



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO E DO DESPORTO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas – Departamento de Engenharia Civil



MIGUEL JOSE DE ANDRADE JUNIOR

**INTERFACE ENTRE ESTRUTURAS METÁLICAS E ESTRUTURAS DE
CONCRETO, PRÉ-FABRICADAS E MOLDADAS “*IN LOCO*”**

Ouro Preto
2016

MIGUEL JOSE DE ANDRADE JUNIOR

**INTERFACE ENTRE ESTRUTURAS METÁLICAS E ESTRUTURAS DE
CONCRETO, PRÉ-FABRICADAS E MOLDADAS “*IN LOCO*”**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas Metálicas

Orientador: Prof. Dr. Henor Artur de Souza

Coorientador: Prof^a. Dra. Andréa Regina Dias da Silva

Ouro Preto
2016

A553i

Andrade, Miguel.

Interface entre estruturas metálicas e estruturas de concreto, pré-fabricadas e moldadas [manuscrito] / Miguel Andrade. - 2016.

138f.: il.: color, tabs.

Orientador: Prof. Dr. Henor Artur Souza.

Coorientador: Prof. Dr. Andrea Regina Silva.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Universidade Federal de Ouro Preto. Departamento de Engenharia Civil. Engenharia Civil. Área de Concentração: Construções Metálicas.

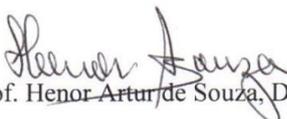
1. Estruturas mistas - Aço. 2. Estruturas mistas - Concreto. 3. Vigamento (Construção Civil). 4. Lajes mistas. I. Souza, Henor Artur. II. Silva, Andrea Regina. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU: 624.014

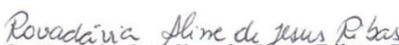
**INTERFACE ENTRE ESTRUTURAS METÁLICAS E ESTRUTURAS
DE CONCRETO PRÉ-FABRICADAS E MOLDADAS IN LOCO**

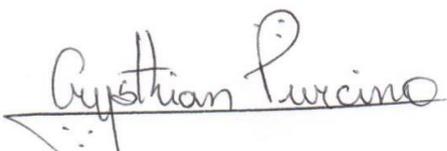
AUTOR: MIGUEL JOSÉ DE ANDRADE JÚNIOR

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 31 de maio de 2016, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:


Prof. Henor Artur de Souza, D. Sc. – UFOP (Presidente)


Profa. Andréa Regina Dias da Silva, D. Sc. – UFOP


Profa. Rovadavia Aline de Jesus Ribas, D. Sc. – UFOP


Prof. Crysthian Purcino Bernardes Azevedo, D. Sc. - UFMG

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus Nosso Senhor pelo dom da vida e por haver me dado, gratuitamente, a oportunidade de buscar a cada dia me tornar um ser humano melhor e temente a seus ensinamentos;

A minha esposa e filhos, pelo amor incondicional nesta jornada, pela compreensão nas ausências e falhas, e por terem sido o combustível ao qual me alimentou durante esta caminhada;

A meus queridos pais, Miguel e Nanci, pelo suporte, apoio e carinho em todos os momentos de minha vida;

A meus irmãos pelo incentivo de nunca desistir;

A meu orientador Prof. Dr. Henor Artur de Souza por ter creditado tantos pontos a mim, pelo apoio e desprendimento sempre que necessários, e principalmente pela amizade, seus conceitos fogem o campo acadêmico e se tornam exemplos para a vida;

A Prof^a. Dra. Andréa, pela gentileza e carisma durante as atividades, e por tornar os números mais amigáveis e compreensíveis;

A todos os professores que me inspiraram e contribuíram na produção desse trabalho de pesquisa e em minha formação como arquiteto;

Aos colegas engenheiros. Victor Angulo e Comini Tuller pela presteza no desenvolvimento da análise estrutural ensinando-me com paciência a compreender os programas computacionais imprescindíveis nessa pesquisa;

Aos colegas da pós-graduação que estiveram presentes em todos os momentos desse processo, ao arquiteto e amigo Gustavo Brandão, pela amizade incondicional durante todo este mestrado.

Aos colegas do NUPECON (Núcleo de Pesquisa em Conforto) pela cooperação e carinho. A Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), ao PROPEC, UFOP e Fundação Gorceix, pelo apoio institucional.

RESUMO

O trabalho evidencia a interface entre os elementos mistos aço e concreto, sendo atualmente os mais utilizados no mercado da construção civil, delineando suas tipologias estruturais e características deste sistema construtivo. A revisão bibliográfica foi realizada com base em estudos acadêmicos e normativos, além do estudo de um edifício exemplo, projetado pelo autor e executado em elementos mistos. As lajes, vigas e pilares foram abordados inicialmente de forma isolada, apresentando ao leitor os principais aspectos teóricos e normativos para o entendimento e análise de uma edificação constituída de elementos mistos estruturais. Busca-se, da mesma forma, apresentar características sobre o processo construtivo e normalização, que ampliam as qualidades do elemento proposto, diminuindo custos com mão-de-obra, matéria-prima, e do próprio objeto. Apresenta-se ainda uma análise do desempenho estrutural misto com maior utilização, visando sua aplicação imediata e prioritária em situações que demandam velocidade de execução e restrições sobre aspectos projetuais, podendo oferecer uma resistência estrutural adequada a situação proposta. A análise estrutural foi realizada via simulação numérica utilizando os *softwares Strap 2013.00* e *Ftool*, respectivamente. Os resultados obtidos pela análise estrutural demonstraram que a solução mista, viga de aço e concreto foram os mais adequados, pois além de oferecer estabilidade estrutural proporcionaram um modelo mais leve e compatível com as necessidades projetuais e executivas.

Palavras-chave: Estruturas mistas aço-concreto; Estruturas de aço; Estruturas pré-fabricadas; Lajes mistas aço-concreto; Vigas mistas aço-concreto; Pilares mistos aço-concreto.

ABSTRACT

This study elucidates the interface between the steel and concrete composite elements, currently the most widely used in the construction market, outlining their structural typologies and features of this building system. The literature review was based on academic and normative studies and also the study of a modeling building, designed by the author and executed in mixed elements. The slabs, beams and columns were initially addressed isolated, introducing to the reader the main theoretical and normative aspects for understanding and analysis of a building consisting of structural mixed elements. It also intends present the features about the construction and standardization process, which amplify the qualities of the proposed element, lowering costs with workforce, raw material, and the object itself. This study also presents an analysis of the mixed structural performance with increased use, aimed at its priority application in situations which require fast execution and restrictions about projectual aspects and which can also provide a proper structural strength to the proposed situation. The structural analysis was carried out by a numerical simulation by using the Strap 2013.00 and Ftool software, respectively. The results obtained by structural analysis have shown that the mixed solution, steel beam and concrete, was the most suitable, since it provided both structural stability and a lighter model and compatible with the projectual and executive needs.

Keywords: composite steel-concrete structures; steel structures; prefabricated structures; composite slabs steel-concrete; Mixed steel-concrete beams; mixed steel-concrete pillars.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	Limites de redistribuição de momentos negativos	48
Tabela 2	Classificação das seções de vigas biapoiadas (ABNT NBR 8800:2008) ...	53
Tabela 3	Trabalhos realizados sobre vigas mistas aço e concreto	57
Tabela 4	Limites de escoamento e ruptura do aço SAE 1020 e ASTM A 36	64
Tabela 5	Resistência dos chumbadores em kN – Método das tensões admissíveis AISC – ASD	64
Tabela 6	Resistência dos chumbadores em kN – Método dos estados limites	67
Tabela 7	Distâncias mínimas entre chumbadores e chumbadores – extremidade, em mm	69
Tabela 8	Comprimentos e distâncias mínimas	69
Tabela 9	Nichos para chumbadores com gancho tipo CAG – medidas em mm	70
Tabela 10	Trabalhos realizados sobre lajes mistas aço e concreto	82
Tabela 11	Classificação do aço	107
Tabela 12	Cargas atuantes	109
Tabela 13	Combinações de cargas	110
Tabela 14	Cargas na viga mista	113
Tabela 15	Deslocamentos limites recomendados	114
Tabela 16	Deformação da viga mista	115
Tabela 17	Estado limite do perfil de aço	115
Tabela 18	Comparativo viga mista x viga metálica	118

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Laje em (a) concreto armado e (b) com vigotas treliçadas pré-moldadas	20
Figura 2	Edifício com vigas e lajes mistas em aço e concreto (<i>steel deck</i>)	20
Figura 3	Sistema estrutural aporticado.....	23
Figura 4	Exemplo de sistema aporticado em aço.....	23
Figura 5	Parede de contraventamento ou cisalhamento em um vão.....	24
Figura 6	Parede de contraventamento ou cisalhamento em linha inteira.....	25
Figura 7	Sistema estrutural com núcleo resistente.....	27
Figura 8	Edifício San Paolo em fase de construção.....	27
Figura 9	Edifício San Paolo finalizado.....	28
Figura 10	Sistema estrutural com pisos suspensos.....	28
Figura 11	Seções em planta.....	29
Figura 12	Edifício Saraiva Marinho, situado em São Paulo – SP.....	30
Figura 13	Contraventamentos com triângulos totais.....	30
Figura 14	Contraventamentos parciais.....	31
Figura 15	Contraventamentos em módulos.....	31
Figura 16	Exemplo de aplicação do sistema <i>outrigger</i> (vista externa e sistema isolado).....	33
Figura 17	First Wisconsin Center, EUA.....	33
Figura 18	Tipos de sistemas tubulares.....	35
Figura 19	Funcionamento de um sistema de tubo Vierendeel.....	35
Figura 20	Comparação entre o tubo celular e o tubo ideal.....	36
Figura 21	Exemplos de edifícios com sistema estrutural tubular.....	37
Figura 22	Exemplo de sistema híbrido.....	38
Figura 23	Principais tipos de vigas mistas.....	39
Figura 24	Vigas biapoiadas fletidas.....	40
Figura 25	Distribuição de tensões para perfil isolado, interação parcial e interação total.....	41
Figura 26	Diferenças de comportamento de vigas contínuas ou semicontínuas nas regiões de momento positivo e negativo.....	43
Figura 27	Viga mista escorada.....	43
Figura 28	Viga mista não escorada.....	44
Figura 29	Determinação da largura efetiva da laje.....	45
Figura 30	Distâncias simplificadas entre os pontos de momento nulo em uma viga contínua ou semicontínua.....	46
Figura 31	Diagrama de momentos fletores com redistribuição de momentos.....	48

Figura 32	Comportamento rígido e flexível dos conectores de cisalhamento.....	49
Figura 33	Conectores de cisalhamento do tipo <i>stubbolt</i> e em perfil U.....	50
Figura 34	Soldagem de conectores do tipo pino com cabeça.....	50
Figura 35	Soldagem de conectores em perfil U formado a frio.....	51
Figura 36	Outros tipos de conectores de cisalhamento.....	51
Figura 37	Conector <i>Perfobond</i> contínuo descontínuo.....	52
Figura 38	Conector X-HVB da Hilti.....	52
Figura 39	Conector <i>Crestbond</i> contínuo e descontínuo.....	52
Figura 40	Distribuição de tensões em vigas mistas compactas sob momento positivo interação completa.....	55
Figura 41	Distribuição de tensões em vigas compactas sob momento positivo com interação parcial.....	55
Figura 42	Distribuição de tensões para momento fletor negativo.....	57
Figura 43	Flambagem lateral com distorção.....	57
Figura 44	Tipos de seções transversais de pilares mistos.....	62
Figura 45	Edifício New Century.....	63
Figura 46	Construção do edifício.....	63
Figura 47	Forças nos chumbadores.....	65
Figura 48	Tipos de chumbadores.....	66
Figura 49	Tipos de chumbadores.....	70
Figura 50	Bases rotuladas.....	72
Figura 51	Bases engastadas.....	72
Figura 52	Bases de pilares treliçados.....	72
Figura 53	Esquema para cálculo de placa de base com carga axial para perfis I ou H.....	74
Figura 54	Esquema para cálculo da placa de base para perfis tubulares.....	74
Figura 55	Placas de base a tração.....	75
Figura 56	Base engastada.....	76
Figura 57	Chapas de reforço.....	78
Figura 58	Acréscimo de espessura.....	79
Figura 59	Nivelamento da placa.....	79
Figura 60	Placa solta.....	80
Figura 61	Exemplo de utilização do sistema <i>steel deck</i> com fôrma trapezoidal.....	81
Figura 62	Seção típica de laje mista	82
Figura 63	Vista da estação Vilarinho.....	84
Figura 64	Planta 1ª etapa da edificação.....	85

Figura 65	Detalhe de boco de fundação e pilar pré-fabricado.....	86
Figura 66	Detalhe pilar pré-fabricado juntamente com descida d'agua.....	87
Figura 67	Vista de topo do pilar pré-fabricado.....	87
Figura 68	Pilar pré-fabricado projetado para continuidade.....	88
Figura 69	Vista de pilar e vigas apoiadas sobre console.....	88
Figura 70	Detalhe de viga pré-fabricada.....	89
Figura 71	Seção laje pré-fabricada.....	89
Figura 72	Vista da edificação em estudo.....	91
Figura 73	Vista da edificação em estudo juntamente com Avenida Cristiano Machado.....	92
Figura 74	Detalhe de pilar pré-fabricado juntamente com conjunto de ligação.....	93
Figura 75	Detalhe de pilar pré-fabricado e conjunto de ligação executados.....	94
Figura 76	Conjunto de pilares metálicos instalados.....	95
Figura 77	Detalhe da armadura longitudinal, juntamente com pilar metálico.....	95
Figura 78	Detalhe de concretagem da armadura, juntamente com pilar metálico.....	96
Figura 79	Concretagem final do pilar.....	97
Figura 80	Sequência de vigas metálicas instaladas.....	98
Figura 81	Ligação através de aparafusamento.....	99
Figura 82	Instalação de vigas para abertura de “ <i>shaft</i> ”.....	100
Figura 83	Perfis soldados para apoio de escada rolante.....	101
Figura 84	Montagem das lajes alveolares, juntamente com conjunto pilares e vigas....	102
Figura 85	Conjunto laje alveolar, viga metálica e conector de cisalhamento.....	103
Figura 86	Conjunto laje alveolar, armadura de capeamento, e armadura sobre viga metálica.....	104
Figura 87	Diagrama tensão x deformação do aço.....	108
Figura 88	Largura efetiva da laje.....	113

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1	Cortante (tf)	101
Gráfico 2	Momento fletor (tf metro).....	101
Gráfico 3	Deformação (cm).....	102
Gráfico 4	Cortante (tf).....	106
Gráfico 5	Momento fletor (tf metro).....	106
Gráfico 6	Deformação (cm).....	117
Gráfico 7	Deformação (cm).....	118

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

λ - parâmetro de esbeltez

λ_p - valor de λ para o qual a seção pode atingir M_{pe}

λ_r - valor de λ para o qual $M_{cr} = M_r$

A - Área da seção transversal do perfil de aço

A_c - Área da mesa de concreto

A_s - Área da armadura

A_{cs} - Área da seção transversal do conector

A_w - Área da alma do perfil de aço

A - área da seção transversal

b_{ef} - Largura efetiva da mesa de concreto

b_f - Largura da mesa do perfil de aço

b_F - Largura da nervura da fôrma de aço

b - largura

b/t - relação entre largura e espessura aplicável à mesa do perfil; no caso de perfis I com um eixo de simetria, b/t refere-se à mesa comprimida (para mesas de perfis I e H, b é a metade da largura total, para mesas de perfis U, a largura total, para perfis caixão, a distância livre entre almas)

b_f - largura total da mesa

C_b - fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme (ver 5.4.2.5 e 5.4.2.6)

C_w - constante do empenamento da seção

C - Resultante de compressão na laje

C' - Resultante de compressão no perfil de aço

D - diâmetro externo da seção tubular circular

d - Altura total do perfil de aço

d_{cs} - Diâmetro do corpo do conector tipo pino com cabeça

d - altura externa da seção, medida perpendicularmente ao eixo de flexão

D_{cs} - Diâmetro da cabeça do conector tipo pino com cabeça

E - Módulo de elasticidade do aço

E_c - Módulo de elasticidade longitudinal do concreto

E - módulo de elasticidade do aço

FLA - flambagem local da alma

FLM - flambagem local da mesa comprimida

FLT - flambagem lateral com torção

FLP - flambagem local da parede do tubo

f_{ck} - Resistência característica do concreto à compressão

f_{cd} - Tensão de compressão de cálculo no concreto

f_{sy} - Tensão de escoamento da armadura

f_y - Tensão de escoamento do aço do perfil

f_{ucs} - Resistência à ruptura do aço do conector

$f_y F$ - Tensão de escoamento do aço da fôrma de aço incorporada

f_r - tensão residual nas mesas, igual a 70 MPa para perfis laminados e perfis soldados com chapas cortadas a maçarico e 115 MPa para os demais perfis soldados

f_y - resistência ao escoamento do aço

G - módulo de elasticidade transversal do aço

g_a - Coeficiente de ponderação da resistência do aço do perfil

g_c - Coeficiente de ponderação da resistência do concreto

g_{cs} - Coeficiente de ponderação da resistência do conector

g_f - Coeficiente de ponderação do esforço solicitante

g_s - Coeficiente de ponderação da resistência do aço da armadura

H - Altura livre da alma de perfis I e H

H_{cs} - Altura total do conector de cisalhamento

h_F - Altura nominal da nervura da laje com fôrma de aço incorporada

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

h_c - duas vezes a distância do centro de gravidade da seção transversal à face interna da mesa comprimida nos perfis soldados e este valor menos o raio de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados (nos perfis duplamente simétricos $h_c = h$)

h_p - duas vezes a distância da linha neutra plástica da seção transversal à face interna da mesa comprimida nos perfis soldados e este valor menos o raio de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados (nos perfis duplamente simétricos $h_p = h$)

I_c - momento de inércia da mesa comprimida em relação a um eixo no plano médio da alma

I_T - momento de inércia à torção

I_t - momento de inércia da mesa tracionada em relação a um eixo no plano médio da alma

I_y - momento de inércia da seção em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma

I_{yc} - momento de inércia da mesa comprimida em relação ao eixo principal de inércia perpendicular do eixo de flexão ou, se os momentos fletores provocarem curvatura reversa, da menor mesa

L_b - distância entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado)

LNP - Linha neutra plástica

M_{cr} - momento fletor de flambagem elástica

M_{pe} - momento fletor de plastificação da seção

M_r - momento fletor correspondente ao início do escoamento (incluindo tensões residuais em alguns casos)

$M_{Rd,pl}$ - Momento fletor resistente plástico de cálculo

M_{Sd} - Momento fletor máximo solicitante de cálculo

n_{cs} - Número de conectores de cisalhamento

$N_{Rd,pl}$ - Resistência plástica da seção transversal a carregamentos axiais

Q_{Rd} - Resistência do conector de cisalhamento

r_y - raio de giração da seção em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao eixo de flexão

r_{yc} - raio de giração da seção formada pela mesa comprimida e a parte da alma comprimida anexa em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao eixo de flexão ou, se os momentos fletores provocarem curvatura reversa, da menor seção formada pela menor mesa e a parte da alma comprimida anexa (em regime elástico)

s – Tensão

t - espessura

t_f - espessura da mesa

t_w - espessura da alma

T - Resultante de tração no perfil de aço ou na armadura

t_c - Espessura da laje de concreto

t_f - Espessura da mesa do perfil de aço

t_F - Espessura da fôrma de aço

t_w - Espessura da alma do perfil de aço

V_h - Força de cisalhamento longitudinal atuante na conexão

V_{hd} - Força de cisalhamento longitudinal atuante de cálculo na conexão

W - módulo resistente (mínimo) elástico da seção, relativo ao eixo de flexão

W_c - módulo resistente elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão

W_t - módulo resistente elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão

y_c - distância do centro de gravidade da seção até a face interna da mesa comprimida

Y_c - Altura comprimida do perfil de aço

Y_t - Altura tracionada do perfil de aço

Z_{pl} - Módulo de resistência plástico

“Nenhum obstáculo é tão grande se sua vontade
de vencer for maior”
(Autor desconhecido)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	Considerações Iniciais	16
1.2	Objetivos	17
1.3	Metodologia.....	18
1.4	Justificativa.....	18
1.5	Estrutura do trabalho.....	18
2	ESTRUTURAS MISTAS E SISTEMAS ESTRUTURAIS	19
2.1	Sistemas estruturais	19
2.1.1	Subsistemas horizontais	19
2.1.2	Subsistemas verticais	21
2.1.3	Principais tipos de sistemas estruturais	21
2.1.3.1	<i>Sistemas aporticados</i>	<i>22</i>
2.1.3.2	<i>Sistemas com paredes de contraventamento</i>	<i>23</i>
2.1.3.3	<i>Sistemas com núcleo resistente</i>	<i>25</i>
2.1.3.4	<i>Sistemas com pisos suspensos</i>	<i>28</i>
2.1.3.5	<i>Sistemas treliçados</i>	<i>29</i>
2.1.3.6	<i>Sistemas tubulares.....</i>	<i>34</i>
2.1.3.7	<i>Sistemas estruturais híbridos.....</i>	<i>37</i>
2.2	Vigas mistas	38
2.2.1	Aspectos Gerais	38
2.2.2	Comportamento estrutural	39
2.2.3	Classificação das vigas mistas	41
2.2.4	Tipos de construção	43
2.2.5	Largura efetiva	44
2.2.6	Efeito da fluência e da retração do concreto	46
2.2.7	Seção homogeneizada	47
2.2.8	Conectores de cisalhamento.....	49
2.2.9	CrITÉRIOS de dimensionamento segundo ABNT NBR 8800:2008	53
2.2.9.1	<i>Classificação das seções</i>	<i>53</i>
2.2.9.2	<i>Verificações em regiões de momentos positivos</i>	<i>54</i>
2.2.9.3	<i>Verificações em regiões de momentos negativos.....</i>	<i>56</i>
2.2.9.4	<i>Dimensionamento dos conectores de cisalhamento</i>	<i>59</i>
2.2.9.5	<i>Estado Limite de Utilização</i>	<i>60</i>
2.3	Outros tipos de elementos mistos	61
2.3.1	Pilares mistos	61
2.3.2	Cálculo das placas de base	73
2.3.2.1	<i>Placas de base à compressão axial para perfis I e H.....</i>	<i>73</i>
2.3.2.2	<i>Placas de base para perfis tubulares.....</i>	<i>74</i>
2.3.2.3	<i>Placas de base à tração.....</i>	<i>74</i>
2.3.2.4	<i>Placas de base à compressão axial com momento.....</i>	<i>75</i>
2.3.2.5	<i>Placas de base com reforço.....</i>	<i>77</i>
2.3.3	Cálculo das chapas de reforço	78
2.3.4	Lajes mistas	80
3	MATERIAIS E MÉTODOS	83
3.1	Detalhamento da 1ª fase da edificação.....	83
3.1.1	Pilares.....	85

3.1.2	Vigas.....	88
3.1.3	Lajes.....	89
3.1.4	Considerações.....	90
3.2	Detalhamento da 2ª fase da edificação em estudo.....	90
3.2.1	Pilares.....	93
3.2.2	Vigas.....	97
3.2.3	Lajes.....	101
4	DESEMPENHO DOS ELEMENTOS EM AÇO E MISTOS.....	105
4.1	Análises de desempenho estrutural da solução mista	105
4.1.1	Metodologia de cálculo.....	108
4.1.2	Ações atuantes.....	109
4.1.3	Resultados.....	110
4.2	Análise de perfil metálico simples para análise de comparativo.....	115
4.3	Comparativo entre viga mista e viga metálica.....	117
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	119
5.1	Conclusões	119
4.2	Propostas de trabalhos futuros.....	120
	REFERÊNCIAS.....	121
	ANEXOS	128

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

O conceito de estruturas mistas vem da ligação de dois elementos, o aço e o concreto armado. A estrutura mista é aquela que apresenta um perfil em aço (laminado, soldado ou formado a frio) trabalhando juntamente com o concreto armado, formando assim um pilar misto, uma viga mista ou uma laje mista. A ligação entre o aço e o concreto se dá por meio de conectores, mossas, ressaltos, dentre outros.

Os materiais aço e concreto são a combinação mais utilizada, atualmente, para compor as estruturas de edificações. Eles podem ser utilizados em uma estrutura com elementos compostos por um ou dois materiais e também formando elementos mistos, trabalhando em conjunto. As características dos dois materiais são diferentes e complementares. O concreto alia resistência à compressão, eleva a rigidez e proteção contra corrosão e incêndio. O aço, com características complementares, apresenta elevada resistência à tração e esbeltez dos elementos. Além disso, ambos os materiais apresentam coeficientes de dilatação térmicos próximos, não ocasionando deformações térmicas diferenciais significativas. Os dois materiais já são utilizados em um mesmo edifício em larga escala, porém, muitas vezes, não se utiliza seu trabalho conjunto. (FABRIZZI, 2007)

Até poucos anos, nos pilares mistos revestidos, o concreto era considerado apenas como elemento de proteção contra incêndio e em pilares tubulares preenchidos de concreto, o aço era considerado apenas uma fôrma permanente para o pilar de concreto. (QUEIROZ; PIMENTA; MARTINS, 2012)

No caso de pavimentos mistos, a laje de concreto, ou mista aço-concreto, é um elemento quase sempre presente, porém, a sua resistência à flexão no plano da viga era desprezada. Com a introdução dos conectores, que são elementos de custo relativamente baixo, pode-se considerar os elementos trabalhando em conjunto com grande eficiência. Logicamente que os materiais e as combinações de materiais têm suas diferentes aplicações dentro da Engenharia e o melhor sistema estrutural depende de vários fatores, como: utilização da edificação; projeto arquitetônico; ações atuantes; vãos a serem vencidos; método construtivo; mão de obra e tecnologia disponíveis; prazo de execução da obra; custo das fundações; custo final da obra; retorno do capital investido.

Devido a grande variedade de execuções e a grande utilização destes métodos, foi criado em 1986 a NBR 8800 (ABNT, 2008) no intuito de tornar a prática de estrutura mista

normatizada. Para tanto é adicionada à estrutura de aço e concreto, a ligação a estruturas pré-fabricadas, no intuito de demonstrar, ainda com mais abrangência, as inúmeras possibilidades executivas existentes atualmente. Esta estrutura pré-fabricada requer uma projeção futura destas ligações, para que seja previsto ainda em etapas projetuais as interfaces de ligação entre estes elementos, seja por meio de consoles de apoio ou de *inserts* metálicos já inseridos na estrutura pré-fabricada ou ainda por meio das ligações feitas utilizando *parabolts* ou fixadores epóxis.

1.2 Objetivos

O objetivo dessa pesquisa é analisar o desempenho estrutural de uma viga mista.

Para a obtenção deste objetivo principal foram contemplados os seguintes objetivos específicos:

- ✓ Apresentar as diferentes possibilidades de execução de edificações, as quais se tornam possíveis com a utilização dos elementos mistos.
- ✓ Abranger aspectos relativos ao projeto dos elementos mistos aço-concreto apresentando uma análise crítica com ênfase nos aspectos didáticos e normativos;
- ✓ Ampliar os conhecimentos sobre edificações desenvolvidas sobre o conceito de estruturas mistas no Brasil e ao redor do mundo;
- ✓ Pesquisar soluções de projeto vindas da modulação e coordenação modular para criação de novos sistemas que possam integrar-se entre si;
- ✓ Identificar perfis e conexões existentes para a criação de padrões adaptáveis a construções com padrões mistos de execução;
- ✓ Analisar estruturalmente o projeto em questão utilizando programa específico e propor estratégias que ampliam essas construções;
- ✓ Contribuir para o desenvolvimento de novas dinâmicas no meio estudantil sobre a importância das edificações mistas, não deixando de lado a compreensão dos projetos com todas as suas complexidades.

1.3 Metodologia

Para a elaboração do referido trabalho os procedimentos são baseados nas principais normas nacionais e internacionais. A revisão bibliográfica foi realizada com base em estudos acadêmicos e normativos, além do estudo de um edifício exemplo, projetado pelo autor e executado em elementos mistos.

1.4 Justificativa

Neste trabalho evidenciam-se as inúmeras possibilidades de execução de uma edificação e em especial demonstram-se as especificidades das ligações entre esses elementos. A verificação dessas contribuições é analisada nos aspectos projetuais e executivos, apontando, de forma objetiva, a melhor solução a ser adotada. Também é avaliada a adoção da ligação entre os elementos estruturais de uma edificação existente com a execução de acréscimo dessa, e em especial a utilização de um pilar em seção mista, composto por elementos pré-fabricados, elementos de aço e concreto moldado “*in loco*”.

Essa análise visa demonstrar um modelo, até então não muito utilizado, mas de grande impacto positivo em todos os aspectos direcionados a uma edificação em estruturas mistas, tanto no âmbito projetual como no executivo, e evidenciar as inúmeras soluções que as estruturas mistas proporcionam, dando às edificações, várias possibilidades de execução.

1.5 Estrutura do Trabalho

O trabalho está distribuído em cinco capítulos e um anexo, estruturando-se conforme descrito a seguir:

A partir do segundo capítulo apresentam-se questões referentes ao desenvolvimento das estruturas mistas e sistemas estruturais, incluindo seus principais tipos de sistema e subsistemas estruturais. São abordados os instrumentos utilizados para a concepção arquitetônica e estrutural discutindo pontos acerca da industrialização e racionalização direcionadas à construção civil.

Nos capítulos seguintes apresenta-se o projeto modelo, juntamente com o modelo misto utilizado para a análise do desempenho estrutural.

2 ESTRUTURAS E SISTEMAS ESTRUTURAIS MISTOS

Neste capítulo são apresentados os aspectos gerais das estruturas mistas, bem como, os sistemas estruturais associados a esses elementos: vigas, conectores, lajes e pilares. Os sistemas estruturais são descritos de maneira abrangente, dando ao leitor conceitos iniciais para a escolha do mais adequado, conceitos básicos para cada elemento.

2.1 Sistemas estruturais

Segundo Corrêa (1991) a definição do sistema estrutural é um dos pontos mais delicados em um projeto. Nessa fase, o engenheiro estrutural deve decidir como será o arranjo dos elementos e suas respectivas funções, de modo que as cargas presentes no edifício sejam absorvidas e transmitidas adequadamente. As soluções, atualmente existentes, são inúmeras, mas em todas elas é possível distinguir dois grupos básicos:

- a) Subsistemas horizontais
- b) Subsistemas verticais.

De acordo com Bellei et al. (2008), a escolha do sistema estrutural que vai dar sustentação ao edifício, vai impactar nos aspectos relacionados ao peso da estrutura, facilidade de fabricação, rapidez de montagem e, conseqüentemente, no custo final da obra. Quando é possível, por exemplo, utilizar contraventamentos verticais para elevar a estabilidade das cargas horizontais, pode-se trabalhar com um maior número de ligações flexíveis e explorar ao máximo as vigas mistas, tornando o edifício mais leve e de fácil montagem. Porém, quando há restrições ao uso de contraventamentos, deve-se partir para uma estrutura aporricada com ligações rígidas, o que torna a montagem mais lenta.

2.1.1 Subsistemas horizontais

Suas funções estruturais básicas são: (CORRÊA, 1991)

- ✓ Coletar forças gravitacionais e transmiti-las para os elementos verticais, com comportamento predominantemente de flexão;
- ✓ Distribuir as ações laterais entre os diversos subsistemas verticais, apresentando o comportamento de diafragmas.

Nos edifícios de múltiplos andares, esses subsistemas são formados pela associação de lajes e vigas. As lajes usualmente são em concreto armado ou protendido, pré-moldadas ou

mistas. As vigas, por sua vez, podem ser em concreto armado, metálicas ou mistas em aço e concreto, quando é considerada a contribuição da laje. Algumas ilustrações desses elementos podem ser vistas na Figura 1 e na Figura 2.

Figura 1 - Laje em (a) concreto armado e (b) com vigotas treliçadas pré-moldadas



Fonte: MODELAGEM, 2006

Figura 2 - Edifício com vigas e lajes mistas em aço e concreto (steel deck)



Fonte: METFORM, 2016

Segundo Sáles (1995), nos edifícios residenciais, as lajes não possuem grandes dimensões. No entanto, nos edifícios com fins comerciais, onde pode ser interessante deixar alguns espaços totalmente livres, sem paredes fixas, as lajes podem ter dimensões muito maiores. Nesse caso, para tornar o processo de escoramento mais econômico, ou até mesmo inexistente, pode ser interessante o uso do sistema misto.

Em relação às vigas que fazem parte dos pisos, costuma-se classificá-las como principais ou secundárias. As vigas principais são aquelas que fazem parte do enrijecimento vertical do edifício. Já as vigas secundárias têm como finalidade apenas suportar as ações verticais provenientes do piso.

Nos subsistemas horizontais, também chamados de sistemas de pisos, é importante ter alguns cuidados adicionais em relação à passagem de dutos e juntas de dilatação. A solução mais usual para a passagem de tubulação, conforme citado em Bellei et al. (2008), é a utilização de aberturas nas almas das vigas, assunto abordado no anexo I da NBR 8800: (ABNT, 2008). No que se refere às juntas de dilatação, a norma brasileira não faz nenhuma recomendação. O Instituto Americano de Construção em Aço (AISC, 2010), por outro lado, indica a utilização de um relatório técnico elaborado pelo Conselho Nacional de Pesquisa dos Estados Unidos. (NRC, 1974)

2.1.2 Subsistemas verticais

As funções estruturais básicas dos subsistemas verticais, de acordo com Corrêa (1991), são:

- ✓ Suportar os subsistemas horizontais, coletar as ações gravitacionais e transmiti-las;
- ✓ Compor com os subsistemas horizontais os painéis resistentes às ações laterais.

Esses subsistemas podem ser entendidos como arranjos de barras e folhas, compostos pelos seguintes tipos básicos:

- ✓ Pilares: barras verticais contínuas.
- ✓ Pórticos: arranjo de barras verticais e horizontais (pilares e vigas, respectivamente), conectadas de modo a permitir a interação de forças e momentos.
- ✓ Paredes: folhas planas com comportamento preponderante de chapa ou painéis bidimensionais treliçados de grande rigidez em seu plano.
- ✓ Núcleos: arranjo tridimensional de folhas ou de painéis treliçados que normalmente envolvem as regiões de fluxo humano vertical no edifício, como escadas e elevadores.

2.1.3 Principais tipos de sistemas estruturais

O aumento da altura das edificações trouxe a necessidade de serem buscadas novas soluções estruturais para a estabilização dos edifícios. Com isso, ao longo do tempo,

diferentes sistemas estruturais foram desenvolvidos, utilizando diferentes métodos de construção e de materiais. Os principais tipos de sistemas estruturais podem ser divididos em sete grupos distintos:

- a) Sistemas aporticados;
- b) Sistemas com paredes de cisalhamento;
- c) Sistemas com núcleo resistente;
- d) Sistemas com pisos suspensos;
- e) Sistemas treliçados;
- f) Sistemas tubulares;
- g) Sistemas estruturais híbridos.

2.1.3.1 Sistemas aporticados

De acordo com Sáles (1995) e IBS (2004), os sistemas aporticados formam o tipo de solução estrutural mais clássico e são bastante empregados em edifícios de pequenas alturas.

