	0,95	2850	3500	3600
	1,25	3500	4150	4250

A laje escolhida para todo o 1º pavimento será a laje de 140mm de altura, visto que esta conseguiria vencer o vão de 3 metros. No caso de vãos simples a espessura da fôrma que atenderia seria de 1,25 mm; no caso de vãos duplos e triplos qualquer espessura atenderia o caso em análise. Em busca de maior economia no preço dos materiais usados e percebendo que a arquitetura do edifício permitiria o uso de vão duplos ou triplos optou-se por utilizar a laje de menor espessura, 0,8 mm. Por questão de uniformização optou-se por adotar 18 vãos duplos, 12 sobre as vigas mistas de 5,65 metros e 6 sobre as vigas mistas de 8,7 metros.

4.2.1.2 Verificação das Vigas Mistas

As vigas mistas nesta etapa devem ser verificadas devido à ação do peso próprio do concreto fresco e da sobrecarga de construção sobre o perfil de aço utilizado, segundo à FLA, FLM e FLT. Aplicando-se a combinação 3 apresentada na Tabela 3.3 obtém-se o momento

solicitante de dimensionamento $M_{sd} = 131,74$ kNm e o cortante solicitante de dimensionamento $V_{sd} = 61,95$ kN para a viga mais solicitada.

As propriedades geométricas do perfil W 360 x 72 adotado para as vigas mistas são apresentadas na Figura 4.2.

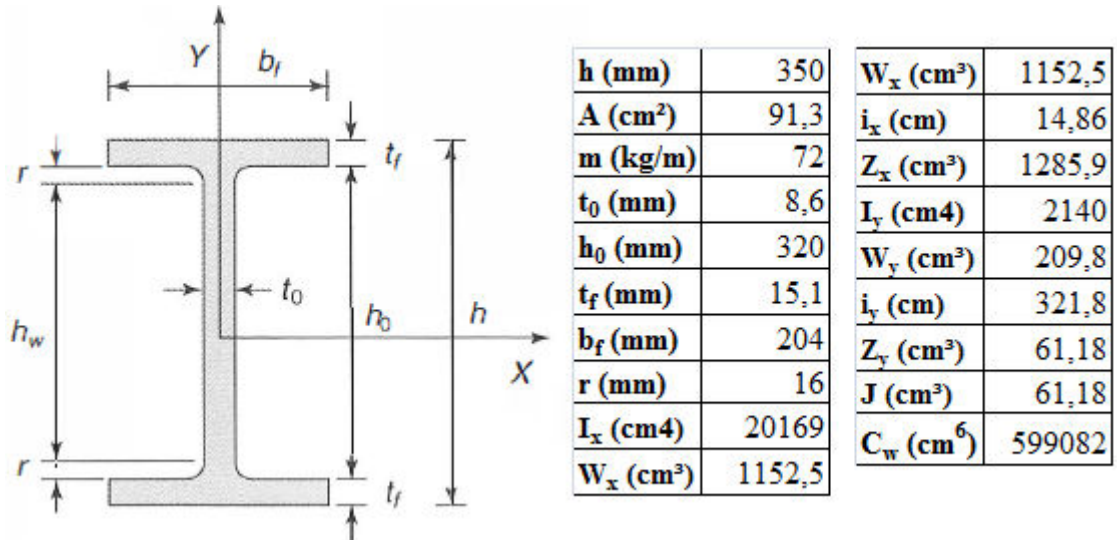


Figura 4.2 –Propriedades geométricas perfil W 360 x 72 usado nas vigas mistas.

A Tabela 4.5 apresenta os resultados para o perfil W 360 x 72, referente à aplicação das equações que constam no item 2.2.3, quanto ao cálculo do momento resistente M_{Rd} segundo os critérios de FLM, FLA e FLT; e para o cortante resistente V_{Rd} .

Tabela 4.5 – Momento resistente de dimensionamento.

Parâmetro	Equação	Aplicação	Resultado
λ_m	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{204}{2 \times 15,1}$	6,75
λ_a	$\frac{h_w}{t_w}$	$\frac{287,8}{8,6}$	33,47
λ_{flt}	$\frac{l_{bx}}{i_y}$	$\frac{870}{4,84}$	179,75
λ_{pm}	$0,38 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$	$0,38 \sqrt{\frac{200 \times 10^3}{250}}$	10,75
λ_{pa}	$3,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$	$3,76 \sqrt{\frac{200 \times 10^2}{25}}$	106,35

β_1	$\frac{(f_y - 0,3f_y)W_x}{E_a \times J}$	$\frac{(25 - 0,3 \times 25) \times 1152,5}{20000 \times 61,18}$	0,016
λ_{rflt}	Equação:	$\frac{1,38\sqrt{I_y J}}{i_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27C_w \beta_1^2}{I_y}}}$	169,6
	Aplicação:	$\frac{1,38\sqrt{2140 \times 61,18}}{4,84 \times 61,18 \times 0,016} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 599082 \times 0,016^2}{2140}}}$	
M_{flt} (kNm)	Equação:	$\frac{C_b \pi^2 E_a I_y}{l_{bx}^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \sqrt{1 + \frac{0,039 J l_{bx}^2}{C_w}}}$	132,18
	Aplicação:	$\frac{1 \times \pi^2 \times (0,1 \times 2 \times 10^5) \times 2140}{870^2} \sqrt{\frac{599082}{2140} \sqrt{1 + \frac{0,039 \times 61,18 \times 870^2}{599082}}}$	
M_{Rd} (kNm)	$\frac{M_{flt}}{\gamma_{f1}}$	$\frac{187,07}{1,1}$	120,16
V_{pl} (kN)	$0,6 A_w f_y$	$0,6 \times 30,1 \times 25$	451,5
V_{Rd} (kN)	$\frac{V_{pl}}{\gamma_{f1}}$	$\frac{513}{1,1}$	410,45

As propriedades geométricas foram consideradas nas mesmas unidades apresentadas na Figura 4.2, os comprimentos em centímetros, e as tensões e os módulos de elasticidade em kN/cm². Analisando a Tabela 4.5 observa-se que o perfil em questão possui seção compacta, com mesas e almas compactas, e quanto à FLT a viga é classificada como longa. Observa-se que a FLT governou o sistema, sendo o caso crítico para o perfil analisado.

Comparando o pior caso de solicitação, vê-se que este é maior que a capacidade resistente à flexão do perfil, sendo assim deve-se escorar a viga maior na metade na fase construtiva, já para a viga menor o momento solicitante máximo será de apenas 56,82 o que representa apenas 47,28% da capacidade resistente a flexão. Já a cortante terá apenas 33% de sua capacidade resistente ao cisalhamento, ficando o perfil dimensionado para a fase construtiva.

4.2.2 VERIFICAÇÃO APÓS A CURA DO CONCRETO

4.2.2.1 Verificação das Lajes

Considerando as lajes separadas que atendem a etapa construtiva listadas na Tabela 4.4, as lajes escolhidas devem resistir à carga de utilização para o edifício garagem (4,17 kN/m² - soma da carga do revestimento, impermeabilização, telhado e sobrecarga de utilização; todas sem ponderar) para um vão de 3 metros. Olhando a tabela de dimensionamento no Anexo B, observa-se que as três atendem a este critério. Logo será escolhida a fôrma de menor espessura, 0,8mm. A Tabela 4.6 resume as informações da laje calculada para a fase pós cura do concreto.

