

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA

ALAN CABRAL BARCELOS

**DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS EM ESTRUTURA MISTA DE AÇO E
CONCRETO**

**Alegrete
2018**

ALAN CABRAL BARCELOS

**DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS EM ESTRUTURA MISTA DE AÇO E
CONCRETO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Alisson Simonetti Milani

**Alegrete
2018**

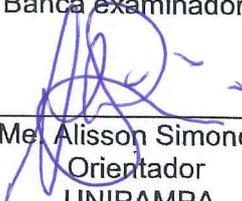
ALAN CABRAL BARCELOS

**DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS EM ESTRUTURA MISTA DE AÇO E
CONCRETO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal do Pampa, como
requisito parcial para obtenção do Título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em: 28 de junho de 2018.

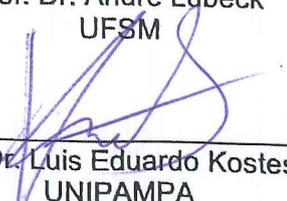
Banca examinadora:



Prof. Me. Alisson Simonetti Milani
Orientador
UNIPAMPA



Prof. Dr. André Lübeck
UFSM



Prof. Dr. Luis Eduardo Kostas
UNIPAMPA

AGRADECIMENTO

À família pelo apoio e por ser a base de tudo.

À Betina por ser a razão de tudo e me acompanhar desde o início com amor incondicional.

Aos professores que fizeram parte da minha formação acadêmica, em especial àqueles em que me inspiro como profissional.

Aos colegas que se tornaram amigos.

“Eu aprendi que todos querem viver no topo da montanha, mas toda felicidade e crescimento ocorre quando você está escalando-a”.

William Shakespeare

RESUMO

Dentre os sistemas estruturais, os formados por elementos mistos de aço e concreto apresentam algumas vantagens sobre os sistemas usuais, pois aproveita as melhores propriedades dos dois materiais mais utilizados na construção, o aço e o concreto. O presente estudo tem como objetivo dimensionar elementos de um edifício comercial de oito pavimentos em estrutura mista de aço e concreto utilizando critérios das normas vigentes. Após apresentar de forma sucinta os elementos mistos, foi feito o levantamento de cargas, cálculo das solicitações e dimensionamento de elementos estruturais do edifício exemplo. Para as lajes foi utilizado a laje mista com fôrma de aço incorporada no pavimento tipo e na cobertura, seu dimensionamento se deu através do catálogo do fornecedor e, posteriormente, foi feito as verificações normativas para a etapa de construção e etapa final, mostrando que o dimensionado pelo catálogo do fornecedor é conservador. Para as vigas foi utilizado o sistema de vigas mistas biapoiadas com interação parcial, onde foi escolhido o perfil laminado tipo I que atende às verificações da etapa final e etapa de construção. Para algumas vigas, as verificações da etapa de construção foram determinantes para a escolha do perfil. Devido ao elevado deslocamento vertical apresentado na etapa de construção, foi adotado o uso de contraflecha para não comprometer o deslocamento vertical na etapa final. Os pilares foram considerados como partes de um pórtico rígido que resiste às ações do vento, o tipo de pilar misto utilizado foi o parcialmente revestido com concreto, e para o aço foi utilizado perfil soldado do tipo CS. Foi verificado à flexo-compressão pelo modelo de cálculo II e não apresentou resultados eficientes, apesar de não ter sido feito verificações importantes como a estabilidade global e deslocamentos horizontais. As utilizações de alguns elementos, como vigas e lajes, se mostraram adequados para o edifício em estudo.

Palavras-Chave: Estrutura mista de aço e concreto, lajes mistas, vigas mistas, pilares mistos, aço, concreto.

ABSTRACT

Among the structural systems, those formed by composite elements of steel and concrete present some advantages over the usual systems, as it takes advantage of the best properties of the most used two materials in construction, steel and concrete. The present study has as objective to design the elements of a commercial building of eight floors in steel and concrete structure using current standards. After presenting the composite elements succinctly, it was made the calculation of action effects and design of structural elements of the building-example. For the slabs, the composite slab used is the steel deck in all floors, its dimensioning was given through the supplier's catalog and, later, the normative verifications were made for the construction stage and final stage, showing that the design by the supplier's catalog is conservative. For the beams was used the simply supported composite beams system with partial interaction, where the type I laminate profile was chosen that the final stage and construction stage checks. For some beams, the verification of the construction stage were determinant for the choice of the profile. Due to the high vertical deflection presented in the construction stage, the use of precambering was adopted to avoid compromising the vertical deflection in the final stage. The columns has rigid joints that resists the wind actions, the type of composite column used was the one partially encasement with concrete, and for the steel profile was used the CS type. It was verified to by the calculation combined compression and uniaxial bending model II and did not present efficient results, although important verifications such as the global stability and horizontal displacements were not made. The uses of some elements, such as beams and slabs, were adequate for the building under study.

Keywords: composite structure of steel and concrete, composite slabs, composite beams, composite columns, steel, concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Elementos mistos.....	17
Figura 2 – Laje mista em <i>steel deck</i>	19
Figura 3 – Lajes mistas de aço e concreto.....	19
Figura 4 – Seções críticas da laje mista.....	21
Figura 5 – Momento fletor em lajes contínuas.....	22
Figura 6 – Tipos usuais de vigas mistas	24
Figura 7 – Distribuições de tensões para diferentes interações.....	25
Figura 8 – Comportamento de vigas contínuas em regiões de momentos fletores positivos e negativos	26
Figura 9 – Distâncias simplificadas para a largura efetiva de vigas mistas contínuas ou semicontínuas	29
Figura 10 – Tipos usuais de conectores.....	31
Figura 11 – Pilares mistos.....	32
Figura 12 – Diagrama de Interação do Modelo I	35
Figura 13 – Diagrama de Interação do Modelo II	36
Figura 14 – Pavimento tipo.....	37
Figura 15 – Elevação eixos 1 a 6	38
Figura 16 – Elevação filas A a D	38
Figura 17 – Disposição das lajes mistas do pavimento tipo	42
Figura 18 – Disposição das lajes mistas da cobertura	43
Figura 19 – Dimensões da fôrma incorporada MF-50	45
Figura 20 – Situação de ações que geram maiores solicitações.....	49
Figura 21 – Dimensões da fôrma de aço e da laje de concreto	53
Figura 22 – Disposição das vigas mistas para o pavimento tipo.....	56
Figura 23 – Disposição das vigas mistas para a cobertura.....	56
Figura 24 – Disposição pórticos rígidos	57
Figura 25 – Área de influência da laje na viga mista	58
Figura 26 – Conector de cisalhamento stud e suas geometrias.....	63
Figura 27 – Imagem ilustrativa da viga VS1	64
Figura 28 – Disposições dos perfis das vigas do pavimento tipo	72
Figura 29 – Disposições dos perfis das vigas da cobertura	72
Figura 30 – Disposição dos pilares	73

Figura 31 – Disposição dos trechos dos pilares	74
Figura 32 – Lançamento das cargas no pórtico rígido associado	75
Figura 33 – Imagem ilustrativa da seção do pilar P1.....	75
Figura B1 – Tabela de lajes do modelo MF-50 parte 1	88
Figura B2 – Tabela de lajes do modelo MF-50 parte 2	88
Figura B3 – Consumo de concreto e armadura para retração - MF-50.....	89
Figura B4 – Propriedades da fôrma - MF-50.....	89
Figura B5 – Tabela de lajes do modelo MF-75 parte 1	89
Figura B6 – Tabela de lajes do modelo MF-75 parte 2	90
Figura B7 – Consumo de concreto e armadura para retração - MF-75.....	90
Figura B8 – Propriedades da fôrma - MF-7	90
Figura B9 – Dimensões da fôrma MF-75	90

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tabela de lajes da METFORM para o modelo MF-50	23
Tabela 2 – Coeficiente de ponderação das ações permanentes	40
Tabela 3 – Coeficiente de ponderação das ações variáveis	41
Tabela 4 – Coeficiente de redução das ações variáveis	42
Tabela 5 – Ações atuantes nas lajes L1 e L3.....	44
Tabela 6 – Ações atuantes na laje L2	44
Tabela 7 – Ações atuantes na laje LC.....	44
Tabela 8 – Verificação das lajes para etapa de construção	48
Tabela 9 – Deslocamentos máximos das fôrmas incorporadas	48
Tabela 10 – Ações consideradas na etapa final.....	49
Tabela 11 – Verificações de momentos fletores positivo e negativo	54
Tabela 12 – Verificações de cisalhamento vertical e longitudinal.....	55
Tabela 13 – Verificações das resistências das vigas na etapa de construção.....	62
Tabela 14 – Verificações de deslocamentos para vigas na etapa de construção ...	63
Tabela 15 – Propriedades elásticas para efeitos de curta duração.....	68
Tabela 16 – Propriedades elásticas para efeitos de longa duração	69
Tabela 17 – Perfil e número de conectores das vigas	70
Tabela 18 – Verificações para as vigas na etapa final	71
Tabela 19 – Deslocamento máximo para as vigas mistas	71
Tabela 20 – Verificações dos pilares mistos	81
Tabela A1 – Velocidade característica e pressão dinâmica do vento	86
Tabela A2 – Relações das dimensões e seus coeficientes.....	87
Tabela A3 – Força do vento para cada altura	87

LISTA DE SIMBOLOS

- a – Altura do bloco de compressão do concreto (cm);
- A_a – Área de aço (cm²);
- A_c – Área de concreto (cm²);
- $A_{F,ef}$ – Área efetiva da fôrma incorporada (mm²);
- A_g – Área bruta da seção transversal do perfil de aço (cm²);
- A_s – Área da seção transversal da armadura (cm²);
- A_{sn} – Área das barras da armadura longitudinal na região de altura $2h_n$ (cm²);
- b – Largura unitária igual a 1000mm (mm);
- b_c – Largura total da seção transversal do pilar ou largura da parte inferior de uma nervura da fôrma incorporada (cm);
- b_f – Largura da mesa do perfil de aço (cm);
- b_n – Largura entre duas nervuras consecutivas da fôrma incorporada (mm);
- C_{ad} – Força resistente de cálculo da região comprimida do aço (kN);
- C_{cd} – Força resistente de cálculo da região comprimida do concreto (kN);
- c_x – Cobrimento do pilar na direção do eixo x (cm);
- c_y – Cobrimento do pilar na direção do eixo y (cm);
- d – Altura total do perfil de aço (cm);
- d_F – Distância da parte superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma (cm);
- E_a – Módulo de elasticidade do aço (kN/cm²);
- E_c – Módulo de elasticidade do concreto (kN/cm²);
- $E_{c,red}$ – Módulo de elasticidade reduzido do concreto (kN/cm²);
- E_s – Módulo de elasticidade do aço da armadura longitudinal (kN/cm²);
- $(EI)_e$ – Rigidez efetiva à flexão da seção transversal da barra (kN.cm²);
- f_{cd} – Resistência de cálculo do concreto à compressão (kN/cm²);
- f_{ck} – Resistência característica do concreto à compressão (kN/cm²);
- F_{hd} – Força de cisalhamento de cálculo entre os componentes concreto e aço (kN);
- f_{sd} – Tensão de escoamento de cálculo da armadura longitudinal (kN/cm²);
- f_{sk} – Tensão de escoamento característica da armadura longitudinal (kN/cm²);
- f_y – Tensão de escoamento do aço (kN/cm²);
- f_{yd} – Tensão de escoamento de cálculo do aço (kN/cm²);

h_c – Altura total da seção transversal do pilar (cm);

h_n – Distância entre o centro geométrico do pilar e a linha neutra plástica (cm);

I_a – Momento de inércia do perfil de aço (cm⁴);

I_c – Momento de inércia do concreto (cm⁴);

I_{ef} – Momento de inércia efetivo da seção mista (cm⁴);

I_{tr} – Momento de inércia da seção mista homogeneizada (cm⁴);

K – Coeficiente de flambagem do pilar (adimensional);

K_v – Coeficiente de flambagem local por cisalhamento (adimensional);

L – Comprimento de flambagem do pilar (cm);

L_f – Largura efetiva da mesa de concreto (cm);

L_s – Vão de cisalhamento (cm);

L_{tr} – Largura transformada da largura efetiva da mesa de concreto (cm);

m e k – Constantes empíricas (kN/mm²);

$M_{c,x}$ – 90% do momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x;

$M_{c,y}$ – 90% do momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo y;

$M_{d,x}$ – 80% do momento fletor máximo resistente de cálculo em relação ao eixo x (kN.cm);

$M_{d,y}$ – 80% do momento fletor máximo resistente de cálculo em relação ao eixo y (kN.cm);

$M_{max,pl,Rd}$ – Momento fletor máximo resistente de cálculo, em relação ao eixo x e y, para seções duplamente simétricas (kN.cm);

$M_{pl,Rd}$ – Momento fletor resistente à plastificação de cálculo (kN.cm);

$M_{x,Rd}$ – Momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x (kN.cm);

$M_{x,Sd}$ – Momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo x (kN.cm);

$M_{x,i,Sd}$ – Momento fletor solicitante de cálculo devido às imperfeições geométricas em relação ao eixo x (kN.cm)

$M_{x,tot,Sd}$ – Soma do momento fletor solicitante de cálculo e do momento fletor solicitante de cálculo devido às imperfeições geométricas em relação ao eixo x (kN.cm);

$M_{y,Rd}$ – Momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo y (kN.cm);

$M_{y,Sd}$ – Momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo y (kN.cm);

$M_{y,i,Sd}$ – Momento fletor solicitante de cálculo devido às imperfeições geométricas em relação ao eixo x (kN.cm)

$M_{y,tot,Sd}$ – Soma do momento fletor solicitante de cálculo e do momento fletor solicitante de cálculo devido às imperfeições geométricas em relação ao eixo y (kN.cm);