As ligações entre vigas e pilares, na maior parte dos casos, são projetadas como rígidas, com o objetivo de se obter um conjunto de pórticos verticais resistentes às ações horizontais. Esses pórticos, em geral, são dispostos em duas direções e com as mesmas seções transversais para que se tenha uma padronização do material e redução dos custos com mão de obra. Quanto à disposição dos pilares, é dada preferência para a colocação destes com o eixo de maior inércia perpendicular à direção de menor rigidez da estrutura para que se tenha uma maior estabilidade.

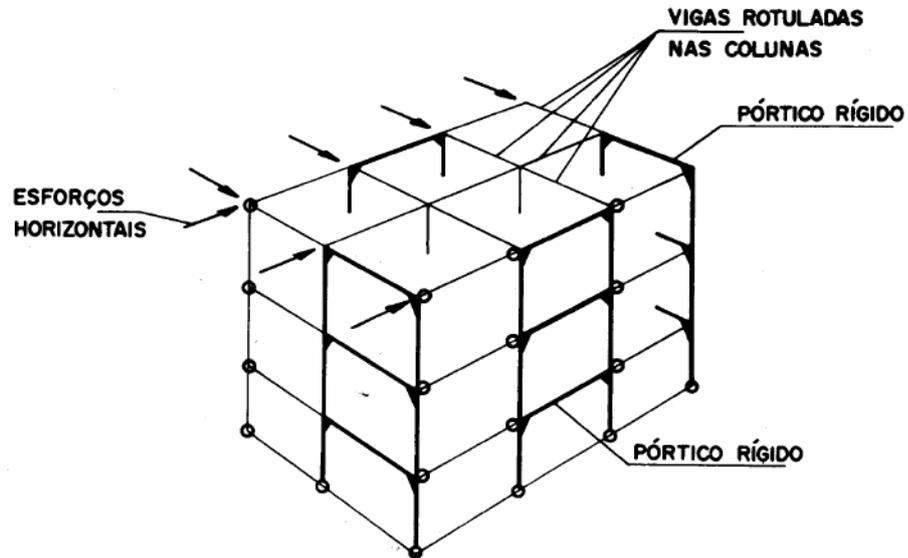
Dentre suas qualidades, a simplicidade de formação é uma das mais importantes, pois permite a decomposição do seu comportamento espacial em diversos planos, facilitando o processo de análise estrutural. A presença de vãos livres entre as colunas é outra qualidade positiva, visto que não traz os inconvenientes de ocupação presentes nos sistemas treliçados, com núcleos ou paredes de cisalhamento.

No que diz respeito às desvantagens, o aumento da estaticidade da estrutura por meio de ligações rígidas entre vigas e colunas faz com que ocorra a transferência de momentos para os pilares e estes acabam necessitando de inércias maiores para resistir a tais solicitações (SÁLES, 1995). Além disso, as estruturas com ligações rígidas oneram a sua fabricação e montagem, e são muito deslocáveis no caso de construções mais altas, tornando outros sistemas estruturais mais interessantes do ponto de vista econômico. (MDIC, 1989)

Na Figura 3 está ilustrado um exemplo de sistema aporticado. Na Figura 4 pode-se

observar uma aplicação prática desse sistema, localizada em Porto, Portugal.

Figura 3 - Sistema estrutural aporticado



Fonte: IBS, 2004

Figura 4 - Exemplo de sistema aporticado em aço



Fonte: TEGOPI, 2016

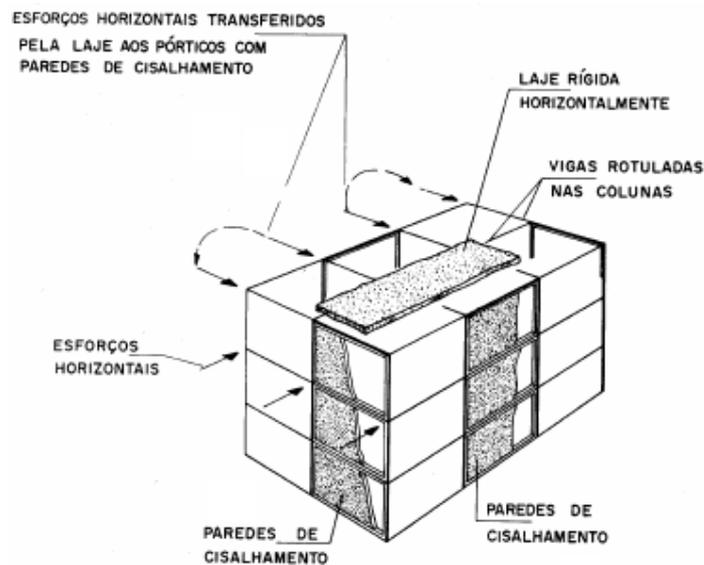
2.1.3.2 Sistemas com paredes de contraventamento

Nesse sistema estrutural, a rigidez horizontal da estrutura é estabelecida por meio das paredes de concreto armado ou alvenaria estrutural construídas nos vãos entre as vigas e as

colunas de cada andar. De modo alternativo, essas paredes armadas podem até mesmo substituir uma linha inteira de colunas no edifício. (IBS, 2004)

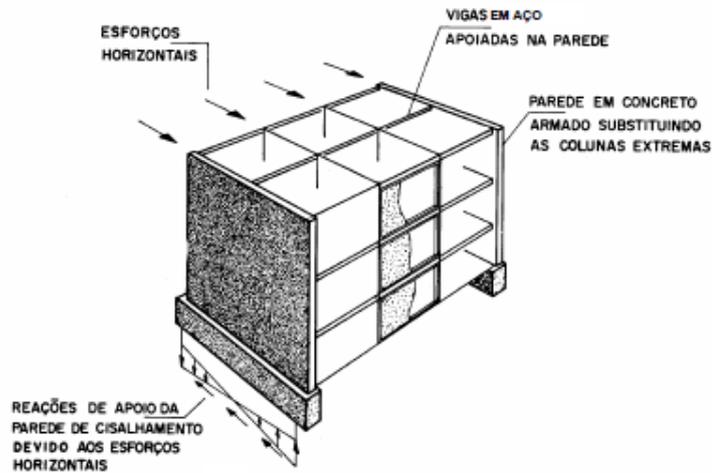
O uso de paredes de contraventamento, também chamadas de paredes de cisalhamento, conduz a uma estrutura final leve, com as vigas rotuladas nas colunas. Entretanto, esse sistema apresenta algumas desvantagens, como a perda de flexibilidade de circulação interna e de recursos arquitetônicos nas fachadas; dificuldade de compatibilização entre a construção da parede e a montagem da estrutura; e a necessidade de se utilizar contraventamentos de montagem, (IBS, 2004). Na Figura 5 está representado o sistema com paredes de contraventamento entre alguns vãos do edifício. Na Figura 6 é ilustrado o caso em que a parede de cisalhamento substitui as colunas extremas da edificação.

Figura 5 - Parede de contraventamento ou cisalhamento em um vão



Fonte: IBS, 2004

Figura 6 - Parede de contraventamento ou cisalhamento em linha inteira



Fonte: IBS, 2004

Como mencionado em Smith e Coull (1991), nos edifícios altos, as paredes de contraventamento podem ser contínuas (sem variação de largura) ou descontínuas (com variação de largura). As espessuras destas, também podem variar ao longo de seu comprimento. Porém, essas variações devem ser feitas cuidadosamente, pois elas tornam mais complexa a distribuição de momentos e forças cisalhantes entre os painéis.

No passado, as paredes de contraventamento eram bastante utilizadas na estabilização de edifícios contra forças horizontais causadas pelo vento e por terremotos. Com o passar do tempo, tornou-se comum a utilização de sistemas de paredes de cisalhamento, formando os chamados núcleos estruturais. (CTBUH, 1995)

2.1.3.3 Sistemas com núcleo resistente

Conforme descrito em Sàles (1995), nos edifícios de múltiplos andares é comum a existência de torres de escadas, elevadores e locais para passagem vertical de tubulações.

Todas essas necessidades de espaço para circulação de pessoas e passagem de dutos podem ser agrupadas, formando os chamados núcleos de serviço.

A função que um núcleo de serviço desempenhará irá depender do material utilizado nas suas paredes. Se forem executadas em concreto armado, contendo ou não perfis metálicos, elas podem dar origem aos núcleos estruturais. Caso sejam construídas em alvenaria, as paredes servirão apenas para fechamento e proteção de outros elementos que formam a estrutura, como contraventamentos metálicos ou vigas mais robustas.

A colocação dessas paredes ocasiona um aumento do peso próprio da estrutura e

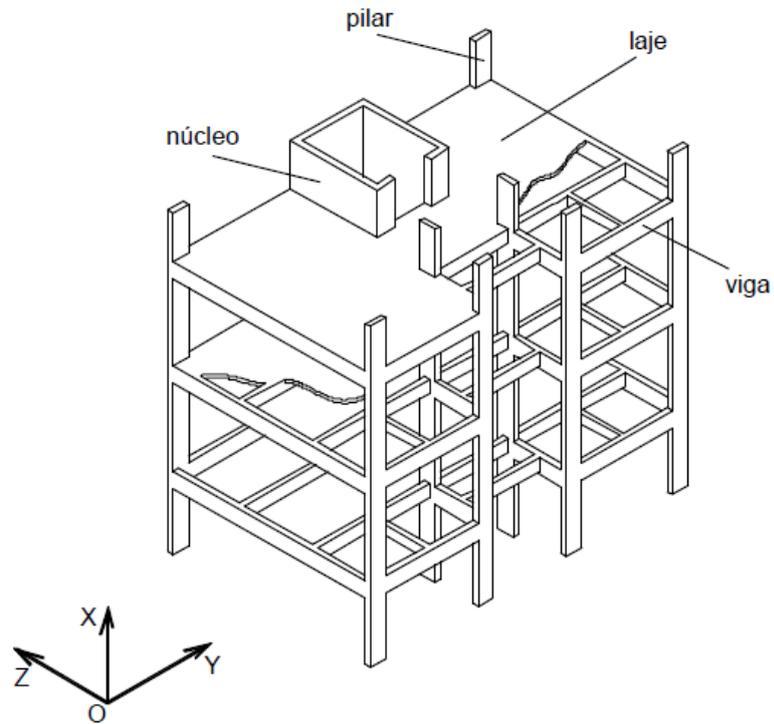
sobrecarrega, o que ocorre principalmente, com as colunas e vigas próximas ao núcleo. Com isso, torna-se necessário aumentar as áreas e as inércias dos perfis. Mesmo assim, é demonstrado em Sàles (1995) que a utilização de núcleos de concreto armado proporciona uma diminuição no consumo de aço. Por outro lado, esse sistema estrutural eleva o volume de concreto estrutural utilizado e penaliza as fundações, devido ao alto peso próprio das paredes que formam o núcleo.

Outra inconveniência do uso de uma estrutura híbrida em aço e concreto é a não garantia de compatibilização das velocidades de execução das duas modalidades construtivas, pois os núcleos de concreto possuem uma velocidade de execução menor do que a obtida na montagem da estrutura metálica. Assim, para evitar atrasos de cronograma, é conveniente realizar a execução das paredes de concreto em paralelo com a fabricação e a montagem da estrutura metálica.

O uso da tecnologia híbrida também enfrenta outro empecilho: a diferença de precisão na fabricação. Enquanto nas estruturas em aço a precisão adotada é na casa dos milímetros, nas de concreto a precisão é na ordem dos centímetros. Para que seja possível fazer uma compatibilização, é necessário usar alguns artifícios construtivos, como furos rasgados, solda em campo, chumbadores e chapas embutidas no concreto nos pontos de contato. Porém, o emprego desses artifícios acaba elevando o custo final da obra.

Na Figura 7 é apresentado um esboço de um sistema estrutural com núcleo resistente. Um exemplo desse tipo de construção existente no Brasil é o Edifício San Paolo (Figura 8 e Figura 9), localizado na capital paulista e entregue em 1999. Ele é um edifício comercial em estrutura metálica e núcleo de concreto, considerado o primeiro edifício de múltiplos andares construído no Brasil a utilizar painéis pré-fabricados como sistema de fechamento das fachadas. Sua área construída é de 13.000 m² e o consumo total de aço foi da ordem de 900 toneladas, segundo o CBCA (ano 1).

Figura 7 - Sistema estrutural com núcleo resistente



Fonte: MARTINS, 2001

Figura 8 – Edifício San Paolo em fase de construção.



Fonte: SILVA, 2008

Figura 9 - Edifício San Paolo finalizado



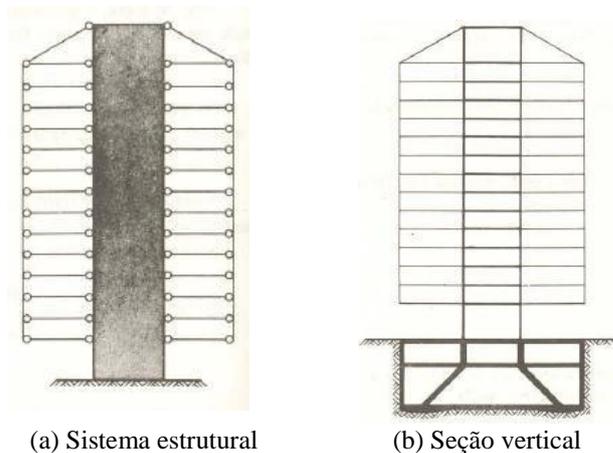
Fonte: BUILDING, 2008

2.1.3.4 Sistemas com pisos suspensos

Segundo MDIC (1989), as estruturas com pisos suspensos consistem, basicamente, em um núcleo central e em pisos apoiados internamente nesse núcleo e externamente em tirantes, (Figura 10a).

Na maioria dos casos, os edifícios com esse tipo de sistema têm uma fundação única sob o núcleo, o que deixa o pavimento térreo livre de colunas e traz vantagens econômicas (Figura 10b).

Figura 10 - Sistema estrutural com pisos suspensos



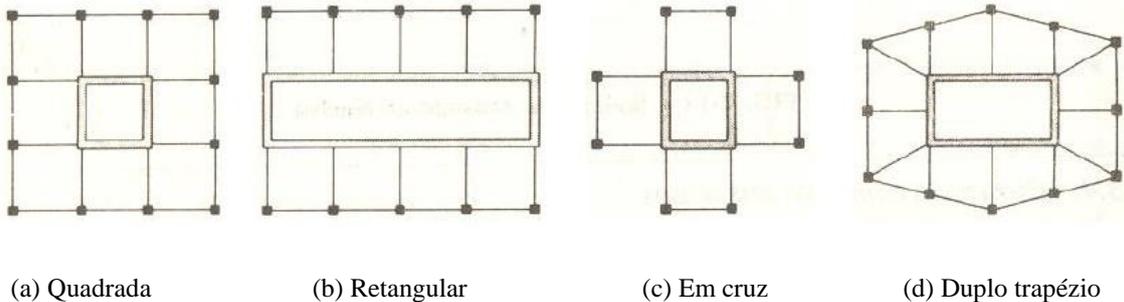
(a) Sistema estrutural

(b) Seção vertical

Fonte: MDIC, 1989

As formas em planta mais comuns são a quadrada e a retangular, podendo ainda ser em cruz ou em duplo trapézio (Figura 11). É aconselhável utilizar formas simétricas para que ocorra uma melhor distribuição de esforços no núcleo, que usualmente é de concreto armado. (MDIC, 1989)

Figura 11 - Seções em planta



Fonte: MDIC, 1989

Esse sistema estrutural tem entre suas vantagens o aumento da área útil dos pavimentos devido à presença de poucos elementos verticais. Ele, também, possibilita que o núcleo e os cabos sejam construídos e instalados enquanto as lajes ficam armazenadas próximas ao solo. Assim, de acordo com o andamento da obra, elas apenas precisam ser içadas e fixadas nas suas devidas posições. Por outro lado, a quantidade e o tamanho dos pavimentos são limitados pela deformação dos tirantes e pela profundidade do núcleo, respectivamente. Tais problemas podem ser contornados caso seja utilizado mais de um núcleo. Além disso, não há como subdividir em subsistemas planos. (SMITH; COULL, 1991)

2.1.3.5 Sistemas treliçados

Quando os edifícios estão sujeitos à ação do vento, as maiores reações surgem nos pontos mais afastados do eixo geométrico. Assim, quanto maior a altura, maiores serão essas ações e os sistemas estruturais, apresentados anteriormente, deixam de ser viáveis. Uma maneira econômica de resolver esse problema consiste em embutir treliças, também chamadas de contraventamentos, ao longo dos pórticos. (SÁLES, 1995)

As estruturas com contraventamento treliçado (Figura 12) possuem um comportamento mais eficiente em relação às estruturas puramente aporticadas devido à eliminação dos momentos nas ligações entre vigas e colunas. Isso é possível com a colocação

de barras diagonais no interior dos quadros aporticados, o que faz com que os elementos do treliçamento fiquem sujeitos apenas a esforços axiais. (FRANCA, 2003)

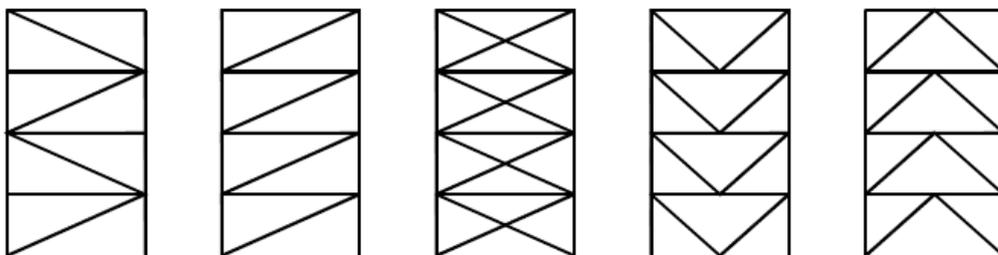
Figura 12 - Edifício Saraiva Marinho, situado em São Paulo – SP



Fonte: CAMPELO, 2006

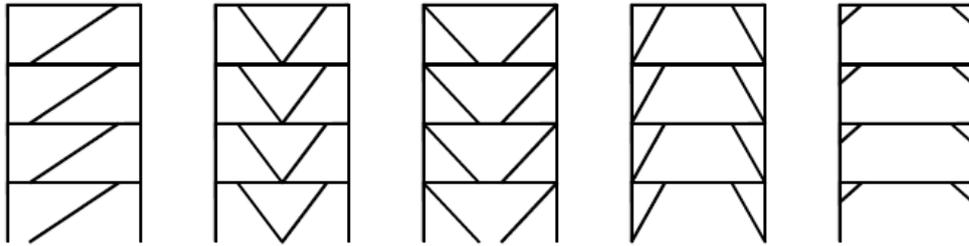
Segundo Smith e Coull (1991), os contraventamentos mais eficientes, e também mais obstrutivos, são aqueles que formam treliças verticais com triângulos totais em cada tramo, como os treliçamentos com diagonais simples, em X, V e K (Figura 13). Os contraventamentos menos obstrutivos (Figura 14), por outro lado, não formam triângulos completos e, por serem menos rígidos aos esforços laterais, também são considerados menos eficientes.

Figura 13 - Contraventamentos com triângulos totais



Fonte: Adaptado de SMITH ; COULL, 1991

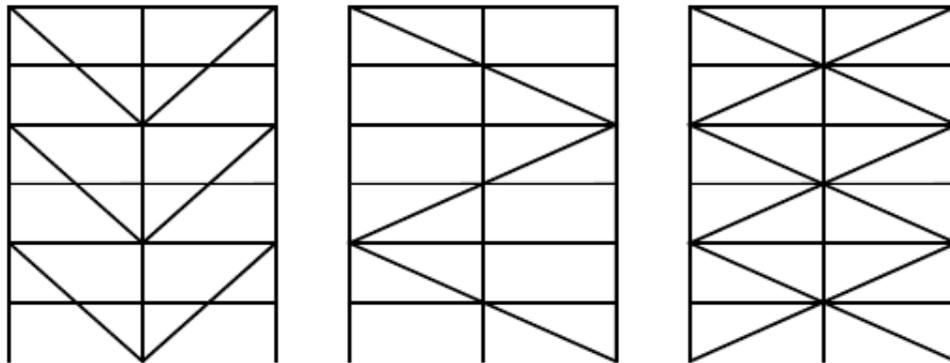
Figura 14 - Contraventamentos parciais



Fonte: Adaptado de SMITH ; COULL, 1991

Outra forma de utilização de contraventamentos consiste em adotar os treliçamentos em grandes módulos, englobando dois ou mais andares da edificação (Figura 15). Esse tipo de solução passou a ter maior utilização nos últimos anos, pois além de ter a capacidade de resistir aos carregamentos laterais, também pode ser explorado como um elemento arquitetônico da fachada. (SMITH; COULL, 1991)

Figura 15 - Contraventamentos em módulos



Fonte: Adaptado de SMITH ; COULL, 1991

Um estudo comparativo de várias possibilidades de utilização de contraventamentos treliçados é apresentado em Franca (2003). Diversos aspectos foram analisados: a esbeltez e o tipo de treliçamento, a contribuição da rigidez axial dos elementos da treliça nos deslocamentos da estrutura, a posição do contraventamento em relação ao centro de rotação da edificação, a variação do contraventamento e do seu posicionamento ao longo da altura do edifício, a associação entre contraventamentos e o tamanho dos seus módulos.

A eficiência dos sistemas foi analisada por meio das deformações, conforto humano às vibrações e consumo de material. Constatou-se que é possível obter treliçamentos bastante

eficientes com consumo de aço relativamente baixo. Os contraventamentos em X, apesar de apresentarem um melhor desempenho na restrição aos deslocamentos laterais (também chamados de horizontais), tiveram um maior consumo de aço, além de exigirem mais material para as ligações. Devido à excentricidade da ação do vento considerada na modelagem das estruturas, observou-se que o posicionamento em relação ao centroide da edificação interfere diretamente no seu comportamento. Nessa situação, o posicionamento dos contraventamentos nas fachadas do edifício proporcionou menores deslocamentos laterais e um menor consumo de aço.

No entanto, merece ser observado que a distribuição não interfere apenas nos deslocamentos da estrutura. Como apontado em Sàles (1995), a forma como os treliçamentos ficarão dispostos deve ser cuidadosamente escolhida para não inviabilizar a circulação de pessoas e a ocupação dos pisos. Em construções mais baixas, pode-se, por exemplo, criar de modo alternado treliças horizontais no perímetro da edificação.

Nas construções mais altas, uma alternativa possível é a criação de treliças verticais dispostas nos vãos com obstáculos naturais à circulação (paredes de núcleos, por exemplo) e treliças contínuas horizontais instaladas em alguns pavimentos. Esse tipo de contraventamento é chamado de *outrigger* e é indicado para edifícios com grande relação altura/largura. Nesse sistema, é usual colocar apenas duas linhas de contraventamentos horizontais, sendo uma quase no topo e a outra próxima à metade da altura da edificação.

Entre as vantagens do sistema *outrigger* está o fato do espaçamento das colunas exteriores não ser governado por considerações estruturais e sim por questões estéticas e funcionais, além da economia com ligações, visto que não há necessidade de serem utilizadas ligações rígidas entre vigas e colunas. (CTBUH, 1995)

Na Figura 16 é mostrado um exemplo de *outrigger* em um edifício de 20 andares. Nesse caso, existem treliças horizontais no último e no 10º andar. Apenas nos dois pórticos centrais não existem contraventamentos verticais. Fica visível nessa disposição que ocorrerão dificuldades de circulação em parte dos andares onde ficam instaladas as treliças.

Outra solução possível, apresentada em Lopes (2003) e que pode ser usada no exemplo em questão, consiste em manter o treliçamento perimetral, e no lugar dos contraventamentos internos usar paredes de cisalhamento. Nessa situação ocorre evidentemente um aumento do peso próprio da estrutura devido ao uso de concreto, sobrecarregando as fundações.

Uma aplicação real do sistema *outrigger* é o First Wisconsin Center, situado em Milwaukee, EUA. (Figura 17) Considerado um dos prédios mais altos do estado de

Wisconsin, ele possui 42 andares e cerca de 180m de altura. Sua estrutura pode ser classificada como híbrida, pois mistura o sistema *outrigger* com o sistema tubular Vierendeel, que será detalhado no item 2.1.3.6. (CTBUH, 1995)

Figura 16 - Exemplo de aplicação do sistema *outrigger* (vista externa e sistema isolado)

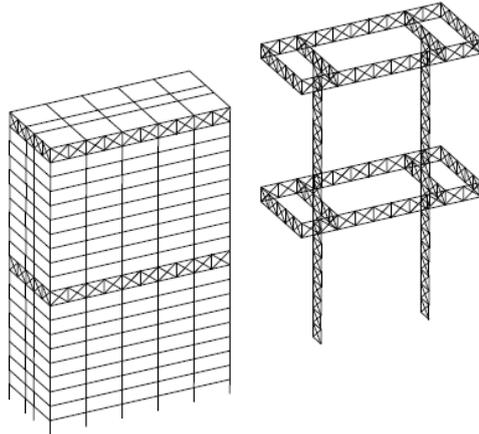


Figura 17 – First Wisconsin Center, EUA



Fonte: USBANK, 2010

2.1.3.6 Sistemas tubulares

Os sistemas tubulares consistem na concentração das colunas no contorno da edificação, dispostas com o eixo de menor inércia no sentido das fachadas do edifício. Essa distribuição, semelhante a um tubo, possibilita o uso de vãos livres maiores e faz com que colunas sejam as principais responsáveis pela absorção das ações horizontais. As vigas externas também são influenciadas pela concentração de material e rigidez na periferia, necessitando de inércias maiores do que as demais vigas dos pavimentos. (SÀLES, 1995)

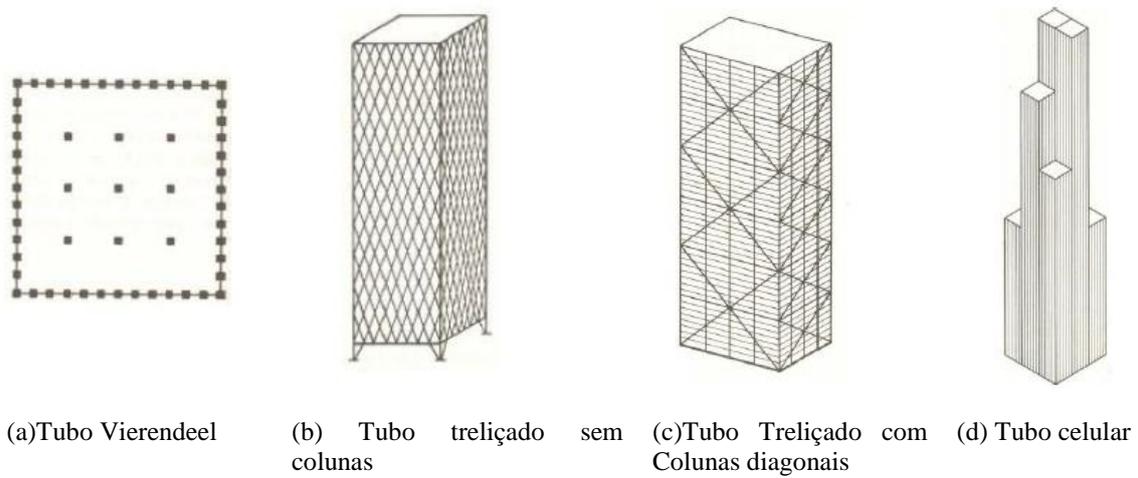
O arranjo dos pilares e das vigas confere à estrutura uma grande rigidez à torção, sendo esta outra característica do sistema tubular. A rigidez do edifício pode ser aumentada empregando-se uma estrutura tubular interna ou um sistema de células tubulares interligadas, formando um sistema multicelular de grande rigidez. (ALVA, 2000)

Segundo MDIC (1989), os sistemas de estruturas tubulares podem ser divididos em três grupos: tubo oco (Vierendeel), tubo treliçado ou tubo celular (figura 18). O sistema de tubo Vierendeel é constituído por paredes externas que formam uma malha de colunas e vigas ligadas rigidamente (Figura 18a). As colunas internas, quando existirem, são dimensionadas somente para resistirem às cargas gravitacionais e não contribuem para a rigidez do tubo externo. Substituindo as colunas por diagonais, o tubo passa a ser treliçado, apresentando uma malha mais densa (Figura 18b). Esse tipo de solução tem como desvantagens o aumento significativo do número de ligações e dificuldades para a fixação das vigas internas dos pisos nos nós de treliça e no arranjo das esquadrias. Complementando a malha com diagonais em grandes módulos, são obtidas menos ligações. (Figura 18c)

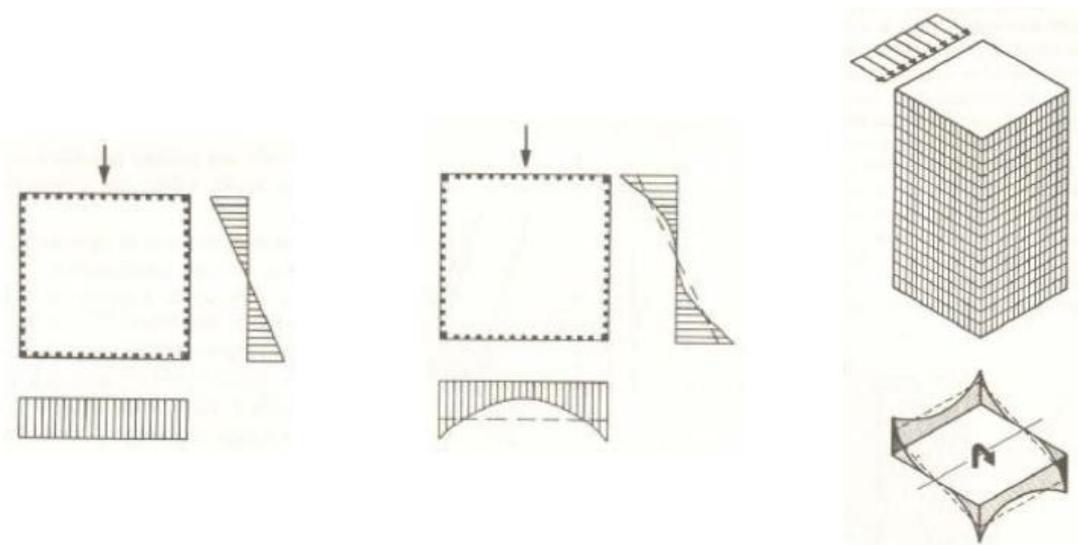
Dois diferentes modos de atuação são percebidos nesse sistema:

- ✓ A estrutura funciona como uma viga em balanço (Figura 19a);
- ✓ As duas faces paralelas à direção do vento funcionam como um sistema de quadros rígidos e, devido à flexibilidade das vigas, ocorrem deformações de cisalhamento, majorando as tensões normais junto aos cantos e reduzindo-as no restante da parede (Figura 19b).

Pode-se considerar que, o comportamento real fica entre o de uma viga em balanço e o de um quadro rígido composto de vigas e colunas (Figura 2.19c). A estrutura em tubo Vierendeel é viável apenas para edifícios com cerca de 50 pavimentos. Acima disso há um aumento substancial de peso devido a problemas de tensões causados pelos momentos fletores nas vigas e pela deflexão.

Figura 18 – Tipos de sistemas tubulares

Fonte: MDIC, 1989

Figura 19 – Funcionamento de um sistema de tubo Vierendeel

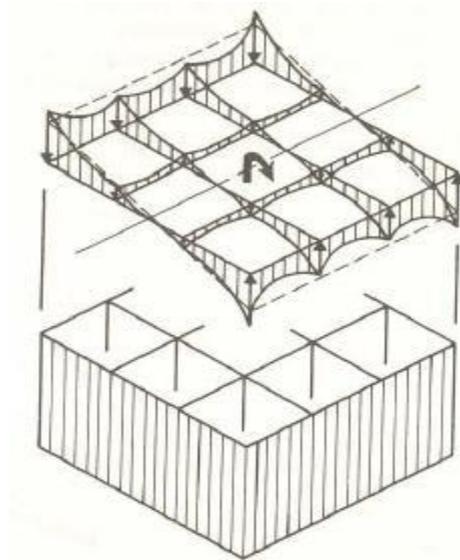
Fonte: MDIC, 1989

A vantagem do sistema disposto na Figura 18c consiste em fazer com que as solicitações decorrentes da ação do vento sejam preponderantemente compostas por forças normais. Além disso, o uso de diagonais proporciona uma distribuição mais uniforme das cargas verticais nas colunas, de modo que, em um mesmo nível, elas possam ter o mesmo dimensionamento.

No sistema celular, o tubo externo é enrijecido por diafragmas internos nas duas

direções, formando células com resistência própria. Esses diafragmas agem como almas de uma grande viga em balanço, resistindo ao esforço cortante, reduzindo as deformações por cisalhamento e contribuindo para uma maior resistência à flexão. Na Figura 20 é mostrada distribuição de tensões para esse sistema. Observa-se que os diafragmas paralelos ao vento absorvem o esforço cortante, com pontos de picos de tensão nas interseções. As linhas tracejadas representam o funcionamento de um tubo ideal. Fica evidente que o desvio para esse caso é significativo.

Figura 20 - Comparação entre o tubo celular e o tubo ideal



Fonte: MDIC, 1989

Os edifícios Aon Tower, John Hancock Center e Willis Tower (antiga Sears Tower) podem ser citados como exemplos de sistema tubular Vierendeel, treliçado e celular, respectivamente (Figura 21). Localizados em Chicago, EUA, eles foram construídos entre o final da década de 1960 e início da década de 1970, e possuem 346, 344 e 442 metros de altura, respectivamente.

Figura 21 - Exemplos de edifícios com sistema estrutural tubular



(a) Aon Tower

(b) John Hancock Center

(c) Willis Tower, antiga Sears Tower

Fonte: STRUCTURAE, 2016

2.1.3.7 Sistemas estruturais híbridos

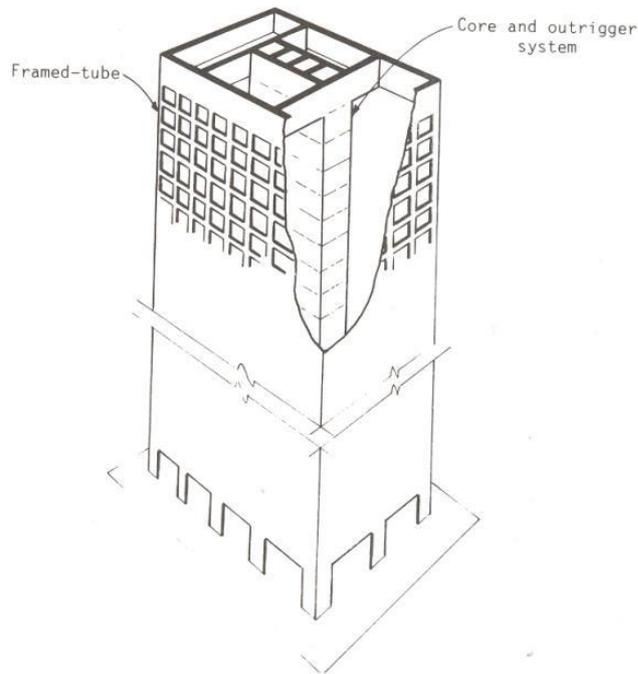
Como mencionado em CTBUH (1995) e Smith e Coull (1991), tradicionalmente os edifícios altos eram projetados considerando sistemas estruturais mais simples. Com o passar dos anos, o processamento computacional das estruturas tornou-se mais fácil e econômico, possibilitando a concepção de edifícios mais complexos, com formas irregulares.