Tabela 4.6 – Informações da laje escolhida.

Altura total da laje (mm)	Espessura da fôrma (mm)	Fase Construtiva			Após a cura do concreto	
		Carga de Peso Próprio (kN/m ²)	Vãos Máximos sem escoramento (mm)		Carga sobreposta máxima (kN/m ²)	Vão máximo (mm)
			Vão duplo	Vão triplo		
140	0,8	2,5	3100	3200	4,48	3000

Assim, a fôrma escolhida atende todas as condições do projeto. O 1º pavimento será constituído por seis vãos duplos.

Ainda deve-se considerar uma armadura para conter a fissuração do concreto, determinada em função da altura da laje. Tal armadura é obtida por meio da Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Tela soldada para lajes mistas MF-75, (FACKURY, 2016).

Altura total da laje (h_t) (mm)	Consumo de concreto (m ³ /m ²)	Armadura em tela soldada			
		Denominação	Diâmetro – espaçamento (mm x mm – mm x mm)	Massa (kg/m ²)	Área (mm ² /m)
130	0,0925	Q-75	φ 3,8 x φ 3,8 – 150 x 150	1,21	75
140	0,1025				
150	0,1125				
160	0,1225	Q-92	φ 4,2 x φ 3,2 – 150 x 150	1,48	92
170	0,1325	Q-113	φ 3,8 x φ 3,8 – 100 x 100	1,80	113
180	0,1425				
190	0,1525	Q-138	φ 4,2 x φ 4,2 – 100 x 100	2,20	138
200	0,1625				

Com essa tabela obteve-se a tela soldada Q-75 com diâmetro de 3,8 mm x 3,8 mm e espaçamento de 150 mm x 150 mm, para o controle de fissuração, visto que a laje utilizada possui altura total de 140 mm.

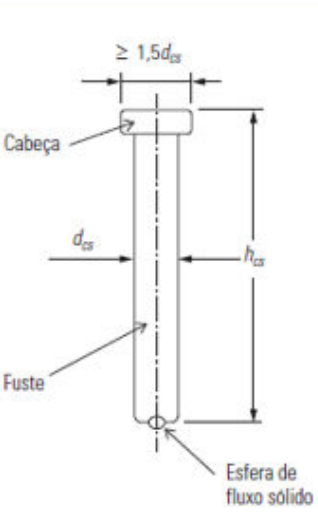
4.2.2.2 Verificação das Vigas Mistas

Neste item são realizadas as verificações quanto à flexão e ao cisalhamento, conforme detalhado no item 2.2.2. As vigas a serem analisadas tiveram seus esforços obtidos através do modelo estrutural montado no SAP2000, que levou em consideração os carregamentos calculados previamente no item 3.3, juntamente com as combinações de ações contidas na Tabela 3.3.

Neste trabalho são adotados conectores de pino com cabeça, Figura 4.3, (amplamente utilizados), com diâmetro $d = 19$ mm e comprimento nominal $l = 120$ mm. As demais propriedades dos conectores de pino são apresentadas na Figura 4.4, enquanto que as propriedades do aço dos conectores são apresentadas na Tabela 4.3.



Figura 4.3 – Conector de pino com cabeça, (FAKURY, 2016).



Diâmetro nominal do fuste d_{cs}		Comprimento total nominal h_{cs} (mm)	Cabeça		Tipo de cerâmica ¹⁾
(pol)	(mm)		Diâmetro nominal (mm)	Altura mínima (mm)	
3/4	19	80	32	9,5	MB
		105			SD
		120			SD
		135			MB-SD
7/8	22	93	35	9,5	MB
		106			
		132			
		157			
		182			
		208			

¹⁾ MB: para soldagem diretamente em perfil; SD: para soldagem através de fôrma de aço.

Figura 4.4 – Dimensões do conector de pino com cabeça, (FACKURY, 2016).

Será utilizado para a verificação a situação mais crítica, que não necessariamente no caso de vigas mistas será viga a qual é mais carregada. É necessário primeiramente verificar alguns aspectos como: o posicionamento das nervuras da laje com relação a direção da viga, o número de conectores que deverão ser utilizados, nos vãos terão nervuras o suficiente para os conectores pinos serem locados e se será necessário utilizar mais de um conector por nervura (no caso de vigas perpendiculares as nervuras). Todos esses aspectos listados, representados pelos fatores R_g e R_p , afetam diretamente a resistência à flexão das vigas mistas. Este processo de verificação é iterativo, onde deve-se primeiramente supor uma situação de cálculo e verificar se é exequível.

No caso estudado as vigas mistas se posicionam perpendicularmente às nervuras das lajes. Dividindo-se o tamanho do vão da viga mista, 5,65 m e 8,7 m, pelo tamanho de uma nervura da laje, 274 mm conforme a Figura 4.1, é possível obter o número de nervuras transversais à viga, 20 e 31 nervuras respectivamente.

Após isso se determina o número de conectores para interação completa, considerando apenas um conector por nervura ($R_g = 1$, Tabela 2.1), conforme a equação (2.2.36). Analisando a Figura 2.13 e a Figura 4.5, observa-se que a nervura tem 274 mm e e_{mh} é maior que 50 mm.

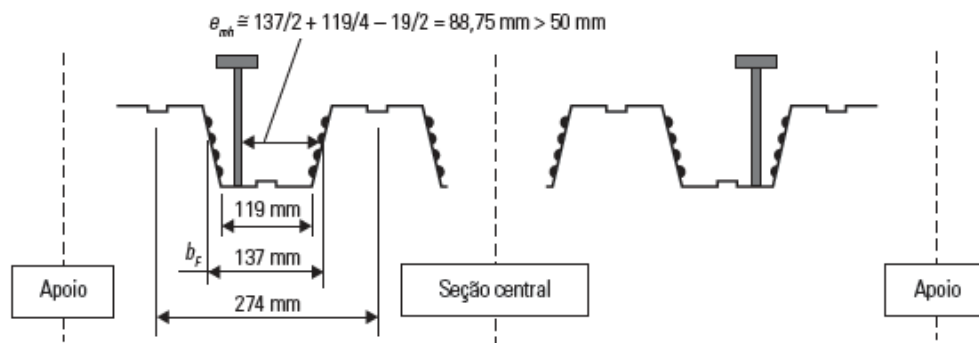


Figura 4.5 – Posicionamento de um conector na fôrma, (FACKURY, 2016).

Assim conforme a Tabela 2.2, $R_p = 0,75$, resultando em 40 conectores para o vão de 5,65 metros e 60 conectores para o vão de 8,7 metros. Como foi considerado um conector por nervura e o número de conectores é maior que o número de nervuras, tal disposição de conectores não é exequível. Como alternativa a essa situação optou-se por trabalhar com um número menor de conectores, resultando em um dimensionamento com interação parcial.

Resolveu-se adotar o grau de interação mínimo para a viga analisada, obtido pela equação (2.2.5) de 0,4. Com esta nova hipótese, utilizando a equação (2.2.36), obteve-se 16 conectores para as vigas de 5,65 m e 24 conectores para as vigas de 8,7 m, sendo portanto exequível.

Como a viga é biapoiada tomou-se o número de nervuras disponíveis iguais ao número de nervuras do vão inteiro, porém em casos com momentos negativos a disposição dos conectores fica limitada à regiões de momento positivos.