N_{cr} – Força axial de flambagem elástica (kN);

$N_{c,Rd}$ – Força de compressão resistente de cálculo (kN);

$N_{c,Sd}$ – Força de compressão solicitante de cálculo (kN);

N_e – Força crítica de Euler (kN);

N_{ef} – Força axial resistente do concreto acima da nervura da fôrma (kN);

$N_{G,Sd}$ – Parcela permanente e quase permanente da força solicitante do pilar (kN);

N_{pa} – Força axial resistente da fôrma de aço (kN);

$N_{pl,Rd}$ – Força axial de cálculo da seção transversal do pilar misto à plastificação total (kN);

N_{Rd} – Força axial resistente de cálculo (kN);

N_{Sd} – Força axial solicitante de cálculo (kN);

Q_{Rd} – Resistência de cálculo do conector de cisalhamento (kN);

T_{ad} – Força resistente de cálculo da região tracionada do aço (kN);

t_c – Altura de concreto acima das nervuras da fôrma (cm);

t_f – Espessura da mesa do perfil de aço (cm);

t_w – Espessura da mesa do perfil de aço (cm);

y_c – Distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a parte superior desse perfil (cm);

y_p – Distância da linha neutra plástica até a parte superior do perfil de aço (cm);

y_t – Distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a parte inferior desse perfil (cm);

W_{ef} – Módulo de resistência elástico (cm³);

Z_a – Módulo de resistência plástica da seção do perfil de aço (cm³);

Z_{an} – Módulo de resistência plástica da seção do perfil de aço em relação à linha neutra do pilar (cm³);

Z_c – Módulo de resistência plástica da seção de concreto fissurado (cm³);

Z_{cn} – Módulo de resistência plástica da seção de concreto fissurado em relação à linha neutra do pilar (cm^3);

Z_s – Módulo de resistência plástica da seção da armadura longitudinal (cm^3);

Z_{sn} – Módulo de resistência plástica da seção da armadura longitudinal em relação à linha neutra do pilar (cm^3);

α – Coeficiente de redução igual a 0,85 para seções revestidas (adimensional);

α_e – Razão modular entre os módulos de elasticidade do aço e concreto (adimensional);

γ_{a1} – Coeficiente de ponderação da combinação (adimensional);

δ – Fator de contribuição do aço para pilares (adimensional) ou deslocamento máximo para lajes e vigas (mm);

δ_c – Contraflecha (mm);

λ_0 – Índice de esbeltez reduzido (adimensional);

μ_x e μ_y – Coeficiente em função da relação entre N_{sd} e N_c (adimensional);

η – Grau de interação da viga mista (adimensional);

τ_{Rd} – Tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento (kN/cm^2);

φ – Coeficiente de fluência do concreto (adimensional);

χ – Fator de redução devido à flambagem geral (adimensional);

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
1.1 Objetivos	15
1.1.1 Objetivo geral	15
1.1.2 Objetivos específicos.....	15
1.2 Justificativa.....	15
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	17
2.1 Elementos estruturais mistos	17
2.2 Lajes mistas	18
2.2.1 Dimensionamento de lajes mistas conforme abnt nbr 8800:2008	20
2.2.1.1 Fase de construção.....	20
2.2.1.2 Fase final.....	21
2.2.2 Dimensionamento conforme metform.....	22
2.3 Vigas mistas	23
2.3.1 Dimensionamento de vigas mistas conforme abnt nbr 8800:2008	27
2.3.1.1 Fase de construção.....	27
2.3.1.2 Fase final.....	27
2.3.2 Conectores de cisalhamento.....	30
2.4 Pilares mistos	31
2.4.1 Dimensionamento de pilares mistos conforme abnt nbr 8800:2008.....	33
3 METODOLOGIA	37
3.1 Estudo de caso.....	37

3.2 Carregamentos	39
3.2.1 Ações permanentes	39
3.2.2 Ações variáveis	40
3.2.3 Combinações	40
3.3 Lajes	42
3.3.1 Pré-dimensionamento	43
3.3.2 Etapa de construção	45
3.3.3 Etapa final	48
3.4 Vigas.....	55
3.4.2 Etapa de construção	58
3.4.3 Etapa final	63
3.5 Pilares.....	73
4 CONSIDERAÇÕES FINAIS	82
REFERÊNCIAS.....	84
ANEXO A	86
ANEXO B	88

1 INTRODUÇÃO

O crescente desenvolvimento tecnológico e econômico nos processos construtivos e a busca por novas soluções para atender as exigências do mercado têm como consequência o surgimento de novos sistemas estruturais e construtivos (NARDIN; TOLEDO; SOUZA, 2010, p. 1).

Desde o século XX passou-se a adotar uma nova alternativa para a associação aço-concreto nas edificações, as estruturas mistas de aço-concreto, que se diferem pela maneira que se apresenta o aço estrutural (SILVA, 2006, p. 1). Essa associação é concebida de modo a aproveitar as melhores características dos dois materiais, como a elevada resistência à tração, leveza e esbeltez do aço e a elevada resistência à compressão, robustez e rigidez do concreto.

As estruturas mistas de aço e concreto se dão pela utilização de perfis de aços laminados, soldados ou dobrados trabalhando em conjunto com o concreto simples ou armado, gerando lajes, vigas, pilares e ligações mistas. Esses elementos trazem a vantagem de apresentar maior rigidez e ductilidade, devido ao concreto, além da redução dos elementos, que resultam em economia e maior área livre no pavimento e elevada rapidez construtiva.

De acordo com Nardin (1999), o estudo dos elementos estruturais mistos teve início na Inglaterra em 1914. Em meados de 1930 estavam sendo estabelecidos alguns métodos de dimensionamento para vigas mistas, sendo em 1944 introduzidos na norma da American Association of State Highway (AASHTO), e em 1952 no American Institute of Steel Construction (AISC).

No Brasil, segundo Pulido (2012), as primeiras obras a utilizarem estruturas mistas se deram nas décadas de 1950 e 1960, porém nas décadas de 70 e 80 praticamente não há registros de estruturas mistas devido à crise econômica no país.

O aumento da produção de aço, devido ao fim da crise econômica, aliado com a busca por métodos construtivos mais eficientes impulsionou o uso de estruturas mistas de aço e concreto devido as suas vantagens econômicas e construtivas, ao aproveitamento destes dois materiais indispensáveis à construção civil e como solução à ação nociva do fogo e corrosão aos perfis.

Contudo, como obstáculos ao desenvolvimento e utilização dos elementos mistos no Brasil, Nardin (1999) cita o conservadorismo dos profissionais da

construção civil, escolha preferencial pelo uso de estruturas de concreto armado e desconhecimento quanto à existência e comportamento destes elementos.

Em 2008, na última revisão da norma brasileira ABNT NBR 8800, foi introduzido o dimensionamento de estruturas mistas, baseado nas normas americana e europeia, difundindo e abrindo espaço para a utilização dos elementos mistos no Brasil.

Sendo assim, a proposta deste trabalho é apresentar os conceitos da estrutura, realizando, como exemplo, o dimensionamento de elementos mistos da estrutura de um edifício comercial.

O presente trabalho foi dividido em 4 capítulos. Onde após esse, que apresenta uma breve introdução, o capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre os elementos mistos. O capítulo 3 apresenta a metodologia e resultados do dimensionamento de elementos de um edifício exemplo. Por último, no capítulo 4, apresentam-se as considerações finais.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo deste trabalho é dimensionar elementos de um edifício comercial utilizando o sistema de estruturas mistas de aço e concreto.

1.1.2 Objetivos específicos

- Apresentar, de forma geral, a estrutura mista;
- Apresentar as diretrizes para o cálculo de elementos mistos de aço e concreto;
- Utilizar um edifício exemplo para o uso de elementos mistos;
- Realizar o levantamento de cargas atuantes no edifício em questão;
- Obter os esforços atuantes nos elementos mistos;
- Desenvolver o dimensionamento de elementos da estrutura mista;

1.2 Justificativa

Este estudo tem como justificativa ampliar o conhecimento de um método pouco conhecido, que através de suas vantagens construtivas pode se tornar uma solução na escolha de um sistema estrutural.

O currículo do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa não contempla as estruturas mistas, justificando assim a escolha do tema pelo autor, complementando sua formação e futuramente servindo de base para estudos na área.

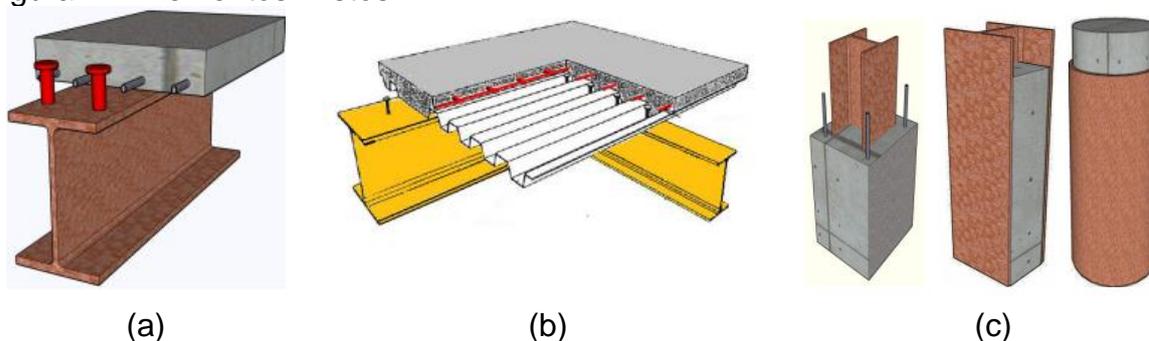
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Elementos estruturais mistos

Uma estrutura mista é definida quando se tem dois materiais agindo em conjunto para resistir as solicitações externas e internas apresentando o mesmo deslocamento para ambos os materiais, assim agindo como um único elemento.

Os elementos mistos são formados por vigas mistas (Figura 1 (a)), lajes mistas (Figura 1 (b)) e pilares mistos (Figura 1 (c)).

Figura 1 – Elementos mistos



Fonte: Nardin et al. (2012, p. 4).

O que garante o comportamento interativo entre os materiais é a tensão de aderência, que é dividida em três tipos, a aderência química que surge na reação do cimento, aderência por atrito que surge da tentativa de deslocamento relativo entre os materiais e a aderência mecânica que se dá através do engrenamento mecânico entre o concreto e as irregularidades da superfície do aço. De acordo com Bianchi (2002) se essa aderência for excedida, o comportamento interativo deve ser proporcionado por meio da utilização de conectores de cisalhamento.

A escolha desse tipo construtivo está atrelada às vantagens por ele oferecidas quando comparado aos sistemas convencionais que utilizam apenas o aço estrutural ou o concreto armado (BIANCHI, 2002, p. 2), tais como, em relação ao concreto armado, a eliminação ou redução de formas de escoramento, aumento da precisão dimensional da construção, simplificação geral de toda a construção e redução global de peso próprio. A mesma autora ainda cita que ao ser comparado com estruturas de aço, tem-se como vantagens a redução do consumo de aço estrutural, aumento da estabilidade lateral e aumento da proteção do aço contra incêndio e corrosão.

Nardin, Toledo e Souza (2010) cita que o uso de elementos mistos viabiliza o surgimento de estruturas com diferentes sistemas construtivos, as estruturas híbridas, compostos de pilares de aço, vigas mistas e paredes de concreto armado que garantem a estabilidade lateral.

2.2 Lajes Mistas

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, as lajes mistas de aço e concreto, também comumente chamada de lajes com fôrma de aço incorporada, são constituídas por uma fôrma de aço e concreto moldado *in loco*, onde a fôrma de aço é incorporada ao sistema de sustentação das 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 utilização do sistema de lajes mistas em edifícios no Brasil é recente e tem aumentado consideravelmente. Na Europa e nos Estados Unidos, a utilização desse sistema em edifícios e pontes é mais comum (ALVA, 2000, p. 99). Alva (2000) afirma que seu uso se destaca na construção de shoppings, hotéis, hospitais, edifícios residenciais e comerciais e garagens.

Os tipos de lajes mistas variam por forma, profundidade e espaçamento das nervuras e espessura da chapa (FABRIZZI, 2007, p. 50).

Dentre as vantagens no uso de lajes mistas, Lima (2009) cita:

- Dispensa de escoramento para vãos de até 3 metros;
- Redução de desperdício de materiais;
- Facilidade de instalação, passagens de dutos e fixação de forros;
- Praticidade e rapidez na execução, uma vez que a fôrma fica incorporada ao sistema, não havendo etapa de desforma;

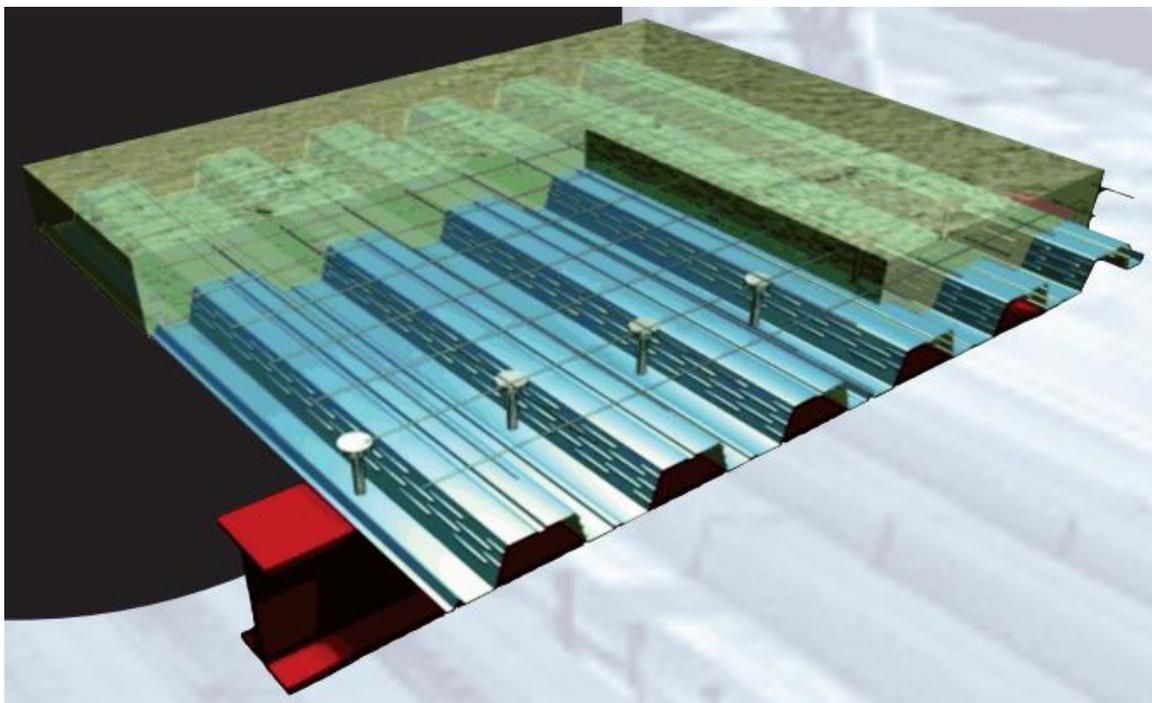
Lima (2009) também aponta desvantagens, como:

- Necessidade de utilização de forros suspensos, por razões estéticas, para evitar que a fôrma fique amostra;
- Maior quantidade de vigas secundárias caso não se utilizem sistema de escoramento.