Para esses casos, os tradicionais sistemas apresentados anteriormente deixaram de atender satisfatoriamente e coube aos engenheiros estruturais desenvolver soluções que atendessem a essas novas necessidades. A mistura de dois ou mais sistemas estruturais deu origem aos sistemas híbridos, cuja utilização cresceu significativamente nas últimas décadas.

Apesar dos sistemas híbridos parecerem a regra para as estruturas dos futuros edifícios altos, sua análise deve ser cuidadosa. O uso de poderosos computadores e softwares de análise não pode ser tomado como suficiente para entender, por completo, o comportamento dos materiais, pois, devido à sua complexidade, muitos parâmetros ainda não estão incluídos nos pacotes comerciais. (CTBUH, 1995)

Na Figura 22 é apresentado um exemplo de estrutura híbrida que mistura os sistemas com núcleo central, *outrigger* e tubular.

Figura 22 - Exemplo de sistema híbrido



Fonte: SMITH; COULL, 1991

Merece ser observado que, além dos sistemas estruturais mistos, também existem elementos mistos (vigas, pilares, lajes, etc.) e estruturas híbridas, que misturam diferentes materiais e elementos com diferentes materiais, respectivamente. Entre eles estão os elementos mistos em aço e concreto, abordados nos tópicos a seguir.

2.2 Vigas mistas

2.2.1 Aspectos gerais

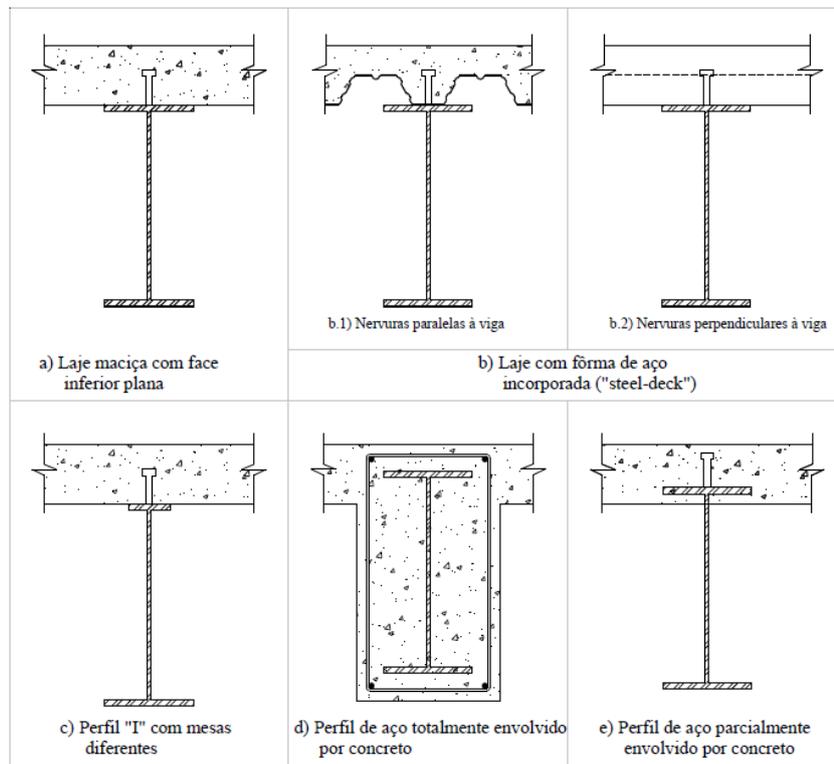
As vigas de aço utilizadas em edifícios podem ser projetadas para trabalharem independentemente das lajes. No entanto, como a maioria delas está sujeita a momentos positivos e as lajes possuem grande resistência à compressão, a simples colocação de conectores de cisalhamento na interface entre esses dois elementos forma um sistema misto com um considerável aumento da inércia. (BELLEI et al., 2008)

Esse tipo de elemento pode ser formado por perfis soldados, laminados ou formados a frio, e com lajes de diversos tipos, como as maciças em concreto armado, *steel deck* e pré-fabricadas. Neste trabalho, considerou-se como momento fletor positivo aquele que traciona as fibras inferiores de uma viga.

Segundo Alva (2000), uma das vantagens da utilização de vigas mistas é o acréscimo de resistência e rigidez propiciado pela associação dos elementos de aço e concreto. Essa característica possibilita a redução da altura dos elementos estruturais, acarretando uma maior economia de material. Por outro lado, a principal desvantagem é a necessidade de conectores de cisalhamento na interface aço-concreto. Porém, conforme Bellei et al. (2008), os custos colocação desses conectores são compensados pela redução do peso da viga de aço.

Na Figura 23 são apresentados os principais tipos de vigas mistas. Entre elas, apenas as vigas totalmente (d) ou parcialmente (e) envolvidas por concreto não são abordadas pela norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

Figura 23 - Principais tipos de vigas mistas



Fonte: FABRIZZI, 2007

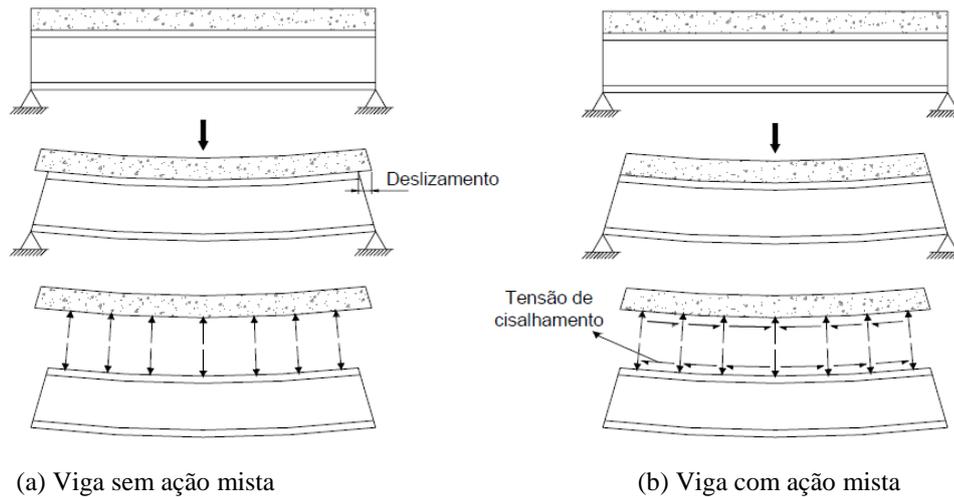
2.2.2 Comportamento estrutural

O comportamento misto ocorre quando, viga e laje estão conectadas de tal maneira que, ao serem solicitadas, deformem como um elemento único. Na Figura 24 pode-se observar uma viga sem e com o comportamento misto.

Caso não exista ligação na interface, os dois elementos se deformam independentemente, ocasionando um deslizamento relativo entre estes. Com a utilização de

conectores de cisalhamento ocorre a ligação entre a viga de aço e a laje, que deve ter resistência suficiente para resistir ao fluxo de cisalhamento gerado na interface. (DAVID, 2003)

Figura 24 - Vigas biapoiadas fletidas



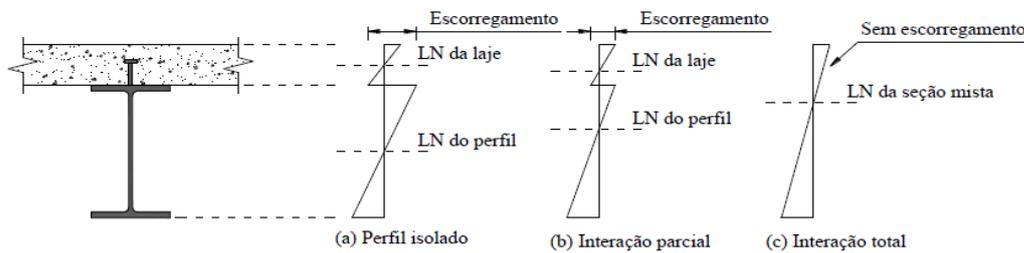
Fonte: DAVID, 2003

É possível avaliar a interação (Figura 25) entre os dois elementos por meio de um índice chamado grau de interação (η_i). Ele é determinado pela relação entre o somatório das resistências de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento, situados entre a seção de momento fletor máximo e a seção adjacente de momento nulo, e a resultante do fluxo de cisalhamento da interação completa, (eq.1). Quando $\eta_i \geq 1$, a interação é considerada completa e os elementos se deformam como um conjunto único. Quando $\eta_i < 1$, a interação é parcial e, há o deslizamento relativo entre os elementos, mesmo que esses estejam conectados.

$$\eta_i = \frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}} \quad (1)$$

Onde Q_{Rd} é a resistência do conector de cisalhamento e F_{hd} é o esforço que atua entre a seção de momento máximo e cada seção adjacente de momento nulo.

Figura 25 - Distribuição de tensões para perfil isolado, interação parcial e interação total.



Fonte: DAVID, 2003

Dessa forma, se os conectores situados na região de momento positivo tiverem resistência de cálculo igual ou superior à resistência de cálculo do componente de aço à tração ou da laje de concreto à compressão, a interação é completa. Caso a resistência de cálculo dos conectores seja inferior às duas resistências anteriormente mencionadas, a interação é parcial.

2.2.3 Classificação das vigas mistas

De acordo com a norma NBR 8800 (ABNT, 2008), as vigas mistas podem ser biapoiadas, contínuas ou semicontínuas. As biapoiadas são aquelas em que as ligações nos apoios podem ser consideradas como articulações. Nas vigas contínuas, o perfil de aço e a armadura da laje têm continuidade total nos apoios internos, e nas semicontínuas, as ligações apresentam resistência parcial e essa continuidade total não é garantida.

As vigas biapoiadas possibilitam o uso de ligações mais simples e econômicas. Além disso, quando comparadas com as vigas contínuas ou semicontínuas, elas apresentam outras vantagens descritas a seguir: (JOHNSON, 1994)

- ✓ Apenas uma pequena parcela da alma pode ficar submetida à compressão e a mesa superior é restringida pela laje, fazendo com que a resistência da viga não seja limitada pela flambagem local ou lateral com torção do perfil de aço;
- ✓ As almas apresentam tensões baixas, o que facilita a execução de furos para passagem de dutos de serviço;
- ✓ Os momentos fletores e as forças cortantes são estaticamente determinados e não são influenciados pela fissuração, retração ou fluência do concreto;
- ✓ Não há interação entre os comportamentos dos vãos adjacentes;

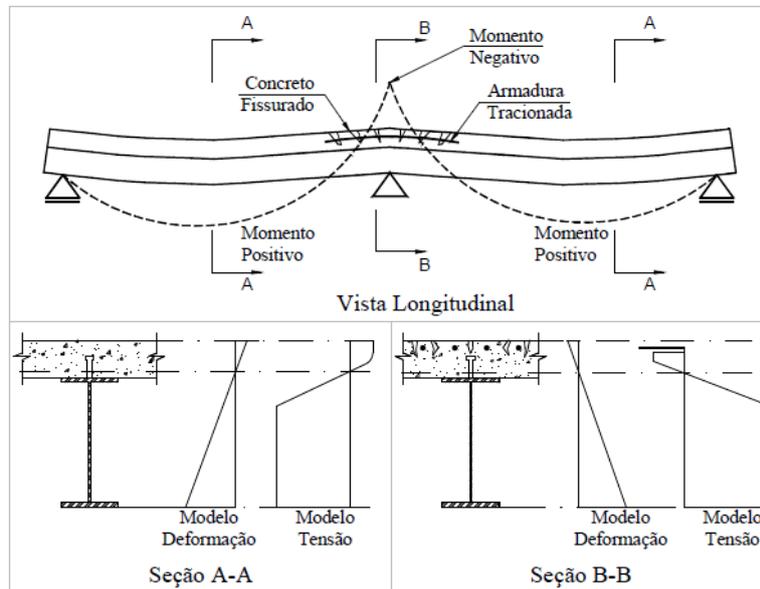
- ✓ A fissuração do concreto é menor, pois apenas nos apoios as lajes normalmente apresentam esforços de tração;
- ✓ A análise global é mais simples e o dimensionamento é mais rápido.
- ✓ Por outro lado, segundo Johnson (1994), as vigas contínuas ou semicontínuas também têm algumas vantagens em relação aos sistemas simplesmente apoiados:
- ✓ Nesses sistemas podem ser empregadas maiores relações vão/altura;
- ✓ A fissuração da laje nos pontos de momento negativo pode ser melhor controlada, viabilizando o uso de revestimentos mais frágeis;
- ✓ A frequência natural do piso é aumentada e o sistema fica menos suscetível à vibração causada pelo movimento de pessoas;
- ✓ A estrutura é mais robusta;
- ✓ Abre-se a possibilidade de se utilizar novos sistemas estruturais, otimizando a utilização dos materiais e, conseqüentemente, reduzindo a quantidade de aço empregada.

Já as suas desvantagens seriam:

- ✓ Dimensionamento mais complexo do que o do sistema simplesmente apoiado;
- ✓ As ações em cada vão influenciam os vãos adjacentes;
- ✓ A resistência da viga varia ao longo do seu comprimento.

Na Figura 26 está ilustrado o comportamento das vigas contínuas ou semicontínuas nas regiões de momento positivo e negativo. Como comentado em Fabrizzi (2007), a indicação de qual configuração é mais adequada irá depender da geometria do edifício, método de execução, sistema estrutural adotado, disponibilidade de materiais e serviços.

Figura 26 - Diferenças de comportamento de vigas contínuas ou semicontínuas nas regiões de momento positivo e negativo

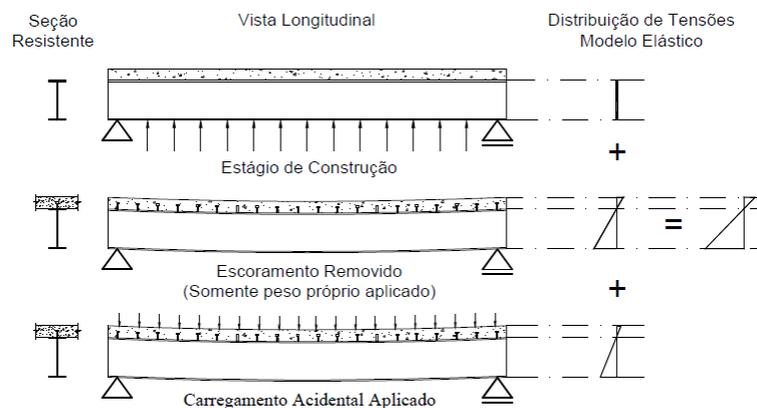


Fonte: FABRIZZI, 2007

2.2.4 Tipos de construção

No que diz respeito à construção, um dos aspectos a serem considerados é a existência ou não de escoramento, pois essa escolha influenciará diretamente o dimensionamento das vigas. Caso as vigas sejam escoradas (Figura 27), elas só serão solicitadas quando o concreto atingir ao menos 75% da resistência a compressão especificada e o escoramento for retirado. Assim a seção mista estará constituída como um elemento único e resistirá às ações permanentes e acidentais.

Figura 27 - Viga mista escorada

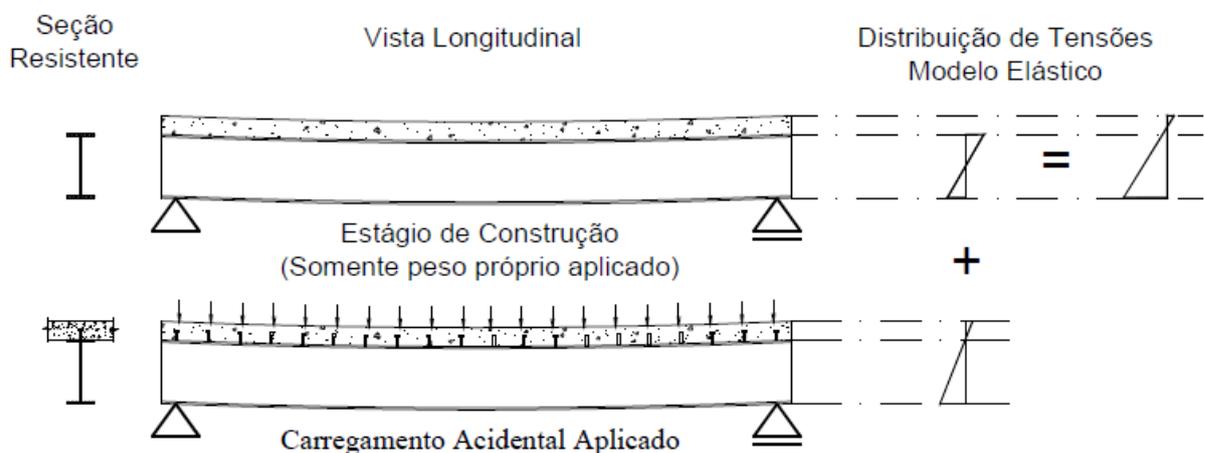


Fonte: FABRIZZI, 2007

Caso a solução adotada não tenha escoramento (Figura 28), as vigas de aço deverão ser dimensionadas para o estágio de construção. A carga preponderante será o peso do próprio concreto e o comportamento misto só será observado após a sua cura. Nessa situação, a instabilidade lateral deverá ser analisada de acordo com a rigidez das fôrmas.

Em geral, as construções escoradas apresentam vigas com alturas menores, o que se traduz em economia de material. No entanto, as construções não escoradas possibilitam uma maior rapidez de execução e diminuem os gastos com os escoramentos.

Figura 28 - Viga mista não escorada



Fonte: FABRIZZI, 2007

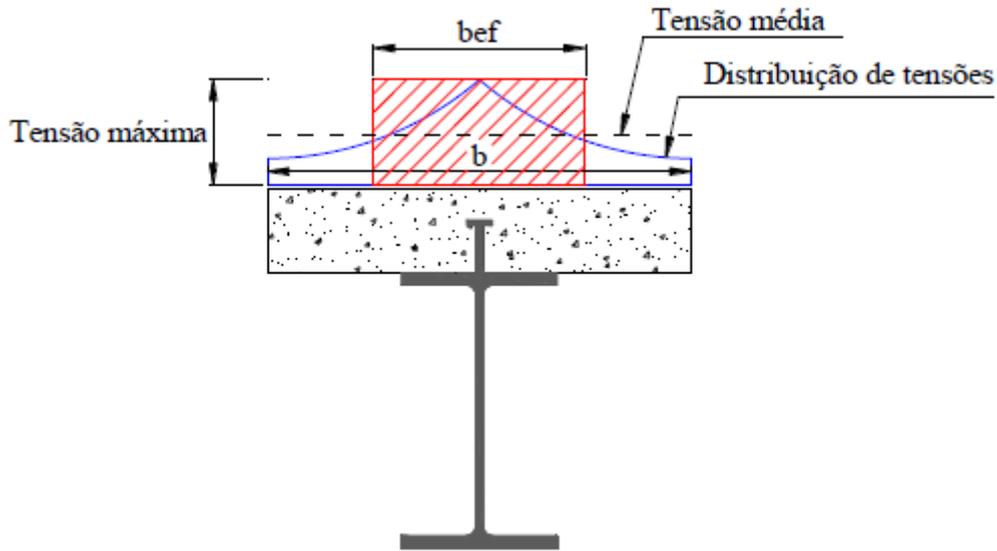
2.2.5 Largura efetiva

A distribuição de tensões ao longo da largura da laje não é constante. Como ilustrado na Figura 29, os valores máximos das tensões encontram-se no centro do perfil de aço e decrescem gradualmente na direção dos pontos mais afastados. Esse comportamento é conhecido como efeito *shearlag* e ocorre devido às deformações causadas pelo cisalhamento.

Para simplificar a determinação dessa largura, calcula-se uma largura fictícia b_{ef} que multiplicada pela tensão máxima, $\sigma_{m\acute{a}x}$, tenha valor igual à resultante da distribuição não uniforme, ou seja, a tensão média $\sigma_{m\acute{e}d}$ multiplicada pela largura real b . Isolando b_{ef} tem-se:

$$b_{ef} = \frac{\sigma_{m\acute{e}d}}{\sigma_{m\acute{a}x}} \cdot b \quad (2)$$

Figura 29 - Determinação da largura efetiva da laje



Na norma NBR 8800 (ABNT, 2008) há algumas recomendações práticas para a determinação do valor da largura efetiva da mesa de concreto (b_{eff}). No caso de vigas mistas biapoiadas, a largura efetiva da mesa de concreto, de cada lado da linha de centro da viga, deve ser igual ao menor dos seguintes valores:

- a) $1/8$ do vão da viga mista, considerando entre linhas de centro dos apoios;
- b) Metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente;
- c) Distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

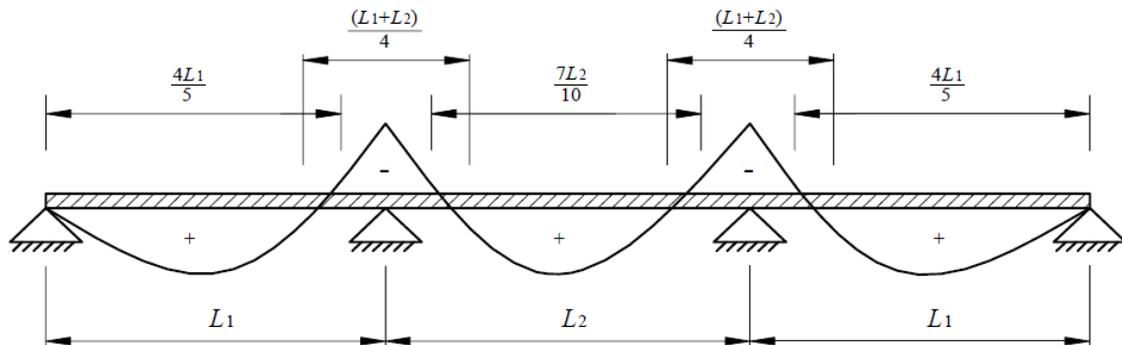
Para as vigas mistas contínuas e semicontínuas, as larguras efetivas podem ser determinadas como exposto acima, considerando, no lugar dos vãos da viga as distâncias entre pontos de momento nulo. É possível admitir simplificada a adoção dos seguintes valores para tais distâncias:

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

As distâncias simplificadas entre os pontos de momento nulo em uma viga contínua ou

semicontínua estão ilustradas na Figura 30.

Figura 30 - Distâncias simplificadas entre os pontos de momento nulo em uma viga contínua ou semicontínua



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

Merece ser observado que no caso de vigas mistas em balanço, a largura efetiva pode ser determinada conforme as recomendações para vigas biapoiadas, tomando-se como vão da viga mista o comprimento do balanço.

2.2.6 Efeito da fluência e da retração do concreto

A retração pode ser entendida como uma diminuição volumétrica do concreto devido à perda de água. Esse fenômeno ocorre principalmente nas primeiras idades e provoca esforços de tração. Conseqüentemente, surgem fissuras e estas aumentam as deformações do elemento estrutural.

A fluência, por sua vez, está relacionada com o aumento progressivo das deformações impostas por solicitações externas. Ela também é conhecida como a deformação lenta do concreto. De acordo com Catai (2005), a fluência provoca a diminuição do módulo de elasticidade, proporcionando um aumento progressivo do coeficiente de homogeneização, que será abordado no item 2.2.7.

Assim, fica evidente a importância de se considerar a retração e a fluência no comportamento da estrutura, especialmente no controle dos deslocamentos.

2.2.7 Seção homogeneizada

Em regime elástico, as propriedades geométricas da viga mista são obtidas através da seção homogeneizada. Basicamente, a seção em concreto é transformada em uma seção equivalente em aço dividindo sua largura efetiva pelo coeficiente de homogeneização, dado pela seguinte equação:

$$\alpha_E = \frac{E}{E_c} \quad (3)$$

Onde E é o módulo de elasticidade do aço, igual a 200 000 Mpa, E_c é o módulo de elasticidade do concreto, igual a $0,85E_{ci}$, sendo $E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}}$, onde E_{ci} e f_{ck} são expressos em MPa.

De acordo com o item O.1.2.1 da norma NBR 8800 (ABNT, 2008), a posição da linha neutra deve ser obtida admitindo distribuição de tensões linear na seção homogeneizada e a participação do concreto na zona tracionada deve ser ignorada. Os efeitos de longa duração, devidos à fluência e retração do concreto, devem ser considerados utilizando-se a norma NBR 6118 (ABNT, 2003) para o concreto de densidade normal e o Eurocode 2 – Parte1-1 (2003) para concreto de baixa densidade, no caso de ausência de Norma Brasileira aplicável.

De forma simplificada, esses efeitos também podem ser considerados multiplicando o coeficiente de homogeneização por 3 para a determinação dos deslocamentos provenientes das ações permanentes e dos valores quase permanentes das ações variáveis.

Deve ser observado que no caso de vigas mistas contínuas e semicontínuas, a existência de momentos fletores negativos nas extremidades ocasiona a intercessão do concreto. Essa característica gera uma redistribuição dos momentos solicitantes e inviabiliza a consideração das propriedades da seção mista ao longo de todo o comprimento da viga. Dessa forma, o Eurocode 4 – Parte 1-1 (2004) apresenta dois modelos simplificados para a determinação da redistribuição de momentos: o não fissurado e o fissurado. No modelo não fissurado, considera-se que a viga possui rigidez à flexão ExI_1 constante ao longo de todo o comprimento, onde I_1 é o momento de inércia da seção mista homogeneizada. No modelo fissurado, toma-se a rigidez à flexão igual a ExI_2 na região dos apoios, com comprimento igual a 15% do vão para cada lado, onde I_2 é o momento de inércia da seção mista transformada. Nesse caso, é desconsiderada a resistência à tração do concreto, porém é possível incluir a armadura longitudinal na homogeneização da seção.

Após o processamento da análise elástica, a redistribuição dos momentos pode ser feita de acordo com a classificação da seção de aço na região de momento negativo. Como citado em Queiroz et al. (2001), esta redistribuição consiste em aumentar ou diminuir os momentos calculados na análise de um determinado caso de carregamento, mantendo o equilíbrio entre as ações aplicadas (inclusive as reações) e os esforços internos (momentos fletores e esforços cortantes), como ilustrado no diagrama de momentos fletores na Figura 31. Os limites de redistribuição dos momentos negativos estão indicados na Tabela 1.

Figura 31 - Diagrama de momentos fletores com redistribuição de momentos

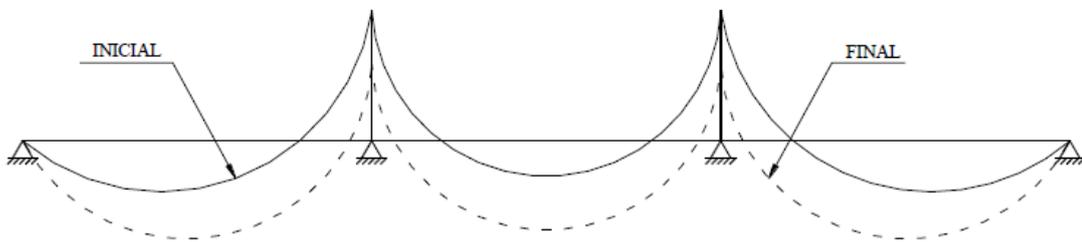


Tabela 1 - Limites de redistribuição de momentos negativos

Classe da seção transversal na região de momento negativo	Compacta (%)	Semicompacta (%)
Modelo não fissurado	30	20
Modelo fissurado	15	10

Fonte: EUROCODE, 2004

Apesar de possuir um fácil entendimento, a metodologia utilizada nesses dois modelos torna a marcha de cálculo mais trabalhosa e dificulta a análise estrutural de vigas que participam do sistema de estabilização de edifícios. Quando o mesmo é constituído por pórticos, por exemplo, ocorrem inversões nos diagramas de momentos fletores dependendo do sentido do carregamento horizontal aplicado.

Assim, uma forma alternativa e simplificada de se considerar as propriedades de vigas mistas que se enquadram nessas situações é apresentada no AISC (2010). Nessa proposta, é sugerido o uso de uma rigidez constante nas vigas, onde o momento de inércia utilizado (I_t), obtido através da média ponderada dos momentos de inércia das regiões de momento positivo e negativo, conforme a seguir:

$$I_t = aI_{pos} + bI_{neg} \quad (4)$$

Sendo I_{pos} o momento de inércia da região de momento positivo, I_{neg} o momento de inércia da região de momento negativo.

Para as situações em que a viga mista está sujeita apenas a cargas gravitacionais, as constantes a e b devem ser tomadas iguais a 0,6 e 0,4, respectivamente. Caso a viga mista participe do sistema de estabilização lateral, os valores de a e b devem ser assumidos como iguais a 0,5 para a determinação do momento de inércia da seção.

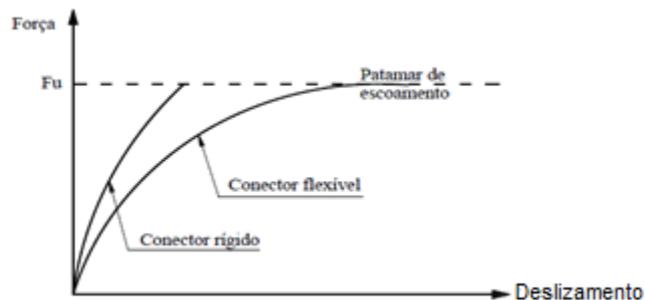
2.2.8 Conectores de cisalhamento

Os conectores de cisalhamento são componentes essenciais para a viabilização de um elemento misto, pois absorvem os esforços de cisalhamento e impedem o deslocamento vertical entre a viga de aço e a laje (efeito *uplift*). Eles são divididos em dois grupos: rígidos e flexíveis. A diferença entre essas duas categorias pode ser visualizada em um gráfico que relaciona a força transmitida pelo conector e o deslizamento relativo na interface aço-concreto (Figura 32).

Os conectores rígidos são aqueles que apresentam comportamento frágil, sem patamar de escoamento. Já os conectores do tipo flexível deformam-se até atingir sua resistência máxima (F_u) sem ruptura, definindo um patamar de escoamento. A ductilidade desses conectores permite que seja admitida a sua plastificação total, o que viabiliza a consideração de espaçamentos constantes entre eles ao longo do vão.

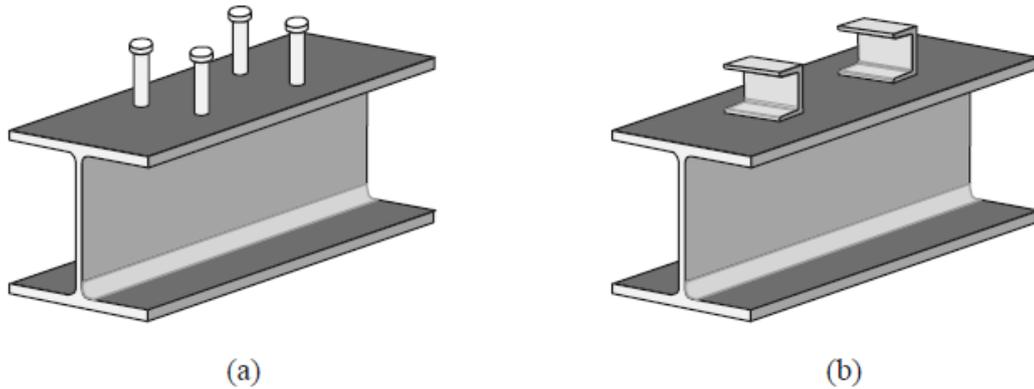
Conforme mencionado em Veríssimo (2007), dois tipos de conectores são mais utilizados no Brasil em sistemas de piso de edifícios: o *stud bolt*, também conhecido como conector tipo pino com cabeça, e o conector em perfil U laminado ou formado a frio (chapa dobrada). Esses dois tipos enquadram-se no grupo dos conectores flexíveis e estão ilustrados na Figura 33.

Figura 32 – Comportamento rígido e flexível dos conectores de cisalhamento



Fonte: VERÍSSIMO, 2007

Figura 33 - Conectores de cisalhamento do tipo *studbold* e em perfil U



Fonte: VERÍSSIMO, 2007

O conector do tipo *stud bold* tem como vantagem a grande produtividade na instalação (Figura 34) e pode ser aplicado tanto com fôrma metálica como com pré-laje. Por outro lado, o conector em perfil U tem pequena produtividade de instalação (Figura 35) e seu emprego é indicado para sistemas com laje maciça. (VERÍSSIMO, 2007)

Figura 34 - Soldagem de conectores do tipo pino com cabeça



Fonte: KOTINDA, 2006

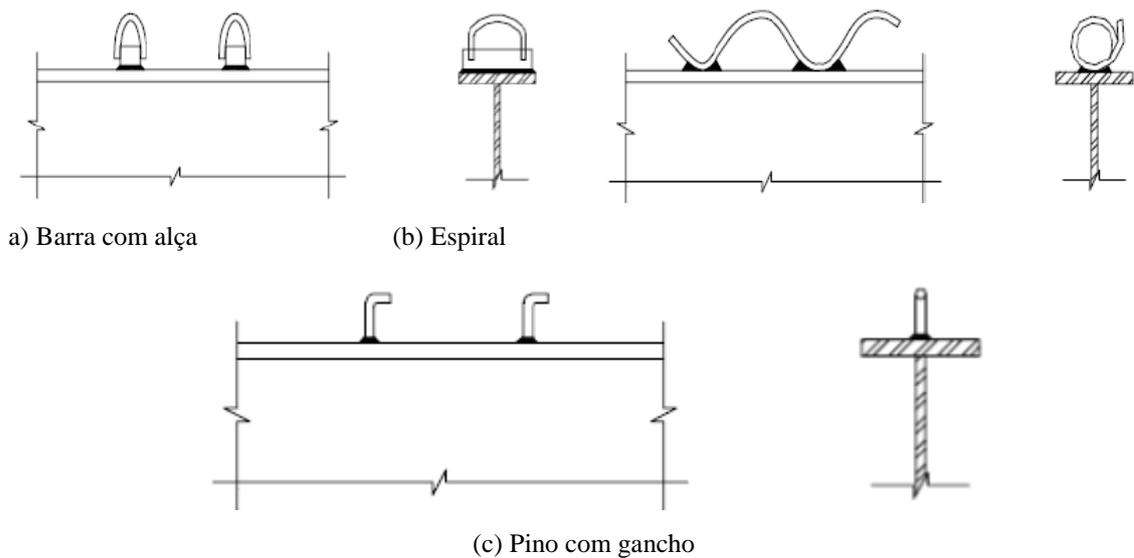
Figura 35 - Soldagem de conectores em perfil U formado a frio



Fonte: VERÍSSIMO, 2007

Além dos conectores expostos anteriormente, outros tipos são encontrados na literatura, mas com utilização em menor escala. Entre os mais clássicos, é possível citar conector formado por uma barra com alça, em espiral e pino com gancho. (Figura 36)

Figura 36 - Outros tipos de conectores de cisalhamento

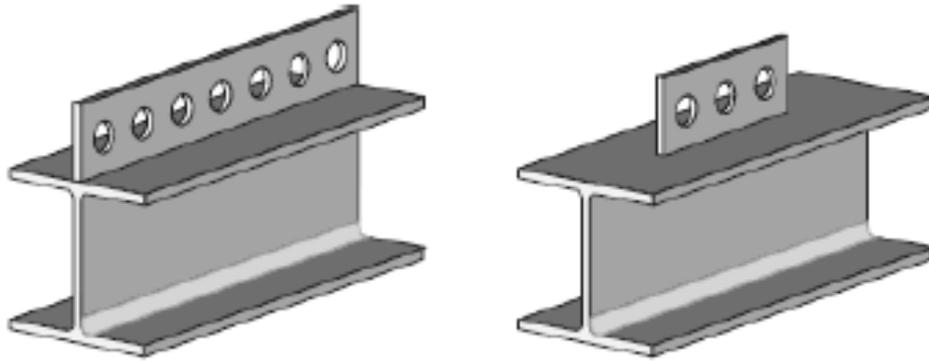


Fonte: ALVA, 2000

Recentemente, foram desenvolvidos novos tipos de conectores, como o *Perfobond* (Figura 37), que apresenta um bom desempenho à fadiga e é mais indicado para pontes; o X-

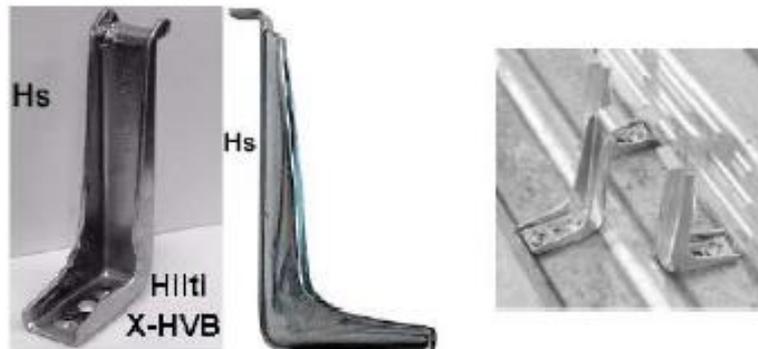
HVB da HILTI (Figura 38), cuja instalação é feita mecanicamente por meio de fixadores à pólvora; e o *Crestbond* (Figura 39), que possui um modelo específico para pré-laje de concreto pré-fabricada.