Verificado que é possível a utilização do número de conectores necessários para interação parcial para as vigas de 5,65 m e 8,7 m prossegue-se com o dimensionamento. A Tabela 4.8 apresenta a aplicação das equações para o dimensionamento das vigas mistas conforme a metodologia de cálculo apresentada no item 2.2.2.

Tabela 4.8 – Cálculo do momento resistente para a viga mista.

Parâmetro	Equação	Aplicação	Resultado
λ_a	$\frac{h_w}{t_w}$	$\frac{28,78}{0,86}$	33,47
λ_{pa}	$3,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$	$3,76 \sqrt{\frac{200 \times 10^2}{25}}$	106,35
R_{cd} (kN)	$\alpha_c f_{cd} b_e h_c$	$0,85 \times 1,786 \times 217,5 \times 6,5$	2146,07
R_{td} (kN)	$f_{yd} A_a$	$22,73 \times 91,3$	2075

F_{hrd} (kN)	$\leq \begin{cases} R_{cd} \\ R_{td} \end{cases}$	$\leq \begin{cases} 2146,07 \\ 2075 \end{cases}$	2075
C_{cd} (kN)	αF_{hrd}	$0,4 \times 2075$	848,59
C_{ad} (kN)	$0,5(R_{td} - C_{cd})$	$0,5 \times (2075 - 848,59)$	622,5
a (cm)	$\frac{C_{cd}}{0,85 f_{cd} b_e}$	$\frac{848,59}{0,85 \times 1,79 \times 217,5}$	2,57
y_t (cm)	$\frac{\sum_{i=1}^n y_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$		8,42
y_c (cm)	$\frac{\sum_{i=1}^n y_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$		0,66
M_{rd} (kNcm)	$C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd}(t_c - \frac{a}{2} + h_f + d - y_t)$	$622,5(35 - 8,42 - 0,66) + 848,59(6,5 - \frac{8,42}{2} + 7,5 + 35 - 8,42)$	46998

O momento solicitante máximo $M_{sd} = 283,21$ kNm é inferior ao momento resistente $M_{rd} = 469,98$ kNm, consumindo 60,26% da capacidade resistente à flexão da viga mista. O cortante é considerado resistido somente pela alma do perfil metálico, sendo calculado na Tabela 4.5, $V_{rd} = 410,45$ kN. O cortante solicitante máximo $V_{sd} = 130,21$ consome 31,73% da capacidade resistente do perfil metálico.

Em vigas mistas deve-se ser verificada a necessidade de utilizar armaduras de costura para evitar a ruptura da laje por cisalhamento. A força de cisalhamento solicitante e resistente de cálculo são definidas pelas equações (2.2.40) e (2.2.41), respectivamente. A Tabela 4.9 apresenta o resumo dos cálculos da armadura de costura de acordo com a formulação apresentada no item 2.2.2.1 E).

Tabela 4.9 – Cálculos da armadura de costura.

Parâmetro	Equação / Aplicação	Resultado
$H_{v,sd}$ (kN)	$\frac{(\frac{n_m \alpha F_{hd}}{n}) (\frac{b_1}{b_1 + b_2})}{L_m}$	0,48
	$\frac{(\frac{24 \times 0,4 \times 2075}{24}) (0,5)}{870}$	
A_{cv} (cm ² /m)	$L_m t_c / L_m$	0,65
	$870 \times 0,65 / 870$	

$H_{v,Rd}$ (kN)	$\leq \begin{cases} 0,6A_{cv} \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + \sum \left(A_s \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \right) + A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_{f1}} \\ 0,2A_{cv} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + 0,6A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_{f1}} \end{cases}$	
	$\leq \begin{cases} 0,6x6,5 \frac{0,21x2,5^{2/3}}{1,4} + A_{ad,max}50 + 60x0,75 + 0,1112 \frac{28}{1,1} \\ 0,2x6,5x \frac{2,5}{1,4} + 0,6x0,0112x \frac{28}{1,1} = 4,02 \end{cases}$	
$A_{ad,max}$ (cm ² /m)	Da Isolando $A_{max_{ad}}$ na equação de $H_{v,Rd}$ acima e como 4,02, visto que não pode ser maior que este: $0,6A_{cv} \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + \sum \left(A_s \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \right) + A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_{f1}} \leq 4,02$	$\leq 0,017$
	$0,6x6,5 \frac{0,21x2,5^{2/3}}{1,4} + A_{ad,max}50 + 60x0,75 + 0,1112 \frac{28}{1,1} \leq 4,02$	
A_{ad} (cm ² /m)	$0,6A_{cv} \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + \sum \left(A_s \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \right) + A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_{f1}} \geq 0,48$	$\geq -0,96$
	$0,6x6,5 \frac{0,21x2,5^{2/3}}{1,4} + A_{ad},50 + 60x0,75 + 0,1112 \frac{28}{1,1} \geq 0,48$	
$A_{ad,min}$ (cm ² /m)	$A_{ad,min} \geq \begin{cases} 1,5 \text{ cm}^2/m \\ 0,001A_{cv} \end{cases}$	$\geq 1,5$
	$A_{ad,min} \geq \begin{cases} 1,5 \text{ cm}^2/m \\ 0,001x6,5 \end{cases}$	

Como a área de armadura calculada deu negativa, utiliza-se a armadura mínima de 1,5 cm²/m. Serão usadas 5 barras de 6,3 mm por metro.

4.2.2.3 Verificação das Vigas de Aço:

As vigas de aço foram verificadas conforme o descrito no item 2.2.3, onde foram descritos os processos de verificação para a flexão e para o cisalhamento. Neste trabalho adotou-se o perfil W460 x 52 para as vigas de aço, suas características geométricas são apresentadas na Figura 4.6.

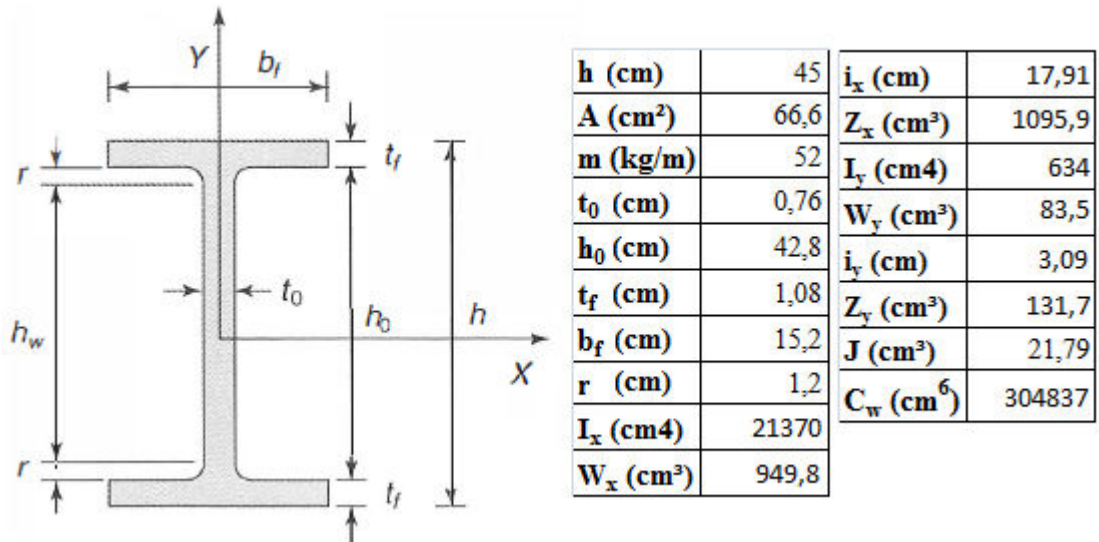


Figura 4.6 – Dados geométricos, perfil W 460 x 52.