Alva (2000) cita que dentre os vários sistemas utilizados no processo de construção de fôrmas para suportar o concreto durante a fase de construção, o

sistema “*steel deck*” (Figura 2) é um dos mais apropriados em termos de construção.

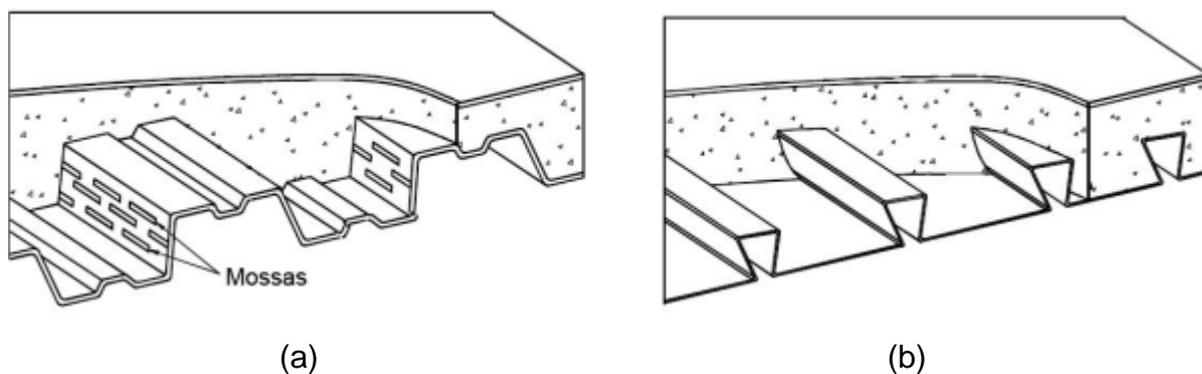
Figura 2 – Laje mista em *steel deck*



Fonte: Catálogo da METFORM (p. 3).

A fôrma de aço deve ser capaz de transmitir o cisalhamento longitudinal na interface aço-concreto por meio da ligação mecânica, através de *mossas* nas fôrmas de aço trapezoidais (Figura 3, (a)), ou ligação por atrito, através do confinamento do concreto nos cantos reentrantes na forma de aço (Figura 3, (b)).

Figura 3 – Lajes Mistas de aço e concreto



Fonte: ABNT NBR 8800:2008 (p. 211).

De acordo com Fabrizzi (2007) para escolher o tipo de laje mista a ser utilizada, deve-se levar em consideração basicamente duas situações:

- Vão em que não haja necessidade de escoramento: por ter uma construção mais crítica, já que a fôrma de aço deverá suportar o peso próprio do concreto não curado, é recomendado o uso de fôrmas trapezoidais com resistência ao cisalhamento vertical limitada e alta ductibilidade.
- Vão em que haja necessidade de escoramento: a situação final de carregamento tensiona mais a seção mista, sendo assim, é recomendado o uso de fôrmas que tenham maior resistência ao cisalhamento longitudinal, como a fôrma com reentrâncias.

Ligação por aderência química natural entre os materiais não deve ser considerada.

Usualmente o fabricante destes tipos de fôrmas fornecem tabelas de dimensionamento indicando sobrecarga, vãos e outras características, com espessuras de chapa com variações de, aproximadamente, 0,75 e 1,5mm. O aço normalmente utilizado é o ASTM A653 grau 40, com tensões de escoamento de 280MPa.

2.2.1 Dimensionamento de lajes mistas conforme ABNT NBR 8800:2008

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta, no Anexo Q, o dimensionamento de lajes mistas de aço e concreto apoiadas na direção perpendicular às nervuras. Aplica-se às situações onde as ações são consideradas predominantemente estáticas.

As verificações são divididas em duas etapas: fase de construção e fase final.

2.2.1.1 Fase de construção

Nessa fase a fôrma incorporada deve resistir aos carregamentos da laje, onde as ações consideradas são:

- a) Pesos próprios do concreto fresco, da fôrma de aço e da armadura;
- b) Sobrecarga de construção;
- c) Efeito de empoçamento, caso seja necessário.

Para o estado-limite último a verificação deve ser feita de acordo com a ABNT NBR 14762:2010 e deve ser considerado adequadamente o efeito das mossas nas

resistências de cálculo. Deve ser utilizada análise elástica e quando a forma for calculada como contínua, mesmo que ocorra flambagem local em partes comprimidas da seção, os esforços solicitantes podem ser determinados sem considerações de variação de rigidez.

Para o estado-limite de serviço o deslocamento máximo não deve exceder $L_F/180$ ou 20mm, o que for menor, sem levar em consideração as ações de sobrecarga de construção, onde L_F é o vão teórico da forma na direção das nervuras.

2.2.1.2 Fase final

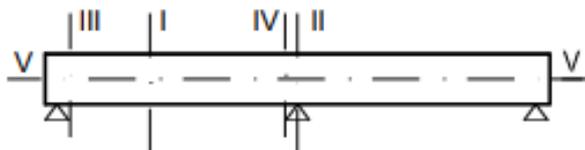
As ações consideradas nessa fase são todas as que agem na laje, ou seja:

- Peso próprio da laje;
- Revestimento;
- Sobrecarga de ocupação.

De acordo com Fabrizzi (2007) as verificações para o estado-limite último são:

- Resistência ao momento fletor positivo (Figura 4, seção I);
- Resistência ao momento fletor negativo (Figura 4, seção II);
- Resistência à força cortante (Figura 4, seção III e IV);
- Resistência ao cisalhamento longitudinal, (Figura 4, seção V).

Figura 4 – Seções críticas da laje mista



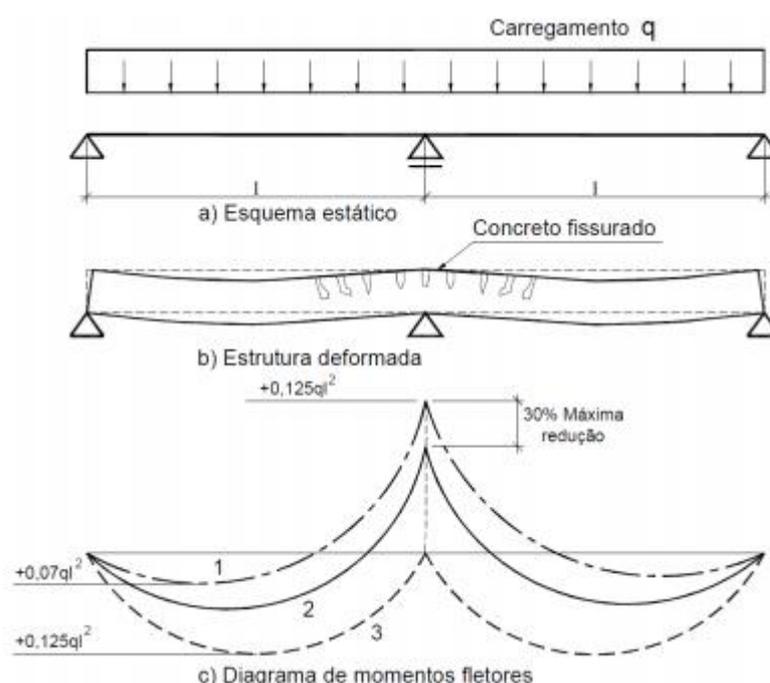
Fonte: Fabrizzi (2007, p. 193).

A determinação dos momentos fletores atuantes na laje mista deve considerar a continuidade nos apoios (FABRIZZI, 2007, p.193). No caso das lajes contínuas há três maneiras de considerar os momentos baseada na Eurocode 4 (2004), citados por Fabrizzi (2007):

- Considerar inércia constante ao longo da viga para a análise linear (Figura 5, linha 1)

- Considerar uma rigidez inferior nos apoios, devido ao concreto fissurado, ou reduzir arbitrariamente o momento fletor negativo nos apoios e, como consequência, aumentar o momento fletor negativo (Figura 5, linha 2)
- Considerar a laje contínua como uma série de lajes biapoiadas, colocando-se armadura sobre os apoios intermediários para evitar a fissuração (Figura 5, linha 3)

Figura 5 – Momento fletor em lajes contínuas



Fonte: Fabrizzi (2007, p. 193).

Fabrizzi (2007) afirma que geralmente a força cortante é resistida apenas pela seção de concreto, desprezando-se a seção de aço. Já o cisalhamento longitudinal é de grande importância, uma vez que pode determinar o estado-limite último do elemento.

2.2.2 Dimensionamento conforme METFORM

O dimensionamento das lajes mistas com fôrma incorporada pode ser feito através do catálogo da METFORM, onde ao entrar com o carregamento e o vão máximo obtém-se a espessura da laje que suporta o carregamento e seu peso próprio, além de informar o vão máximo suportado para construção sem escoramento.

A METFORM apresenta as lajes mistas em dois modelos que se diferem nas dimensões das fôrmas de aço incorporada, o modelo MF-50 e o modelo MF-75. Para cada tipo e espessura de laje também é indicado uma malha de aço para combater fissuras de retração e de mudanças de temperatura.

O aço da fôrma incorporada é o ASTM A 653 Grau 40 (ZAR-280) e o concreto deve ter resistência mínima de 20MPa.

O catálogo indica a verificação da necessidade de armadura adicional na região dos apoios para combater fissuras por momento fletor negativo.

A tabela 1 mostra a tabela de dimensionamento do modelo MF-50 do catálogo.

Tabela 1 – Tabela de lajes da METFORM para o modelo MF-50

	Altura total da laje (mm)	Espessura Steek Deck (mm)	Vãos máximos sem escoramento				Peso próprio (kN/m ²)	M. inércia laje mista (10 ⁶ mm ⁴ /m)	Vãos máximos (mm)							
			Simples (mm)	Duplos (mm)	Triplos (mm)	Balanço (mm)			1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500
Lajes de forro	100	0,80	2050	2800	2900	900	1,85	5,25	9,31	8,14	7,14	6,28	5,54	4,89	4,32	3,82
		0,95	2550	3150	3250	1100	1,86	5,61	11,68	10,24	9,01	7,96	7,04	6,25	5,55	4,94
		1,25	3200	3800	3800	1450	1,89	6,26	16,43	14,45	12,76	11,31	10,06	8,97	8,02	7,18
Lajes de piso	110	0,80	1800	2700	2800	900	2,08	6,89	10,56	9,23	8,10	7,13	6,29	5,55	4,91	4,34
		0,95	2400	3050	3150	1050	2,10	7,35	13,25	11,62	10,23	9,03	8,00	7,10	6,31	5,61
		1,25	3050	3650	3650	1400	2,13	8,19	18,64	16,39	14,48	12,84	11,42	10,18	9,10	8,15
	120	0,80	1650	2600	2700	850	2,32	8,85	11,81	10,33	9,06	7,98	7,03	6,21	5,50	4,86
		0,95	2250	2900	300	1050	2,33	9,43	14,82	13,00	11,44	10,10	8,95	7,94	7,06	6,28
		1,25	2950	3550	3550	1350	2,36	10,49	20,00	18,33	16,20	14,36	12,77	11,40	10,19	9,13
	130	0,80	1490	2500	2600	850	2,55	11,16	13,06	11,42	10,02	8,82	7,78	6,88	6,08	5,38
		0,95	2050	2800	2900	1000	2,57	11,89	16,39	14,37	12,65	11,18	9,90	8,79	7,81	6,96
		1,25	2800	3400	3400	1350	2,60	13,19	20,00	20,00	17,91	15,89	14,13	12,61	11,28	10,10
	140	0,80	1350	2450	2500	800	2,79	13,85	14,31	12,52	10,99	9,67	8,53	7,54	6,67	5,90
		0,95	1850	2750	2800	1000	2,80	14,72	17,96	15,75	13,87	12,25	10,85	9,63	8,57	7,63
		1,25	2700	3300	3300	1300	2,83	16,32	20,00	20,00	19,63	17,41	15,49	13,82	12,36	11,08
150	0,80	1250	2300	2450	800	3,02	16,93	15,57	13,61	11,95	10,52	8,28	8,20	7,26	6,42	
	0,95	1700	2650	2750	950	3,04	17,98	19,54	17,13	15,08	13,33	11,80	10,48	9,32	8,30	
	1,25	2600	3200	3250	1250	3,07	19,90	20,00	20,00	20,00	18,94	16,85	15,04	13,45	12,05	