Figura 37 - Conector *Perfobond* contínuo e descontínuo



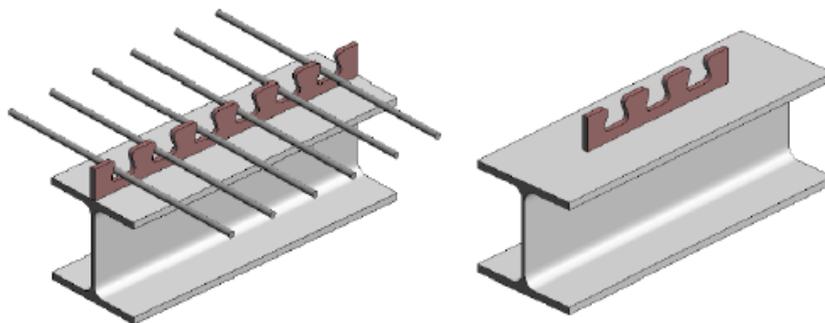
Fonte: VERÍSSIMO, 2007

Figura 38 - Conector X-HVB da Hilti



Fonte: DE NARDIN, 2008

Figura 39 - Conector *Crestbond* contínuo e descontínuo



Fonte: VERÍSSIMO, 2007

2.2.9 Critérios de dimensionamento segundo a norma NBR 8800 (ABNT, 2008)

O dimensionamento e a verificação de uma seção mista, com uma utilização mais generalizada será o objetivo desta dissertação e por essa razão são apresentados a seguir apenas os principais pontos presentes na norma NBR 8800 (ABNT, 2008). Para maiores esclarecimentos, aconselha-se a consulta dessa norma.

2.2.9.1 Classificação das seções

A norma NBR 8800 (ABNT, 2008), em seu anexo O, faz algumas recomendações em relação ao dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto de alma cheia. No que diz respeito às biapoiadas, a flambagem local da mesa (FLM) e a flambagem lateral com torção (FLT) não ocorrem devido à contenção promovida pela laje. Apenas a flambagem local da alma (FLA) pode ser determinante no dimensionamento. Assim, o método a ser utilizado no cálculo da resistência dependerá do índice de esbeltez da alma e da classificação da seção, conforme mostrado na Tabela 2.

Tabela 2 - Classificação das seções de vigas biapoiadas

Índice de esbeltez	Classificação da seção
$h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$	Compacta
$3,76\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,70\sqrt{E/f_y}$	semicompacta

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

O índice de esbeltez é estabelecido como a relação entre a altura (distância entre as faces internas das mesas nos perfis soldados ou esse valor menos os dois raios de concordância entre a mesa e a alma nos perfis laminados) e a espessura da alma (h/t_w). Caso a viga seja classificada como compacta, ela pode ser dimensionada usando as propriedades plásticas da seção mista. Se ela for semicompacta, deverá ser dimensionada usando as propriedades elásticas.

Nesse caso, a tensão de tração de cálculo na face inferior do componente de aço não pode ultrapassar a resistência de cálculo ao escoamento do aço do perfil, f_{yd} . Da mesma forma, a tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto não pode ser maior do que a resistência de cálculo à compressão do concreto, f_{cd} .

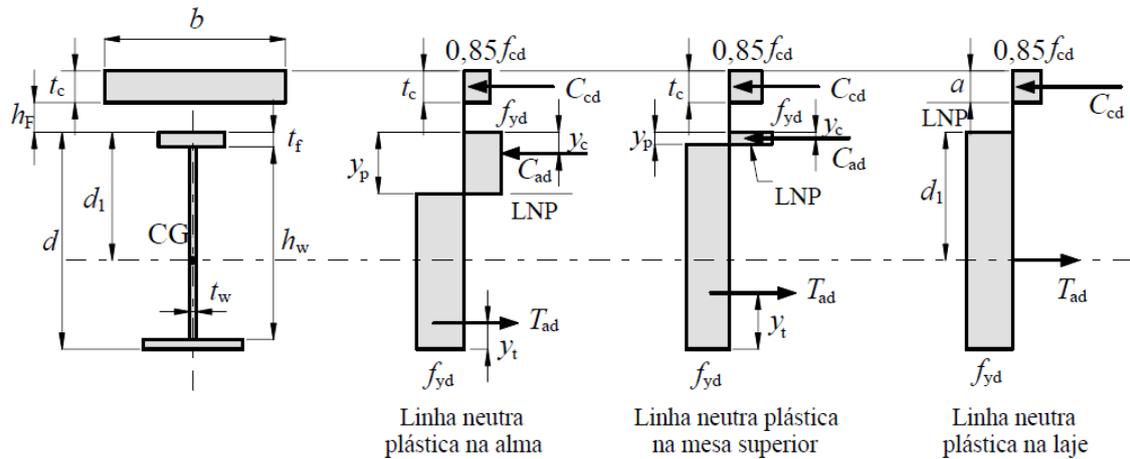
No tocante às vigas contínuas e semicontínuas, é exigido o uso de ligações mistas entre seus membros e três tipos de instabilidade podem ocorrer: a FLA, a FLM e a flambagem lateral com distorção (item 2.2.9.3). Se $h_p / t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$ e $b_f / t_f \leq 0,38\sqrt{E/f_y}$ a viga deve ser considerada compacta e os esforços internos podem ser determinados por análise rígido-plástica. Nessa avaliação, o termo h_p deve ser tomado igual ao dobro da altura da parte comprimida da alma (subtraído de duas vezes o raio de concordância entre a mesa e a alma nos perfis laminados), com a posição da linha neutra plástica determinada para a seção mista sujeita a momento negativo. Já os termos t_w , b_f e t_f são, respectivamente, a espessura da alma a largura e a espessura da mesa.

2.2.9.2 Verificações em regiões de momentos positivos

As verificações para momento fletor positivo em vigas escoradas devem ser feitas de acordo com a posição da linha neutra plástica (LNP) e a interação entre o perfil de aço e a laje de concreto (item 2.2.2), como ilustrado na Figura 40. Se a resistência à compressão de cálculo da largura efetiva de concreto for maior do que a resistência à tração de cálculo do perfil de aço, a LNP ficará posicionada na laje de concreto de modo que a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje, C_{cd} seja igual à força resistente de cálculo da tração do perfil de aço, T_{ad} . Caso a resistência do perfil de aço seja maior do que a da laje, a LNP estará no perfil metálico e este terá alguma parcela de sua seção sujeita a esforços de compressão.

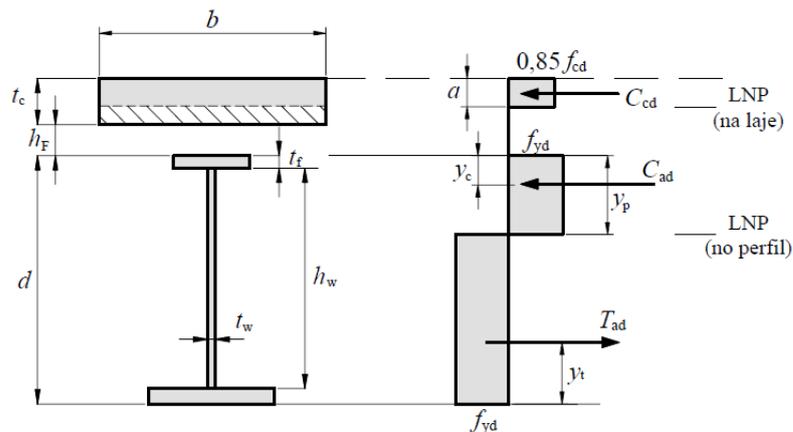
Nas vigas em que ocorre interação parcial (Figura 41), deve ser considerada a presença de duas linhas neutras plásticas: uma no componente de aço e outra na laje de concreto. Nessa situação, uma parcela do perfil de aço fica comprimida e a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto, C_{cd} , é igual ao somatório das resistências individuais dos conectores.

Figura 40 - Distribuição de tensões em vigas mistas compactas sob momento positivo interação completa



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

Figura 41 - Distribuição de tensões em vigas compactas sob momento positivo com interação parcial



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

A verificação das vigas mistas não escoradas também deve atender as exigências feitas para as construções escoradas. Adicionalmente, é estabelecido que o componente de aço deve ter resistência de cálculo adequada para suportar as ações de cálculo aplicadas antes do concreto atingir 75% da sua resistência característica à compressão, f_{ck} . No caso das vigas biapoiadas com $3,76\sqrt{E/f_y} < h/t_f \leq 5,70\sqrt{E/f_y}$ a soma das tensões atuantes na mesa inferior da seção, provenientes das solicitações presentes antes e depois do concreto atingir resistência igual a $0,75f_{ck}$, deve ser menor do que a resistência de cálculo ao escoamento do aço, ou seja:

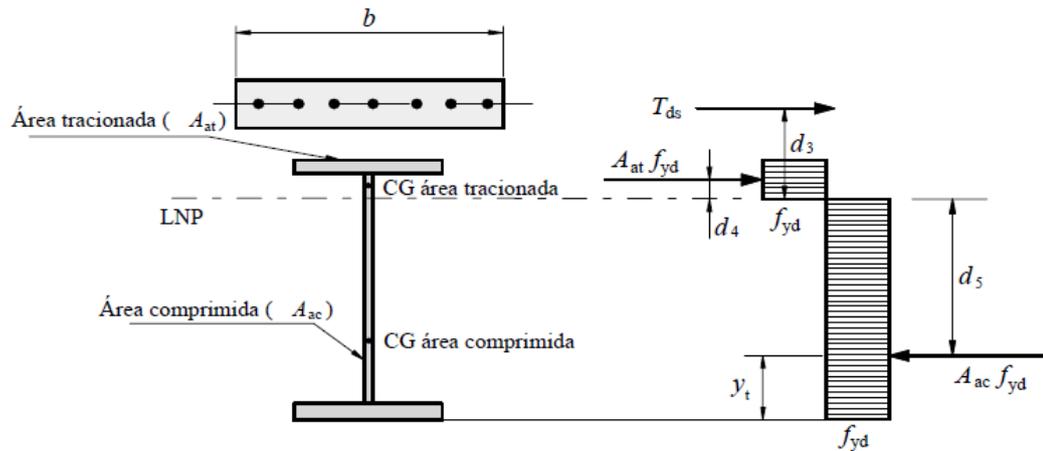
$$\left(\frac{M_{Ga,Sd}}{W_a}\right) + \left(\frac{M_{L,Sd}}{W_{ef}}\right) \leq f_{yd} \quad (5)$$

Onde $M_{Ga,Sd}$ e $M_{L,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo devidos às ações atuantes, respectivamente, antes e depois do concreto atingir a $0,75f_{ck}$, W_a e W_{ef} são, respectivamente, o módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço e o módulo de resistência elástico efetivo (ABNT, 2008).

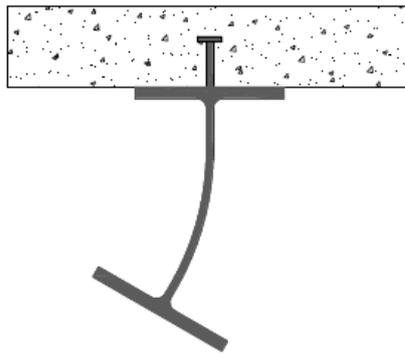
2.2.9.3 Verificações em regiões de momentos negativos

Nas regiões em que o momento fletor é negativo, deve-se considerar que a seção transversal da viga está reduzida ao perfil de aço e à seção da armadura longitudinal existente na largura efetiva da laje (Figura 42). Nesses pontos da estrutura, é necessário tomar alguns cuidados para que a mesa e a alma não sofram instabilidades locais. Na mesa comprimida, esse problema é evitado se a relação entre a sua largura e a sua espessura não for superior a $0,38\sqrt{E/f_y}$. Para que a alma não sofra flambagem local, a relação entre duas vezes a altura da parte comprimida da alma (menos duas vezes o raio de concordância entre a mesa e a alma nos perfis laminados) e a sua espessura deve ser igual ou inferior a $3,76\sqrt{E/f_y}$. Nesse caso, a posição da linha neutra plástica deve ser determinada para a seção mista sujeita ao momento negativo.

Outro tipo de instabilidade pode ocorrer nas vigas contínuas e semicontínuas: a flambagem lateral com distorção da seção transversal (Figura 43). Isso se deve ao fato de a mesa inferior comprimida ser contida apenas pela alma, que não tem rigidez suficiente para evitar o deslocamento lateral. Nas vigas biapoiadas, esse fenômeno não é observado devido ao fato de a mesa superior ser restringida pela laje.

Figura 42 - Distribuição de tensões para momento fletor negativo

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

Figura 43 - Flambagem lateral com distorção

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

Portanto, a garantia da estabilidade de vigas mistas sujeitas a momentos negativos pode ser assegurada se o momento fletor resistente de cálculo, M_{Rd}^- , e o momento fletor resistente de cálculo para o estado-limite de flambagem lateral com distorção da seção transversal, $M_{dist,Rd}^-$, forem maiores do que o momento fletor solicitante de cálculo, M_{Sd}^- .

A tabela a seguir lista alguns trabalhos de relevância sobre vigas mistas.

Tabela 3 - Trabalhos realizados sobre vigas mistas aço e concreto. (Continua).

Pesquisador (es) ou ano	Observações sobre os trabalhos realizados
MALITE (1990)	Apresentou conceitos para o mensionamento de vigas mistas em sua dissertação de mestrado.
	Apresentaram um estudo do comportamento das vigas

DEKKER, TRINCHEIRO (1995)	mistas contínuas em regiões de momento positivo e negativo e a relação entre esbeltez dos elementos e arranjo dos vãos. Foi apresentado um modelo teórico para o estudo da restrição à distorção lateral que a laje proporciona ao perfil de aço e os resultados obtidos foram comparados com modelos experimentais.
OEHLERS et. al. (1997)	Apresentaram um estudo em que, mesmo quando a conexão é total, a interação entre o aço e o concreto pode ser parcial, pois existirá uma região elástica de tensões onde o elemento não atingirá a sua tensão máxima, porém, na maioria dos casos, o dimensionamento atual está dentro das condições de segurança.
MALITE et. al. (1998)	Propuseram uma nova expressão para o cálculo da capacidade de conectores tipo perfil “U” e cantoneira formados a frio.
ALVA (2000)	Apresentou um estudo prático em relação ao dimensionamento dos elementos mistos que compõem um edifício.
CHUNG (2001)	Apresenta de maneira simplificada um estudo sobre vigas mistas com aberturas na alma. Além do dimensionamento destes elementos, auxilia na definição do posicionamento e dimensão destas aberturas.
FABBROCINO et. al. (2001)	Foi analisada a influência da ductilidade da armadura do concreto na capacidade de rotação em vigas mistas na região de momento negativo.
TRISTÃO (2002)	Analisou numericamente o comportamento de conectores tipo pino com cabeça e tipo perfil “U” formados a frio em comparação com resultados experimentais de ensaios tipo “push-out”.
AMADIO (2002)	Propôs uma nova avaliação da largura efetiva da mesa de concreto para vigas mistas biapoiadas.
	Apresentou um estudo numérico e uma análise

KIRCHHOF (2004)	bibliográfica do comportamento das vigas mistas em temperatura ambiente e em situação de incêndio.
AMADIO (2004)	Estudou os efeitos da largura efetiva em vigas mistas contínuas em regiões de momento negativo.
FRUCHTENGARTEN (2005)	Realizou análises paramétricas relativas à flambagem local de vigas, comparando os valores encontrados com as expressões propostas pelas Normas atuais.
CATAI (2005)	Analisou os efeitos da retração e da fluência do concreto em vigas mistas.
TRISTÃO (2006)	Apresentou uma análise teórica e experimental do comportamento de ligações mistas vigas-pilares e um estudo numérico válido para análises paramétricas.
KOTINDA (2006)	Analisou numericamente uma série de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas para o estudo da interface laje-viga.

2.2.9.4 Dimensionamento dos conectores de cisalhamento

A norma NBR 8800 (ABNT, 2008) apresenta expressões específicas para o dimensionamento de conectores de cisalhamento dos tipos pino com cabeça e perfil U laminado ou formado a frio com espessura de chapa maior ou igual a 3mm. A resistência nominal para conectores tipo pino com cabeça totalmente embutidos no concreto é definida pelo menor valor entre a resistência à ruptura do concreto e à flexão do pino, sendo que neste caso são adotados os coeficientes R_g e R_p relacionados ao agrupamento e posicionamento dos conectores, respectivamente.

Para esse tipo de conector, é exigido que, após a instalação, esses tenham um comprimento mínimo igual a 4 vezes o seu diâmetro, sendo que este não pode ser maior do que 2,5 vezes a espessura da mesa à qual será soldado caso não seja instalado sobre a alma do perfil de aço. Para os conectores em perfil U laminado ou formado a frio, a sua união com o perfil de aço deve ser feita por meio de solda contínua pelo menos nas duas extremidades de sua mesa, com resistência igual a 1,25 vezes a força resistente de cálculo do conector. Em ambos os casos, os conectores devem ficar completamente embutidos no concreto da laje, com cobrimento superior mínimo igual a 10mm. O cobrimento lateral deve ser no mínimo

25mm, exceto para o caso de conectores colocados em nervuras de fôrmas de aço.

2.2.9.5 Estado Limite de Utilização

a) Flechas

Os deslocamentos verticais podem ser os fatores limitantes do dimensionamento de vigas mistas dependendo do vão a ser vencido e dos carregamentos que serão aplicados. O seu cálculo deve ser feito por meio de uma análise elástica, tomando nas regiões de momentos positivos o momento de inércia efetivo dado por:

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} (I_{tr} - I_a) \quad (6)$$

Sendo:

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

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

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

F_{hd} a força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje, igual ao menor valor entre $A_a f_{yd}$ e $0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c$

A_a a área do perfil de aço;

f_{yd} a resistência de cálculo para o aço do perfil, igual à tensão de escoamento, f_y , dividida pelo coeficiente de ponderação da resistência do aço, γ_{a1} , que para combinações normais de construção é igual a 1,10;

f_{cd} a resistência de cálculo do concreto, igual à resistência característica à compressão do concreto, f_{ck} , dividida pelo seu coeficiente de ponderação da resistência, γ_c , que para combinações normais é igual a 1,40;

b a largura efetiva da laje de concreto;

t_c a altura da laje de concreto (para pré-laje de concreto pré-moldada, é a espessura acima da pré-laje, e para laje com fôrma incorporada é a espessura acima das nervuras)

De acordo com o exposto no anexo C da norma NBR 8800 (ABNT, 2008), o

deslocamento vertical máximo deve ser tomado igual a:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_0 \quad (7)$$

Sendo δ_1 o deslocamento devido às ações permanentes, sem efeitos de longa duração; δ_2 o deslocamento devido aos efeitos de longa duração das ações permanentes, se houver; δ_3 é o deslocamento devido às ações variáveis, incluindo, se houver, os efeitos de longa duração devidos aos valores quase permanentes dessas ações; δ_0 é a contraflecha da viga.

Para as vigas de cobertura, de piso e que suportam pilares, os deslocamentos verticais máximos não podem ser superiores a $L/250$, $L/350$ e $L/500$, respectivamente, onde L é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço.

b) Fissuração do concreto

Devido ao fato de o concreto apresentar baixa resistência à tração, nos pontos em que ocorrem momentos negativos ou há tendência de continuidade, as lajes passam a apresentar fissuras. Para que a formação dessas fissuras possa ser controlada, é recomendável a colocação de armadura adicional transversal ao perfil, a não ser que as armaduras instaladas para outros fins sejam suficientes.

2.3 Outros tipos de elementos mistos

2.3.1 Pilares mistos

Os pilares mistos são elementos estruturais submetidos a esforços de compressão axial ou flexo-compressão, nos quais um perfil de aço atua em conjunto com o concreto. Esse tipo de solução apresenta vantagens técnicas e econômicas por utilizar dois materiais cujas propriedades se complementam. O concreto, além de possuir elevada resistência à compressão, protege o perfil metálico contra o fogo, impactos e corrosão, e minimiza os problemas com instabilidades locais. O perfil de aço, por outro lado, possibilita maior rapidez na execução da estrutura e, por estar restringido pelo concreto em algumas áreas, apresenta considerável ganho de resistência.

Segundo Oehlers e Bradford (1995) e Johnson (1994), os perfis de aço em I foram inicialmente revestidos com concreto com o objetivo de serem protegidos contra incêndios.

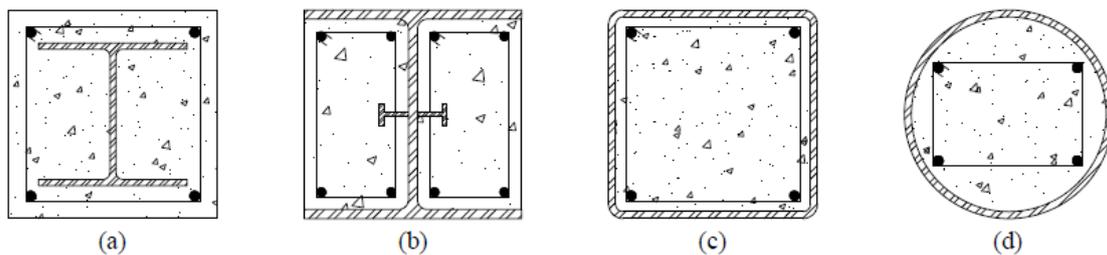
Até a década de 1950 era prática normal o uso de concreto de baixa resistência e sua contribuição na capacidade resistente do pilar era negligenciada. Ensaios realizados nessa época mostraram que o uso de concretos com maiores resistências à compressão e o dimensionamento do pilar como um elemento misto acarretariam economias significativas.

Algumas vantagens do uso de pilares mistos são descritas em De Nardin et al. (2010), Campos (2006), Braga (2006) e Queiroz et al. (2001). Entre elas pode-se destacar:

- ✓ Possibilidade de se obter uma maior área livre nos pavimentos;
- ✓ Maior ductilidade;
- ✓ Diminuição da necessidade de fôrmas e escoramentos;
- ✓ Canteiro de obras mais limpo e organizado;
- ✓ Redução do tempo de execução;
- ✓ Maior precisão dimensional da construção;
- ✓ Redução considerável do consumo de aço estrutural;
- ✓ Maior rigidez aos carregamentos laterais; e
- ✓ Maior resistência a impactos.

Os pilares mistos empregados atualmente podem ser formados por perfis de aço total ou parcialmente revestidos (Figura 44a e Figura 44b), ou por perfis de aço tubulares seção circular ou quadrada, preenchidos. (Figura 44c e Figura 44d)

Figura 44 - Tipos de seções transversais de pilares mistos



É possível citar como exemplo de aplicação de pilares mistos o Edifício New Century (Figura 45 e Figura 46), localizado na capital paulista. Com 24 pavimentos e 115 metros de altura, ele possui, além de pilares parcialmente revestidos, lajes *steel deck* e vigas mistas.

Figura 45 - Edifício New Century



Fonte: ARCO, 2008

Figura 46 - Construção do edifício



Fonte: CODEME, 2010

Os ganhos em se utilizar pilares mistos são evidenciados em Queiroz e Prestes (2001). Nesse estudo foi feita uma comparação entre pilares mistos parcialmente revestidos, pilares metálicos e de concreto. Cada solução estrutural foi analisada para compressão axial e flexo-

compressão. As peças estudadas possuíam 4 metros de comprimento de flambagem nas duas direções principais e dimensões externas iguais a 35cm. Em relação à compressão axial, o pilar misto apresentou resistência sensivelmente maior do que a do pilar de concreto (49%) e praticamente igual ao pilar metálico (2,5% menor). No entanto, o pilar em aço necessitou de um perfil com peso linear 55% maior do que a solução mista. Na flexo-compressão, a diferença de capacidade resistente entre o pilar misto e o de concreto ficou próxima a 41%. Os resultados obtidos mostraram, portanto, que quando há necessidade grande de área útil em um projeto, a opção pelo pilar misto deve ser considerada.

Os chumbadores são barras que têm por finalidade fixar as placas de base dos pilares às fundações. Em geral são formados por barras redondas, todas rosqueadas ou só rosqueada em uma ou duas extremidades, normalmente formadas de aço **SAE1020** e **ASTMA36**, cujos limites de escoamento e ruptura são mostrados abaixo:

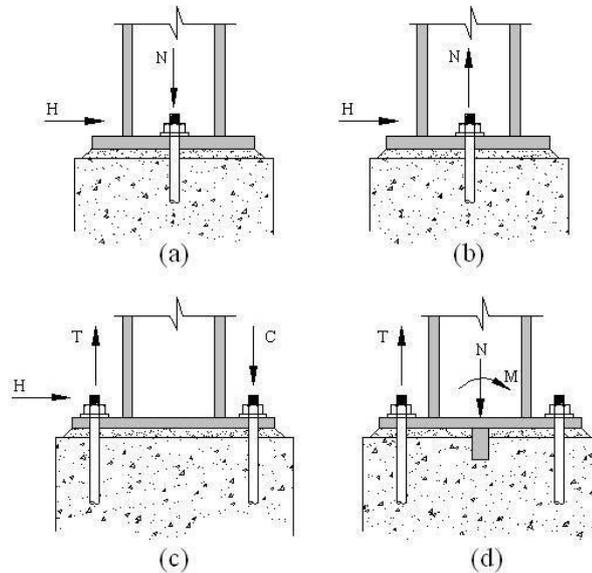
Tabela 4 - Limites de escoamento e ruptura do aço SAE 1020 e ASTM A 36

	Fy (kN/cm²)	Fu (kN/cm²)
SAE 1020	24,0	38,7
ASTM A36	25,0	40,0

Os chumbadores podem ser dimensionados das seguintes formas:

- a - A cisalhamento (Figura 47a)
- b - A tração (Figura 47d);
- c - A tração com cisalhamento (Figura 47b e c).

Figura 47 - Forças nos chumbadores



Os chumbadores sujeitos somente a esforços de cisalhamento, como é o caso de pilares de tapamento (Figura 47a), podem ter comprimentos de ancoragem pequenos, ao contrário dos sujeitos à tração, que precisam ter um comprimento de ancoragem proporcional aos esforços.

O comprimento de ancoragem dos chumbadores à tração foi determinado pela resistência à tração da barra e pela resistência do cone de resistência do concreto. Foram definidos 6 tipos de chumbadores como os mais usuais. (Tabelas 4, 5, 6):

- CC – chumbador usado somente para cisalhamento;
- CAL – chumbador de ancoragem com a parte inferior formando um L;
- CAC – idem tendo uma chapa parte inferior;
- CAP - idem tendo uma porca com chapa na parte inferior;
- CAR - idem tendo uma chapa com reforço na parte inferior;
- CAG – chumbador em gancho com nicho para ancoragem em uma outra barra

Os tipos CC, CAL, CAC, CAP e CAR são fixados durante a concretagem por meio de gabaritos e conferidos por meio de uma boa topografia milimétrica. O tipo CAG é usado quando não existe boa precisão dos blocos ou quando se deseja maior flexibilidade na montagem, embora sejam mais caros que os outros em todos os aspectos. O comprimento de ancoragem deve ser definido em função do tipo do chumbador e do cone de ancoragem do concreto. O AISC–Steel.

Design Guide Series n^o. 1 estabelece dois critérios:

- 1 - Chumbadores formados por barras com extremidade inferior a 90°. (Figura 48a);
- 2 - Chumbadores formados por barras tendo uma chapa ou porca na sua extremidade inferior. (Figura 48b);

Figura 48 - Tipos de chumbadores

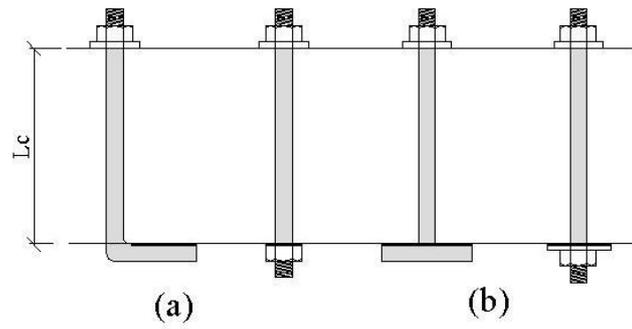


Tabela 5 - Resistência dos chumbadores em kN – Método das tensões admissíveis AISC - ASD

		Chumbadores a arrancamento																
		FIXOS																
		Chumbadores a cortante			Altura min. do cone		X	Tipo CAL.	Tipo CAP		Tipo CAR		Tipo CAG					
Ø	Área	H	Tipo CC	F	L ₂	L ₁	L ₃	CAC		CAP		L ₅	t ₁ b	t ₁ h ₁	L ₆	Ø2	Y	K
								L ₄	a	t.b	t.b							
19	2,84	22	330															
22	3,8	30	330															
25	5,06	40	380	74	450		800	600	10	19x100					600	38	125	60
32	7,92	62	380	116	450		1000	600	10	19x100					600	44	150	75
38	11,4	89	380	168	600		1250	600	12	25x120					700	50	180	85
44	15,2	119		223	600		1250	800	12	32x150					800	57	210	100
50	19,6			288	750		1700	800	16	32x150					800	70	240	115
57	25,6			376	900									950	25x230	8x170		
64	31,7			466	900									950	25x250	8x200		
70	38,3			563	1000									1100	32x280	8x220		
76	45,6			670	1100									1200	32x300	8x240		
89	62,2			914	1300									1400	38x360	10x270		
102	81			1150	1400									1500	38x400	10x300		

1) Aço SAE 1020 $F_v = 0,20.F_u = 7,8 \text{ kN/cm}^2$ $F_t = 0,38.F_u = 14,7 \text{ kN/cm}^2$

2) Dimensões em milímetro

3) As resistências dos cones de arrancamento foram reduzidas de 50% para compensar as perdas de áreas nas extremidades das fundações.

4) Para chumbadores sujeitos a esforços de tração e cisalhamento, fazer a verificação pela fórmula $f = \sqrt{f_t^2 + 3.f_v^2}$

Tabela 6 - Resistência dos chumbadores em kN – Método dos estados limites

		Chumbadores a arrancamento																
		FIXOS																
Chumbadores a cortante		Tipo CC		Altura mín. do cone		Tipo CAL	Tipo CAP		Tipo CAR			Tipo CAG						
Ø	Área	H	F	X	I ₂	I ₃	CAC	a	t.b	I ₄	I ₅	t.b	t ₁ ,h ₁	I ₆	Ø2	V	K	
	cm ²																	
19	2,84	33																
22	3,8	44																
25	5,06	59	110	170	450	800	10	10	19x100	600				600	38	125	60	
32	7,92	92	173	210	450	1000	10	10	19x100	600				600	44	150	75	
38	11,4	132	248	250	600	1250	12	12	25x120	600				700	50	180	85	
44	15,2	176	331	290	600	1250	12	12	32x150	800				800	57	210	100	
50	19,6	227	428	330	750	1700	16	16	32x150	800	800	19x200	8x150	800	70	240	115	
57	25,6		559	375	900						950	25x230	8x170					
64	31,7		691	415	900						950	25x250	8x200					
70	38,3		835	457	1000						1100	32x280	8x220					
76	45,6		994	500	1100						1200	32x300	8x240					
89	62,2		1356	580	1300						1400	38x360	10x270					
102	81		1766	660	1400						1500	38x400	10x300					

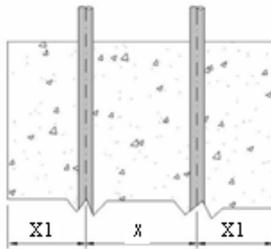
1) Aço SAE 1020

F_{vu} = 0,3.F_u = 11,6 kN/cm²F_{tu} = 0,56.F_u = 21,8 kN/cm².

2) Dimensões em milímetro

3) As resistências dos cones de arrancamento foram reduzidas de 50% para compensar as perdas de áreas nas extremidades das fundações.