A Tabela 4.10 apresenta os resultados para o perfil W 460 x 52, referente à aplicação das equações que constam no item 2.2.3, quanto ao cálculo do momento resistente M_{Rd} segundo os critérios de FLM, FLA e FLT; e para o cortante resistente V_{Rd} .

Tabela 4.10 – Resultados referentes a viga de aço mais solicitada.

Parâmetro	Equação	Aplicação	Resultado
λ_m	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{15,2}{2 \times 1,08}$	7,04
λ_a	$\frac{h_w}{t_w}$	$\frac{40,44}{0,76}$	53,21
λ_{flt}	$\frac{l_{bx}}{i_y}$	$\frac{300}{17,91}$	16,75
λ_{pm}	$0,38 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$	$0,38 \sqrt{\frac{200 \times 10^2}{25}}$	10,75
λ_{pa}	$3,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$	$3,76 \sqrt{\frac{200 \times 10^2}{25}}$	106,35
λ_{pflt}	$1,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$	$1,76 \sqrt{\frac{200 \times 10^2}{25}}$	49,78
M_{pl} (kNm)	$Z_x f_y$	$10^{-3} \times 1095,9 \times 25$	273,98

M_{Rd} (kNm)	$\frac{M_{pl}}{\gamma_{f1}}$	$\frac{273,98}{1,1}$	249,07
V_{pl} (kN)	$0,6A_w f_y$	$0,6 \times 34,2 \times 25$	513
V_{Rd} (kN)	$\frac{V_{pl}}{\gamma_{f1}}$	$\frac{513}{1,1}$	466,36

As propriedades geométricas foram consideradas nas mesmas unidades da Figura 4.7, os comprimentos em centímetros, as tensões e os módulos de elasticidade em kN/cm². O momento resistente do perfil é $M_{rd} = 249,07$ kNm e o momento máximo solicitante é $M_{sd} = 210$ kNm, consumindo 84,31% da capacidade resistente à flexão do perfil.

4.2.2.4 Verificação dos Pilares Mistos

A Figura 4.7 apresenta a seção transversal do pilar misto e a Figura 4.8 os dados geométricos do perfil utilizado.

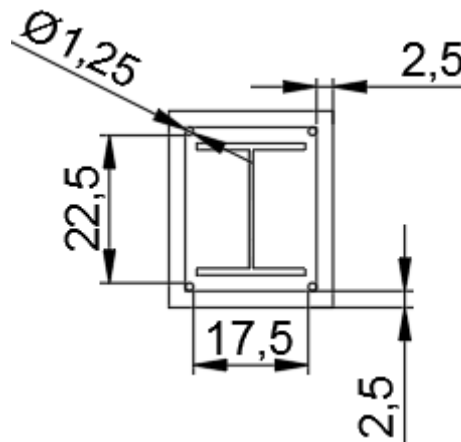


Figura 4.7 – Seção mista utilizada para o pilar.

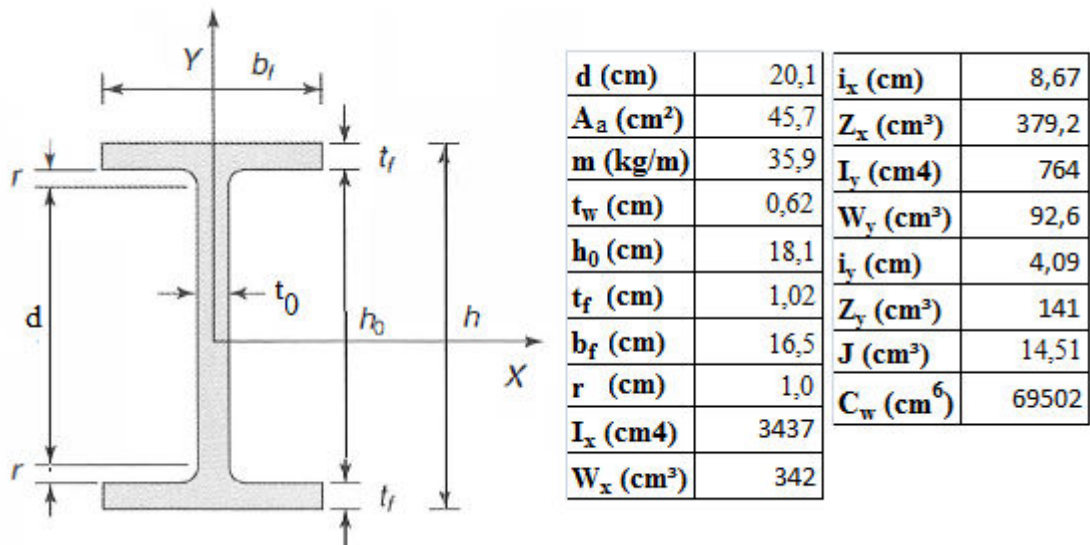


Figura 4.8 – Dados Geométricos do Perfil do Pilar Misto.

Os pilares mistos foram calculados seguindo os procedimentos de cálculo apresentados no item 2.2.4. Conforme mencionado, para que a metodologia de cálculo seja aplicável, os seguintes critérios devem ser satisfeitos:

- A interação do concreto com o perfil será completa;
- O concreto adotado tem densidade normal de 2400 kgf/m³;
- A seção do perfil I adotado, W200 x 35,9(H), é duplamente simétrica;
- A relação entre o maior lado (30 cm) e o menor lado (25 cm) da seção é de 1,2, ou seja, inferior a 5;
- O fator de contribuição do perfil de aço será de 0,494, conforme será demonstrado mais adiante, respeitando os limites de 0,2 e 0,9;
- A maior esbeltez relativa do pilar não ultrapassa 2, o que será demonstrado adiante;
- O pilar completamente revestido terá 4 barras de 12,5 mm;
- A relação entre a área das barras de aço 4,909 cm² e a área de concreto 699,91 cm² é de 0,7%, ou seja, entre os limites de 0,3% e 4%;
- O cobrimento é obtido segundo a Tabela 7.1 da NBR 6118 (2014), para um ambiente de classe de agressividade II e será discutido mais a frente.
- Como o pilar é completamente revestido, o cobrimento do perfil deve respeitar os limites impostos pelas equações (2.2.57) e (2.2.58), ou seja o cobrimento em x não deve ser maior que 4 cm e menor que 6,6 cm, já em y deve ser maior que 4 cm e menor que 6,03 cm.

Segundo a Tabela 7.1 da NBR 6118 (2014), o cobrimento mínimo para classe de agressividade II é de 30 mm, porém o item 7.4.7.4 da NBR 6118 (2014) permite uma redução de 5 mm no cobrimento quando a obra tiver controle adequado da qualidade e limites rígidos de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução. Sendo assim o cobrimento utilizado de 2,5 cm atende a norma.