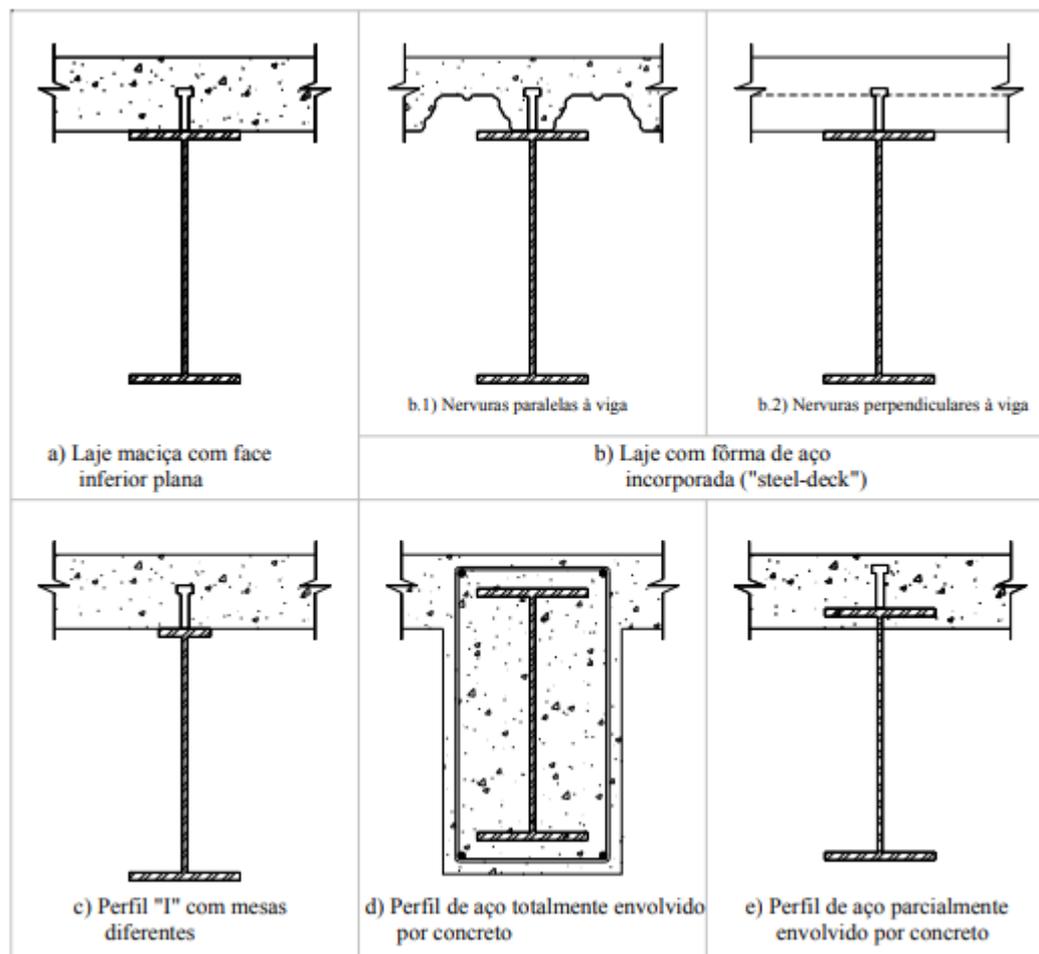
Fonte: Adaptado de METFORM (p. 4).

2.3 Vigas Mistas

As vigas mistas passaram a ter grande utilização após a II Guerra Mundial. Anteriormente, empregavam-se vigas metálicas com lajes de concreto, sem considerar no cálculo a participação da laje no trabalho da viga (PFEIL e PFEIL, 2009, p. 265).

As vigas mistas resultam da associação de perfis ou treliças de aço com uma laje, que por sua vez pode ser de concreto moldado “*in loco*”, pré-moldada ou mista. A figura 6 indica alguns tipos usuais de vigas mistas.

Figura 6 – Tipos usuais de vigas mistas



Fonte: Fabrizzi (2007, p. 36).

Alva (2000) cita que uma das vantagens da utilização de vigas mistas é o acréscimo de resistência e rigidez devido à associação, resultando em redução da altura dos elementos e maior economia do material.

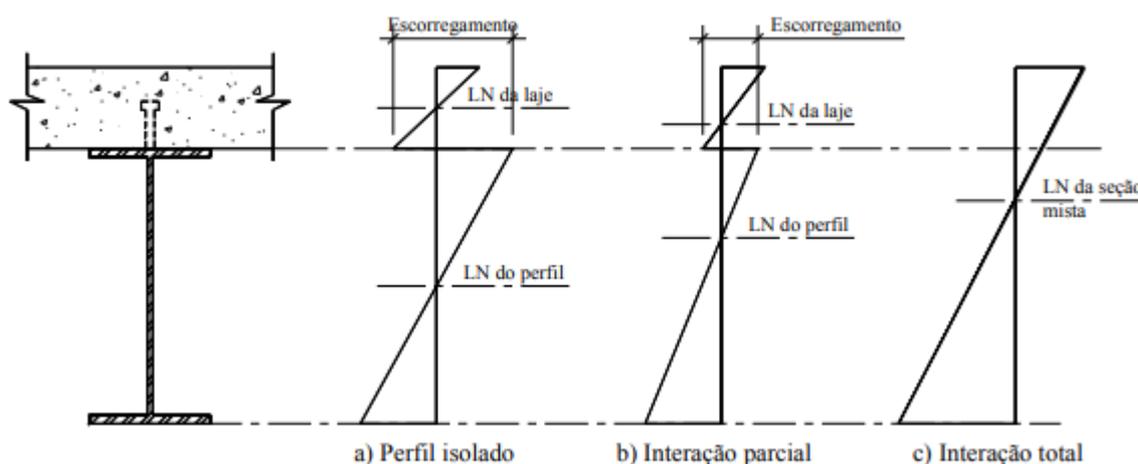
Segundo David (2005), como a aderência natural entre o perfil e a laje deve ser desconsiderada se faz necessário o uso de elementos adicionais, denominados conectores de cisalhamento, capazes de transmitir o cisalhamento da interface laje-viga garantindo a ação conjunta entre os elementos. Além disso, Alva (2000) afirma que a provisão adequada dos conectores de cisalhamento pode produzir um acréscimo na rigidez da viga, conduzindo a uma redução nas dimensões do perfil.

Com o uso dos conectores de cisalhamento a viga mista pode apresentar duas situações de comportamento em relação ao nível da ligação, conhecidas como interação parcial e interação completa. E no caso de ausência ou ineficácia dos

conectores de cisalhamento obtém-se a situação de interação nula, onde a viga deixa de trabalhar como viga mista sendo considerada como um perfil de aço isolado.

De acordo com Alva (2000), na interação completa, considera-se que existe uma ligação perfeita entre o aço e concreto, não apresentando escorregamento longitudinal ou afastamento vertical relativo. Deste modo, apresentando uma única linha neutra, conforma a figura 7.

Figura 7 – Distribuições de tensões para diferentes interações



Fonte: Fabrizzi (2007, p. 39).

Na interação parcial, Alva (2000) afirma que ocorre um escorregamento relativo entre o aço e concreto, causando uma descontinuidade no diagrama de deformações, gerando duas linhas neutras (Figura 7). A distribuição de tensões na seção e do fluxo de cisalhamento longitudinal são afetados pelo efeito de escorregamento, como consequência ocorre alterações na deformabilidade das vigas. O acréscimo de deslocamentos, provocado pelo efeito de escorregamento na interação parcial, é considerado pelas normas em geral (ALVA, 2000, p. 34).

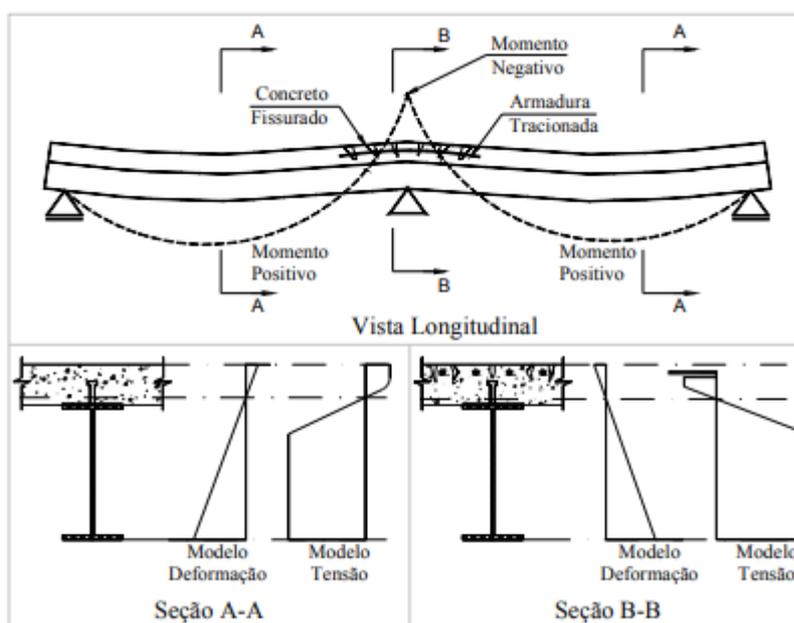
Em relação à continuidade, a norma ABNT NBR 8800:2008 classifica as vigas mistas em biapoiadas, contínuas e semicontínuas.

As biapoiadas, ou simplesmente apoiadas, têm a ligação nos apoios considerada como rótulas. Possuem uma maior eficiência no sistema misto, pois a viga de aço trabalha com tração e a laje de concreto com compressão, tendo um melhor aproveitamento das propriedades dos materiais. De acordo com Fabrizzi (2007) esta configuração é bastante comum de ser assumida devido à simplicidade

de dimensionamento e execução. Apesar destas vantagens, como não transmite momento fletor, não resiste à ações horizontais (FABRIZZI, 2007, p. 41).

As vigas contínuas se diferenciam pela presença de momentos fletor negativos nas continuidades dos apoios, aparecendo uma situação oposta àquela assumida para as biapoiadas (Figura 8), laje de concreto tracionado e perfil de aço comprimido, fazendo com que esses possam sofrer efeitos de fissuração e instabilidade, respectivamente.

Figura 8 – Comportamento de vigas contínuas em regiões de momentos fletor positivos e negativos



Fonte: Fabrizzi (2007, p. 42).

Em relação às vigas biapoiadas, esse sistema apresenta algumas vantagens, como cita Fabrizzi (2007):

- Sob mesmo carregamento e distância entre os apoios, apresenta momento fletor positivos menores;
- Como ocorre a transferência de momento fletor para os pilares, a viga e os pilares formam um pórtico, resistindo a carregamentos horizontais;
- Muitas vezes, vigas simplesmente apoiadas são tidas como contínuas nos apoios intermediários sem a necessidade de ligações especiais entre os dois elementos.

A utilização de vigas mistas bi-apoiadas ou contínuas irá depender da geometria do edifício, método de execução, sistema estrutural adotado, disponibilidade de materiais e serviços (FABRIZZI, 2007, p. 42). Fabrizzi (2007) afirma que, em muitos casos, a adoção de vigas mistas contínuas não apresenta vantagens em termos de consumo de aço.

As semicontínuas são aquelas em que o perfil de aço não tem continuidade total nos apoios internos, ou seja, que possuem ligação de resistência parcial (ABNT NBR 8800, 2008, p. 168).

As verificações de estado-limite das vigas mistas são divididas em duas etapas. A fase de construção onde o concreto se encontra em estado fresco e a fase final onde o concreto se encontra em estado endurecido.

2.3.1 Dimensionamento de vigas mistas conforme ABNT NBR 8800:2008

A norma apresenta o dimensionamento de vigas mistas no Anexo O para dois tipos, as vigas mistas de alma cheia compostas por um perfil I e a treliça mista, onde o componente aço se dá por uma treliça. Apenas as vigas mistas de alma cheia são contempladas nesse trabalho.

As verificações são divididas em fase de construção e fase final.

2.3.1.1 Fase de construção

Na fase de construção o perfil de aço isoladamente deve resistir aos pesos da laje e sobrecarga de construção. De acordo com a norma deve-se verificar o perfil quanto às flambagens locais da mesa e da alma e plastificação da seção pela ação do momento fletor. A verificação de flambagem lateral com torção pode ser desprezada se a fôrma da laje de concreto tenha sido fixada ao perfil através de conectores de cisalhamento, pois dessa forma a viga apresenta contenção lateral contínua.

2.3.1.2 Fase final

Na fase final os carregamentos a serem considerados são os pesos próprio da estrutura, peso próprio de elementos construtivos e sobrecarga de ocupação.

Para o dimensionamento de vigas mistas, a norma considera alguns parâmetros como dimensões da seção transversal, continuidade, tipo de interação aço-concreto e método construtivo a ser empregado.

Para os tipos de interações, a norma define como interação completa quando os conectores de cisalhamento apresentam resistência de cálculo igual ou superior à resistência de cálculo do componente de aço à tração ou da laje de concreto à compressão, o que for menor. E no caso em que a resistência de cálculo dos conectores seja inferior às duas mencionadas, tem-se interação parcial.

A viga mista funciona como uma viga “T”, mas como a distribuição de tensões na laje de concreto não é uniforme, a norma apresenta uma maneira simplificada de se obter a largura da contribuição do concreto, chamada de largura efetiva.