4) Para chumbadores sujeitos a esforços de tração e cisalhamento, fazer a verificação pela fórmula $f_u = \sqrt{f_{tu}^2 + 3 f_{vu}^2}$

Tabela 7 - Distâncias mínimas entre chumbadores e chumbadores – extremidade, em mm

$d_c = \phi$		25	32	38	44	50	57	64	70	76
Tipo		1"	1 ¼"	1 ½"	1 ¾"	2"	2 ¼"	2 ½"	2 ¾"	3"
CC	XI	130	160	190	-	-	-	-	-	-
CAL	X	130	160	190	-	-	-	-	-	-
CAC	XI	150	160	180	220	250	-	-	-	-
CAP	X	150	160	180	220	250	-	-	-	-
CAR	XI	-	-	-	-	300	340	370	420	450
	X	-	-	-	-	300	340	370	420	450

Estabelece também comprimentos e distâncias mínimas, conforme mostrado na tabela 7:

Tabela 8 - Comprimentos e distâncias mínimas

Tipos de aço	Comprimento L_c	Distancia entre chumbadores
SAE 1020 ASTM A36	$12 d_c$	$5 d_c \geq 100mm$
ASTM A325	$17 d_c$	$7 d_c \geq 100mm$

Recomendações:

A - Sobrediâmetro

Devido às dificuldades de reparo nos chumbadores é recomendável que o calculista adicione 3mm ao diâmetro calculado para permitir uma maior sobrevida;

B - Chumbadores situados em zona de corrosão

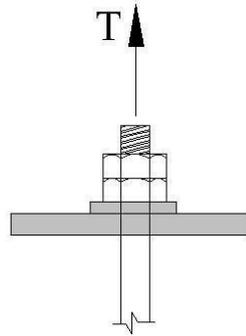
Os chumbadores situados próximo a zonas com alto grau de corrosão, deverão ter sua parte externa zincada a fogo;

C - Chumbadores à tração

Para chumbadores à tração, é prudente colocar duas porcas para aumentar a resistência dos filetes de rosca. (Figura 49);

D - Nichos

A folga dos nichos para a colocação dos chumbadores deve ser tal que permita uma colocação fácil, sem folgas exageradas. Na Tabela 8 indicam-se estas folgas para chumbadores tipo CAG.

Figura 49 - Tipos de chumbadores**Tabela 9** - Nichos para chumbadores com gancho tipo CAG – medidas em mm

ϕ_1	25	32	38	44	50
ϕ_2	38	44	50	57	70
X1	150	170	200	220	250
X2	80	95	115	130	150
Y ₁	110	130	140	150	190
Y ₂	40	40	50	60	60
Z	120	140	170	190	220
L ₂	130	160	180	210	240

A ligação do pilar com a fundação merece especial atenção do projetista calculista, pois o comportamento das estruturas está intimamente ligado a este sistema de fixação. Em geral, os pilares são fixados às fundações por meio de placas de base e chumbadores, exceto em alguns casos em que os pilares são embutidos diretamente dentro do bloco de fundação.

As placas de base têm por finalidade distribuir as cargas dos pilares em uma determinada área do bloco de fundação, e os chumbadores têm por função fixar esta base ao bloco de tal maneira que o esquema estrutural adotado seja respeitado.

No dimensionamento considera-se que uma diferença de até 5% na espessura poderá ser utilizada.

Existem praticamente dois tipos distintos de bases para unir o pilar à fundação que são:

- Bases rotuladas que recebem cargas axiais;
- Bases engastadas que recebem cargas axiais e momentos

As bases rotuladas são dimensionadas somente para resistir às cargas verticais de compressão e horizontais, sem transmitir momento às fundações.

A base rotulada ideal se assemelha a uma rótula perfeita. Este tipo de base é pouco utilizado podendo tornar-se complicada a sua fabricação (Figura 50a). A base rotulada mais simples é a formada por uma chapa soldada na base do pilar e pela colocação de dois chumbadores no centro, o mais próximo possível do seu eixo de rotação (Figura 50b).

Quando os pilares são largos e se quer rotular, um dos artifícios é reduzir a sua largura próxima à base. (Figura 50c)

Estes tipos de bases são as mais econômicas para as fundações e podem ser usadas em qualquer tipo de solo. Recomenda-se uma espessura mínima de 16mm para as placas de base e de 19mm para os chumbadores.

As bases engastadas são usadas quando se tem, além das cargas verticais e horizontais, esforços de momento, e também quando se necessita dar à estrutura uma maior rigidez às deformações laterais. Por esse motivo as estruturas podem se tornar um pouco mais econômicas em detrimento de fundações mais onerosas.

É o tipo de base adotado no caso de pilares isolados que suportam pontes rolantes, que permitem menor deformação lateral.

Sua finalidade é engastar os pilares às fundações por meio de uma série de artifícios, tornando-as mais compatíveis em relação ao esquema estrutural adotado. São dimensionadas para resistir às cargas verticais, horizontais e aos momentos de engastamentos.

A base engastada mais simples e a mais usada é aquela em que o pilar é soldado à placa de base, com os chumbadores afastados da linha de centro, formando um braço de alavanca (Figura 51a). Quando as cargas são elevadas e o cálculo indica chapas com grandes espessuras, usa-se o artifício de enrijecê-las com pequenas nervuras para se obter espessuras menores (Figura 51b).

Outra alternativa é fixar os chumbadores a uma altura de 300 a 500mm da base, proporcionando um ótimo engastamento. Esta solução é muito usada em galpões pesados (Fig. 51c). Quando a carga vertical é pequena em relação ao momento, a solução é usar travessas que proporcionem um bom engaste e um grande afastamento dos chumbadores, o que permite menores diâmetros. (Figura 51d)

Nos pilares treliçados, normalmente engastados pela própria configuração, adota-se uma base para cada pé de pilar (Figura 52). Para placas de base engastadas, recomenda-se uma espessura mínima de 19mm e chumbadores com diâmetro de 25mm.

Figura 50 - Bases rotuladas

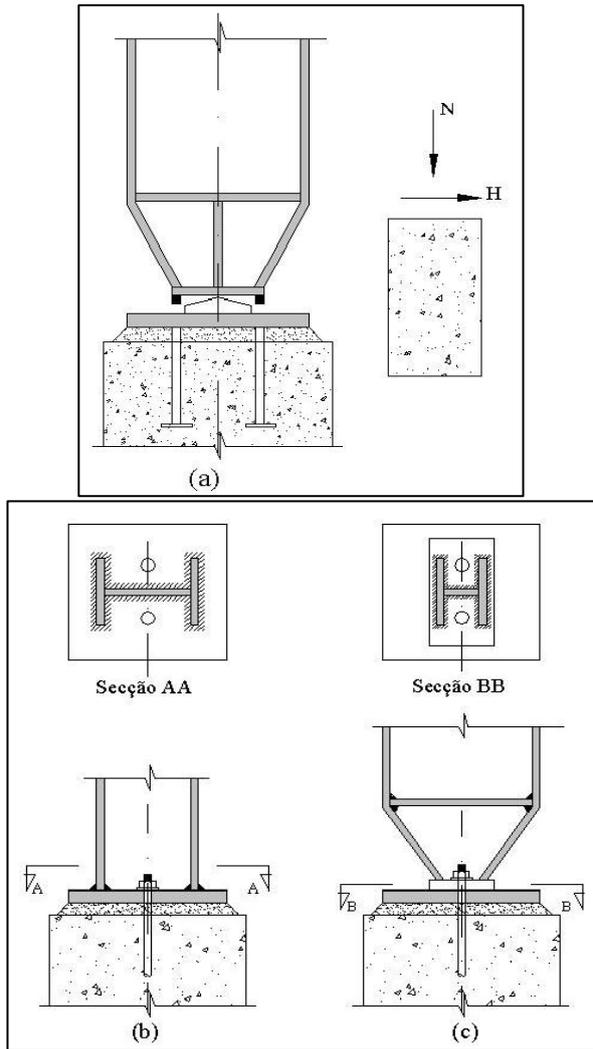


Figura 51 - Bases engastadas

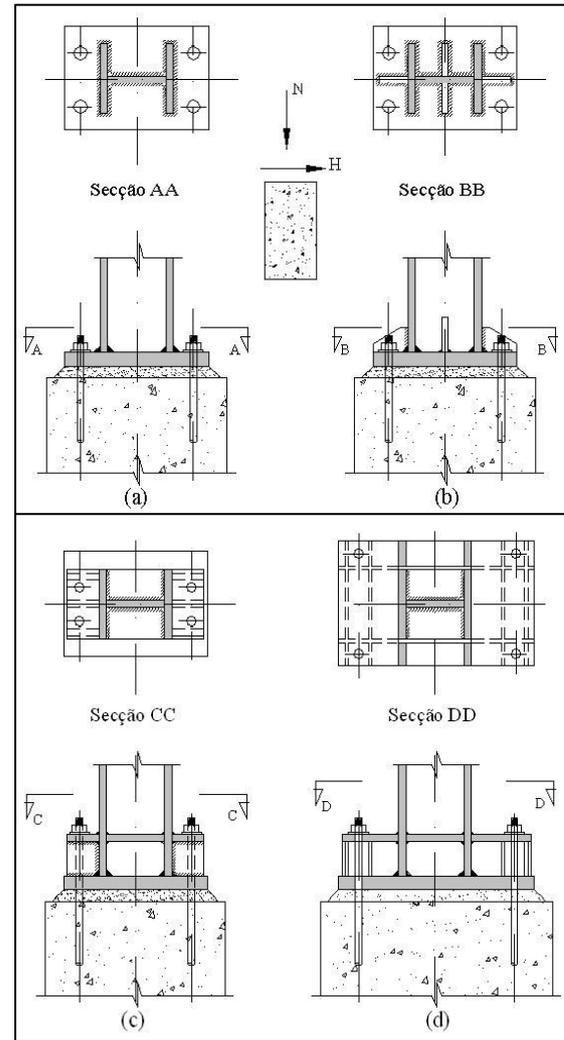
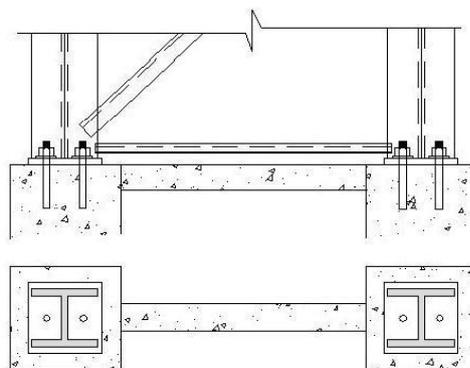


Figura 52 - Bases de pilares treliçados



2.3.2 Cálculo das placas de base

2.3.2.1 Placas de base à compressão axial para perfis I e H

As placas de base de pilares submetidos a cargas verticais de compressão axial, centradas (Figura 53), são determinadas em função de um percentual da resistência característica f_{ck} do concreto da base.

De posse da carga N (ASD) ou N_u (LRFD) e da tensão limite do concreto (f_c), determina-se a área mínima da chapa, sendo as dimensões B e C um pouco maiores do que as dimensões do pilar e, a seguir, determina-se a tensão efetiva no concreto f_c , que é uniformemente distribuída, ou seja:

$$f_c = \frac{N}{B \cdot C} \text{ e } f_{cu} = \frac{N \cdot u}{B \cdot C} \quad (8)$$

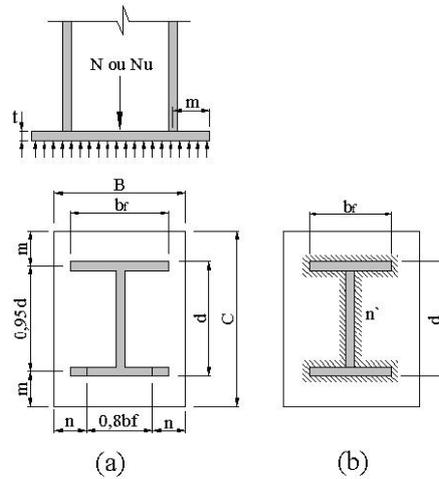
Os vários setores da placa sofrem diversas formas de flexão. Quando o pilar é soldado à placa, sem nenhum reforço adicional (Figura 53a) existem três setores para cálculo de \mathbf{m} , \mathbf{n} , \mathbf{n}' . Os valores de \mathbf{m} e \mathbf{n} são determinados pela extremidade das chapas que trabalham como consoles e devem ser dimensionados como tal.

O setor \mathbf{n}' é determinado em função da relação $\mathbf{d} \times \mathbf{bf}$, sendo:

$$n' = \sqrt{\frac{d \cdot bf}{4}} \quad (9)$$

Este processo determina a espessura da placa quando as dimensões desta são ligeiramente maiores do que as do perfil (Figura 53b). De posse dos valores (usando o maior dos três), determina-se a espessura, destacando-se uma faixa com largura de 1cm.

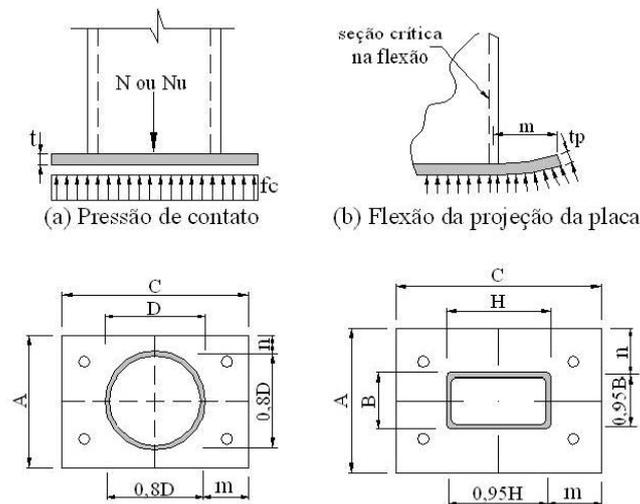
Figura 53 - Esquema para cálculo de placa de base com carga axial para perfis I ou H



2.3.2.2 Placas de base para perfis tubulares

Para os perfis com forma de tubos tipos circulares, quadrados e retangulares calculam-se, apenas os parâmetros m e n conforme indicado na Figura 54, e o dimensionamento das placas é feito conforme indicado para o dos perfis I ou H.

Figura 54 - Esquema para cálculo da placa de base para perfis tubulares

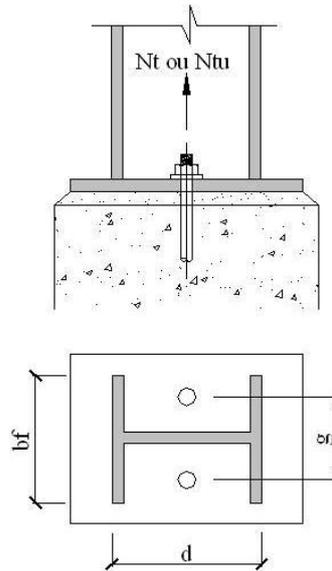


2.3.2.3 Placas de base à tração

Em certas condições, as placas de base podem estar sujeitas a uma carga axial de tração em, neste caso, haverá necessidade de uma verificação da resistência da mesma à flexão. Em geral estas placas têm aproximadamente o mesmo tamanho do pilar, como

apresentado na Figura 55. Os chumbadores embutidos no concreto devem resistir ao esforço de tração, juntamente com a placa.

Figura 55 - Placas de base a tração



2.3.2.4 Placas de base a compressão axial com momento

A placa de base de um pilar, submetido à compressão excêntrica, ou seja, com momentos, exerce uma pressão irregular sobre a superfície do bloco de fundação. A placa comprime a cabeça do bloco de fundação no sentido de ação do momento, enquanto do outro lado se verifica a sua tendência de se desprender da superfície da mesma, (Figura 56) o que é impedido pela ação dos chumbadores de ancoragem. É o caso típico de bases engastadas.

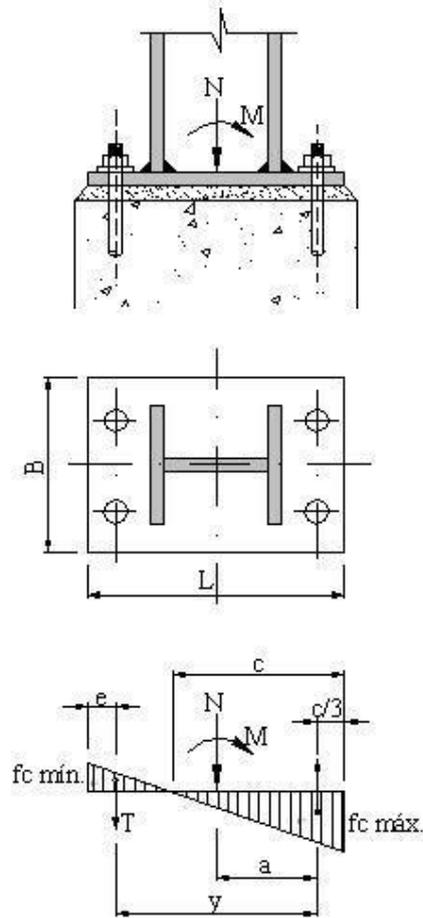
No processo de cálculo, adota-se, em primeiro lugar, a largura da placa. O comprimento L da placa de base é determinado de tal forma que a tensão máxima do concreto junto à extremidade (f_c) seja inferior à tensão limite à compressão (f_c).

$$f_{c_{max}} = \frac{N}{B \cdot L} + \frac{M}{W} = \frac{N}{B \cdot L} + \frac{6M}{B \cdot L^2} \leq f_c \quad (10)$$

Neste caso, a tensão de tração mínima que se verifica na extremidade oposta da placa é:

$$f_{c_{max}} = \frac{N}{B \cdot L} - \frac{M}{W} = \frac{N}{B \cdot L} - \frac{6M}{B \cdot L^2} \quad (11)$$

Figura 56 - Base engastada



Caso já se tenha determinado o comprimento da placa, por razões construtivas, verifica-se se as tensões máximas estão dentro do previsto. Caso contrário, determina-se o valor mínimo de L , igualando-se à primeira equação com f_c .

$$L = \frac{N}{2B \cdot f_c} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot B \cdot f_c}\right)^2 + \frac{6 \cdot M}{B \cdot f_c}} \quad (12)$$

De posse das dimensões finais da placa, faz-se a determinação de sua espessura de acordo com o diagrama de tensões ou, de uma maneira mais simplificada considerando a carga, uniformemente distribuída, para o setor que está sendo analisado.

No cálculo dos chumbadores, parte-se da suposição de que a força de tração T determinada pela zona tracionada do diagrama de tensões (Figura 56) é suportada totalmente

pelos chumbadores. Para isso, compõe-se a equação de equilíbrio em relação ao centro de gravidade da zona comprimida triangular do diagrama de tensões, obtendo-se:

$$M - N \cdot a - T \cdot y = 0 \quad (13)$$

O esforço total T, atuante em todos os chumbadores do lado da zona tracionada será:

$$T = \frac{M - N \cdot a}{y} \quad (14)$$

Da correlação geométrica determina-se:

$$a = \frac{L}{2} - \frac{C}{3}, \text{ sendo } c = \frac{f_{c_{max}} \cdot L}{f_{c_{max}} + f_{c_{min}}} \quad (15)$$

f_c em valor absoluto

$$y = L - \frac{C}{3} - e \quad (16)$$

Algumas observações devem ser consideradas, tais como:

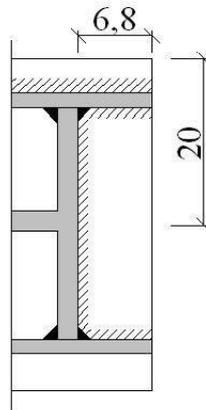
Para $N \cdot a > M$ não há tração no chumbador, e neste caso $C = L$

Para $N = 0$ $C = L / 2$

Para o cálculo da espessura da placa de base e do chumbador, é preciso adotar as combinações de carga mais desvantajosas para cada um, pois a pior para a placa pode não ser a pior para os chumbadores.

2.3.2.5 Placas de base com reforço

Para pilares sujeitos a cargas de grande intensidade, as placas podem resultar em espessuras excessivas. Uma alternativa é a colocação de chapas de reforço, como apresentado na Figura 57.

Figura 57 - Chapas de reforço

Estes reforços atuam juntamente com a placa para resistir aos esforços de flexão. A placa de base passa, então, a ser dimensionada como viga contínua perpendicular às chapas de reforço.

2.3.3 Cálculo das chapas de reforço

A solução mais fácil e simples de se fabricar uma placa de base é uma placa simples sem reforços, mas às vezes por questões de estoque e ou dificuldade de aquisição, tem-se necessidade de usar uma chapa mais fina, que só é possível se colocando-se reforços por meio de outras chapas.

O cálculo da chapa de reforço é feito de uma maneira simples, encontrando a parcela da pressão que a mesma está sujeita e dimensionanda.

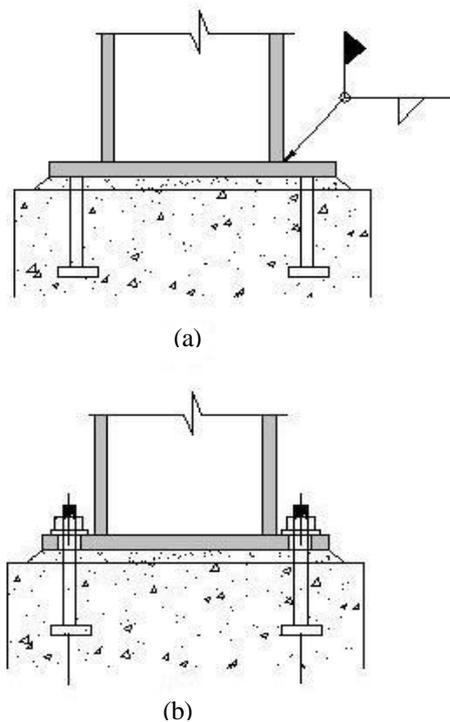
Em geral, as bibliografias consultadas recomendam que a altura da chapa seja, aproximadamente, o dobro da sua largura e tenha uma relação largura espessura dentro do especificado pelas normas. Algumas recomendações são colocadas tais como:

a - Usinagem

As placas de base de espessura inferior ou igual a 50 mm não necessitam ser usinadas, podendo ser perfeitamente desempenadas para garantir o contato perfeito com a coluna. Placas com espessura entre 50 a 100mm devem ser usinadas de um lado (lado do contato com a coluna). Para isso, devem ser previstos acréscimos de 5mm. Para placas maiores que 100mm, deve ser prevista usinagem dos dois lados e acréscimo de espessura de 10mm. (Figura 58)

Há duas maneiras de se fazer a interligação da placa com os chumbadores: por meio de solda, ou de porcas e arruelas. Se a placa for solta, as duas hipóteses são possíveis (Figura 60). Mas, se a placa for soldada à coluna durante a fabricação, como é o normal, somente a indicada na Figura 60b, é possível. Para esta, recomenda-se deixar uma folga nos furos da placa proporcional ao diâmetro dos chumbadores, para permitir um melhor alinhamento das colunas, conforme indicado na Tabela 3.

Figura 60 - Placa solta



2.3.4 Lajes mistas

Segundo a norma NBR 8800 (ABNT, 2008), lajes mistas são aquelas em que a fôrma de aço é incorporada ao sistema de sustentação de cargas, funcionando, antes da cura do concreto, como suporte das ações permanentes e sobrecargas de construção e, depois da cura, como parte, ou toda a armadura de tração da laje. A fôrma de aço deve ser capaz de transmitir o cisalhamento longitudinal na interface entre o aço e o concreto. A aderência natural entre o aço e o concreto não é considerada efetiva para o comportamento misto, o que deve ser garantido por meio de:

- ✓ Ligação mecânica por mossas nas fôrmas de aço trapezoidais;
- ✓ Ligação por meio de atrito devido ao confinamento do concreto nas fôrmas de aço

reentrantes.

Em De Nardin et al. (2003) são apresentadas algumas vantagens no uso de lajes com fôrma de aço incorporada:

- ✓ A fôrma de aço substitui as armaduras de tração da laje, proporcionando economia de tempo, material e mão de obra;
- ✓ Elimina a utilização de fôrmas de madeira, diminuindo o custo da obra;
- ✓ Reduz, consideravelmente, a necessidade de escoramentos, o que torna o canteiro de obras mais organizado e reduz o tempo gasto com montagem e desmontagem desses escoramentos;
- ✓ A fôrma de aço pode ser usada como plataforma de trabalho nos andares superiores e proteção aos operários em serviço nos andares inferiores;
- ✓ As fôrmas são leves, de fácil manuseio e instalação;
- ✓ O uso de fôrmas de aço facilita a execução das diversas instalações e a fixação de forros falsos.

Todas essas características, somadas, resultam em uma considerável economia na construção, reduzindo prazos, desperdícios de materiais e mão de obra, o que incrementa a qualidade do produto final. No Brasil, o sistema mais utilizado é o *steel deck*, que utiliza fôrmas de aço trapezoidais (Figura 61).

Geralmente no período antes da cura do concreto, consideram-se que essas fôrmas de aço impedem a flambagem lateral com torção (FLT) das vigas, pois é comum soldar as folhas de *steel deck* nas mesas superiores das vigas através de pontos de solda. Dessa maneira, as fôrmas de aço auxiliam na estabilização da estrutura durante o período de construção.

Figura 61 - Exemplo de utilização do sistema *steel deck* com fôrma trapezoidal

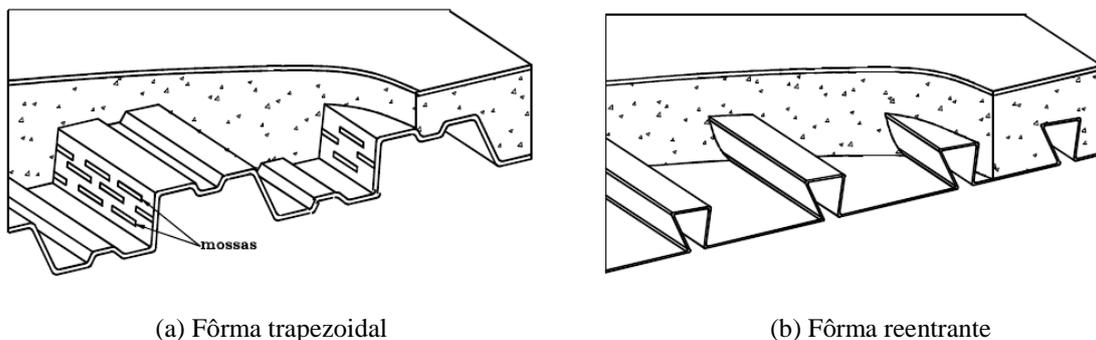
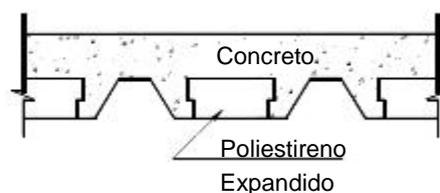




Tabela 10 - Trabalhos sobre lajes mistas aço e concreto.

Pesquisador (es) ou ano	Observações sobre os trabalhos realizados
EASTERLING & YOUNG (1992)	Apresentaram um método de dimensionamento de lajes tipo “steel-deck” baseado no cálculo de lajes de concreto armado.
HAMERLINCK (1995)	Apresentou as considerações que devem ser feitas para o dimensionamento de lajes tipo “steel-deck” em situação de incêndio.
CRISINEL & MARIMON (2004)	Propuseram um método simplificado para o dimensionamento de lajes tipo “steel-deck”.
ANDRADE et al. (2004)	Apresentaram um estudo para determinação da seção ótima de lajes tipo “steel-deck” além de propor uma nova seção com uso de poliestireno expandido como material de enchimento. (Figura 62)

Figura 62 - Seção típica da laje mista proposta por Andrade et. al. (2004)



3 MATERIAIS E MÉTODOS.

Neste capítulo é apresentada a edificação objeto de estudo, em suas várias etapas, no intuito de identificar as fases de execução que foram adotadas, visto que a obra foi realizada em duas etapas.

Busca-se, da mesma forma, apresentar características sobre o processo projetual e construtivo da edificação em estudo, e as soluções que ampliam as qualidades do elemento proposto, diminuindo custos com mão-de-obra, matéria-prima, e do próprio objeto. Apresenta-se ainda uma análise do desempenho estrutural misto com maior utilização, visando sua aplicação imediata e prioritária em situações que demandam velocidade de execução e restrições sobre aspectos projetuais, podendo oferecer uma resistência estrutural adequada a situação proposta. A análise estrutural foi realizada via simulação numérica utilizando os *softwares Strap 2013.00* e *Ftool*, respectivamente. Os resultados obtidos pela análise são interpretados visando a sua melhor compreensão sobre vários aspectos, conforme listados a seguir:

- ✓ Velocidade de execução;
- ✓ Compatibilização com as demais necessidades da edificação;
- ✓ Diminuição no consumo de material;
- ✓ Restrição na altura dos níveis;
- ✓ Obtenção de vãos maiores;
- ✓ Redução no peso total da edificação;
- ✓ Redução de mão de obra.

3.1 Detalhamento da 1ª fase da edificação

Por volta de setembro de 2006 foi realizada a 1ª etapa da edificação, uma obra na qual abrigaria a estação de metrô e ônibus da região Norte de Belo Horizonte, chamada estação Vilarinho.

Essa edificação está localizada em uma das vias de maior fluxo de entrada e saída da capital mineira, Belo Horizonte, (Figura 60), a Avenida Cristiano Machado, que tem na sua sequência a MG 10, a qual liga o centro da cidade ao Aeroporto Internacional Tancredo Neves.

Essa região, chamada de vetor Norte, está em grande desenvolvimento nos últimos anos, em vários aspectos.

Figura 63 - Vista da estação Vilarinho



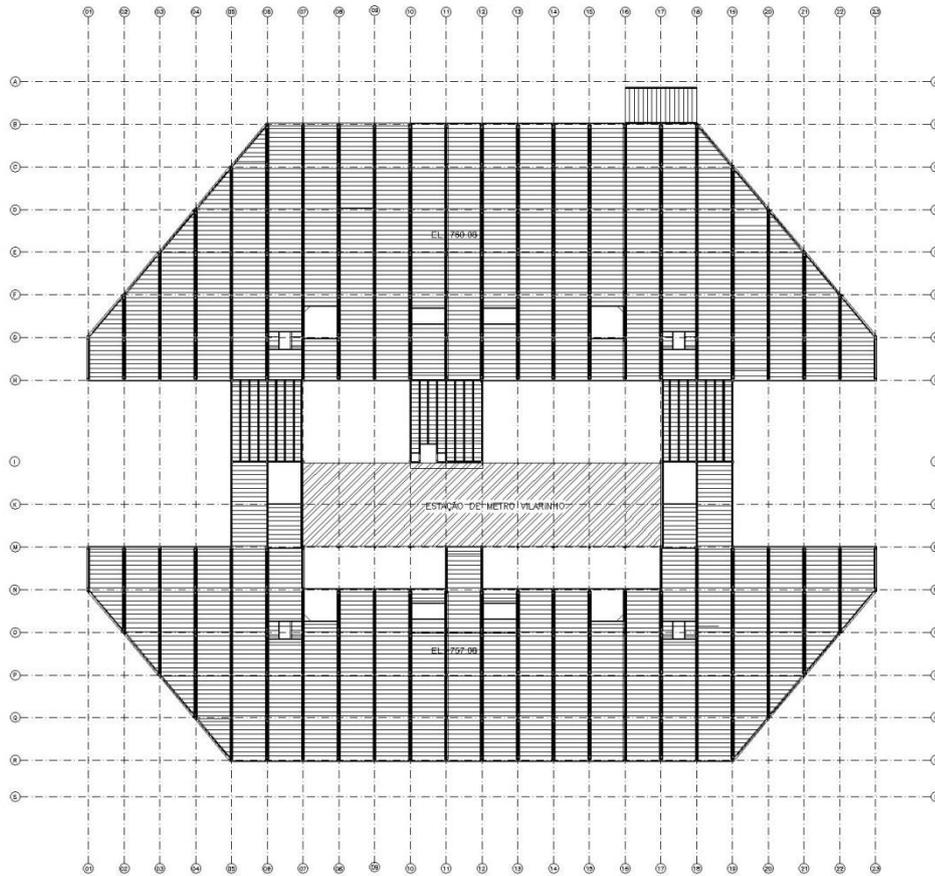
Fonte: acervo do autor

- ← Sentido Centro de Belo Horizonte;
→ Sentido Cidade Administrativa, Aeroporto Internacional.

Com uma apresentação de solução em estrutura pré-fabricada, a 1ª fase da edificação foi desenvolvida com o pensamento nessa 2ª fase, também nesse mesmo segmento, a qual abrigaria um centro de compras e conveniência para atendimento à população local e demais usuários desse complexo comercial.

Essa execução teria como objetivo tornar o prazo de execução mais curto, e também considerar toda a interferência do entorno, nessa etapa.

Figura 64 - Planta 1ª etapa da edificação



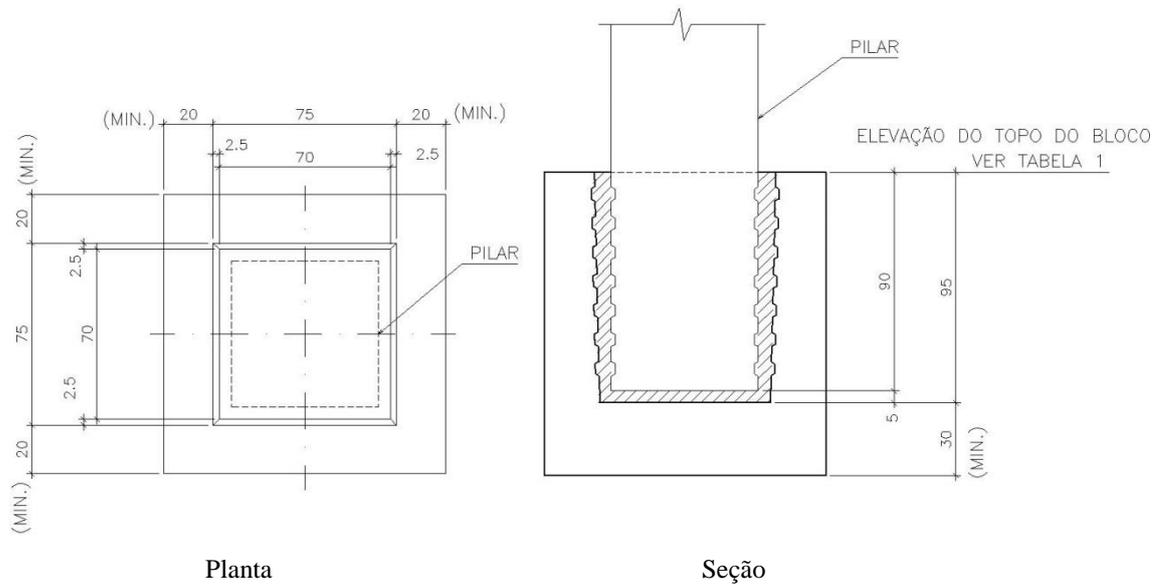
Fonte: acervo do autor

A edificação consiste de duas grandes esplanadas (Figura 64), executadas em níveis diferentes, as quais abrigam os terminais de ônibus da região, e ao centro está a estação de metrô Vilarinho.

3.1.1 Pilares

Desta forma, os fatores, inclusive de execução da fundação, foram elaborados com esse intuito de aperfeiçoar ao máximo as etapas construtivas, tendo assim adotada para a fundação a utilização de estacas, e posterior a essa concretagem a utilização de blocos de fundação em pré-fabricado, em formato de cálice, para recebimento dos pilares (Figura 65).