Os diâmetros das barras longitudinais, segundo o item 18.4.2.1 da NBR 6118 (2014) não pode ser inferior a 10 mm, nem superior 1/8 da menor dimensão ($1/8 \cdot 25 = 3,125$ cm). A armadura usada tem 12,5 mm respeita os limites propostos.

Para a distribuição transversal das armaduras em pilares devem atender o item 18.4.2.2 da NBR 6118 (2014), que recomenda para o espaçamento mínimo o maior valor entre 2 cm, o diâmetro da barra (12,5 mm) e 1,2 a dimensão máxima do agregado graúdo. Será utilizado brita 1, cuja maior dimensão é 19mm, logo $1,2 \cdot 19 = 22,8$ mm. Assim o espaçamento mínimo a ser respeitado é de 2,28 cm.

O espaçamento máximo será o menor dentre 400mm e duas vezes a menor dimensão do pilar ($2 \cdot 25 = 50$ cm), ou seja, 400 mm. Analisando a Figura 4.7 para a seção do pilar é possível verificar que os limites de espaçamento foram respeitados.

Com relação ao critério j), obteve-se os valores de $c_x = 4,25$ cm e $c_y = 4,95$ cm, ambos respeitam os limites definidos. Com todos os critérios analisados e atendidos pode-se utilizar o procedimento exibido no item 2.2.4.

A Tabela 4.11 apresenta os resultados para o pilar misto apresentado na Figura 4.7, referente à aplicação das equações que constam no item 2.2.4, quanto ao cálculo do esforço normal resistente N_{Rd} .

Tabela 4.11 – Resultados do cálculo da resistência à compressão do pilar adotado.

Parâmetro	Equações e Aplicação dos dados	Resultado
K	Figura 2.18	1
L (m)	Comprimento destravado	3
KL (m)	Equação: KL	3
	Aplicação: 3x1	
$N_{pl,Rk}$ (kN)	Equação: $A_a f_y + A_c \alpha f_{ck} + A_s f_{ys}$	2874,15
	Aplicação: $45,7 \times 25 + 699,39 \times 0,85 \times 2,5 + 4,909 \times 50$	
$(EI)_{ex}$ (kNcm ²)	Equação: $E_a I_{ax} + 0,6 E_{cred} I_{cx} + E_s I_{sx}$	113500492
	Aplicação: $20000 \times 3437 + 0,6 \times 966 \times 52120 + 21000 \times 692,94$	
	Equação: $E_a I_{ay} + 0,6 E_{cred} I_{cy} + E_s I_{sy}$	46300234

$(EI)_{ey}$ (kNcm ²)	Aplicação: 20000x764 + 0,6x966x37866,45 + 21000x432,04	
N_{ex} (kN)	Equação: $\frac{\pi^2(EI)_{ex}}{(KL)^2}$	12446,73
	Aplicação: $\frac{\pi^2 113500634}{300^2}$	
N_{ey} (kN)	Equação: $\frac{\pi^2(EI)_{ey}}{(KL)^2}$	5077,4
	Aplicação: $\frac{\pi^2 46300358}{300^2}$	
λ_x	Equação: $\sqrt{\frac{N_{pLRk}}{N_{ex}}}$	0,481
	Aplicação: $\sqrt{\frac{2874,14}{12446,73}}$	
λ_y	Equação: $\sqrt{\frac{N_{pLRk}}{N_{ey}}}$	0,752
	Aplicação: $\sqrt{\frac{2874,14}{5077,4}}$	
N_{pLRd} (kN)	Equação: $A_a \frac{f_y}{1,1} + A_c \frac{\sigma_{ck}}{1,4} + A_s \frac{f_{ys}}{1,15}$	2329,25
	Aplicação: $45,7x \frac{25}{1,1} + 699,39x \frac{0,85x2,5}{1,4} + 4,909x \frac{50}{1,15}$	
δ_x	Equação: $\frac{A_a * f_y}{N_{pLRd}}$	0,446
	Aplicação: $\frac{45,7 * \frac{25}{1,1}}{2329,25}$	
χ_x	Equação: $\frac{0,877}{\lambda_x^2}$	0,908
	Aplicação: $\frac{0,877}{0,481^2}$	
χ_y	Equação: $0,658 \lambda_y^2$	0,789
	Aplicação: $0,658^{0,481^2}$	
N_{Rdx} (kN)	Equação: $\chi_x N_{pLRd}$	2114,66
	Aplicação: $0,908 * 2329,25$	
N_{Rdy} (kN)	Equação: $\chi_y * N_{pLRd}$	1837,89
	Aplicação: $0,789 * 2329,25$	
N_{Rd} (kN)	Equação: $\leq \begin{cases} N_{Rdx} \\ N_{Rdy} \end{cases}$	1837,89
	Aplicação: $\leq \begin{cases} 2114,66 \\ 1837,89 \end{cases}$	

As propriedades geométricas foram consideradas nas mesmas unidades da Figura 4.8, os comprimentos em centímetros, as tensões e os módulos de elasticidade em kN/cm². O momento

resistente do perfil é $M_{rd} = 249,07$ kNm e o momento máximo solicitante é $M_{sd} = 210$ kNm, consumindo 84,31% da capacidade resistente à flexão do perfil.

O esforço normal resistente é $N_{Rd} = 1837,89$ kN, enquanto que o maior esforço normal solicitante é $N_{sd} = 503,11$ kN e ocorre nos pilares P16 e P20. Logo o esforço solicitante consome 27,37% da capacidade resistente à compressão do pilar, satisfazendo o dimensionamento. Essa comparação com o pilar mais solicitada para este esforço foi realizada para mostrar que o esforço será resistido em todos os pilares.

Para a obtenção do momento resistente de plastificação em x e em y, primeiramente estima-se onde a linha neutra plástica se encontra. Ao redor do eixo x estimou-se que a LNP está na alma, conforme a Figura 4.9.

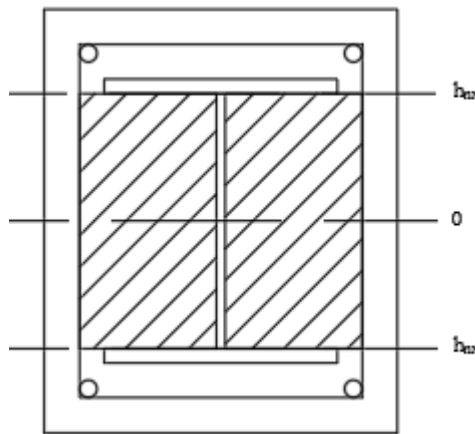


Figura 4.9 – Estimativa da posição de h_{nx} no perfil.

Analisando a Figura 4.9 $A_{sn} = 0$, aplicando a equação (2.2.75) obtém-se $h_{nx} = 8,194$ cm, localizado dentro da alma do perfil conforme a suposição. Sendo assim a posição da linha neutra se encontra a 8,194 cm do centro do perfil. Com isso pode-se utilizar as equações apresentadas no item 2.2.4 para obter os módulos plásticos associados ao pilar misto e consequentemente o momento resistente. Tais cálculos são apresentados na

Tabela 4.12.

Ao redor do eixo y, segundo a NBR 8800 (2008), deve-se realizar um procedimento similar ao da outra direção, porém as equações são diferentes. Primeiramente supõe-se que a linha neutra está na alma, conforme a Figura 4.10.