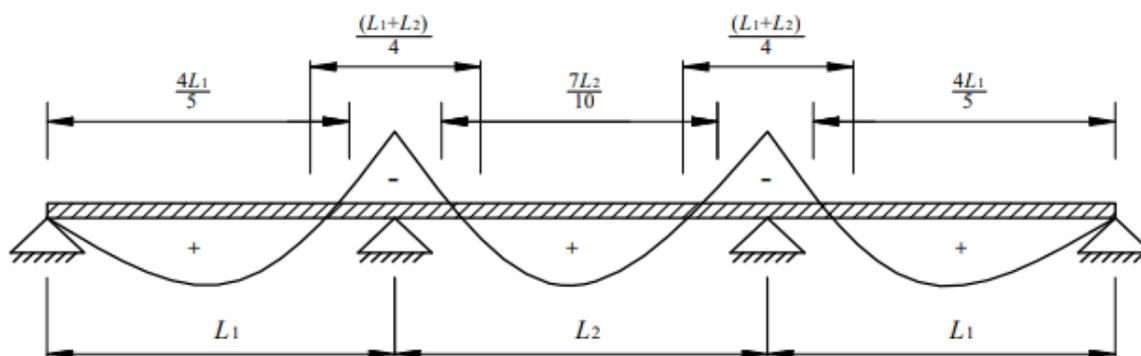
A largura efetiva da mesa de concreto, para cada lado da linha de centro da viga, para vigas mistas biapoiada deve ser igual ao menor dos seguintes valores:

- a) $1/8$ do vão da viga mista, considerando entre linha do 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

No caso de vigas mistas contínuas e semicontínuas, para a largura efetiva, como mostra a figura 9, tem-se os seguintes valores:

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

Figura 9 – Distâncias simplificadas para a largura efetiva de vigas mistas contínuas ou semicontínuas



Fonte: ABNT NBR 8800:2008 (p. 174).

A verificação ao momento fletor da viga mista, assim como as vigas de aço, pode ser determinada pela plastificação da seção, flambagem local da seção de aço e flambagem lateral. Em regiões de momento positivo não há flambagem lateral, pois os conectores de cisalhamento trabalham como uma contenção lateral contínua. Com relação à flambagem local da seção de aço é previsto dois casos, de acordo com Pfeil, Pfeil (2009):

- a) Seções compactas: o momento de plastificação total é atingido sem haver flambagem local, sendo assim, utiliza-se a plastificação total para o cálculo do momento fletor resistente;
- b) Seções semicompactas: a flambagem local da alma ocorre antes da plastificação total, sendo assim, o momento fletor resistente é obtido através do regime elástico na situação de início de plastificação.

A verificação ao esforço cortante considera a viga como um perfil de aço isolado, devido à pequena contribuição do concreto.

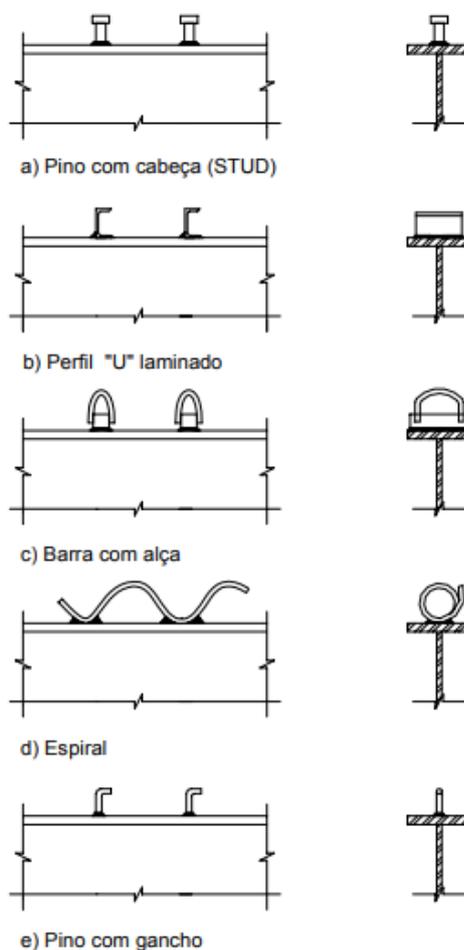
Os principais estados-limites de serviço são deslocamento máximo, fissuração da laje e vibração excessiva. Nas regiões de momentos positivos as propriedades da seção mista devem ser obtidas por meio da homogeneização teórica da seção, que se dá dividindo a largura efetiva do concreto pela razão modular dos módulos de elasticidade do aço e concreto.

2.3.2 Conectores de cisalhamento

Segundo Gerson (2000) os conectores de cisalhamento são os elementos que permitem a ligação entre o aço e a laje de concreto, tem a função de absorver os esforços de cisalhamento atuantes além de impedir o afastamento vertical entre a laje e a viga de aço.

Os conectores se dividem em flexíveis e rígidos, de acordo com a capacidade de restringir o escorregamento na ligação viga de aço/laje de concreto. A figura 10 apresenta alguns conectores. Entre os conectores do tipo flexíveis encontram-se os chamados pino com cabeça (stud), perfil “U” laminado, espiral, pino com gancho, dentre os rígidos um exemplo de conector é a barra com alça. Dos conectores citados anteriormente, o conector flexível do tipo pino com cabeça é o mais utilizado pois tem fácil fabricação e é resistente em todas as direções (ALVA, 2000, p. 17). Em contrapartida Lopes (2012) aponta as desvantagens de apresentar uma resistência relativamente baixa por unidade, não sendo raro dispor de uma grande quantidade de pinos sobre a peça, também a necessidade de uma máquina de solda especial, de alto custo, que precisa de um gerador extra e as condições climáticas e o estado da superfície da fôrma influenciam a resistência da solda.

Figura 10 – Tipos usuais de conectores



Fonte: Alva (2000, p.18).

2.4 Pilares Mistos

Fabrizzi (2007) afirma que, além de edifícios de pequeno porte, os pilares mistos tem aplicação em edifícios altos devido as vantagens como proteção ao fogo, corrosão e impacto. Outra aplicação é a recuperação de estruturas. É possível transformar um pilar de aço em pilar misto com certa facilidade e sem grandes mudanças na arquitetura ou layout.

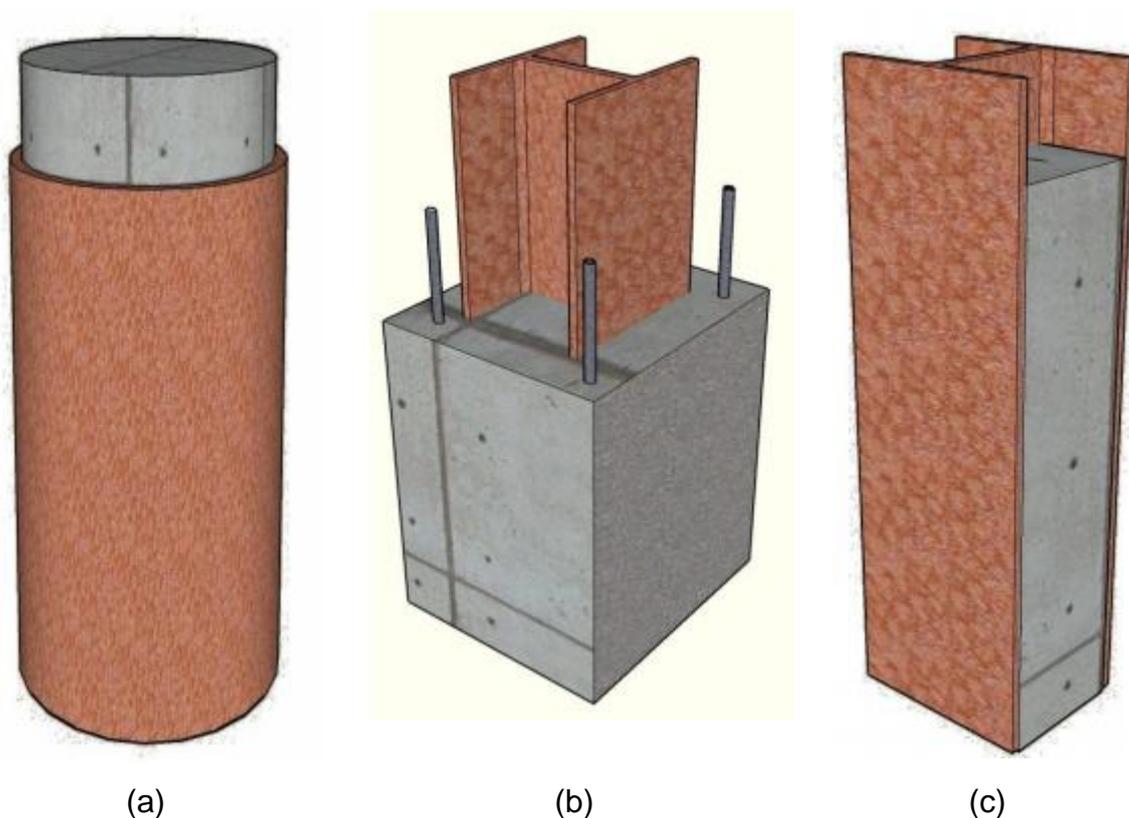
O pilar misto tem com vantagens, citadas por Fabrizzi (2004):

- Capacidade resistente a partir da montagem diferentemente da estrutura de concreto;
- Redução ou eliminação de fôrmas;
- Redução no consumo de aço, devido à contribuição do concreto na resistência;
- Melhor comportamento quando submetido à ações cíclicas;

- Proteção contra a ação do fogo e corrosão.

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta os pilares mistos separados em pilar misto preenchido com concreto (Figura 11 (a)), pilar misto totalmente revestido com concreto (Figura 11 (b)) e pilar misto parcialmente revestido com concreto (Figura 11 (c)).

Figura 11 – Pilares mistos



Fonte: Nardin, Souza e Pereira (2012, p. 10).

O pilar preenchido é formado por um perfil de aço tubular preenchido com concreto estrutural. Por ser preenchido com concreto, suas paredes internas ficam protegidas contra a corrosão, porém, as paredes externas ficam expostas a ação do incêndio e corrosão. Possui as vantagens de dispensar completamente o uso de fôrmas, grande capacidade resistente com dimensões e seções transversais reduzidas, atingir deformações plásticas apresentando comportamento dúctil, redução da possibilidade de flambagem local e redução do peso próprio da estrutura. Em contrapartida apresenta a desvantagem de alto custo do perfil, dificuldade de concretagem e poucos fornecedores.

O pilar misto totalmente revestido é formado por um perfil de aço I ou H envolvido em concreto. Apresenta uma rigidez elevada devido ao concreto e recomenda-se o uso de armadura para controlar as fissuras, a expansão e a desagregação do concreto. Bianchi (2002) afirma que a adição um material que trabalha em conjunto com o aço resulta em um aumento da resistência, além disso, o aço fica protegido contra incêndio e corrosão e reduz a ocorrência de flambagem local e global. Porém, de acordo com Bianchi (2002), apresenta a desvantagem de necessitar de fôrmas para a concretagem, tornando-o mais trabalhoso em termos de execução entre os pilares mistos.

O pilar misto parcialmente revestido com concreto é semelhante ao pilar misto totalmente preenchido, porém tem uma porção da mesa exposta. Apresenta a vantagem de não necessitar de fôrmas para concretagem se esta for feita com o perfil em posição horizontal e um lado de cada vez. Outra vantagem é a facilidade da ligação com a viga devido às partes expostas. Por sua vez, apresenta algumas desvantagens, Nardin et al. (2012) aponta que a parte do aço exposta fica sujeita ao incêndio e corrosão, necessitando de alguma proteção, como a pintura, além de ser obrigatório o uso de armadura longitudinal e transversal para aumentar a resistência ao fogo e prevenir fissuras e fendilhamento do concreto.

2.4.1 Dimensionamento de pilares mistos conforme ABNT NBR 8800:2008

A ABNT NBR 8800:2008 traz o dimensionamento de pilares mistos no Anexo P que apresenta uma forma simplificada para seções parcialmente ou totalmente revestidas com concreto submetidas a força axial de compressão ou flexo-compressão.

O método considera válida algumas hipóteses básicas, como:

- a) Existe interação completa entre o aço e o concreto;
- b) A flambagem local não pode ser um estado-limite último determinante;
- c) As imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para determinação da resistência de barras de aço submetidas a compressão.

Algumas condições devem ser consideradas para as verificações, que são elas:

- a) Os pilares mistos devem apresentar dupla simetria e seção transversal constante;

- b) O concreto deve possuir densidade normal;
- c) O fator de contribuição do aço, δ , deve ser maior que 0,2 e menor que 0,9 para que o pilar seja considerado misto:
- d) A esbeltez reduzida do pilar, $\lambda_{0,m}$, não deve ser maior que 2,0:
- e) O módulo de elasticidade do concreto sofre uma redução devido aos efeitos de retração e fluência do concreto, devendo assim, ser usado o módulo de elasticidade reduzido do concreto.
- f) Para seções parcialmente e totalmente revestidas com concreto, a área da seção transversal da armadura longitudinal não deve ser inferior a 0,3% da área de concreto e respeitando o máximo de 4%;
- g) A relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5,0;
- h) Para as seções totalmente revestidas com concreto, os cobrimentos do perfil de aço devem estar dentro dos seguintes limites:

$$40\text{mm} \leq c_y \leq 0,3d \quad \text{e} \quad c_y \geq b_f/6$$

$$40\text{mm} \leq c_x \leq 0,4d \quad \text{e} \quad c_y \geq b_f/6$$

- i) Quando a concretagem for feita com o pilar já montado, deve-se comprovar que o perfil de aço resiste isoladamente às ações aplicadas antes de o concreto atingir 75% da resistência característica à compressão especificada;
- j) Para as seções totalmente ou parcialmente revestidas com concreto, devem existir armaduras longitudinal e transversal para garantir a integridade do concreto. A armadura longitudinal pode ser considerada ou não na resistência e na rigidez do pilar misto. Nas seções parcialmente revestidas, a armadura transversal deve ser ancorada no perfil de aço através de furos na alma, ou por meio de conectores de cisalhamento, cujo espaçamento longitudinal não pode exceder 500 mm;
- k) O projeto das armaduras deve atender aos requisitos da ABNT NBR 6118:2014.
- l) O flambagem local dos elementos de aço não deve ser um fator determinante do estado limite último, para isso a relação da largura e

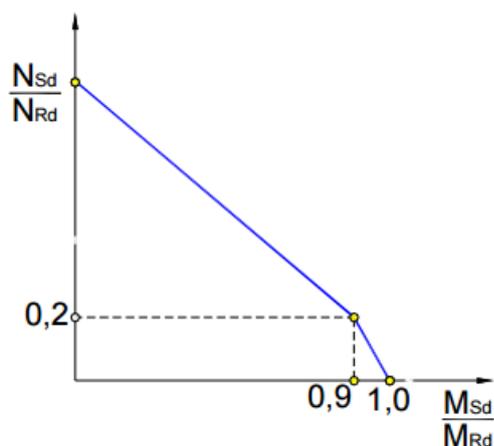
espessura da mesa, para seções parcialmente revestida com concreto, deve ser limitada.