Figura 65 - Detalhe de boco de fundação e pilar pré-fabricado



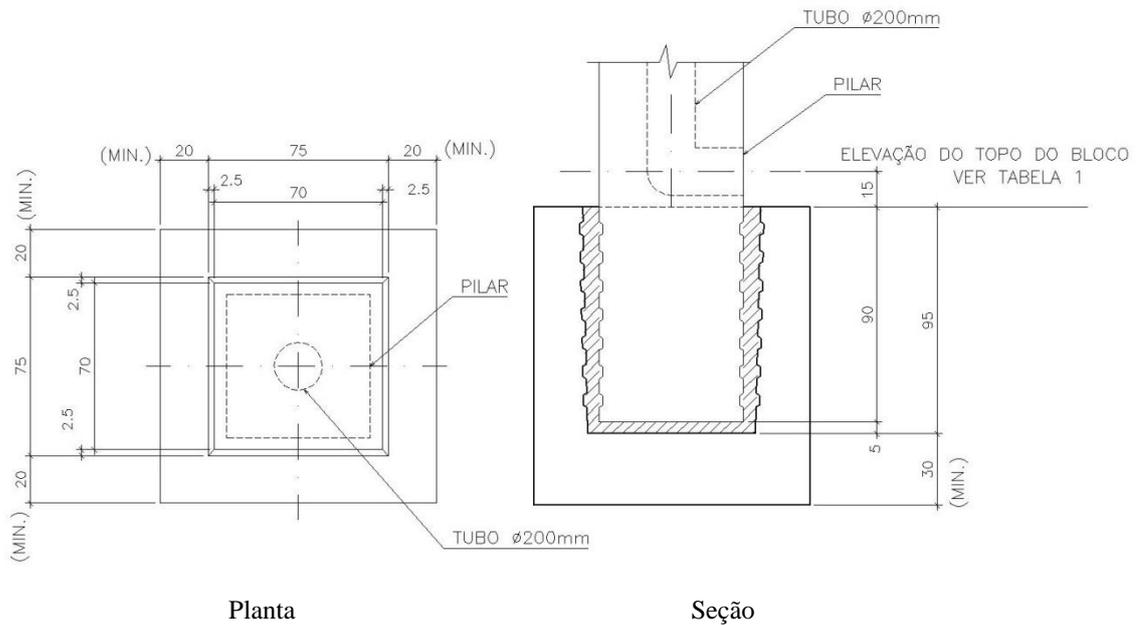
Fonte: acervo do autor

Para esta estrutura adotada, vários aspectos foram pensados, incluindo a situação das descidas de água, que foram instaladas no eixo dos pilares em pré-fabricado, antes da sua concretagem. Sendo assim, uma solução que, além de ter uma diminuição do volume do concreto utilizado para esse elemento estrutural, soma-se uma grande condição de proteção da tubulação.

Esse tipo de solução beneficia cobertura, sendo possível que esta seja realizada em vários pontos, não ocasionando sobrepeso à laje devido a essa película de água que se forma diante do volume total apresentado sobre a estrutura, que conta com uma grande área coberta devido ao seu dimensionamento.

Os pilares específicos de descida d'água tinham, em seu topo, uma grelha instalada posteriormente à montagem, para que essa descida ficasse protegida de elementos ou acúmulo de sujeira que, por ventura, viessem a impedir essa captação conforme mostrado nas figuras 66 e 67.

Figura 66 - Detalhe pilar pré-fabricado juntamente com descida d'água



Fonte: acervo do autor

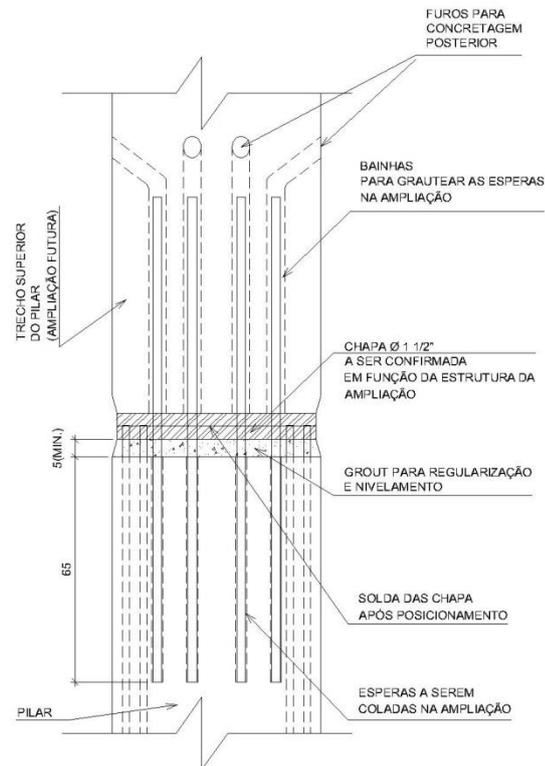
Figura 67 - Vista de topo do pilar pré-fabricado



Fonte: acervo do autor

Os pilares já previam, para a edificação complementar a ser executada, o sistema de ligação que seria realizado, sendo dotado de furos para ligação dos pilares, e detalhes de ligação, juntamente com a adoção de chapas no topo para que essas ligações pudessem ser executadas futuramente (Figura 68).

Figura 68 - Pilar pré-fabricado projetado para continuidade.

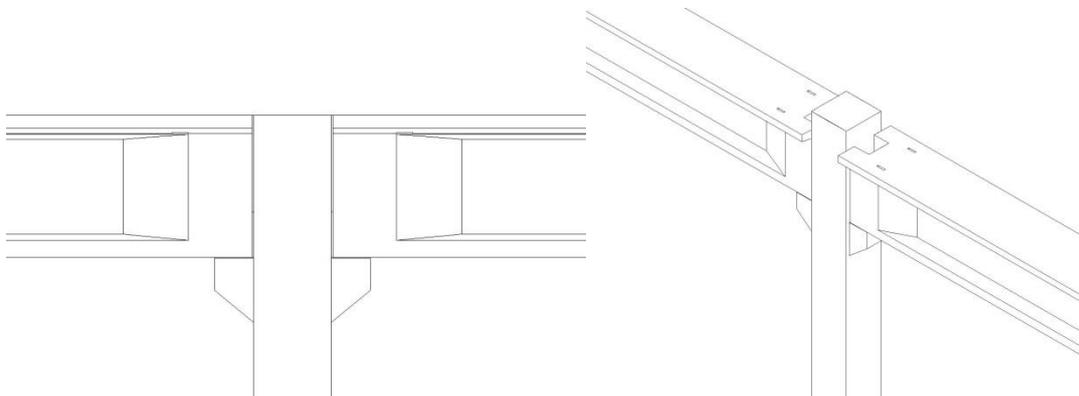


Fonte: acervo do autor

3.1.2 Vigas

Logo após a montagem dos pilares vieram as vigas em pré-fabricado, apoiadas sobre consoles nos pilares pré-fabricados, e que juntamente com eles ficaram responsáveis pela obtenção de vãos de 12 metros entre eixos (Figura 69).

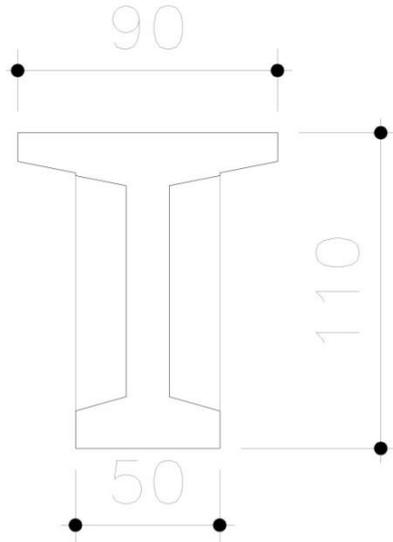
Figura 69 - Vista de pilar e vigas apoiadas sobre console



Fonte: acervo do autor

Devido ao vão, o qual as vigas deviam vencer, juntamente com as cargas adicionais de cobertura com lajes alveolares, mais sobrecarga de utilização do pavimento foi dimensionada conforme detalhe apresentado na Figura 70.

Figura 70 - Detalhe de viga pré-fabricada

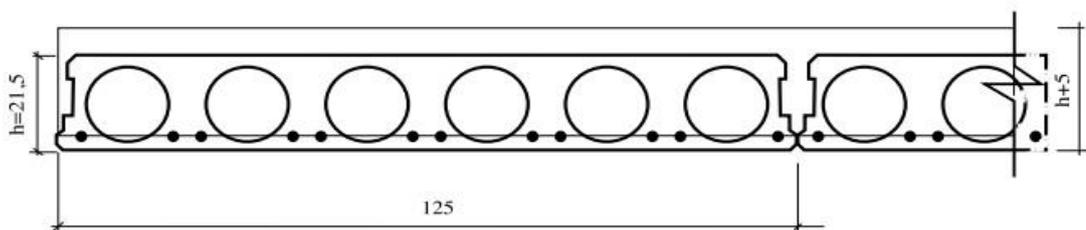


Fonte: acervo do autor

3.1.3 Lajes

Para complementação da edificação e cobertura do nível inferior, foram utilizadas lajes alveolares apoiadas sobre as vigas, com um vão de 12 metros entre eixos. As lajes foram projetadas e calculadas para suportar o peso próprio, juntamente com as cargas adicionais de capeamento. Essas prerrogativas vieram a ser adicionadas às considerações de utilização futura do pavimento (Figura 71). As cargas informadas para utilização do piso foram devidamente estudadas e previstas nesta 1ª fase, para que a eficiência do pavimento na ampliação futura fosse coerente com a proposta.

Figura 71 - Seção laje pré-fabricada



Fonte: acervo do autor

Para a análise estrutural das lajes, foram consideradas as seguintes informações sobre cargas: *Sobrecarga= 4 KN/ m²; *Revestimento= 1KN/ m²; *Capeamento= 1,25 KN/ m²; *Peso Próprio= 2,90 KN/ m²;

De acordo com as informações relativas às cargas adicionais às lajes alveolares, estas são executadas em fábrica com uma contra flecha, para que quando da sua montagem e adição das cargas complementares, ela viesse a se equalizar.

Esse “arqueamento” se dá devido ao seu processo de produção, que conta com uma máquina extrusiva, a qual realiza a produção da laje mantendo os alvéolos, e que logo após sofre uma pro-tensão promovida por equipamentos hidráulicos, os quais tencionam as cordoalhas internas da laje, promovendo esse ganho de resistência em relação às cargas verticais distribuídas sobre ela.

3.1.4 Considerações

Para essa 1ª etapa da edificação, houve uma preocupação na solução de continuidade desta, a qual acarretou uma grande transformação nas soluções projetuais desenvolvidas, sendo de grande importância todas as considerações apresentadas.

A intenção de continuidade no modelo construtivo adotado inicialmente e as suas necessidades para complementação futura com as mesmas características, deram à obra um fator de solução planejado.

Tal informação, sobre o ponto de vista de dimensionamento da estrutura para cargas futuras, contribuiu de forma positiva na elaboração dos demais pavimentos. Essa consideração veio a trazer uma comodidade de uso da edificação durante a execução dos demais pavimentos, justamente pelo planejamento e execução, inclusive das fundações dimensionadas para esse acréscimo, sendo que apenas em alguns pontos das considerações de análise da fundação, devido às cargas adicionais, deveriam ser revistos.

3.2 Detalhamento da 2ª fase da edificação

Esse planejamento tem uma contribuição positiva para o futuro em vários aspectos, sejam eles em ordem de valores, sejam eles relacionados a prazo ou que sejam na obtenção de resultados positivos quanto a soluções mistas.

Ainda nessa região, esta sendo executada outra obra de grande destaque, no estado e fora dele, devido ao seu uso e inclusive ao estilo de projeto inovador e com grande influência

no desenvolvimento da região que é a Catedral Cristo Rei. Este foi um dos últimos projetos de Oscar Niemeyer no qual abrigara a sede da Igreja Católica do estado (Figuras 72 e 73).

Sendo assim, esse empreendimento é de grande importância para a continuidade do desenvolvimento da região, que conta também com a sede do Governo do Estado de Minas Gerais bem próxima.

Essas obras visam trazer uma melhoria não apenas nas prestações de serviço da região, mas contribuir para o crescimento e desenvolvimento da mesma, agregando melhorias e intervenções significativas na sua ocupação.

Figura 72 - Vista da edificação em estudo



Fonte: SOUZA, 2014

Figura 73 - Vista da edificação em estudo juntamente com a Avenida Cristiano Machado



Fonte: SOUZA, 2014



Sentido Centro de Belo Horizonte;



Sentido Cidade Administrativa, Aeroporto Internacional.

Vários fatores foram preponderantes para que a estrutura dessa edificação fosse mista, mas dentre eles, os listados a seguir tiveram maior influência nessa tomada de decisão:

- ✓ Prazo de execução da obra incompatível com métodos convencionais;
- ✓ Dificuldade de acesso à obra devido a sua localização;
- ✓ Restrições relativas ao pé direito;

Mas, diante de todos esses fatores, um deles seria o primordial nessa tomada de decisão, que traria grande impacto na região, devido ao fato dessa obra ser executada sobre a estação de Metrô Vilarinho. É que esta estação faz a ligação de toda a zona norte ao restante da cidade, sendo uma estação de ponto final e inicial para a continuidade e, dessa forma, a preocupação com o funcionamento desse meio de transporte tornou-se decisivo nesse processo.

Diante dessas restrições, a solução mista veio a se tornar a possibilidade de menor impacto no meio ao qual a edificação seria inserida.

A execução da 2ª fase contava com algumas alterações de ocupação da edificação, e

com complementações à mesma, derivadas de estudos e novas necessidades apresentadas. Dessa forma, para a obra executada, as alterações de maior impacto se davam na substituição da estrutura anteriormente planejada, sendo agora necessário estudo de vários fatores para que essa execução se tornasse possível.

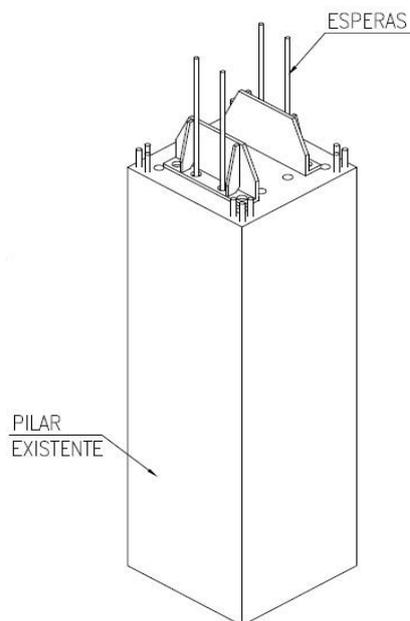
3.2.1 Pilares

A 1ª interferência de maior relevância ocorreu na situação de continuidade dos pilares, pois os mesmos, edificados anteriormente, previam essa possibilidade de ligação por meio de barras de conexão entre eles.

Iniciou-se, então, uma nova possibilidade de ligação, sendo necessária a adição de elementos de suporte para esta.

O encontro entre o pilar pré-fabricado e o pilar metálico se deu por meio de uma chapa de ligação entre os mesmos, sendo essa chapa responsável pela continuidade desse elemento estrutural. (Figura 74)

Figura 74 - Detalhe de pilar pré-fabricado juntamente com o conjunto de ligação



Fonte: Acervo do Autor

Esse anteparo para o pilar metálico foi instalado de forma a trazer velocidade no processo de ligação. Os mesmos foram feitos por meio de aparafusamentos, evitando assim

trabalhos de soldagem em campo, no qual esse processo tornaria um fator na contração da velocidade solicitada na execução da obra. (Figura 74)

É importante destacar que a atividade de soldagem em campo requer uma série de precauções para que tenha as suas propriedades preservadas, não sendo então recomendada do ponto de vista técnico, no qual identifica que essa atividade sem um controle de fábrica, pode ter as suas características básicas prejudicadas.

Sendo realizada essa instalação do conjunto de ligação, os pilares metálicos foram inseridos logo após, para que o processo de montagem pudesse continuar. (Figura 75)

Figura 75 - Detalhe de pilar pré-fabricado e conjunto de ligação executados



Fonte: Acervo do Autor

Figura 76 - Conjunto de pilares metálicos instalados



Fonte: Acervo do Autor

Após a realização desse processo de fixação do pilar metálico, deu-se continuidade ao processo de montagem dos pavimentos superiores, enquanto que ele recebia a sua armadura longitudinal, na qual se utilizavam dos furos anteriormente executados nos pilares pré-fabricados para continuidade da sua seção de aço. (Figura 76).

Figura 77 - Detalhe da armadura longitudinal, juntamente com pilar metálico



Fonte: Acervo do Autor

Após a realização da amarração das armaduras ao longo do pilar metálico, esse conjunto foi envolvido por uma forma, para que este viesse a ser concretado. Essa atividade visava dar ao conjunto pilar metálico e pilar moldado “*in loco*”, a resistência necessária para suportar as cargas verticais do conjunto da edificação. (Figura 77)

Inicialmente, no processo de montagem do conjunto pilar metálico, das vigas metálicas e lajes alveolares, tornou-se possível a continuidade da montagem da estrutura, sendo as cargas verticais suportadas pelos pilares metálicos.

Para as cargas de utilização dos pavimentos previstas em projeto, o processo de concretagem dos pilares tornou-se necessário.

Nesse ponto já havia a possibilidade de identificação de volume de concreto inferior aos convencionais, devido ao volume interno da seção metálica.

Pode se afirmar também que a condição das armaduras dos pilares de continuidade foi reduzida, devido à contribuição o que os pilares metálicos trariam à estrutura.

Figura 78 - Detalhe de concretagem da armadura, juntamente com pilar metálico



Fonte: Acervo do Autor

Após a concretagem dessa seção, o mesmo processo foi realizado até que o pilar estivesse completamente executado.

Figura 79 - Concretagem final do pilar



Fonte: Acervo do Autor

Para os demais pavimentos, seguiu-se a mesma metodologia, sendo que para a execução dos pilares nesses pavimentos existia a necessidade de se criar um corte nas lajes pré-fabricadas, para que houvesse continuidade dos pilares.

Com essa abertura era possível que as barras longitudinais e o pilar metálico seguissem para os demais pavimentos, sendo possível o trabalho com perfis metálicos de 12 metros de comprimento.

Essa abertura tem, também, a função de facilitar a concretagem final do pilar no pavimento, e o processo executivo desse tipo de estrutura.

3.2.2 Vigas

Diante do processo de montagem dos pavimentos, e, com a necessidade de que a estrutura pudesse ser executada em diversas frentes, a viga metálica veio a somar velocidade junto ao processo. (Figura 79)

Tal fato se deu devido à vários fatores, sendo esses de ordem de produção, na qual a velocidade fabril para a produção de um perfil metálico é bem maior em relação ao mesmo elemento, seja ele pré-fabricado ou em estrutura convencional. Inclui-se aí também o ganho de resistência da estrutura.

Vale ressaltar que, para o mesmo vão, é possível se ter um perfil metálico com seção inferior à metade de uma viga convencional e ainda vincular a esse elemento uma série de vantagens quanto ao seu comportamento estrutural.

Para a continuidade das modulações existentes na edificação anterior, e com a sequência dos pilares, os vãos mantiveram a sua medida de 12 metros entre eixos.

O perfil metálico mais utilizado nesta solução foi o W 610x174, sendo que para vãos menores ou para abertura de “*shafts*” nas lajes, a utilização de perfis com menor altura e comprimento se fez necessária, para que casos específicos pudessem ser atendidos.

Figura 80 - Sequência de vigas metálicas instaladas



Fonte: Acervo do Autor

Para a montagem das vigas metálicas, utilizou-se das guias como equipamento de apoio e içamento. Na sequência, a fixação se fez por meio de aparafusamento. Esse modo de fixação visa trazer velocidade de montagem e qualidade final ao processo. (Figura 80).

A fixação por meio de soldagem em obras expostas aos meios externos não tem uma

boa qualidade final, devido a dificuldades de execução e fatores tecnológicos.

Figura 81 - Ligação através de aparafusamento



Fonte: Acervo do Autor

As aberturas nos pisos, denominadas de “*shafts*”, foram executadas devido a necessidades específicas da utilização do espaço, para absorção dos elementos elétricos, hidráulicos e demais necessários para o funcionamento da edificação. As bordas dessas aberturas foram estruturadas por perfis metálicos de menor porte, fixados na estrutura principal de vigamentos por meio de aparafusamento. (Figura 82)

Figura 82 - Instalação de vigas para abertura de “shaft”



Fonte: Acervo do Autor

Para a adequação de necessidades especiais, a utilização de perfis de linha não se fazia possível, sendo necessária, para espaços determinados, a utilização de perfis soldados. Estes foram produzidos em fábrica e posterior a isso, transportados para o canteiro de obras. Um dos espaços onde essa solução se fez necessária foi para a área de escadas rolantes. (Figura 83)

Isso se deu devido ao fator estrutural, no qual o equipamento apresenta várias ponderações a esse respeito e também às necessidades específicas de montagem, devido à geometria peculiar desse tipo de equipamento.

Para isso, fora desenvolvido um sistema de apoio em vigas metálicas, que veio a absorver essas necessidades, conforme demonstrado na imagem mostrada na Figura 83.

Figura 83 - Perfis soldados para apoio de escada rolante



Fonte: Acervo do Autor

3.2.3 Lajes

Para a cobertura dos pavimentos e com o intuito de dar continuidade ao processo de execução com maior velocidade, as lajes alveolares, ou lajes pré-fabricadas, foram a melhor solução a ser adotada neste conceito misto de obra.

Essa medida agrega grande velocidade de execução, pois como se trata de uma peça executada em fábrica e transportada até a obra, o prazo final é muito superior quando amparado a métodos convencionais.

Vale ressaltar que a utilização desse tipo de cobertura traz um enorme controle no consumo de insumos, uma vez que não há desperdício na produção deste artefato de concreto.

Outra grande contribuição está agregada ao seu fator de montagem e execução, pois é eliminada a necessidade de escoramento desta, sendo possível que após este processo, as áreas cobertas sejam liberadas para execuções de outras atividades.

A utilização deste elemento construtivo apresenta algumas necessidades que devem ser observadas, ainda na fase projetual, para que na execução desta em ambiente fabril essas

considerações possam ser observadas, e as devidas intervenções executadas durante seu processo de produção.

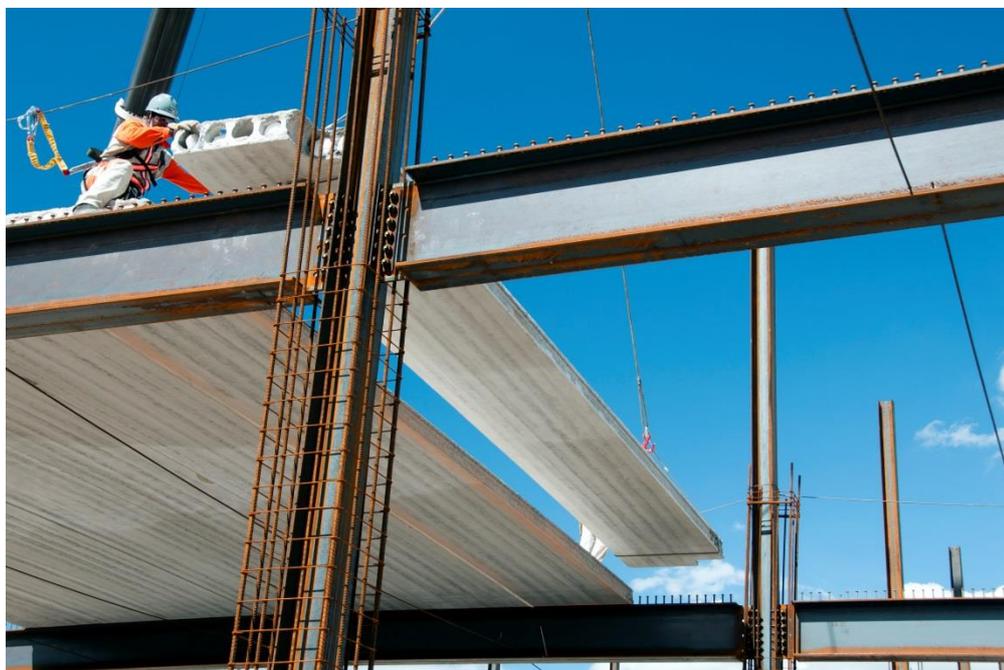
Durante esta produção, é realizada uma análise do projeto de estrutura que define a sobrecarga necessária para cada área da edificação, juntamente com o tamanho do vão livre a ser obtido. Esta análise é realizada para que as lajes sejam produzidas na altura ideal para combate a esses esforços e tamanhos específicos.

Diante deste processo produtivo, uma protensão é adicionada ao sistema de cordoalhas das lajes alveolares, para que uma contra flecha seja adicionada a esta e, durante seu processo de execução e adição de cargas existentes no pavimento, havia uma equalização de esforços.

Essa protensão para a contra flecha está vinculada a cargas de uso do pavimento, para que quando da sua utilização, este esteja nivelado e dimensionado para o uso ao qual foi proposto.

O sistema de montagem se dá logo após a fixação das vigas metálicas nos pilares de continuidade da estrutura, uma vez que eles foram dimensionados para que o processo de montagem fosse contínuo durante a execução dos demais elementos estruturais da edificação. (Figura 84)

Figura 84 - Montagem das lajes alveolares, juntamente com conjunto pilares e vigas



Fonte: Acervo do Autor

Após a montagem das lajes, deu-se continuidade à execução do pavimento, sendo necessário que os pilares metálicos estivessem concretados, para que a estrutura viesse a

suportar as cargas adicionais de capeamento e acabamento do pavimento.

O conjunto viga e laje, conta com elemento de suma importância para a complementação da sua condição de estabilidade, que são os conectores de cisalhamento, onde são fixadas as vigas metálicas. (Figura 84)

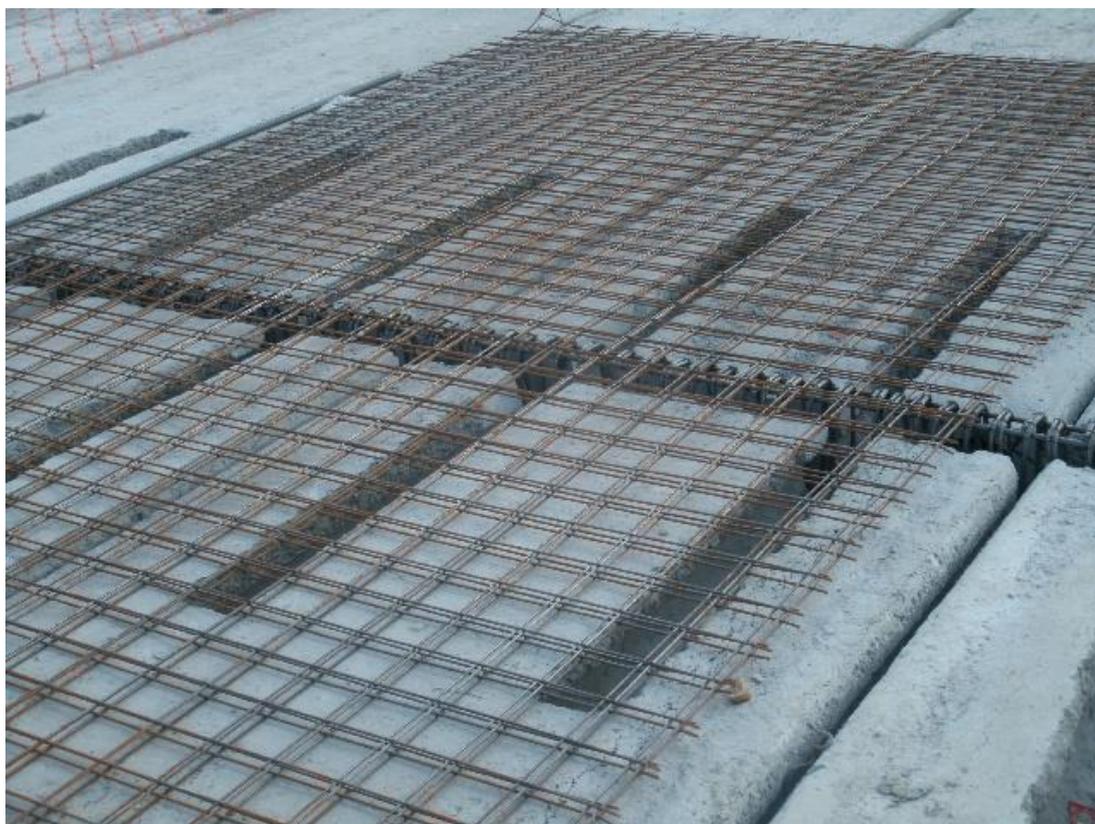
Figura 85 - Conjunto laje alveolar, viga metálica e conector de cisalhamento



Fonte: Acervo do Autor

Durante a concretagem desse conjunto, foram executadas as atividades de complementação de reforço do pavimento. Nesta etapa foi realizada a abertura de alvéolos das lajes para que fossem adicionadas as barras de ancoragem, juntamente com a armadura sobre as vigas metálicas, para solidarização da mesa de compressão, conforme imagem mostrada na Figura 86.

Figura 86 - Conjunto laje alveolar, armadura de capeamento e armadura sobre viga metálica



Fonte: Acervo do Autor

Essa atividade visa dar a devida estabilidade ao pavimento, que necessita da ligação dos pisos com os elementos estruturais dos pavimentos, tornando a estrutura mais rígida e dando a estabilidade necessária à edificação.

4 DESEMPENHO DOS ELEMENTOS EM AÇO E ELEMENTOS MISTOS

Nesta 1ª etapa de análise estrutural, apresenta-se o projeto para compatibilização com a proposta arquitetônica sugerida. Identifica-se ao longo desse processo, as alterações que se fazem necessárias ao equilíbrio geral do modelo proposto, observando-se as interações entre seus elementos, o peso total do conjunto estrutural, os perfis necessários à estabilização do conjunto em decorrência das forças atuantes. Os resultados advindos dos programas computacionais escolhidos para a análise estrutural como o *Strap 2013*, *Ftool* estão detalhados por cálculos em tabelas disponibilizadas no anexo A.

4.1 Análises de desempenho estrutural da solução mista.

Para o desenvolvimento da solução estrutural, foram observadas as premissas arquitetônicas apresentadas anteriormente e explicitadas neste trabalho de pesquisa. A partir do projeto arquitetônico básico e a transferência deste ao programa computacional *Strap 2013* para análise estrutural do modelo e dimensionamento respectivamente, foram sendo identificadas as melhores condições de equilíbrio geral da edificação e, que por consequência, estimularam a busca por elementos e soluções mais adequadas ao conjunto estrutural.

Os elementos estruturais que compõem esse modelo, foram escolhidos a partir de catálogos nacionais disponíveis pela indústria de perfis metálicos que se fundamentam por normas nacionais e internacionais. Identificam-se, entre as diversas opções oferecidas, elementos que possam trazer durabilidade e leveza ao conjunto estrutural, permitindo ainda que a obtenção de grandes vãos livres e a velocidade de execução sejam preservadas, como uma das premissas iniciais à concepção arquitetônica.

No que se refere às ligações entre os elementos estruturais dessa análise, consideram-se conexões rígidas em todo o modelo proposto, para que a análise do elemento pudesse ser evidenciada, levando-se em consideração os fatores estruturais de maior relevância em relação a uma viga mista. Para as demais conexões necessárias a edificação, salvo os elementos articulados e os apoios, foram utilizadas bases fixas do segundo gênero, impedindo os movimentos na direção perpendicular e paralela ao plano de apoio, o qual não está contemplado neste trabalho.

A escolha dos perfis metálicos utilizados para o desenvolvimento do pré-dimensionamento da estrutura baseia-se nas características geométricas dos elementos propostos, onde, foram utilizados perfis de seções "W". Segundo Angst (2003 *apud* XAVIER,

2014), a exemplo de um perfil qualquer, o centro de cisalhamento (C.C) é o ponto por onde passa a resultante das cargas atuantes no mesmo elemento. Quando o perfil possuir um eixo de simetria, ou seja, dividindo sua forma em duas partes iguais, o centro de cisalhamento estará posto sobre esse eixo, e quando houver dois ou mais eixos de simetria, como nos casos de perfis quadrados, retangulares e circulares, este ponto coincidirá com o centro de gravidade (C.G).

Desse modo, as seções que cumprem com essas características, diferentemente das geometrias de seção aberta, conseguem evitar excentricidades como o fenômeno da flambagem distorcional, que se caracteriza pela flexão de um ou mais elementos acompanhada pelo deslocamento das arestas comuns a esses elementos. (SOUZA; FREITAS; FREITAS, 2006)

A análise estrutural constitui-se por uma viga metálica, de seção W 610x174 tendo o aço Ar-345 na sua composição. Essa nomenclatura está vinculada à característica do aço, no qual traz algumas especificidades de acordo com a sua aplicação. Segundo especificações da norma NBR7007 (ABNT, 2011), os aços podem ser enquadrados nas seguintes categorias, designados a partir do limite de escoamento do aço.

A classificação da norma NBR7007 (ABNT, 2011) não é muito utilizada, uma vez que as usinas siderúrgicas produzem os aços segundo especificações mais comerciais ou mais difundidas e costumam identificá-los pela sigla e número da especificação.

As especificações mais utilizadas e os produtos por elas normalizados estão apresentados na tabela 11, onde inicialmente são apresentados os aços normalizados pela ABNT que possuem escoamento igual ou superior a 250 MPa e após os aços mais utilizados e normalizados pela ASTM, DIN e SAE.

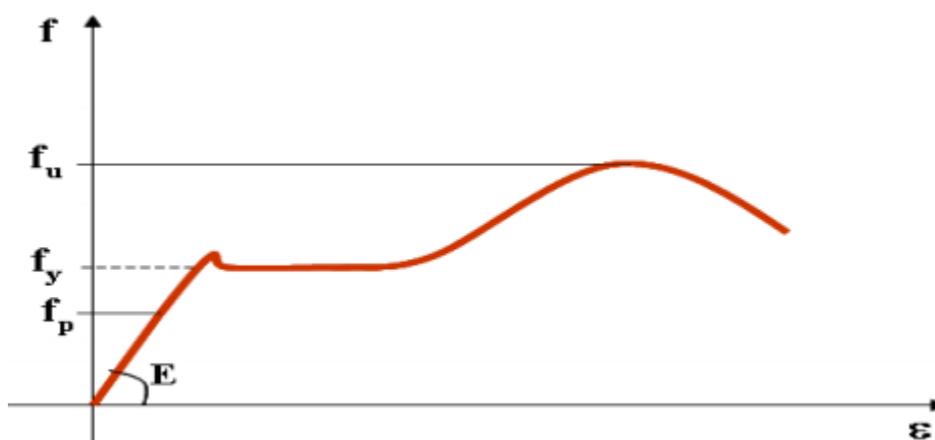
Tabela 11 – Classificação do aço

Especificação	Classificação química	Grupo ou grau	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Aplicações e observações
NBR 6648	Aço carbono	CG 26 CG 28	255 275	410 440	chapas grossas
NBR 6649 e NBR 6650	Aço carbono	CF 26 CF 28 CF 30	260 280 300	400 440 490	chapas finas laminadas a frio e a quente
NBR 5000	Aço de baixa liga e alta resistência mecânica	G-30 G-35 G-42 G-45	300 345 415 450	415 450 520 550	chapas grossas
NBR 5004	Aço de baixa liga e alta resistência mecânica	F-32/Q-32 F-35/Q-35 Q-40 Q-42 Q-45	310 340 380 410 450	410 450 480 520 550	chapas finas
NBR 5008	Aço de baixa liga e alta resistência	CGR 400 CGR 500	250 370	380 490	chapas grossas
NBR 5920 e NBR 5921	Aço de baixa liga e alta resistência	CFR 400 CFR 500	250 310/370	380 450/490	chapas finas
NBR 8261	Aço carbono	B C	290/317 317/427	400 427	tubos
ASTM A36	Aço carbono		250	400	geral
ASTM A500	Aço carbono	A B	230 290	310 400	perfis tubulares
ASTM A572	Aço de baixa liga e alta resistência mecânica	42 50 60 65	290 345 415 450	415 450 485 520	perfis, chapas e barras
ASTM A992	Aço de baixa liga e alta resistência mecânica		345 a 450	450	perfis
ASTM A242	Aço de baixa liga e alta resistência mecânica resistente à corrosão		345 315 290	480 460 435	perfis, chapas, barras
ASTM A588	alta resist. mecânica e a corr. atmosférica		345	485	perfis
DIN ST-37	aço carbono		240	370	geral
DIN ST-52	alta resistência mecânica		360	520	geral
SAE 1006 1008 1010 1020	Aços carbonos	não estruturais	160 170 180 240	280 300 330 390	chapas, barras redondas

O elemento estrutural citado foi inserido no programa computacional *Strap* 2013 com suas respectivas propriedades mecânicas, sendo procedido a sua análise segundo a norma NBR-8800 (ABNT, 2008).