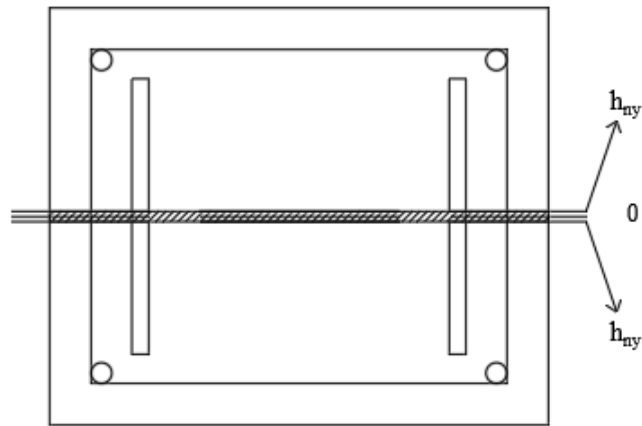


Figura 4.10 – Estimativa da posição de h_{ny} na alma do perfil.

Aplicando-se a equação (2.2.82), $h_{ny} = 0,58$ cm, ou seja, maior que $0,5t_w$ estando fora da alma. Sendo assim assume-se uma nova hipótese, de que a LNP está na mesa. Aplica-se a equação (2.2.86) para obter a posição LNP, conforme a Figura 4.11.

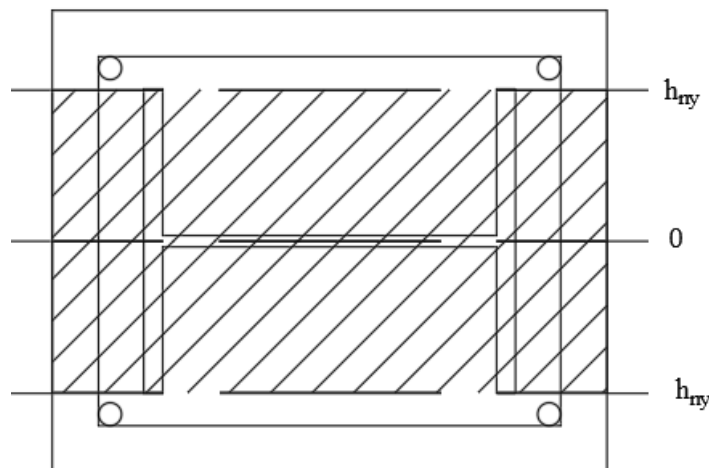


Figura 4.11 – Estimativa da posição de h_{ny} na mesa do perfil.

Analisando a Figura 4.11 verifica-se que $A_{sn} = 0$, logo $h_{ny} = 2,156$ cm, constatando que a LNP se encontra entre os limites definidos $0,5t_w < h_{ny} \leq 0,5b_f$, a LNP está na alma do perfil. Com essa informação pode-se calcular Z_{any} , Z_{sny} e Z_{cny} . A

Tabela 4.12 resume os cálculos efetuados para a obtenção do momento fletor resistente.

Tabela 4.12 – Momentos resistentes pilar mais solicitado em x e y.

Parâmetro	Equação / Aplicação	Resultado
Z_x (cm ³)	$\frac{b_c h_c^2}{4}$	5625
	$\frac{25 \times 30^2}{4}$	
Z_y (cm ³)	$\frac{b_c h_c^2}{4}$	4687,5
	$\frac{30 \times 25^2}{4}$	
Z_{sx} (cm ³)	$\sum_{i=1}^n A_{si} e_{yi} $	58,29
Z_{sy} (cm ³)	$\sum_{i=1}^n A_{si} e_{xi} $	46,02
Z_{cx} (cm ³)	$Z_x - Z_{ax} - Z_{sx}$	5187,51
	$5625 - 379,2 - 58,29$	
Z_{cy} (cm ³)	$Z_y - Z_{ay} - Z_{sy}$	4500,48
	$4687,5 - 141 - 46,02$	
h_{nx} (cm)	$\frac{A_c \sigma_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - \sigma_{cd})}{2b\sigma_{cd} + 2t_w (2f_{yd} - \sigma_{cd})}$	8,194
	$\frac{699,39 \times 1,54 - 0(43,48 - 1,54)}{2 \times 25 \times 1,54 + 2 \times 0,62(2 \times 22,73 - 1,54)}$	
h_{ny} (cm)	$\frac{A_c \sigma_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - \sigma_{cd}) + t_w (2t_f - d) (2f_{yd} - \sigma_{cd})}{2h_c \sigma_{cd} + 2t_f (2f_{yd} - \sigma_{cd})}$	2,156
	$\frac{699,39 \times 1,54 - 0(2 \times 43,47 - 1,54) + 0,62(2 \times 1,02 - 20,1)(2 \times 43,47 - 1,54)}{2 \times 30 \times 1,54 + 2 \times 1,02(2 \times 43,47 - 1,54)}$	
Z_{anx} (cm ³)	$t_w h_{ny}^2$	41,63
	$0,62 \times 8,194^2$	
Z_{any} (cm ³)	$2t_f * h_{ny}^2 + \frac{(d - 2t_f)t_w^2}{4}$	11,22
	$2 \times 1,02 * 2,156^2 + \frac{(20,1 - 2 \times 1,02)0,62^2}{4}$	
Z_{snx} (cm ³)	$\sum_{i=1}^n A_{sni} e_{yi} $	0
Z_{sny} (cm ³)	$\sum_{i=1}^n A_{sni} e_{xi} $	0
Z_{cnx} (cm ³)	$b_c h_{nx}^2 - Z_{anx} - Z_{sn}$	1636,86
	$25 \times 2,156^2 - 41,63 - 0$	
Z_{cny} (cm ³)	$h_c h_{ny}^2 - Z_{any} - Z_{sn}$	128,20
	$30 \times 2,156^2 - 11,22 - 0$	
$M_{pl,Rdx}$ (kNcm)	$f_{yd}(Z_{ax} - Z_{anx}) + 0,5\sigma_{cd}(Z_{cx} - Z_{cnx}) + f_{sd}(Z_{sx} - Z_{snx})$	12928,6
	$22,73(379,2 - 41,63) + 0,5 \times 1,54(5187,5 - 1636,86) + (58,29 - 0)$	

$M_{pl,Rdy}$ (kNcm)	$f_{yd}(Z_{ay} - Z_{any}) + 0,5\sigma_{cd}(Z_{cy} - Z_{cny}) + f_{sd}(Z_{sy} - Z_{sny})$	8282,8
	$22,73(141 - 11,22) + 0,5 \times 1,54(4500,48 - 128,20) + 43,48(46,02 - 0)$	

As propriedades geométricas foram consideradas nas mesmas unidades da Figura 4.8, os comprimentos em centímetros, as tensões e os módulos de elasticidade em kN/cm².

O maior momento solicitante é $M_{sd} = 60,11$ kNm, ocorrendo nos pilares P8 e P14, vê-se que independente do posicionamento do pilar este esforço será resistido, porém é preferível que a direção de maior resistência esteja na direção do maior esforço.

Com estes valores pode-se verificar a flexo-compressão nos pilares mais solicitados. A razão $N_{sd}/N_{cRd} = 0,152 < 0,2$, sendo o valor de N_{sd} igual a 278,09 kN. Assim aplicando-se a equação de iteração (2.2.90) obtém-se o valor de $0,892 < 1$, ou seja, o pilar atende o requisito de segurança à flexo-compressão.