Para pilares mistos submetidos à compressão axial, a força axial resistente de cálculo é dada pela multiplicação da resistência de cálculo à plastificação da seção mista por um fator de redução que é em função do índice de esbeltez reduzido para o plano de flexão considerado.

E para pilares mistos submetidos à flexo-compressão a ABNT NBR 8800:2008 adota dois modelos de cálculo para o dimensionamento, onde a escolha do modelo a utilizar é critério do projetista

O modelo de cálculo I, baseado na norma americana AISC-LRFD (2005), apresenta um método mais simplificado, onde o diagrama de interação é dado por dois trechos retilíneos (Figura 12).

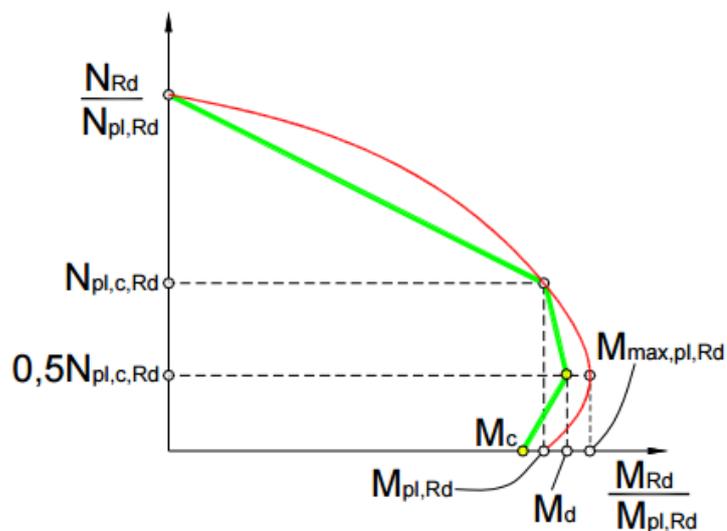
Figura 12 – Diagrama de Interação do Modelo I



Fonte: Nardin (2010, p. 10).

O modelo de cálculo II, baseado na norma europeia Eurocode 4 (2004), apresenta um método mais rigoroso, onde o diagrama de interação é dado por uma curva que pode ser dividida em três trechos retas (Figura 13).

Figura 13 - Diagrama de Interação do Modelo II



Fonte: Nardin (2010, p. 11).

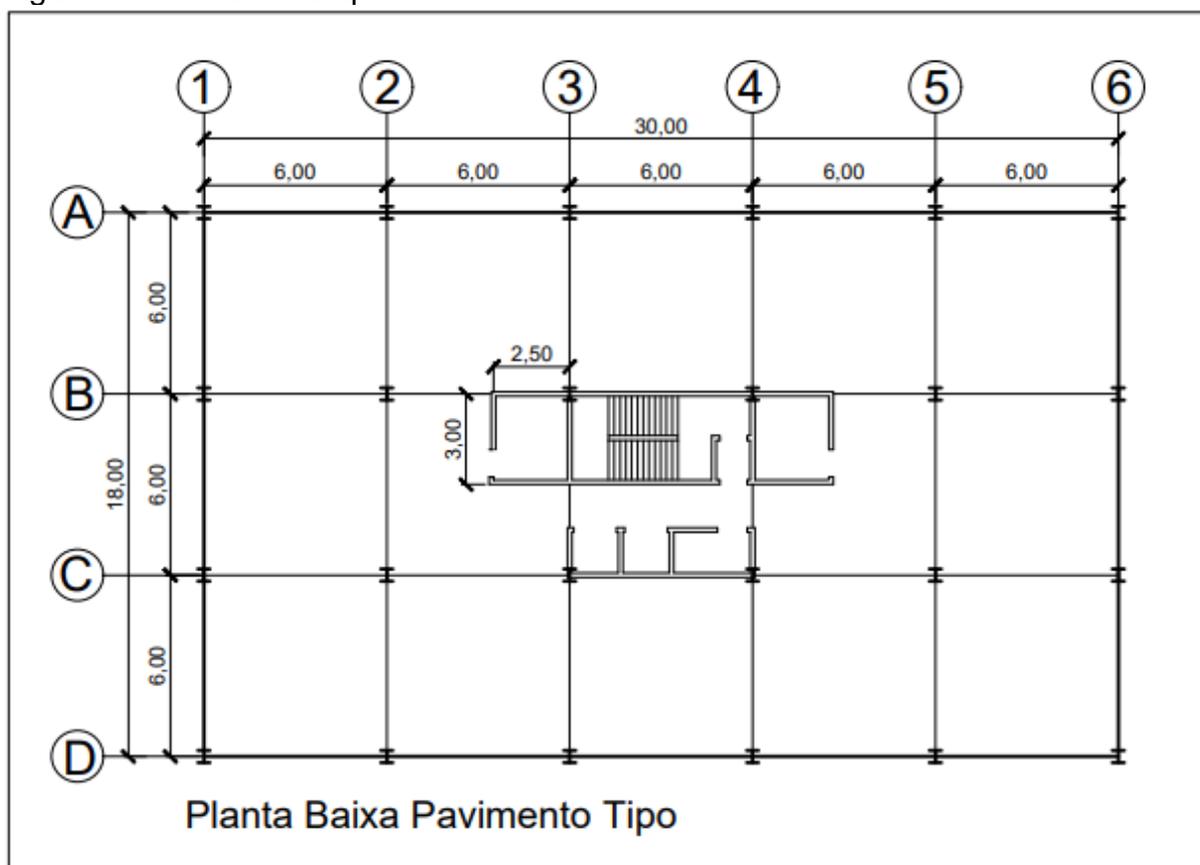
De acordo com a ABNT NBR 8800:2008 as forças cortantes atuantes no pilar devem ser consideradas como resistidas apenas pelo perfil de aço do pilar.

3 METODOLOGIA

3.1 Estudo de caso

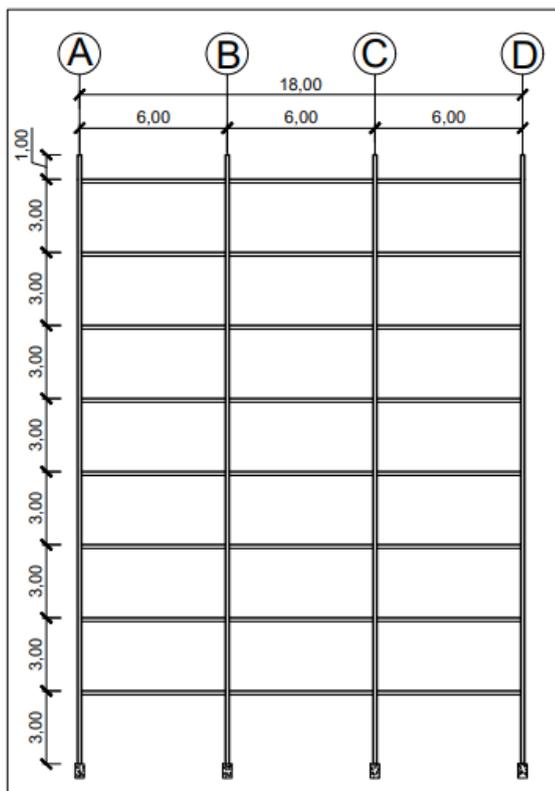
Para realizar uma aplicação prática no uso de elementos mistos foi empregado, como estudo de caso, um edifício comercial do livro “Edifícios de múltiplos andares em aço” do autor Bellei, Pinho e Pinho (2013). No projeto, o edifício está localizado na cidade do Rio de Janeiro – RJ e é composto por 8 andares com pé-direito de 3 metros, comprimento de 30 metros, largura de 18 metros e altura de 25 metros (Figuras 14, 15 e 16).

Figura 14 – Pavimento tipo



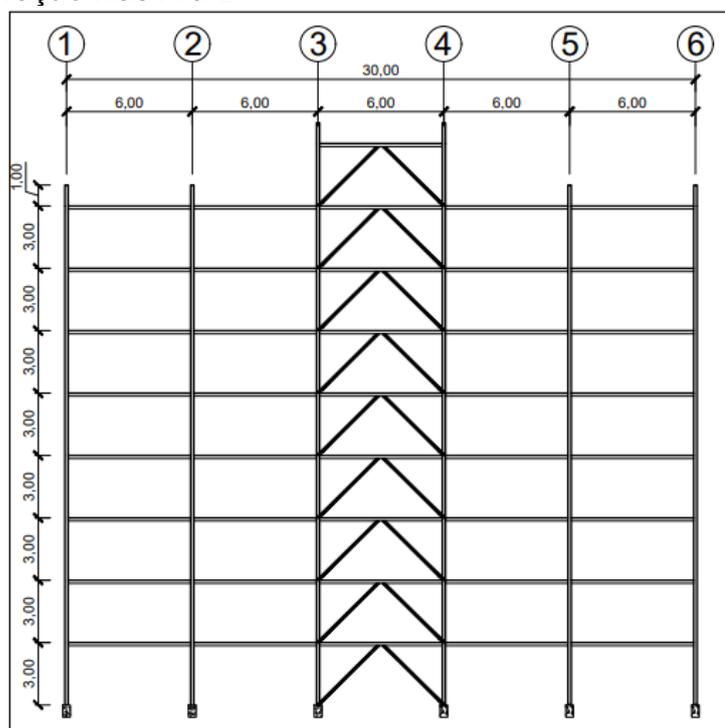
Fonte: Bellei, Pinho e Pinho (2013, p. 471).

Figura 15 – Elevação eixos 1 a 6



Fonte: Bellei, Pinho e Pinho (2013, p. 473).

Figura 16 – Elevação filas A a D



Fonte: Bellei, Pinho e Pinho (2013, p. 474).

O reservatório, a escada, e a casa de máquinas não foram levados em consideração, sendo assim, não dimensionados.

Para garantir a estabilidade global o autor define pilares de contraventamento em “v” invertido, como mostra a figura 16, para o vento nessa direção e pórticos rígidos para o vento na outra direção, conforme será mostrado nos próximos itens. O contraventamento em “v” invertido, por ser em aço, não é contemplado nesse trabalho.

3.2 Carregamentos

3.2.1 Ações permanentes

Para a determinação das ações permanentes foram utilizados valores de peso específicos dos materiais de acordo com a norma ABNT NBR 6120:1980.

- a) Peso próprio da estrutura: é obtido através dos catálogos de fabricantes;
- b) Revestimento do piso: camada regularizadora de 5cm de espessura de argamassa, obtendo-se:

$$CP_{rev} = 0,05m * \frac{21kN}{m^3} = \frac{1,05kN}{m^2}$$

- c) Forro: foi previsto forro de gesso de espessura de 2,5cm, obtendo-se

$$CP_{forro} = 0,025m * \frac{12,5kN}{m^3} = \frac{0,313kN}{m^2}$$

- d) Parede externa e dos banheiros: parede de bloco de tijolo furado com espessura de 19 centímetros e revestimento em ambos os lados de cimento e areia com espessura de 2 centímetros. Ambos com 2,9 metros de altura.

$$CP_{par} = 0,19m * 2,9m * \frac{13kN}{m^3} + 2 * 0,02m * 2,9m * \frac{21kN}{m^3} = \frac{9,6kN}{m}$$

- e) Platibanda: alvenaria de bloco de tijolo furado com espessura de 19 centímetros e revestimento em ambos os lados de cimento e areia com espessura de 2 centímetros. Ambos com 1,2 metros de altura.

$$CP_{pla} = 0,19m * 1,2m * \frac{13kN}{m^3} + 2 * 0,02m * 1,2m * \frac{21kN}{m^3} = \frac{3,97kN}{m}$$

3.2.2 Ações variáveis

Para escritórios, a ANBT NBR 6120:1980 especifica uma carga acidental de $2kN/m^2$ e para forros sem acesso a pessoas, $0,5kN/m^2$.

A norma também recomenda usar $1kN/m^2$ de carga acidental para divisórias leves não previstas no projeto.

Para sobrecargas devido à construção, foi considerado $1kN/m^2$.

As forças devido ao vento são mostradas na tabela A3, calculadas no Anexo A.

3.2.3 Combinações

As ações devem ser combinadas de forma a obter os efeitos mais desfavoráveis na estrutura. O estado-limite último é uma verificação das combinações últimas que leva a estrutura à ruína, utilizada para o dimensionamento dos elementos da estrutura. E o estado-limite de serviço é a verificação das combinações relacionada à aspectos visual e de conforto dos usuários da edificação.

A tabela 2 apresenta os coeficientes de ponderação para as cargas permanentes que são as cargas que agem durante toda a vida útil da estrutura, como peso próprio da estrutura, forros, paredes e revestimentos.

Tabela 2 – Coeficiente de ponderação das ações permanentes

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,20	1,0

¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações permanentes.

²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam $5 kN/m^2$.

³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam $5 kN/m^2$.

As ações variáveis são as forças devidas ao vento e sobrecargas de ocupação, divisórias móveis e construção. Os coeficientes de ponderação referente a elas estão apresentados na tabela 3.