As tensões residuais conduzem a um diagrama tensão deformação do aço em perfil no qual a transição do regime elástico para o patamar de escoamento é mais gradual, como demonstrado na figura a seguir:

Figura 87 – Diagrama tensão deformação do aço carbono



4.1.1 Metodologia de cálculo

Os objetivos de um projeto estrutural são: garantia de segurança estrutural evitando-se o colapso da estrutura, garantia de bom desempenho da estrutura evitando-se a ocorrência de grandes deslocamentos, vibrações e danos locais.

O dimensionamento utilizando tensões admissíveis se originou dos desenvolvimentos da Resistência dos Materiais em regime elástico. Neste método o dimensionamento é considerado satisfatório quando a máxima tensão solicitante em cada seção é inferior a uma tensão resistente reduzida por coeficiente de segurança.

A tensão resistente é calculada considerando-se que a estrutura pode atingir uma das seguintes condições limites: tensão de escoamento, instabilidade e fadiga.

No caso de elemento estrutural submetido à flexão simples sem flambagem lateral, a tensão resistente é tomada igual à tensão de escoamento f_y , o que corresponde ao início de plastificação da seção.

Os esforços solicitantes, a partir dos quais se calcula a tensão máxima, são obtidos por meio de análise em regime elástico da estrutura para cargas em serviço.

O coeficiente de segurança traduz o reconhecimento de que existem diversas fontes de incerteza.

Além de verificações de resistência, são também necessárias verificações quanto à possibilidade e excessivas deformações sob cargas de serviço.

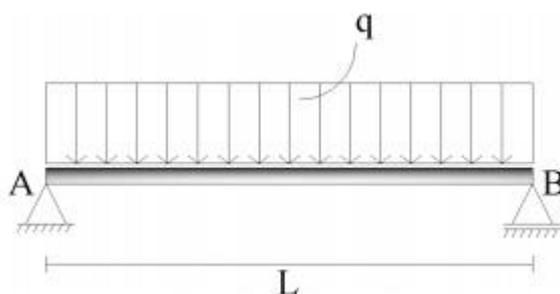
Um estado limite ocorre sempre que a estrutura deixa de satisfazer um de seus objetivos. Eles podem ser divididos em: estados limites últimos; e estados limites de utilização.

Os estados limites últimos estão associados à ocorrência de cargas excessivas e, conseqüentemente colapso da estrutura devido a: perda de equilíbrio do corpo rígido, ruptura de uma ligação ou seção e instabilidade em regime elástico ou não. Os estados limites de serviço incluem: deformações e vibrações excessivas.

4.1.2 Ações atuantes

Para o desenvolvimento da análise do elemento estrutural, o elemento misto foi considerado bi apoiado e seccionado em 21 nós, com as cargas uniformemente distribuídas em seus 12 metros de comprimento, observando-se as regras da norma NBR 8800 (ABNT 2008), conforme mostrado na figura 88.

Figura 88 – Viga bi apoiada com carregamento uniformemente distribuído



q = cargas atuantes;

L = vão da viga.

Apresenta-se no Apêndice A o resultado dos lançamentos desses dados no relatório final extraído do software *Strap* 2013, no qual teve suas cargas lançadas conforme apresentado na tabela 12.

Tabela 12 - Cargas atuantes.

Cargas no perfil de aço W 610x174		
Peso próprio + laje + capeamento	fator de utilização 1,0	477 kg/m ²
Cargas permanentes aplicadas a viga mista.		
Revestimento	fator de utilização 1,0	150 kg/m ²
Sobrecarga	fator de utilização 1,0	450 kg/m ²
Mezanino	fator de utilização 1,0	150 kg/m ²
Fechamentos	fator de utilização 1,0	50 kg/m ²

Outros exemplos de cargas também foram criados, compostas pelas combinações das ações já apresentadas, em arranjos que devem solicitar ao máximo o modelo estrutural. (Tabela 13)

Tabela 13 - Combinações de cargas.

Cargas no perfil de aço W 610x174 estado limite último.		
Peso próprio + laje + capeamento	fator de segurança 1,6	763,2 kg/m ²
Cargas permanentes estado limite ultimo aplicados a viga mista.		
Revestimento	fator de segurança 1,35	202,5 kg/m ²
Sobrecarga	fator de segurança 1,5	675 kg/m ²
Mezanino	fator de segurança 1,35	202,5 kg/m ²
Fechamentos	fator de segurança 1,35	67,5 kg/m ²

4.1.3 Resultados

Diante dos dados apresentados, é realizada uma análise adotando-se os valores relacionados ao perfil metálico para sobrecarga de montagem. Dentro dessas ações aplicadas sobre a viga metálica, destacam-se como verificações de maior relevância os resultados das forças: *Cortante; *Momento fletor* e Deformação, apresentados nos gráficos 1, 2, 3.

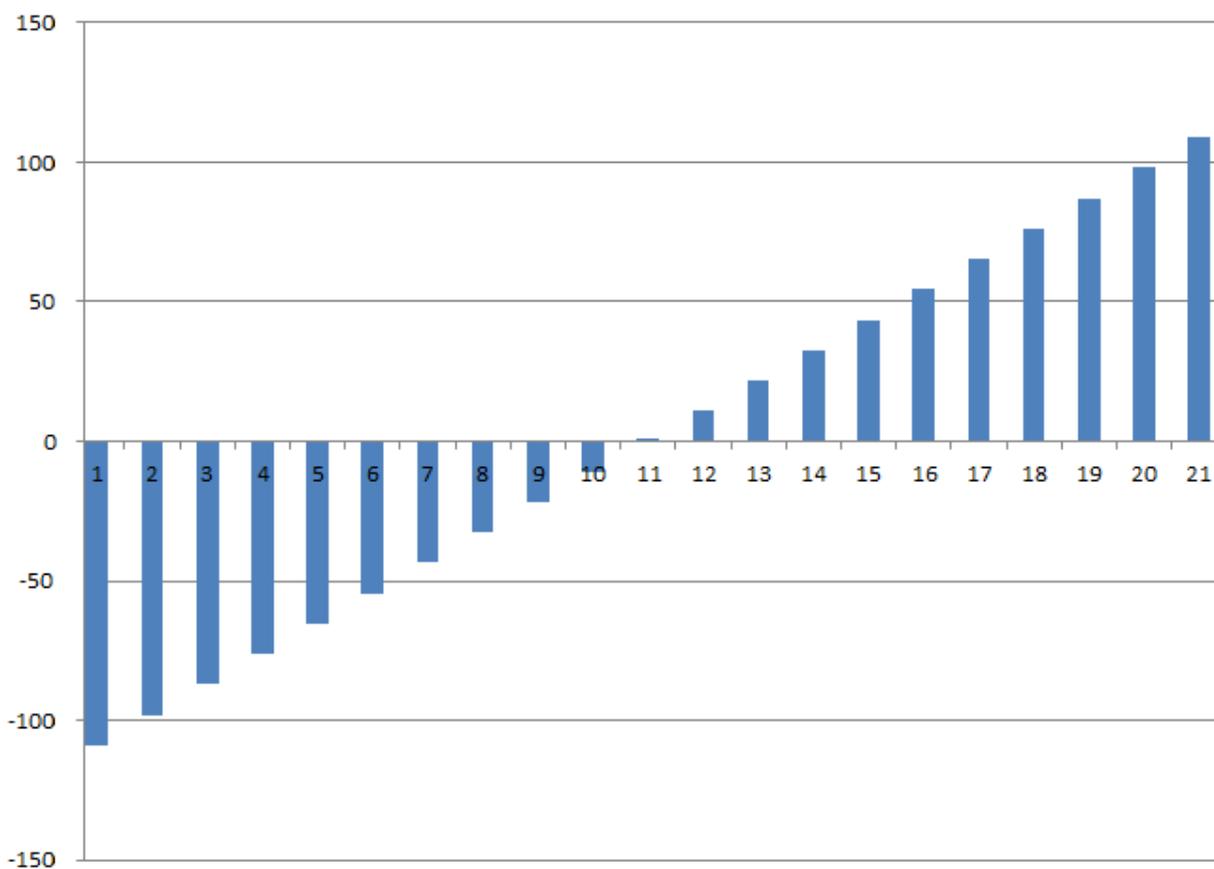
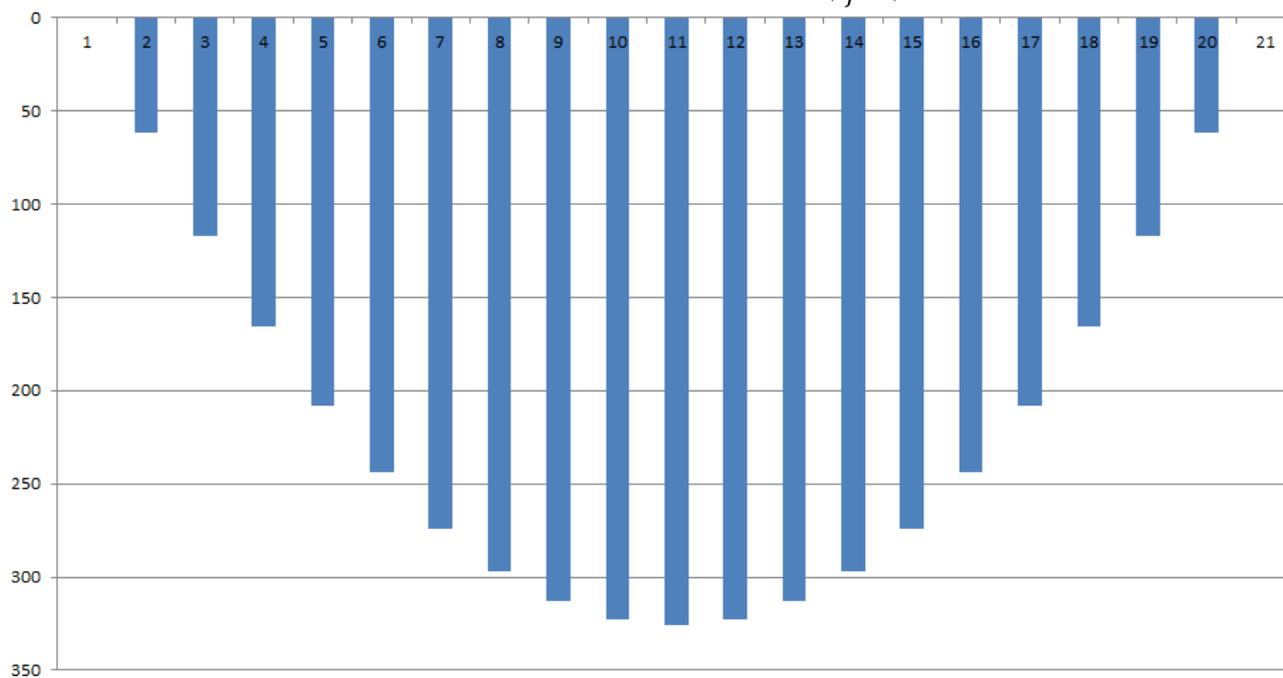
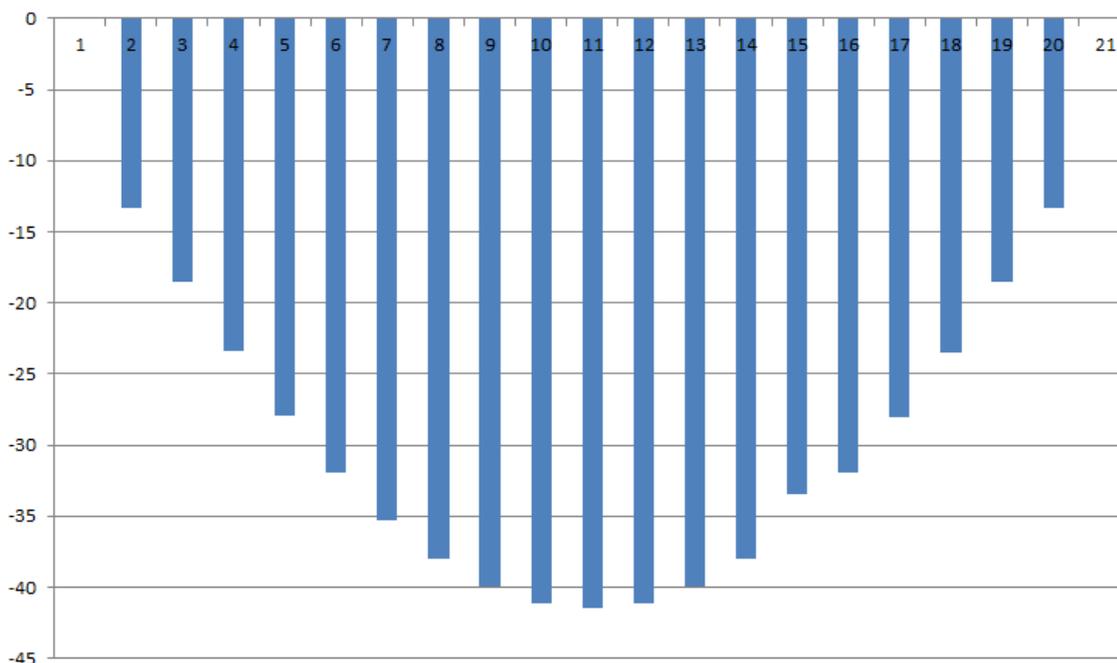
Gráfico 1 – Cortante ($t_f m$)Gráfico 2 - Momento fletor ($t_f m$)

Gráfico 3 - Deformação (mm)

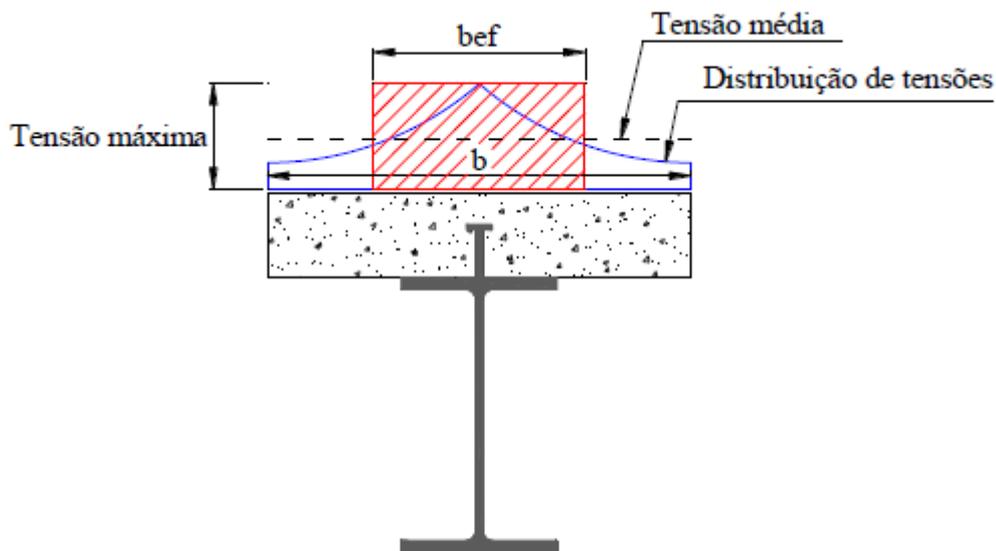
Essa análise foi realizada nas situações de sobre cargas em limites mínimos e máximos de utilização, sendo essa última a de maior relevância e a utilizada para adoção na solução estrutural.

Identifica-se que, de acordo com os resultados ilustrados nos gráficos, há uma deformação em torno de 4 a 4,5 cm, que evidencia uma flecha durante o processo de montagem da estrutura.

Conforme permitido por norma, esse valor foi adotado como dado principal para execução de contraflecha no perfil, sendo repassada à empresa fornecedora deste para que a sua produção tenha esta informação adotada.

Após a adição das cargas de montagem, o perfil venha a se equalizar, dando ao pavimento a estabilidade necessária.

Após esse processo, as demais cargas são adicionadas, sendo que nessa etapa, a situação do elemento estrutural para análise já se torna mista, pois após a sua montagem e posterior concretagem, as forças estão distribuídas em toda a envoltória na região da mesa de compressão do perfil metálico, melhorando assim seus aspectos estruturais (figura 88).

Figura 88 - Largura efetiva da laje

As demais cargas adicionadas e suas resultantes, em deformação do conjunto viga mista mostram o desempenho final do conjunto. Essas informações são mostradas na tabela 14 e demonstram as forças atuantes às deformações que o conjunto está sujeito.

Tabela 14 - Cargas na viga mista

Cargas na viga mista.		
Sobrecarga	Carga de curta duração	Deformação= 1,09 cm
Cargas permanentes.		
Revestimento	Cargas de longa duração	Deformação= 1,23 cm
Mezanino		
Fechamentos		

Após essa etapa, as cargas adicionadas ao pavimento já são verificadas na situação de estrutura mista, no qual o software adota o anexo "C" da norma NBR 8800 (ABNT, 2008) como item dessa verificação. (Tabela 15).

Tabela 15- Deslocamentos limites recomendados

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

A tabela encontra-se na íntegra no apêndice "C" deste trabalho, para a sua correta compreensão.

Para a verificação da deformação da viga mista, adota-se a $L/350$, como parâmetro para essa informação numérica.

Diante dessa solicitação, apresenta-se nos gráficos 4 a 6, os resultados da verificação das cargas adicionadas ao elemento misto, com as verificações necessárias conforme anexo "C" da NBR-8800 (ABNT 2008) e também apresentados na tabela 16.

Tabela 16– Deformação da viga mista

Deformação da viga mista.			
Norma NBR-8800	L/350	12m/350	3,42 cm
Deformações	Longa duração=1,23 cm	Curta duração=1,09 cm	2,32 cm
Percentual de utilização do limite de deformação conforme NBR-8800			67,83%

Conforme solicitado pela norma, os resultados apresentados pela análise do perfil metálico W 610x174, e posterior a essa verificação a análise do conjunto misto, o elemento estrutural misto comporta-se de forma segura perante os parâmetros de execução e tornam satisfatórios os resultados apresentados, justificando a sua utilização.

4.2 Análise de perfil metálico simples para análise de comparativo.

Diante da solução apresentada, fora realizado o lançamento dos mesmos dados no perfil W610x174, utilizando o software *FTool*, no qual complementa esse trabalho no anexo "B", para que após essas informações fosse possível verificar, até então, o apresentado pela análise inicial do conjunto viga mista.

As cargas adicionadas à análise foram conforme apresentadas na tabela 17.

Tabela 17–Estado limite do perfil de aço

Cargas no perfil de aço W 610x174 estado limite último.		
Peso próprio + laje + capeamento	fator de segurança 1,6	763,2 kg/m ²
Revestimento	fator de segurança 1,35	202,5 kg/m ²
Sobrecarga	fator de segurança 1,5	675 kg/m ²
Mezanino	fator de segurança 1,35	202,5 kg/m ²
Fechamentos	fator de segurança 1,35	67,5 kg/m ²

Conforme realizado anteriormente, foram lançados os dados para análise dos seguintes resultados: *Cortante;*Momento fletor;*Deformação.

Os resultados obtidos estão apresentados nos gráficos 4 a 6 para uma melhor visualização.

Gráfico 4 – Cortante ($t_f m$)

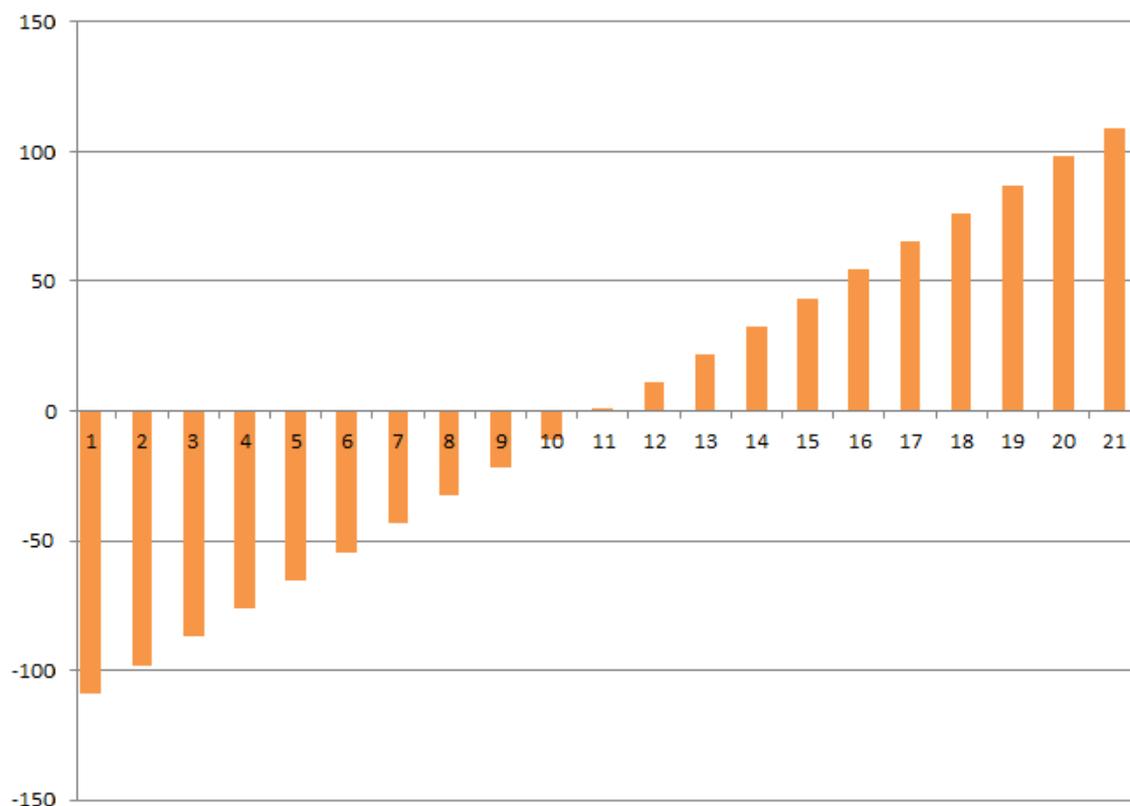


Gráfico 5 - Momento fletor ($t_f m$)

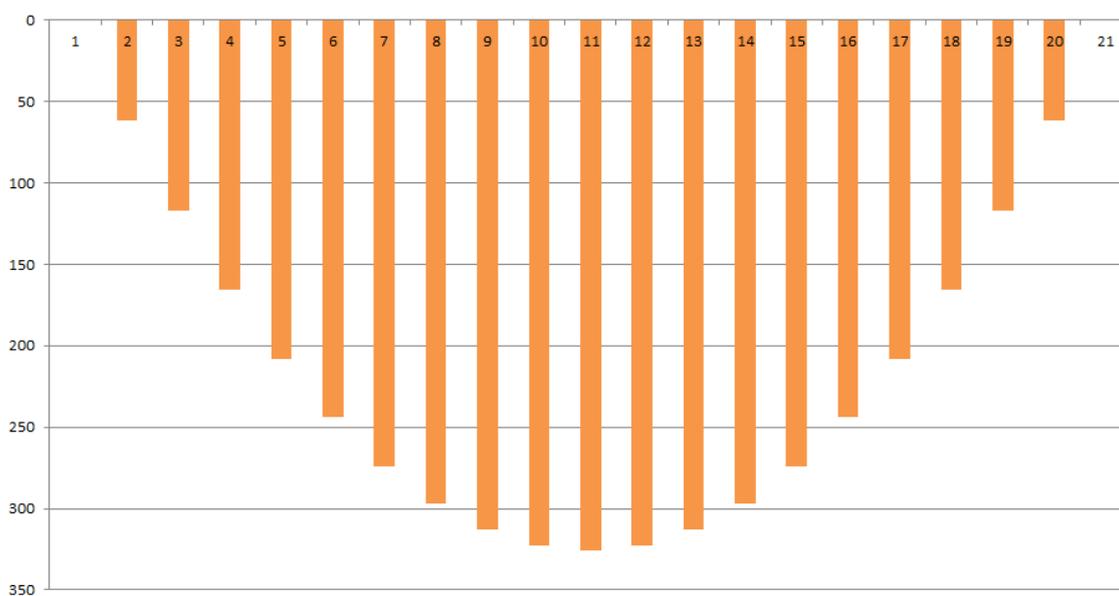
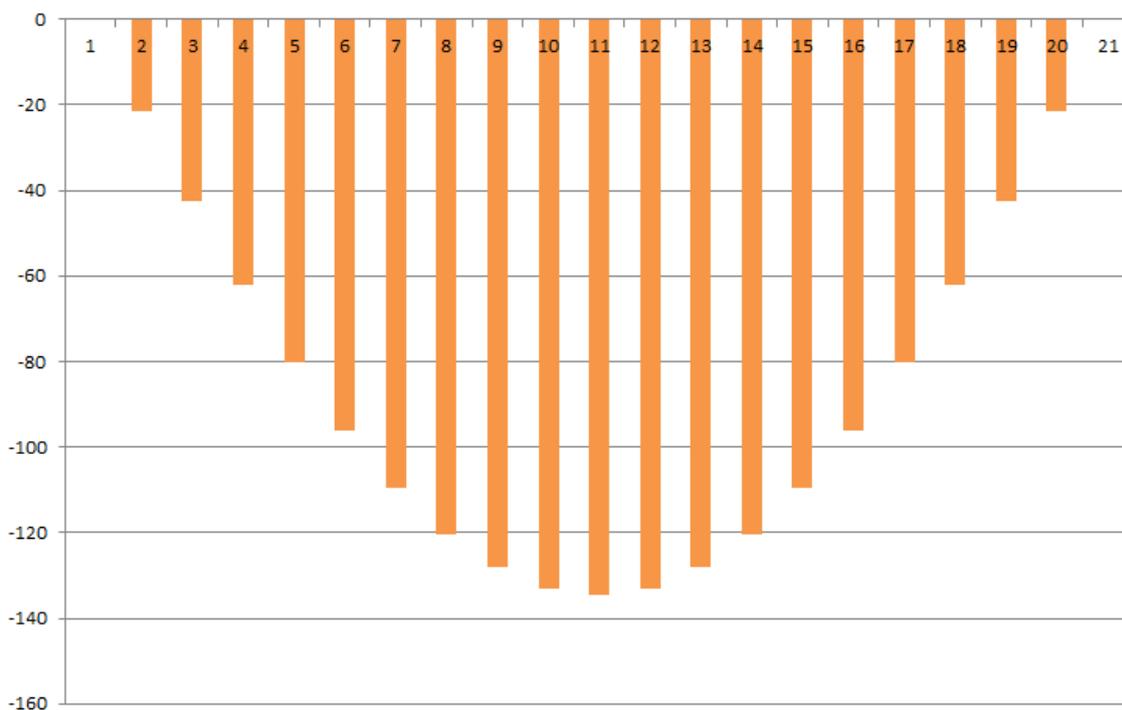
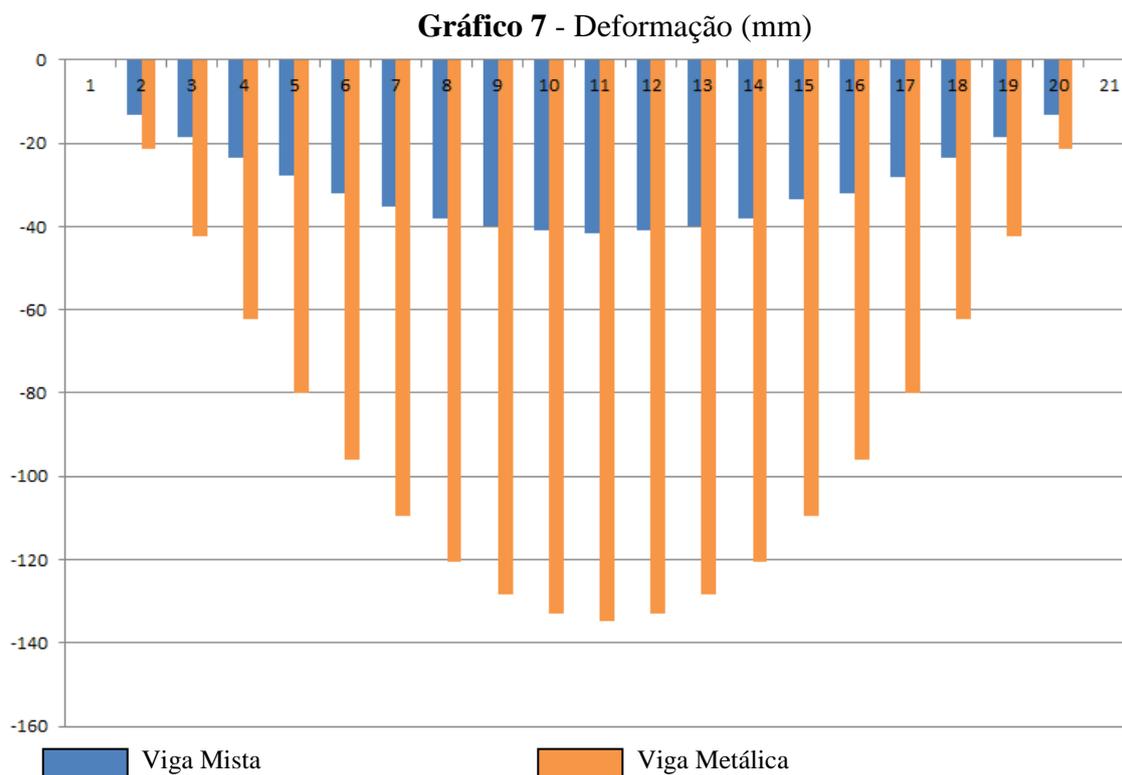


Gráfico 6 - Deformação (mm)

4.3 Comparativo entre viga mista e viga metálica.

Após a análise das duas situações as quais evidenciam a utilização da viga metálica, é possível analisar que para as informações sobre cortante e momento fletor, os dados são similares, pois o objeto de análise é idêntico em ambas as situações.

Para informação sobre os dados de deformação, foram utilizadas, para a condição mista, as informações apresentadas anteriormente e para a situação de viga metálica, utilizados os dados informados no gráfico de deformação do perfil metálico, pois para esse último caso a análise é realizada apenas sobre o elemento metálico, não havendo a contribuição do conjunto misto, ou seja, viga metálica, mais concreto (Gráfico 7).



Diante dos resultados evidenciados no gráfico 7, é possível afirmar que a solução mista traz um ganho enorme sobre o ponto de vista de deformação, não sendo possível a utilização do elemento metálico sem se adotar uma solução como tal.

As cargas de utilização que são adicionadas ao elemento misto após a concretagem deste, garantem uma interação do conjunto estrutural, de forma a beneficiar essa solução.

Quando se aplica a mesma situação ao perfil metálico, a deformação se torna muito grande, apresentando resultados incoerentes aos limites recomendados, e desse modo não podem ser adotados de acordo com as normas de verificação (Tabela 18).

Tabela 18–Comparativo viga mista x viga metálica

Viga mista x viga metálica-Percentual de deformação de acordo com a NBR-8800		
Elemento	Deformação (cm)	3,42=100% conforme norma
 Viga Mista	2,32 cm	67,83%
 Viga Metálica	13,4 cm	393,5%

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O desenvolvimento dos diversos sistemas estruturais e construtivos fez surgir, entre outros, os sistemas formados por elementos mistos aço-concreto, cuja combinação de perfis de aço e concreto visa aproveitar as vantagens de cada material, tanto em termos estruturais como construtivos. Nas construções mistas, o concreto foi primeiramente usado, no início desse século, como material de revestimento, protegendo os perfis de aço contra o fogo e a corrosão e, embora o concreto pudesse ter alguma participação em termos estruturais, sua contribuição na resistência era desprezada.

Hoje, vigas, colunas e lajes mistas são intensamente usadas em edifícios multiandares no exterior, e estão evoluindo no Brasil. As construções em sistema misto são competitivas para estruturas de vãos médios a elevados, caracterizando-se pela rapidez de execução e pela significativa redução do peso total da estrutura.

A sequência construtiva de um edifício em estrutura mista aço-concreto, deve ser cuidadosamente considerada.

Ressalta-se que a estabilidade e a resistência finais frente às ações horizontais do vento não são imediatamente atingidas até o endurecimento do concreto. Podem ocorrer problemas de estabilidade do edifício se um número elevado de pavimentos for montado sem a correspondente concretagem, além de serem sobrecarregados os pilares de aço dos primeiros pavimentos. É por essa razão que se deve limitar o número de pavimentos por etapa de concretagem, durante a fase construtiva.

Por outro lado, se as atividades relacionadas com a montagem da estrutura metálica e a concretagem estiverem muito próximas no tempo, poderá ocorrer perda da eficiência na construção.

É preciso salientar que reduzir ao máximo possível o número de concretagens, respeitando-se os limites de resistência do pilar de aço isolado na fase de execução, é um procedimento vantajoso nesses tipos de edifícios.

5.1 Conclusões

Baseado em resultados adquiridos, é possível afirmar que a adoção da solução em estrutura mista se tornou extremamente vantajosa ao processo de execução da edificação.

As soluções adotadas contribuíram de forma significativa para que as solicitações referentes ao projeto de arquitetura fossem atendidas de forma eficiente, tornando possível a execução dos demais projetos complementares.

É possível considerar a eficiência da solução, através dos resultados obtidos quanto ao tempo de execução, preservação do pé direito solicitado e quanto ao custo, pois devido ao volume de aço empregado, e pelos diversos fatores positivos a esta solução, houve uma considerável redução no valor final da obra.

Ressalta-se ainda que, dentro dos aspectos construtivos realizados no cenário nacional, a edificação tem um marco histórico quanto ao volume de aço consumido, atingindo a marca de 300 toneladas de consumo de aço ao mês. Tendo, ainda a sua execução finalizada dentro de 11 meses, uma média de 10.000m² de concretagem de capeamento ao mês.

Portanto, ficam evidentes os benefícios que essa solução trouxe para a execução da edificação, tornando o processo construtivo dinâmico e eficiente.