4.3 VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

Nesta etapa será verificada a segurança quanto ao uso da estrutura, utilizando as combinações quase permanentes definidas na Tabela 3.3, utilizadas na verificação de flechas em vigas.

4.3.1 VERIFICAÇÃO DE FLECHAS EM VIGAS

Segundo a NBR 8800 (2008), os deslocamentos limite são dados pela equação (4.3.1), sendo L o vão da viga em análise.

$$\delta_{v,lim} = \frac{L}{350} \quad (4.3.1)$$

As flechas em vigas mistas serão verificadas utilizando a combinação quase permanente e sua obtenção seguirá o procedimento feito por FACKURY *et. al.* (2016), onde considerou-se a flecha definida pela equação (4.3.2):

$$\delta_{máx} = \delta_{p,pa} + \delta_{p,ld} + \delta_{v,cd} + \delta_{v,ld} - \delta_{p,te} - \delta_c \quad (4.3.2)$$

onde:

$\delta_{p,pa}$ – flecha do perfil de aço devido a carga do concreto antes da cura;

- $\delta_{p,ld}$ – flecha da seção mista causada pelas ações permanentes que atuam depois da cura do concreto (sem incluir o peso do mesmo);
- $\delta_{v,cd}$ – flecha devido as ações variáveis de curta duração;
- $\delta_{v,ld}$ – flecha devido a carga de longa duração;
- $\delta_{p,te}$ – flecha devido à ação de um elemento que depois é eliminada devido a cura do concreto (fôrmas por exemplo); neste trabalho é considerado zero;
- δ_c – contraflecha a ser utilizada caso necessário.

As flechas para as vigas de aço seguirão o mesmo modelo, porém $\delta_{p,ld}$ será a flecha da seção de aço causada pelas ações permanentes que atuam depois da cura do concreto. Com essas informações verificou-se a flecha da viga mais solicitada, ocorrendo na viga mista de 8,7 m de vão (maior vão presente no modelo). A Tabela 4.13 apresenta cada uma das parcelas de flechas calculadas para a viga crítica mencionada.

Tabela 4.13 – Flechas limites, máximas e contraflechas da viga V7, V10, V13, V25, V28, V31

Viga	L (cm)	δ_{lim} (cm)	δ_{ppa} (cm)	δ_{pld} (cm)	δ_{vcd} (cm)	δ_{vld} (cm)	δ_{pte} (cm)	δ_c (cm)	$\delta_{máx}$ (cm)
V8	870	2,49	0,95	0,63	0,39	0,59	0,00	-0,50	2,06

Como pode ser observado na Tabela 4.13 a flecha total máxima é inferior à flecha limite para a combinação quase permanente, satisfazendo o E.L.S.

5. CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresentou a concepção estrutural de um edifício garagem de pequeno porte utilizando estruturas mistas. O trabalho atendeu os objetivos inicialmente propostos: realizar a análise estrutural desse tipo de estrutura e dimensionar os elementos estruturais mistos. Também foi possível desenvolver e aprofundar os conceitos aprendidos durante as disciplinas de estruturas, em especial as disciplinas de Estruturas Metálicas e de Concreto Armado, cursadas ao longo da graduação em Engenharia Civil.

A utilização de estruturas mistas permite ao projetista vencer grandes vãos, com estruturas metálicas menores, mais leves e mais baratas, sem perder aspectos importantes da construção

em aço como: agilidade, precisão da construção e a utilização de menos mão de obra. Porém no caso das lajes *steel deck*, observou-se que a utilização dos manuais dos fabricantes para o dimensionamento acaba por engessar o processo de dimensionamento dando pouca liberdade ao projetista. Isso ocorre porque o fabricante não disponibiliza as características geométricas das fôrmas, o que permitiria aplicar diretamente as equações propostas na NBR 8800 (2008).

As estruturas mistas ainda possuem diversas variações, podendo ser utilizadas com lajes maciças e pré-moldadas, vigas com interação completa ou parcial entre o concreto e o perfil, o que permite economia no uso de conectores, além de pilares totalmente ou parcialmente revestidas, ou ainda pilares tubulares.

Como sugestão para trabalhos futuros cita-se:

- Analisar o edifício estudado considerando mais pavimentos, a aplicação das cargas de vento e o dimensionamento das fundações;
- Analisar o edifício estudado considerando outros tipos de sistemas estruturais como estruturas em aço e estruturas em concreto armado;
- Comparar os custos do mesmo edifício em estruturas de aço e mistas, considerando materiais, mão de obra e o tempo de execução;
- Analisar o edifício estudado considerando outros tipos de estruturas mistas como: com vigas com interação completa de seção compacta e pilares parcialmente revestidos, ou ainda, vigas com interação completa, porém com alma semicompacta e pilares tubulares preenchidos por concreto;
- Considerar no mesmo edifício o dimensionamento das ligações e de vigas mistas contínuas.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**: NBR 6120. Rio de Janeiro, ABNT, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças devidas ao vento em edificações**: NBR 6123. Rio de Janeiro, ABNT, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**: NBR 8800. 2ª Ed. Rio de Janeiro, ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**: NBR 6118. 3ª Ed. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

METFORM S.A. **Telha-fôrma (Steel Deck) – Manual Técnico: Especificações para Projeto, Manuseio e Montagem**. Betim, 2016.

FAKURY, Ricardo H.; SILVA, Ana Lydia R. C.; CALDAS, Rodrigo B. **Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.

PFEIL W. e PFEIL M. **Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático**. 8º Ed. Rio de Janeiro, 2009.

QUEIROZ, Gilson; PIMENTA, Roberval J.; GALVÃO, Alexander. **Estruturas Mistas** (Série Manual de Construção em Aço). Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2012. Volume 1

QUEIROZ, Gilson; PIMENTA, Roberval J.; GALVÃO, Alexander. **Estruturas Mistas** (Série Manual de Construção em Aço). Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2012. Volume 2

SALLES, Aline T. **Projeto Estrutural de um Edifício Residencial em Light Steel Framing**. Macaé: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2016.

LUZ, Ana C. F.da. **Projeto estrutural de um edifício residencial em Aço**. Macaé: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2017.

MEIRELES, Jefferson N. M. **Projeto de um Edifício Garagem com Lajes Lisas**. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2014.

AECWEB. **Estruturas mistas ganham espaço na construção de edifícios multipavimentos**. Disponível em: <https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/estruturas-mistas-ganham-espaco-na-construcao-de-edificios-multipavimentos_16938_10_0> Acesso em 11 de novembro de 2018.

TÉCHNE. **Estrutura rápida**. Disponível em:< <http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/183/estrutura-rapida-solucoes-industrializadas-viabilizam-execucao-de-estrutura-e-286920-1.aspx>> Acesso em 11 de novembro de 2018.