Tabela 3 – Coeficiente de ponderação das ações variáveis

Combinações	Ações variáveis (γ_q)			
	Efeito da temperatura ^a	Ação do vento	Ações truncadas ^b	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00

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

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

Fonte: ABNT NBT 8800:2008 (p. 18).

As combinações se dão pelas equações abaixo.

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

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\Psi_{2j} F_{Qj,k})$$

Onde:

F_d – Valor de cálculo para a combinação de estado-limite último;

$F_{Gi,k}$ – Valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ – Valor característico da ação variável considerada principal;

$F_{Qj,k}$ – Valores característicos das ações variáveis que atuam concomitantemente com a ação variável principal;

Ψ_{0j} – Fator de redução das ações variáveis, dado pela tabela 4;

F_{ser} – Valor de cálculo para a combinação de estado-limite de serviço;

Ψ_{2j} – Fator de redução das ações variáveis, dado pela tabela 4.

Tabela 4 – Coeficiente de redução das ações variáveis

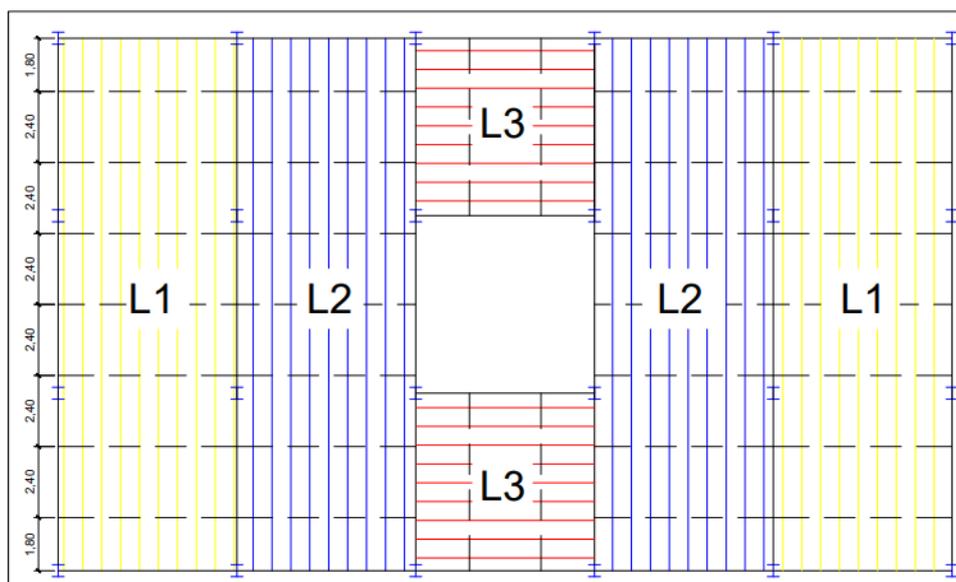
Ações		γ_{f2}^a		
		Ψ_0	Ψ_1^d	Ψ_2^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^{c)}	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

Fonte: ABNT NBT 8800:2008 (p. 19).

3.3 Lajes

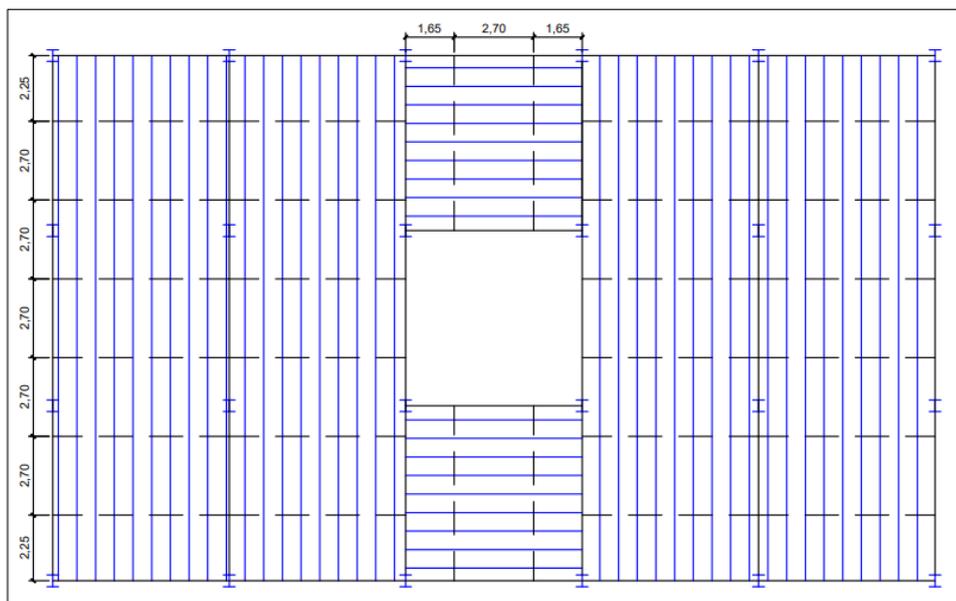
As lajes do pavimento tipo foram dispostas conforme a figura 17, onde as hachuras indicam o sentido das nervuras da fôrma incorporada. As lajes da cobertura possuem a mesma nomenclatura, LC, e suas disposições se encontram na figura 18.

Figura 17 – Disposição das lajes mistas do pavimento tipo



Fonte: Elaboração própria.

Figura 18 – Disposição das lajes mistas da cobertura



Fonte: Elaboração própria.

As linhas tracejadas da figura indicam as vigas secundárias, que foram espaçadas de forma que a laje não precise de escoramento, de 2 a 3 metros, como recomenda a norma. Para evitar que as vigas e lajes dos vãos extremos sejam mais solicitadas, foi utilizado um vão menor nas extremidades, para uma melhor continuidade das solicitações.

3.3.1 Pré-dimensionamento

No catálogo disponibilizado pelo fabricante da forma incorporada podemos definir a altura da laje através da carga atuante e do vão máximo. O peso próprio da laje já é considerado nas tabelas do catálogo.

As tabelas 5, 6 e 7 apresentam as cargas à serem consideradas na escolha da laje, calculadas no item 4.2. O banheiro que possui dimensões de 3 metros por 2,5 metros teve sua carga distribuída na área de um vão das vigas secundárias da laje L2, de forma a gerar uma maior solicitação.

Tabela 5 – Ações atuantes nas lajes L1 e L3

L1 e L3			
Permanentes		Variáveis	
Revestimento	1,05kN/m ²	Ocupação	2kN/m ²
Forro	0,313kN/m ²	Divisórias	1kN/m ²
$\gamma_g = 1,4$		$\gamma_q = 1,5$	
Total	1,91kN/m ²	Total	4,5kN/m ²

Fonte: Elaboração própria.

Tabela 6 – Ações atuantes na laje L2

L2			
Permanentes		Variáveis	
Revestimento	1,05kN/m ²	Ocupação	2kN/m ²
Forro	0,313kN/m ²	Divisórias	1kN/m ²
Parede	3,26kN/m ²	$\gamma_q = 1,5$	
$\gamma_g = 1,4$		Total	4,5kN/m ²
Total	6,47kN/m ²		

Fonte: Elaboração própria.

Tabela 7 – Ações atuantes na laje LC

LC			
Permanentes		Variáveis	
Revestimento	1,05kN/m ²	Ocupação	0,5kN/m ²
Forro	0,313kN/m ²	$\gamma_q = 1,5$	
$\gamma_g = 1,4$		Total	0,75kN/m ²
Total	1,91kN/m ²		

Fonte: Elaboração própria.

Sabendo que o vão máximo é de 2,4 metros para todas as lajes do pavimento tipo e 2,7 metros para as lajes da cobertura, através das figuras do anexo B, determina-se as lajes à serem usadas que suportam o carregamento.

Para L1 e L3 a laje com altura de 120mm, espessura da fôrma de 0,95mm e modelo MF-50 suporta o carregamento e apresenta peso próprio de 2,33kN/m².

Para L2 a laje com altura de 140mm, espessura da fôrma de 1,25mm e modelo MF-75 suporta o carregamento e apresenta peso próprio de 2,55kN/m².

Para LC a laje de forro com altura de 100mm, espessura de fôrma de 0,80mm e modelo MF-50 suporta o carregamento e apresenta peso próprio de 1,85kN/m²

O aço das fôrmas é o ASTM A 653 Grau 40, com tensão de escoamento de 280MPa e o concreto é o C30. A METFORM indica, em seu manual, o uso de armaduras em tela soldada devido à retração do concreto. Para todas as lajes, determinadas anteriormente, é recomendada a armadura Q-75 composta por uma malha de aço com diâmetro de 3,8mm espaçadas em 15cm.

3.3.2 Etapa de construção

As verificações da etapa de construção devem ser de acordo com a ABNT NBR 14762:2010, onde deve-se verificar, para o estado-limite último:

- Resistência ao momento fletor;
- Resistência ao esforço cortante;
- Resistência ao momento fletor e esforço cortante combinados.

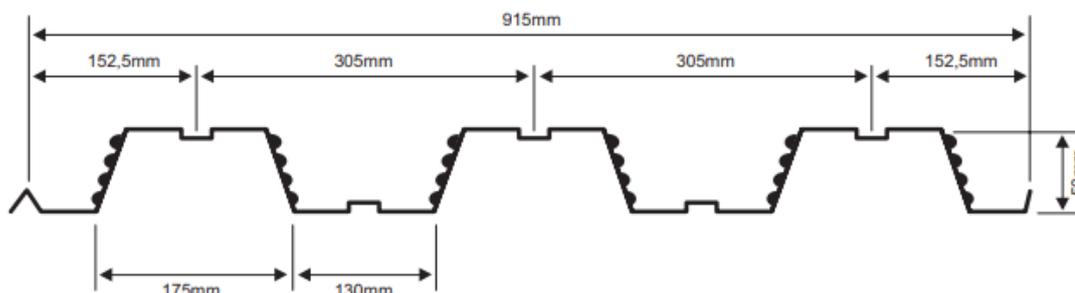
E para o estado-limite de serviço:

- Deslocamento máximo.

A fôrma pode ser considerada como uma viga de largura unitária, devido à rigidez proporcionada pelas nervuras. Para determinação das solicitações consideram-se vãos simplesmente apoiados. A escolha desta condição justifica-se por não haver garantia na continuidade nos apoios internos e por gerar maiores solicitações, sendo mais favorável a segurança.

A figura 19 apresenta a geometria da fôrma escolhida para a laje L1 e L3.

Figura 19 – Dimensões da fôrma incorporada MF-50



Fonte: Catálogo da METFORM (p. 4).

O catálogo da METFORM fornece as propriedades físicas das fôrmas, necessárias para a determinação das resistências.

As ações consideradas são o peso próprio da laje e sobrecarga de construção.

Exemplo detalhado para a laje L1, utilizando equações obtidas na ABNT NBR 14762:2010:

- Dados da fôrma:

$$L = 2,4m$$

$$h = 50mm$$

$$t = 0,95mm$$

$$E = 20000kN/cm^2$$

$$I = 562372mm^2 \text{ Dado pelo fabricante;}$$

$$W_{ef} = 18778mm^3 \text{ Dado pelo fabricante;}$$

- Esforços:

$$\text{Peso próprio da laje} = 2,33kN/m^2$$

$$\text{Sobrecarga de construção} = 1kN/m^2$$

$$M_{Sd} = \frac{qL^2}{8} = \frac{(1,3 * 2,33 + 1,3 * 1) * 2,4^2}{8} = 3,12kNm/m$$

$$V_{Sd} = \frac{qL}{2} (1,3 * 2,33 + 1,3 * 1) * \frac{2,4}{2} = 5,19kN/m$$

- Resistência ao momento fletor:

Como na fôrma não ocorre flambagem lateral com torção e flambagem por distorção da seção transversal, a resistência ao momento fletor se dá pelo início do escoamento da seção efetiva.

$$M_{Rd} = W_{ef} f_y / 1,1$$

Onde:

W_{ef} – Módulo de resistência elástico da seção efetiva (cm³);

f_y – Tensão de escoamento (kN/cm²).

$$f_y = 280 \text{ MPa}$$

$$M_{Rd} = 18,778 * \frac{28}{1,1} = 477,98 \text{ kNcm/m} = 4,77 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Sd} \text{ Atende.}$$

- Resistência ao esforço cortante:

A norma ABNT NBT 14762:2010 classifica a esbeltez da alma em compacta, semicompacta e esbelta.

$$V_{Rd} = \frac{0,6f_y h t}{1,1} \text{ para } \frac{h}{t} < 1,08 \left(\frac{EK_v}{f_y} \right)^{0,5}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,65t^2 \sqrt{K_v f_y E}}{1,1} \text{ para } 1,08 \left(\frac{EK_v}{f_y} \right)^{0,5} < \frac{h}{t} < 1,4 \left(\frac{EK_v}{f_y} \right)^{0,5}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,905EK_v t^3}{1,1h} \text{ para } \frac{h}{t} > 1,4 \left(\frac{EK_v}{f_y} \right)^{0,5}$$

$K_v = 5,34$ Para alma sem enrijecedores transversais.

$$1,08 \left(\frac{EK_v}{f_y} \right)^{0,5} = 66,70$$

$$1,4 \left(\frac{EK_v}{f_y} \right)^{0,5} = 86,46$$

$$\frac{h}{t} = \frac{5}{0,095} = 52,63$$

Como $h/t < 1,08(EK_v/f_y)^{0,5}$ a alma se classifica como compacta e, para a resistência ao esforço cortante, tem-se, considerando que a fôrma possui seis almas em sua largura unitária:

$$V_{Rd} = 6 \left(\frac{0,6f_y h t}{1,1} \right) = 6 * \left(0,6 * \frac{28}{1,1} * 5 * 0,095 \right) = 43,5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} \geq V_{Sd} \text{ Atende.}$$

- Esforços combinados:

$$(V_{Sd}/V_{Rd})^2 + (M_{Sd}/M_{Rd})^2 \leq 1$$

$$(5,19/43,5)^2 + (3,12/4,77)^2 = 0,44 < 1 \text{ Atende.}$$

- Deslocamento máximo:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{0,0233 * 240^4}{20000 * 56,2372} = 0,895 \text{ cm}$$

$$\delta_{lim} = \begin{cases} L/180 \\ 20 \text{ mm} \end{cases} = 13,33 \text{ mm}$$

$$\delta < \delta_{lim} \text{ Atende.}$$

A mesma metodologia de cálculo foi utilizada para as demais lajes, a tabela 8 apresenta os valores obtidos. Os dados e propriedades necessários para as demais lajes estão presentes no anexo B.