5.2 Propostas de trabalhos futuros

Apresentam-se a seguir sugestões de temas para futuros trabalhos:

- Conhecimento mais aprofundado dos programas computacionais *Strap* ou *Ftool* para a execução de um detalhado projeto de desempenho estrutural capaz de ser utilizado pela indústria.
- Estudo dos sistemas estruturais em soluções mistas, com o objetivo de ampliar essa metodologia, tanto projetual quanto executiva, na construção civil.
- Estudos sobre outras estruturas mistas aplicadas na construção civil.

REFERÊNCIAS

- ALVA, G. M. S. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mistas aço-concreto**. 2000. 277p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2000.
- AMADIO, C. et al. Experimental evaluation of effective width in steel concrete composite beams. **Journal of Construction Steel Research**, v.60, n.2, 2004. p. 199-220.
- AMADIO, C.; FRAGIACOMO, M. Effective width evaluation for steel-concrete composite beams. **Journal of Construction Steel Research**, v.58, n.3, 2002, p. 373-388.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **Specification for Structural Steel Buildings**. Approved by the AISC Committee on Specifications. 2010.
- _____. **AISC-LFRD: Load and resistance resistance design**. Chicago. 1994.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE: Effective Length and Notional Load Approaches for Assessing Frame Stability: implications for American steel design**. By the Task Committee on Effective Length. New York. 1997
- ANDRADE, S. A. L. et al. Standardized composite slab systems for building constructions. **Journal of Constructional. Steel Research**, v. 60. 2004. p.493-524.
- ARCO Projeto Design. 2016. Disponível em: <<https://arcoweb.com.br/projetodesign-assinantes/arquitetura/aflalo-amp-gasperini-arquitetos-edificio-new-14-05-2003>>. Acesso em: 05 mar. 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2014.
- _____. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas**. Rio de Janeiro. 2003
- _____. **NBR 8800: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios**. Rio de Janeiro. 2008
- _____. **NBR 4323: Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incendio**. Rio de Janeiro. 1999
- _____. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro. 1980
- BELLEI, I.H. **Edifícios industriais em aço: projeto e cálculo**. Editora PINI. 2008. 533 p.
- BRAGA, G. C. A. **Estudo de pilares mistos aço-concreto com comparações entre soluções em aço e em concreto armado**. 2006. 286p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, 2006.
- BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 5400 steel, concrete and composite bridges**. Parte 5: Code of practice for design of composite bridges. Londres. 1979

_____. **BS 5950**: Structural use of steelwork inbuilding. Parte 3: Section 3: Code of practice for design of simple and continuous composite beams. Londres. 1990

BUILDING. 2008. Disponível em: <<https://acesse.buildings.com.br/edificios-comerciais/435-san-paolo>>. Acesso em: 05 fev. 2016.

CAMPELLO, Mauro. 2008. Disponível em: <<http://www.proarq.fau.ufrj.br/novo/trabalhos-de-conclusao/dissertacoes/301>>. Acesso em: 05 fev. 2016.

CAMPOS, S. A. **Estudo sobre os critérios de dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto**. 2006. 186p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2006.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **CAN/CSA-S16.1-94**: Limit States Design of Steel Structures. Toronto, Ontario. 1994.

CATAI, E. **Análise dos efeitos da retração e fluência em vigas mistas**. 2005. 156p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2005

CHUNG, K.F.; LAWSON, R.M. Simplified Design of composite beams with large web openings to EUROCODE 4. **Journal of Constructional Steel Research**, v.57, n.1. 2001.

CODEME Engenharia. 2016. Disponível em: <<https://www.codeme.com.br>>. Acesso em: 10 jan. 2015.

CORRÊA, M.R.S. Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios. 1991. 329p. **Tese** (Doutorado em Engenharia Civil)- Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos. 1991.

CRISINEL, M.; MARIMON, F. A new simplified method for the design of composite slabs. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 60, 2004, p.481-491.

CRISINEL, M; O'LEARY, D. Composite floor slab design and construction. **Structural Engineering International**, v.6, n.1, 1996, p.41-6.

DANIELS, B. J.; CRISINEL, M. Composite slab behavior strength analysis. Part I: Calculation Procedure. **Journal of Structural Engineering**, v.119, n.1, 1993a, p.16-35.

_____. Composite slab behavior strength analysis. Part II: Comparison with test and parametric analysis results Procedure. **Journal of Structural Engineering**, v.119, n.1, 1993a, p.16-48.

DAVID, D. L. Vigas mistas com lajes treliçadas e perfis formados a frio: análise do comportamento estrutural. 2003. 217p. **Dissertação** (Mestrado em Engenharia Civil) Escola de Engenharia Civil – Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2003.

DE NARDIN, S. Estudo teórico experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência. 1999. 148p. **Dissertação** (Mestrado em

Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 1999.

DE NARDIN, S. Pilares mistos preenchidos. 2003. 340p. **Tese** (Doutorado em Engenharia Civil) –Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2003

DEKKER, N. W.; KEMP, A. R.; TRINCHEIRO, P. Factors Influencing the Strength of Continuous Beams in Negative Bending. **Journal of Construction Steel Research**, v.34,n.2-3, 1995, p.161-185.

DÓRIA, A. S. Análise da estabilidade de pórticos planos de aço com base no conceito de forças horizontais fictícias. 2007. 119p. **Dissertação** (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007.

EASTERLING, W.S.; YOUNG, C.S. Strength of composite slabs. **Journal of Structural Engineering**, v.118, n.9, 1992, p.2370-89.

EUROCODE3: **Design of Steel Structures**. Part 1-1: General rules and rules for buildings. (2003 draft of prEN 1993-1-1). Bruxelas. 2003.

EUROCODE 4: **Design of Composite Steel and Concrete Structures**. Parte 1: General rules for buildings. (2004 draft of prEN 1994-1-1). Bruxelas. 2004.

EUROCODE 2: **Design of Concrete Structures**. Part 1-1: General rules and rules for buildings. (2003 draft of prEN 1992-1-1) . Bruxelas. 2003.

EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK. **Composite Beams and Columns to Eurocode 4**. Bruxelas, ECCS. 1993.

_____. **Composite Structures**. Londres, The Construction Press.1981

FABBROCINO, G.; MANFREDI, G.; COSENZA, E. Ductility of composite beams under negative bending: an equivalence index for reinforcing steel classification. **Journal of Constructional Steel Research**, v.57, n.2, 2000,p.185-202.

FABRIZZI, A. M. Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço-concreto. São Carlos. 2007. 229p. **Dissertação** (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. 2007.

FIGUEIREDO, L. M. B. Projeto e construção de pilares mistos aço concreto. 1998. 142p. **Dissertação** (Mestrado em Engenharia Civil) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 1998.

FRANCA, M. P. de A. Estudo da Eficiência dos Contraventamentos Treliçados em Edifícios com Estrutura de Aço. 2003. 333p. **Dissertação** (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco (UFPE). Recife. 2003.

FRUCHTENGARTEN, J. Sobre o estudo da flambagem lateral de vigas de aço por meio da utilização de uma teoria não linear geometricamente exata. 2005. **Dissertação** (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

FURLONG, R.W. **Steel-concrete composite columns- II**. In: NARAYANAN, R. Steel concrete composite structures: stability and strength. London, Elsevier. cap 7, 1988, p.195-220.

GOMES, N.S.**Pilares mistos tubulares de aço e concreto**. 1994. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.São Paulo, 1994.

GRIFFIS, L. G. The 1994 T. R. High Lecture: Composite Frame Construction. In: NATIONAL STEEL CONSTRUCTION CONFERENCE, Pittsburg, Pennsylvania, 18–20 maio, 1994. **Proceedings**. New York, AISC, v.1, 1994, p 1.1-1.72.

HAMERLINCK. R.; TWILT, L. Fire resistance of composite slabs. **Journal of Constructional Steel Research**, v.33, 1995, p. 71-85.

HIBBELER, R.C. **Resistência dos materiais**. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2004.

JOHNSON, R.P.**Composite Structures of Steel and Concrete**,v.1,2.ed. Oxford. Blackwell Scientific Publications.1994

KATO, B. (). Column curves of steel concrete composite members. **Journal of Constructional Steel Research**. v.39. n. 2. 1996, p. 121-135.

KIRCHHOF, L. D. Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio. 2004. 142p. **Dissertação** (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2004.

KOTINDA, T. I. Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje viga. 2006. 121p. **Dissertação** (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2006.

LIN-HAI HAN; YOU FUYANG. Cyclic performance of concrete filled steel CHS Columns under flexural loading. **Journal of constructional Steel Research**, v.61, 2005, p. 423-452

LOPES, F. A. F. Análise tridimensional de um sistema de contraventamento misto aplicado em edifícios altos. 2003.152p. **Dissertação** (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco (UFPE). Recife. 2003.

MAGGI, Y. I. Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga pilar com chapa de topo estendida. 2004. 269p. **Tese** (Doutorado em Engenharia Civil)- Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2004.

MALITE, M. Sobre o Cálculo de vigas mistas aço concreto: ênfase em edifícios. São Carlos. 1990. 144p. **Dissertação** (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 1990.

MALITE, M. Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada. 1993. 2v. **Tese** (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 1993.

MARÍ, A.; MIRAMBELL, E.; ESTRADA, I. Effects of construction process and slab prestressing on the serviceability behavior of composite bridges. **Journal of Construction Steel Research**, v. 59, 2003, p. 135-163.

MARTINS, H.C. Análise não linear de estruturas tridimensionais com núcleos resistentes, considerando a rigidez transversal à flexão das lajes. São Carlos. 2001. 252p. **Tese** (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. 2001.

METFORM, 2016. Disponível em: <<http://www.metform.com.br/>>. Acesso em: 20 jan. 2016.

MODELAGEM dos Sistemas Estruturais, 2006. Disponível em: <http://www.fau.ufrj.br/apostilas/mse/g_lajes.htm>. Acesso em: 15 jan. 2016

NARDIN, S. **Pilares mistos preenchidos: Estudo da flexo-compressão e de ligações vigapilar**. São Carlos. 2003. 340p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2003.

NETHERCOT, D. A. **Limit States Design of Structural Steelwork**. Van Nostrand Reinhold (UK) Co. 1986

OEHLERS, D. J.; COUGHLAN, C. G. The shear stiffness of stud shear connectors in composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v.6, n.4, 1986, p.273-84.

OEHLERS, D. J.; NGUYEN, N.T.; AHMED, M.; BRADFORD, M.A. Partial interaction in composite steel and concrete beams with full shear connection. **Journal of Constructional Steel Research**. v. 41. n. 2/3. 1997. p. 235-248.

QUEIROZ, G.; PRESTES, J. A. S. Pilares mistos parcialmente revestidos de concreto. In: CONGRESSO INTERNACIONAL DA CONSTRUÇÃO METÁLICA - CICOM, 1., 2001. São Paulo. **Anais**. Belo Horizonte: SME, 2001.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R.J. **Elementos das estruturas mistas aço-concreto**. Editora O Lutaador. Belo Horizonte. 332 p. 2001

RONDAL, J.; RASMUSSEN, K. J. R. On the strength of cast iron columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 60, 2004, p. 1257-1270.

SÀLES, J. J. Estudo do projeto e construção de edifícios de andares múltiplos com estruturas de aço. 1995. 323 p. **Tese** (Doutorado em Engenharia Civil) Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 1995.

SHAKIR-KHALIL, H. Bond strength in concrete-filled Steel hollow sections. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STEEL AND ALUMINUM STRUCTURES, IC SAS 91, Singapore, p. 22-24, 1991a.

_____. Push out strength of concrete-filled steel hollow sections. **The Structural Engineer**, v.71, n.13, p.230-233, Jul. 143, 1993a.

_____. Resistance of concrete-filled steel tubes to push out forces **The Structural Engineer**, v.71, n.13, p.234-243, Jul. 1993b.

_____. **Steel-concrete composite columns-I**. In: NARAYANAN, R. Steel concrete composite structures: stability and strength. London, Elsevier. cap 6, 1988, p.163-193

SHANMUGAM, N.E.; LAKSHMI, B. . State of the art report on steel-concrete composite columns. **Journal of Constructional Steel Research**. v. 57.2001. p 1041-1080.

SILVA, V. P. 2008. Disponível em: <<http://www.valdirpignatta.com.br/>>. Acesso em: 05 fev. 2016.

SILVA, R. D. **Estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos**. 2003. 154p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) –Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2003.

SMITH, S, A; COULL, A. **Tall Building Structures: Analysis and Design**. Editora Criteria. 1991. 552 p.

SOUZA, Z. Fotografias – Satisfação em Fotografar Emoções. 2010. Disponível em: <<http://zeniosouza.blogspot.com.br/>>. Acesso em: 10 jan. 2015.

STRUCTURAL, International Database for Civil and Structural Engineering 2016. Disponível em: <<https://structurae.net/structures/>>. Acesso em: 10 dez. 2015.

TEGOPI. 2016. Disponível em: <<http://www.tegopi.pt/>>. Acesso em 20: jan. 2016.

TRISTÃO, G. Análise teórica e experimental de ligações viga mista-pilar de extremidade com cantoneiras de assento e alma. 2006. 282p. **Tese** (Doutorado em Engenharia Civil) –Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2006.

_____. Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço concreto com análise da resposta numérica. 2002. 146p. **Dissertação** (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2002.

UY, B. Behavior and design of thin-walled concrete-filled steel box columns. **Australian civil/structural Engineering transactions**, V.C.E39, n.1, 1996, p. 31-38.

_____. Local and post-local buckling of concrete filled steel welded box columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v.47, 1998, p. 47-72.

UY, B.; DAS. S. Wet concrete loading of thin-walled steel box columns during the construction of a tall building. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 42, n2, 1997, p. 95-119.

WANG, Y.C. Test on slender composite columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 49, 1999, p. 25-41.

ZHA X.X. FE analysis of fire resistance of concrete filled CHS columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 59, 2003, p. 769-777

ANEXOS

ANEXO A

VISTA ENGENHARIA LTDA.
Av. Antônio Rangel de Castro, 800 - sala 310
Tel. (51) 3619 0000 Fax. (51) 3619 2400

May 2013.00

MIGUEL
VIGA MISTA
Preparado por:Comini Tuler

Página: 1
Data:

STRAP



PROGRAMAS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

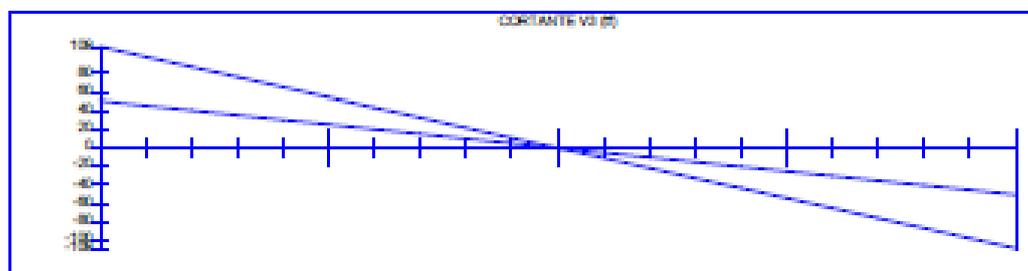
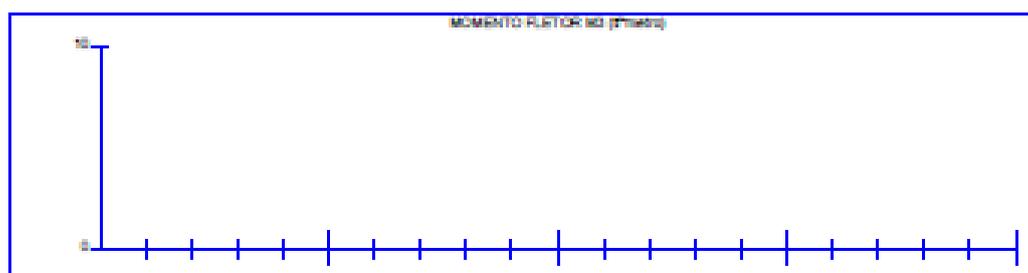
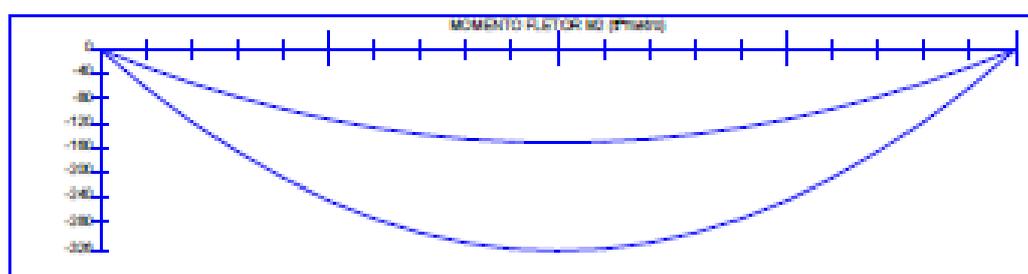
BR: AGENT
ATR
S S K

kalmus@hotmail.com

FAX: 1-800-947-8524

RESULTADOS DE BARRA N.º 828 L=12.

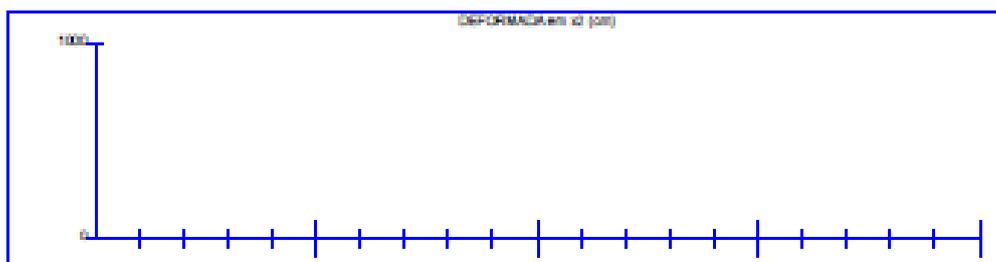
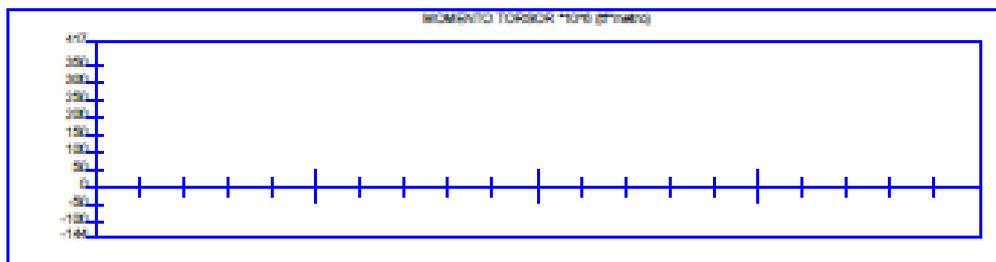
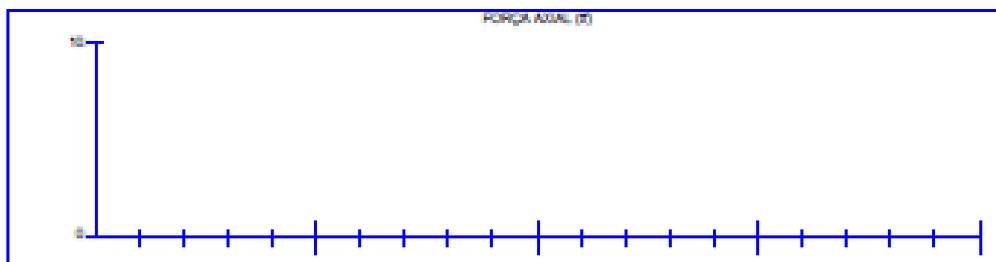
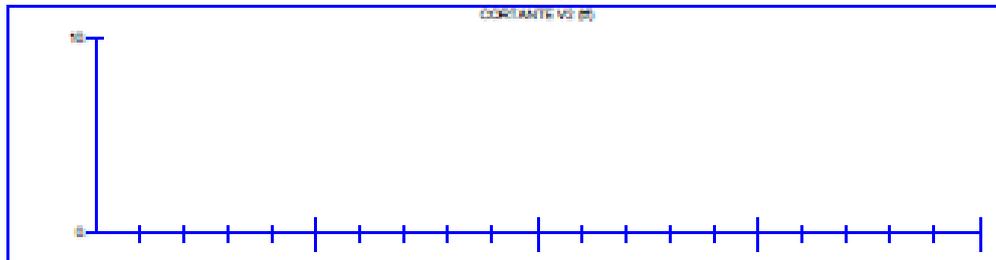
COMB.: ENVOLVÓRIA



MIGUEL VIGA MISTA Preparado por:Comini Tuler	Página: 2 Data:
--	--------------------

RESULTADOS DE BARRA N.º 828 L=12.

COMB : ENVOLTORIA



VISTA INGENIERIA LTDA.
Av. Antonio Abadillo Carmona, 800 - sala 310
Tel. 56 11 2819 0000 Fax. 56 11 2819 2400

May 2013

MIGUEL

VIGA MISTA

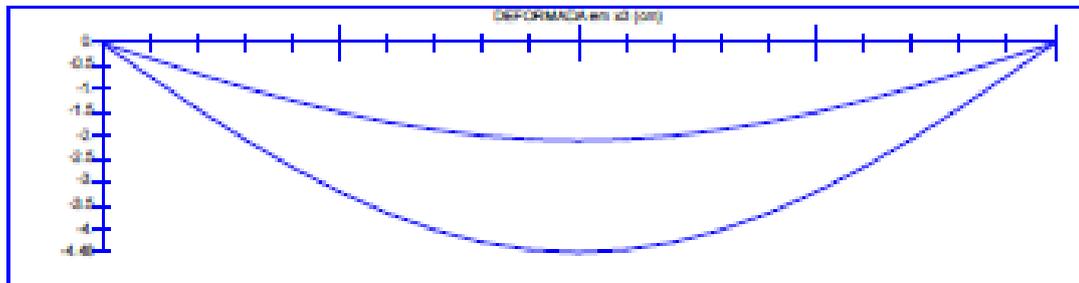
Preparado por: Conini Tuler

Página: 3

Data:

RESULTADOS DE BARRA N.º 828 L=12.

COMB. ENVOLTORIA



VILARINHO_LOJAS_RS1

Norma: NBR 8800

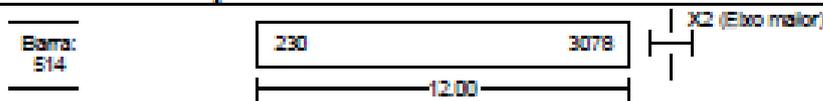
Página: 1

Data: 17/03/15

Preparado por:

Resultados Detalhados

Momentos: tf/metro, Forças: tf, Tensões: MPa, Propriedades: cm



RESTRITÕES

- Seções : Verificar
- Aço Tipo: AR345

DADOS de CALCULO

- $K_x = 1,00$ - $K_y = 1,00$
- Esbeltez adm. : 200 (compr.) 240 (trac.)
- Flecha admissível : 1/350
- Fator Redutor de Área Tracionada : 1,00
- Sistema : Deslocável

MESA

Espessura da Mesa: 75mm Capacidade de um conect 76,0kN
Largura da Mesa: 2850mm N.º de conectores: calcular
Dist. viga/mesa: 220mm Força axial: ignorar
Resist. Concreto(f_c): 30,00MPa Momento menor: ignorar
Mesa em : +x3 Armadura : 0mm² ($f_y = 340$ MPa)
Em cargas de longa duração multiplicar E/E_c por: 3,0 , $n = 7,7$

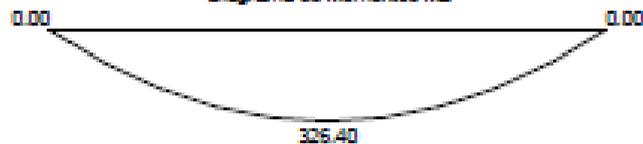
N.º de conectores necessários: 102,5

Seção: W 610x174

$I_x = 147754$ $I_y = 12371,2$ $W_{plx} = 5321$ $W_{ply} = 1168$ Área = 222,8
 $h_w = 616,00$ $b_f = 325,00$ $t_w = 14,00$ $t_f = 21,60$
 $J = 257,89$ $C_w = 7,07$ d_m6
Propriedades Vigas Mistas (curta duração, longa duração) :
 $I = 544877,94$, $357820,50$ $Z = 9983,82$

COMBINAÇÃO de CALCULO= 1

Diagrama de Momentos M2



Máx. Força AXIAL = 0,00 (trac.) Máx. Força CORTANTE = 108,80

CLASSIFICAÇÃO DA SEÇÃO: "" COMPACTA / ESBELTA ""

Relação Limite:	Comp/Não-Compacta	Esbelto - axial	
$h/t = 40/93$	< 90,5 137,2	35,9	($f_y = 345,0$ R = 0,000)
$b/t = 7,52$	< 9,1 24,1	13,5	

CLASSIFICAÇÃO DA SEÇÃO(Composta): "" COMPACTA / ESBELTA ""

Relação Limite:	Comp/Não-Compacta	Esbelto - axial	
$h/t = 40/93$	< 90,5 90,5	35,9	($f_y = 345,0$ R = 0,000)

VILARINHO_LOJAS_RS1

Norma: NBR 8800

Preparado por:

Página: 2

Data: 17/03/15

Resultados Detalhados

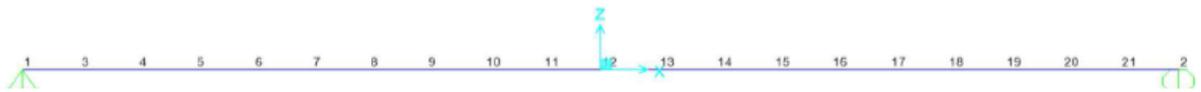
Momentos: M , Forças: F , Tensões: M/R_s , Propriedades: cm

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Coeficiente V_3 5.4.3.1.1a	$V_{sd}/V_{tk} < 1$ $V_{rd} = 0.6 \cdot f_y \cdot A_{w1} / 1.1$	$A_w = 86.24$	$V_{sd} = 108.80$ $V_{rd} = 162.29$	0.67
Momento M_2 (0.2.1a) sem FLT Notas:	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} < 1.00$ Mrd mesa comprimida	$Z = 9983.82$	$M_{sd} = 326.40$ $M_{rd} = 313.13$	1.04
Deformação	$\frac{def.}{L / 350} < 1.00$	Perfil de aço: Curta duração: $I_x = 544977.94$ Longo duração: $I_x = 367820.50$	$def. = 0.06784$ $d = 0.0441$ $d = 0.0109$ $I_y = 12371.20$ $d = 0.0129$ $I_y = 12371.20$	1.98

ANEXO B

TABLE: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U3
Text	Text	Text	cm
1	ELS 1	Combination	0,0
2	ELS 1	Combination	0,0
3	ELS 1	Combination	-21,5
4	ELS 1	Combination	-42,4
5	ELS 1	Combination	-62,1
6	ELS 1	Combination	-80,1
7	ELS 1	Combination	-96,0
8	ELS 1	Combination	-109,5
9	ELS 1	Combination	-120,3
10	ELS 1	Combination	-128,2
11	ELS 1	Combination	-133,0
12	ELS 1	Combination	-134,6
13	ELS 1	Combination	-133,0
14	ELS 1	Combination	-128,2
15	ELS 1	Combination	-120,3
16	ELS 1	Combination	-109,5
17	ELS 1	Combination	-96,0
18	ELS 1	Combination	-80,1
19	ELS 1	Combination	-62,1
20	ELS 1	Combination	-42,4
21	ELS 1	Combination	-21,5



V2	M3	ElemStation	
Tonf	Tonf-m	m	
-108,50	-69		0,6
-96,45	-130		0,6
-84,39	-184		0,6
-78,36	-209		0,3
-60,28	-271		0,6
-48,22	-304		0,6
-36,17	-329		0,6
-24,11	-347		0,6
-12,06	-358		0,6
0,00	-362		0,6
12,06	-358		0,6
24,11	-347		0,6
36,17	-329		0,6
48,22	-304		0,6
60,28	-271		0,6
72,33	-231		0,6
84,39	-184		0,6
96,45	-130		0,6
108,50	-69		0,6
120,56	0		0,6



ANEXO C

Deslocamentos limites

C.1 Generalidades

Neste anexo são apresentados deslocamentos limites recomendados para casos freqüentes nas construções, os quais são valores práticos utilizados para verificação do estado limite de deslocamentos excessivos da estrutura, devendo ser entendidos como recomendação geral de projeto. Os deslocamentos limites podem ser alterados em função do tipo e da utilização da construção. Por exemplo, para edifícios, no todo ou em parte, sensíveis a deslocamentos, tais valores podem ser reduzidos, enquanto que para construções provisórias, podem ser aumentados.

Outros valores de deslocamentos limites, além dos que constam deste anexo, são fornecidos em outras partes desta Norma e devem ser considerados.

C.2 Requisitos

As combinações de ações para o cálculo dos deslocamentos na estrutura devem atender aos critérios de combinações raras para os estados limites de utilização estabelecidos em 4.7.3.

Exceto quando limites específicos para cada utilização forem estabelecidos entre o cliente e o projetista, os valores limites apresentados na tabela C.1 devem ser aplicados.

O atendimento aos valores de deslocamentos limites apresentados na tabela C.1 não exclui a necessidade de verificar possíveis estados limites referentes a vibrações excessivas.

Em vigas, deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas. No cálculo da flecha total não deve ser considerado valor de contraflecha superior à flecha proveniente das ações permanentes.

Tabela C.1 – Deslocamentos limites recomendados ¹⁾

Descrição	d_1	d_2	Exemplos de Combinações ^{2) 3)}
- Terças e travessas de fechamento em geral ^{4) 5)}	L/180	-	$F_G + F_{Q2}$
Travessas de fechamento em geral ⁶⁾	-	L/120	F_{Q1}
Travessas suportando fechamentos sujeitos à fissuração e/ou componentes sensíveis a deslocamentos excessivos	-	L/180	F_{Q1}
- Terças em geral ⁵⁾	L/180	-	$F_G + F_{Q2} + 0,2F_{Q1}$
- Terças suportando fechamentos sujeitos à fissuração e/ou componentes sensíveis a deslocamentos excessivos ⁵⁾	-	L/250	$F_{Q1} + 0,3F_{Q2}$ $F_{Q2} + 0,2F_{Q1}$
- Trelças e vigas de cobertura em geral ⁵⁾	L/250	-	$F_G + F_{Q2} + 0,4F_{Q3} + 0,2F_{Q1}$ $F_G + F_{Q3} + 0,3F_{Q2} + 0,2F_{Q1}$
	-	L/180	F_{Q1}
- Vigas de piso em geral	L/300	-	$F_G + F_{Q2} + 0,4F_{Q3}$ $F_G + F_{Q3} + \psi_1 F_{Q2}$ ⁷⁾
	-	L/350	$F_{Q2} + 0,4F_{Q3}$ $F_{Q3} + \psi_1 F_{Q2}$ ⁷⁾
- Vigas de piso suportando acabamentos sujeitos à fissuração (alvenarias, painéis rígidos, etc.) e esquadrias	L/350	-	$F_G + F_{Q2} + 0,4F_{Q3}$ $F_G + F_{Q3} + \psi_1 F_{Q2}$ ⁷⁾
	-	L/400	$F_{Q2} + 0,4F_{Q3}$ $F_{Q3} + \psi_1 F_{Q2}$ ⁷⁾
- Vigas de piso suportando pilares	L/400	-	$F_G + F_{Q2} + 0,4F_{Q3}$ $F_G + F_{Q3} + \psi_1 F_{Q2}$ ⁷⁾
	-	L/500	$F_{Q2} + 0,4F_{Q3}$ $F_{Q3} + \psi_1 F_{Q2}$ ⁷⁾
Vigas de rolamento: - Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200kN	-	L/600	F_{Q3} ⁸⁾

- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200kN	-	L/800	$F_{Q3}^{8)}$
- Deslocamento horizontal devido às ações transversais da ponte	-	L/600	F_{Q3}
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:			
- Deslocamento horizontal do topo em relação à base ⁶⁾	-	H/300	$F_{Q1} + 0,3F_{Q2} + 0,4F_{Q3}$ $F_{Q3} + 0,2F_{Q1} + 0,3F_{Q2}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos:			
- Deslocamento horizontal do topo em relação à base ⁶⁾	-	H/400	$F_{Q1} + \psi_1 F_{Q2}^{7)}$
- Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	-	h/300	$F_{Q1} + \psi_1 F_{Q2}^{7)}$

NOTAS:

¹⁾ L é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar (distância do topo à base), h é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos), d_1 é o deslocamento referente à combinação de todas as ações considerando os efeitos da deformação lenta do concreto em vigas mistas e d_2 é o deslocamento referente à combinação das ações variáveis.

²⁾ F_G são as ações permanentes; F_{Q1} é a ação do vento; F_{Q2} é a sobrecarga no telhado ou piso e F_{Q3} são as ações provenientes de equipamentos de elevação e transporte.

³⁾ As ações variáveis favoráveis não devem ser consideradas na combinação.

⁴⁾ Deslocamentos entre linhas de tirantes, no plano das mesmas.

⁵⁾ Em telhados com pequena declividade, o deslocamento limite também deve ser adotado de maneira a se evitar a ocorrência de empoçamento.

⁶⁾ No caso de paredes de alvenaria, limitar o deslocamento horizontal (perpendicular à parede) de maneira que a abertura da fissura que possa ocorrer na base da parede não seja superior a 2,0 mm, entendida a parede como painel rígido (figura C1).

⁷⁾ ψ_1 é o fator de utilização referente ao valor freqüente da sobrecarga, conforme tabela 2.

⁸⁾ Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.

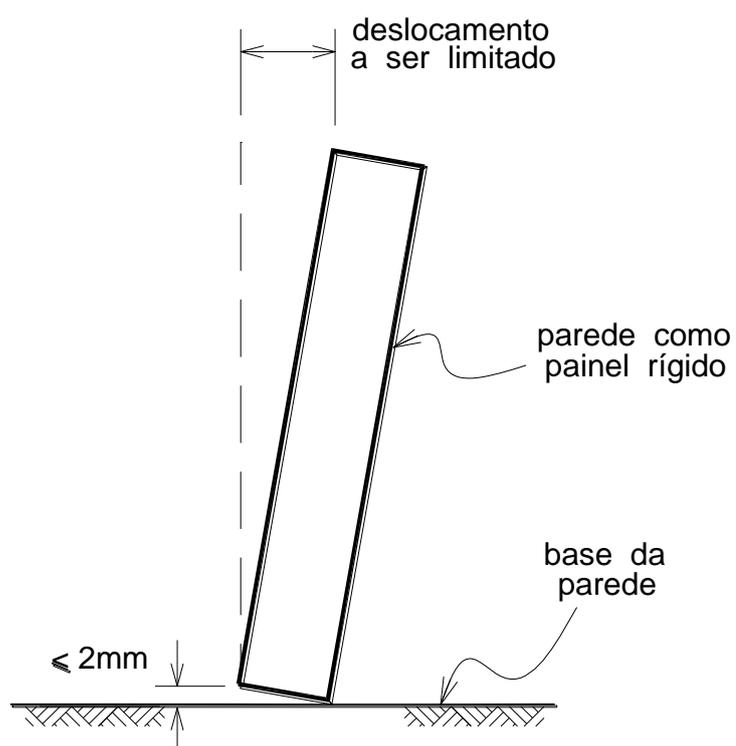


Figura C1 – Parede como painel rígido