WORLD STEEL ASSOCIATION. **World Steel in Figures**. Disponível em:< <https://www.worldsteel.org/media-centre/press-releases/2018/world-steel-in-figures-2018.html>> Acesso dia 09 de janeiro de 2019

REUTERS. **Brazil's Vale eyes 2017 iron ore output at low end of forecast**. Disponível em:< <https://www.reuters.com/article/us-vale-sa-output-idUSKBN1A51I1>> Acesso em 09 de janeiro de 2019

ANEXO – A

MATERIAIS UTILIZADOS

A.1. Manta asfáltica, Impermeabilização

Produto	Manta Asfáltica
Modelo	Torodin
Largura da Embalagem	100 cm
Conteúdo da Embalagem	Rolo 10m ²
Composição	Manta asfáltica produzida a partir da modificação física do asfalto com polímeros, estruturada com não tecido de filamentos contínuos de poliéster previamente estabilizado.
Uso Indicado	Lajes térreas, lajes de cobertura, playground, laje de estacionamentos, vigas calhas, reservatórios elevados de concreto, piscinas elevadas, espelhos d'água elevados, rampas, cortinas em contato com o solo (face externa).
Modo de Aplicação	Aplicado com maçarico
Peso do Produto	53,4 Kg
Largura	100 cm
Comprimento	1000 cm
Norma Técnica	NBR 9952, NBR 9575:2010 e NBR 9574:2008
Marca	Viapol
Observações sobre a Garantia do Fabricante	Armazenar na posição vertical, nas embalagens originais e intactas, em local coberto e seco, ventilado e longe de fontes de calor.
Horário de Funcionamento da Assistência do Fabricante	8h às 17h30
Site do Fabricante	www.viapol.com.br

ANEXO – B

TABELA PARA O DIMENSIONAMENTO DA LAJE

B.1. Tabela de Cargas Sobrepostas Máximas, (FACKURY *et al*, 2016)

Altura total da laje (mm)	Espessura da forma (mm)	Vãos máximos sem escomento				M. inércia Loje mista (10 ⁸ mm ⁴ /m)	Vãos máximos sem escomento (mm)																
		Simplex (mm)	Duplos (mm)	Tripos (mm)	Balanço (mm)		Carga sobreposta máxima (kN/m ²)																
							2.000	2.100	2.200	2.300	2.400	2.500	2.600	2.700	2.800	2.900	3.000	3.150	3.300	3.500	3.750	4.000	
130	0,80	2.350	3.200	3.300	1.150	2,27	10,66	11,87	10,56	9,42	8,43	7,56	6,79	6,11	5,51	4,96	4,47	4,03	3,45	2,94	2,37	1,77	1,29
	0,95	3.000	3.650	3.750	1.350	2,28	11,34	14,19	12,69	11,39	10,25	9,25	8,36	7,59	6,89	6,25	5,69	5,19	4,51	3,92	3,26	2,56	2,00
	1,25	3.650	4.300	4.400	1.650	2,32	12,74	18,83	16,94	15,31	13,89	12,62	11,50	10,51	9,63	8,84	8,13	7,49	6,63	5,88	5,03	4,15	3,42
140	0,80	2.200	3.100	3.200	1.150	2,50	13,17	13,16	11,71	10,45	9,35	8,39	7,54	6,79	6,11	5,51	4,97	4,48	3,83	3,27	2,63	1,98	1,44
	0,95	2.850	3.500	3.600	1.350	2,52	13,99	15,74	14,07	12,63	11,37	10,26	9,28	8,41	7,64	6,94	6,32	5,76	5,01	4,36	3,62	2,85	2,23
	1,25	3.500	4.150	4.250	1.600	2,55	15,68	20,00	19,79	16,99	15,39	14,00	12,76	11,67	10,69	9,81	9,02	8,31	7,36	6,53	5,59	4,61	3,81
150	0,80	2.000	3.000	3.100	1.100	2,74	16,06	14,46	12,86	11,49	10,29	9,22	8,28	7,45	6,72	6,06	5,46	4,93	4,22	3,60	2,90	2,18	1,59
	0,95	2.650	3.400	3.500	1.300	2,75	17,04	17,28	15,45	13,87	12,49	11,27	10,20	9,24	8,39	7,63	6,95	6,33	5,51	4,80	3,99	3,14	2,45
	1,25	3.400	4.000	4.100	1.550	2,79	19,05	20,00	20,00	18,65	16,91	15,39	14,02	12,82	11,75	10,78	9,91	9,13	8,09	7,18	6,15	5,07	4,19
160	0,80	1.850	2.900	3.000	1.100	2,97	19,35	15,75	14,02	12,51	11,20	10,04	9,03	8,12	7,32	6,60	5,95	5,37	4,60	3,93	3,17	2,38	1,73
	0,95	2.500	3.300	3.400	1.250	2,99	20,51	19,83	16,84	15,11	13,61	12,29	11,11	10,07	9,15	8,32	7,57	6,90	6,01	5,23	4,35	3,43	2,69
	1,25	3.250	3.900	4.000	1.500	3,02	22,90	20,00	20,00	18,42	16,76	15,28	13,97	12,80	11,75	10,81	9,95	8,82	7,83	6,71	5,54	4,38	
170	0,80	1.700	2.800	2.900	1.050	3,21	23,07	17,04	15,17	13,54	12,12	10,87	9,77	8,80	7,93	7,15	6,45	5,82	4,98	4,26	3,43	2,58	1,89
	0,95	2.350	3.200	3.300	1.250	3,23	24,84	20,00	19,22	16,36	14,72	13,29	12,03	10,91	9,90	9,01	8,20	7,47	6,51	5,67	4,71	3,72	2,91
	1,25	3.150	3.800	3.900	1.450	3,26	27,24	20,00	20,00	18,00	16,34	14,94	13,54	12,36	11,30	10,32	9,47	8,53	7,69	6,94	6,26	5,37	4,59
180	0,80	1.550	2.750	2.850	1.050	3,44	27,25	18,34	16,32	14,57	13,04	11,70	10,52	9,47	8,53	7,69	6,94	6,26	5,37	4,59	3,70	2,78	2,03
	0,95	2.200	3.100	3.200	1.200	3,46	28,84	20,00	19,61	17,60	15,84	14,30	12,94	11,74	10,66	9,69	8,83	8,04	7,00	6,10	5,07	4,01	3,14
	1,25	3.050	3.700	3.800	1.450	3,50	21,10	20,00	20,00	18,00	16,28	14,82	13,40	12,18	11,00	10,02	9,14	8,24	7,44	6,71	5,75	4,91	3,96
190	0,80	1.450	2.650	2.750	1.000	3,69	31,92	19,63	17,47	15,60	13,86	12,53	11,26	10,14	9,14	8,24	7,44	6,71	5,75	4,91	3,96	2,98	2,18
	0,95	2.100	3.050	3.150	1.200	3,70	33,75	20,00	20,00	18,84	16,96	15,32	13,86	12,57	11,41	10,39	9,45	8,62	7,50	6,54	5,44	4,30	3,36
	1,25	3.000	3.600	3.700	1.400	3,73	37,52	20,00	20,00	18,00	16,06	14,49	13,06	11,74	10,57	9,49	8,49	7,43	6,33	5,24	4,23	3,19	2,33
200	0,80	1.400	2.600	2.650	1.000	3,91	37,10	20,00	18,82	16,63	14,89	13,35	12,00	10,81	9,74	8,79	7,93	7,16	6,13	5,24	4,23	3,19	2,33
	0,95	1.950	2.950	3.050	1.150	3,93	39,19	20,00	20,00	18,08	16,33	14,79	13,40	12,17	11,07	10,09	9,19	8,00	6,97	5,80	4,59	3,59	
	1,25	2.900	3.500	3.650	1.400	3,97	43,51	20,00	20,00	18,00	16,00	14,30	12,90	11,59	10,38	9,19	8,00	6,97	5,80	4,59	3,59		