Tabela 8 – Verificação das lajes para etapa de construção

Laje	M_{Sd}	M_{Rd}	V_{Sd}	V_{Rd}	$(V_{Sd}/V_{Rd})^2 + (M_{Sd}/M_{Rd})^2 \leq 1$
L1 e L3	3,12	4,77	5,19	43,5	0,44
L2	3,32	10,33	5,54	86,4	0,11
LC	3,38	3,71	5,00	36,66	0,85

Fonte: Elaboração própria.

A tabela 9 apresenta os valores dos deslocamentos das fôrmas das lajes.

Tabela 9 – Deslocamentos máximos das fôrmas incorporadas

Laje	q (kN/m)	L (mm)	E (kN/cm ²)	I (cm ⁴)	δ (mm)	$\frac{\delta}{\delta_{lim}}$ (mm)
L1 e L3	2,33	2400	20000	56,24	8,95	0,67
L2	2,55	2400	20000	166,67	3,30	0,25
LC	1,85	2700	20000	44,94	14,24	0,95

Fonte: Elaboração própria.

3.3.3 Etapa final

Os carregamentos atuantes para a verificação da etapa final foram mostrados nos itens anteriores. A tabela 10 apresenta os carregamentos de forma resumida.

Tabela 10 – Ações consideradas na etapa final

Lajes		Ações permanentes	Ações variáveis	Total
L1 e L3	Valor característico (kN/m ²)	3,70	3	
	Valor de cálculo (kN/m ²)	5,18	4,5	9,68
L2	Valor característico (kN/m ²)	7,18	3	
	Valor de cálculo (kN/m ²)	10,05	4,5	14,55
LC	Valor característico (kN/m ²)	3,21	0,5	
	Valor de cálculo (kN/m ²)	4,50	0,75	5,25

Fonte: Elaboração própria.

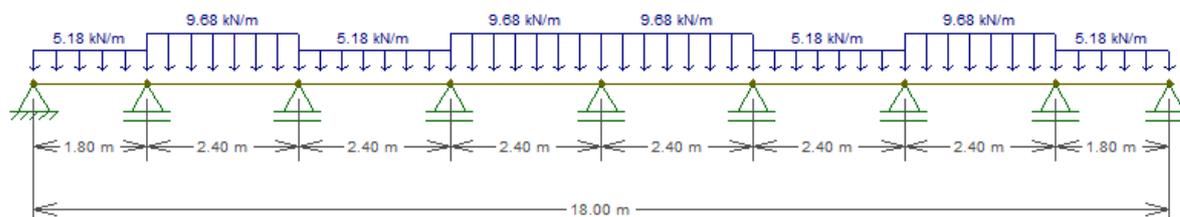
As verificações à serem feitas para a etapa final são, para o estado-limite último:

- Resistência ao momento fletor;
- Resistência ao cisalhamento horizontal;
- Resistência ao cisalhamento vertical;

A obtenção das máximas solicitações foi através da análise linear elástica utilizando o software FTOOL, onde as ações variáveis foram alternadas de modo a obter as maiores solicitações, como recomenda a ABNT NBR 8800:2014 (p. 111): “Deve ser considerada a ação variável aplicada apenas a uma parte da estrutura ou da barra, se o efeito produzido for mais desfavorável que aquele resultante da aplicação da ação sobre toda a estrutura ou toda a barra”.

A figura 20 mostra a distribuição dos carregamentos, para a laje L1, que gerou as máximas solicitações.

Figura 20 – Situação de ações que geram maiores solicitações



Fonte: Elaboração própria.

Ainda utilizando L1 como exemplo, utilizando as equações da ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 6118:2014:

- Dados da laje:

$$f_{ck} = 30MPa$$

$$E = 200000MPa$$

$$b = 1000mm$$

$$h_{laje} = 120mm$$

$$h_{fôrma} = 50mm$$

$$h_{conc} = t_c = 70mm$$

$$A_{F,ef} = 1193mm^2 \text{ Dado pelo fabricante.}$$

$$CG_{fôrma} = 26,21mm \text{ Dado pelo fabricante.}$$

$$b_c = 130mm$$

- Esforços, obtido através do software FTOOL:

$$M_{Sd} = 3,2kNm/m$$

$$M_{Sd,negativo} = 5,4kNm/m$$

$$V_{Sd} = 12,6kN/m$$

- Resistência ao momento fletor positivo:

A linha neutra pode estar na fôrma de aço ou acima dela, para saber deve-se comparar as forças resistentes da fôrma e do concreto acima da fôrma.

$$M_{Rd} = N_{pa}(d_F - 0,5a) \text{ para } N_{cf} > N_{pa}$$

$$M_{Rd} = N_{cf}y + M_{pr} \text{ para } N_{cf} < N_{pa}$$

Onde:

N_{cf} – Força axial resistente de cálculo do concreto acima da fôrma de aço (kN);

N_{pa} – Força axial resistente de cálculo da fôrma de aço (kN);

M_{pr} – Momento de plastificação da fôrma de aço (kNcm);

a – Altura do bloco de compressão do concreto (cm);

d_F – Distância entre a face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma de aço (cm).

$$N_{ef} = 0,85f_{cd}bt_c = 0,85 * \frac{3}{1,4} * 100 * 7 = 1275kN$$

$$N_{pa} = A_{F,ef}f_{yd} = 11,93 * \frac{28}{1,1} = 303,67kN$$

Como $N_{ef} > N_{pa}$, linha neutra está acima da fôrma.

$$a = \frac{N_{pa}}{0,85f_{cd}b} = \frac{303,67}{0,85 * \frac{3}{1,4} * 100} = 1,67cm$$

$$d_F = h_{laje} - CG_{fôrma} = 93,79mm$$

$$M_{Rd} = 303,67 * (9,379 - 0,5 * 1,67) = 2594,55kNcm = 25,95kNm$$

$$M_{Rd} > M_{Sd} \text{ Atende.}$$

- Resistência ao momento fletor negativo, utilizando a malha Q-75 indicada pelo fornecedor, com $A_s = 0,678cm^2/m$, calculada pra uma nervura de 305mm:

$$M_{Rd} = A_s f_{sd} z$$

Onde:

A_s – Área da armadura longitudinal (cm^2/m);

f_{sd} – Tensão de escoamento de cálculo da armadura (kN/cm^2);

z – Braço de alavanca (cm).

Para o braço de alavanca, deve-se conhecer a altura da linha neutra, x , e a distância parte inferior da laje ao centro geométrico da armadura, d_s .

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{0,85f_{cd}b_c} = \frac{0,678 * \frac{50}{1,15} * 0,305}{0,85 * \frac{3}{1,4} * 13} = 0,38cm$$

Considerando cobrimento de 2,5cm, tem-se:

$$d_s = 12 - 2,5 = 9,5cm$$

$$z = d_s - \frac{x}{2} = 9,5 - \frac{0,38}{2} = 9,31 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = 0,678 * \frac{50}{1,15} * 9,31 = 274,44 \text{ kNcm}$$

$M_{Rd} < M_{Sd}$ Não atende.

Adicionando barras de 6,3mm, aço CA-50 e espaçadas a cada 15cm, com $A_s = 1,866 \text{ cm}^2/\text{m}$, o que somado com a área de aço da malha resulta em $A_s = 2,544 \text{ cm}^2/\text{m}$:

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{0,85 f_{cd} b_c} = \frac{2,544 * \frac{50}{1,15} * 0,305}{0,85 * \frac{3}{1,4} * 13} = 1,42 \text{ cm}$$

$$z = d_s - \frac{x}{2} = 9,5 - \frac{1,42}{2} = 8,79 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = 2,544 * \frac{50}{1,15} * 8,79 = 972,25 \text{ kNcm}$$

$M_{Rd} > M_{Sd}$ Atende.

- Resistência ao cisalhamento vertical:

Para a resistência, tem-se:

$$V_{Rd,V} = \left[\frac{1000 A_v \tau_{Rd} k_v (1,2 + 40\rho)}{\gamma_c b_n} \right]$$

Onde:

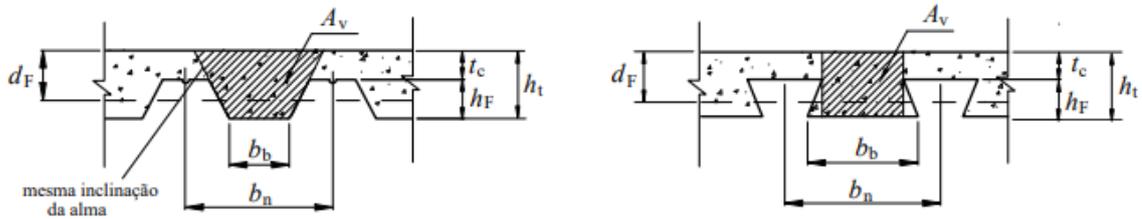
A_v – Área resistente do concreto (área hachurada da figura 21, cm^2);

τ_{Rd} – Tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento (kN/cm^2);

ρ – Razão entre a área da armadura longitudinal de tração, referente à área A_v , e a área resistente de concreto, A_v (adimensional);

b_n – Largura entre duas nervuras consecutivas, conforme figura 21 (cm).

Figura 21 – Dimensões da fôrma de aço e da laje de concreto



Fonte: ABNT NBR 8800:2008 (p. 215).

Dados do fabricante:

$$b_n = 305\text{mm}$$

$$b_0 = 152,5\text{mm}$$

$$d_F = 93,79\text{mm}$$

$$A_v = \frac{(23,8 + 13) * 12}{2} = 220,8\text{cm}^2$$

$$A_F = A_{F,ef} \frac{b_0}{1000} = 11,93 * \frac{175}{1000} = 2,087\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_F}{A_v} \leq 0,02 = \frac{2,087}{220,8} = 0,0094$$

$$k_v = \left(1,6 - \frac{d_F}{1000}\right) \geq 1 = \left(1,6 - \frac{9,379}{1000}\right) = 1,5$$

Para $f_{ck} = 30\text{MPa}$, $\tau_{Rd} = 0,05\text{kN/cm}^2$.

$$V_{Rd,V} = \left[\frac{1000 * 220,8 * 0,05 * 1,5 * (1,2 + 40 * 0,0094)}{1,4 * 305} \right] = 61,12\text{kN/m}$$

$V_{Rd,V} > V_{Sd}$ Atende.

- Resistência ao cisalhamento longitudinal:

Para a resistência, tem-se:

$$V_{Rd,l} = \frac{bd_F \left[\frac{m A_{F,ef}}{b L_s} + k \right]}{\gamma_{sl}}$$

Onde:

m e k – Constantes empíricas fornecidas pelo fabricante (kN/mm^2);

L_s – Vão de cisalhamento (mm);

γ_{sl} – Coeficiente de ponderação da resistência, igual ao determinado pela norma ou especificação utilizada nos ensaios (adimensional);

Dados do fabricante:

$$m = 152,14kN/mm^2$$

$$k = 0,001697kN/mm^2$$

O vão de cisalhamento, L_s , se dá por um quarto do vão teórico em direção às nervuras. Quando a laje é considerada contínua, a norma permite utilizar um vão simplesmente apoiado equivalente, dado por 0,8 vez o vão real para vãos internos.

$$L_s = \frac{L_f}{4} = \frac{0,8 * 2,4}{4} = 0,48m = 480mm$$

$$V_{Rd,l} = \frac{93,79 \left[\frac{152,14 * 1193}{1000 * 480} + 0,001697 \right]}{1,25} = 28,50kN/m$$

$$V_{Rd,l} > V_{Sd} \text{ Atende.}$$

A mesma metodologia para obtenção das solicitações para a laje L1 foi utilizada para as demais lajes, as solicitações e resistências estão presentes nas tabelas 11 e 12. Os dados e propriedades para as demais lajes estão presentes no anexo B.

Tabela 11 – Verificações de momentos fletores positivo e negativo

Laje	Momento fletor positivo (kNm/m)			Momento fletor negativo (kNm/m)		
	M_{Sd}	M_{Rd}	M_{Sd}/M_{Rd}	M_{Sd}	M_{Rd}	M_{Sd}/M_{Rd}
L1	3,20	25,95	12,33%	5,40	9,72	55,55%
L2	4,50	40,53	11,10%	7,80	9,72	80,25%
L3	2,60	25,95	10,01%	4,40	9,72	45,27%
LC	1,30	16,98	7,65%	2,60	9,72	26,75%

Fonte: Elaboração própria.

Tabela 12 – Verificações de cisalhamento vertical e longitudinal

Laje	Cisalhamento vertical (kN/m)			Cisalhamento longitudinal (kN/m)		
	$V_{v,Sd}$	$V_{v,Rd}$	$V_{v,Sd}/V_{v,Rd}$	$V_{l,Sd}$	$V_{l,Rd}$	$V_{l,Sd}/V_{l,Rd}$
L1	12,60	61,12	20,61%	12,60	28,50	44,21%
L2	18,40	71,48	33,70%	18,40	46,07	39,94%
L3	11,60	61,12	18,98%	11,60	28,50	40,70%
LC	6,40	46,79	13,67%	6,40	14,85	43,09%

Fonte: Elaboração própria.

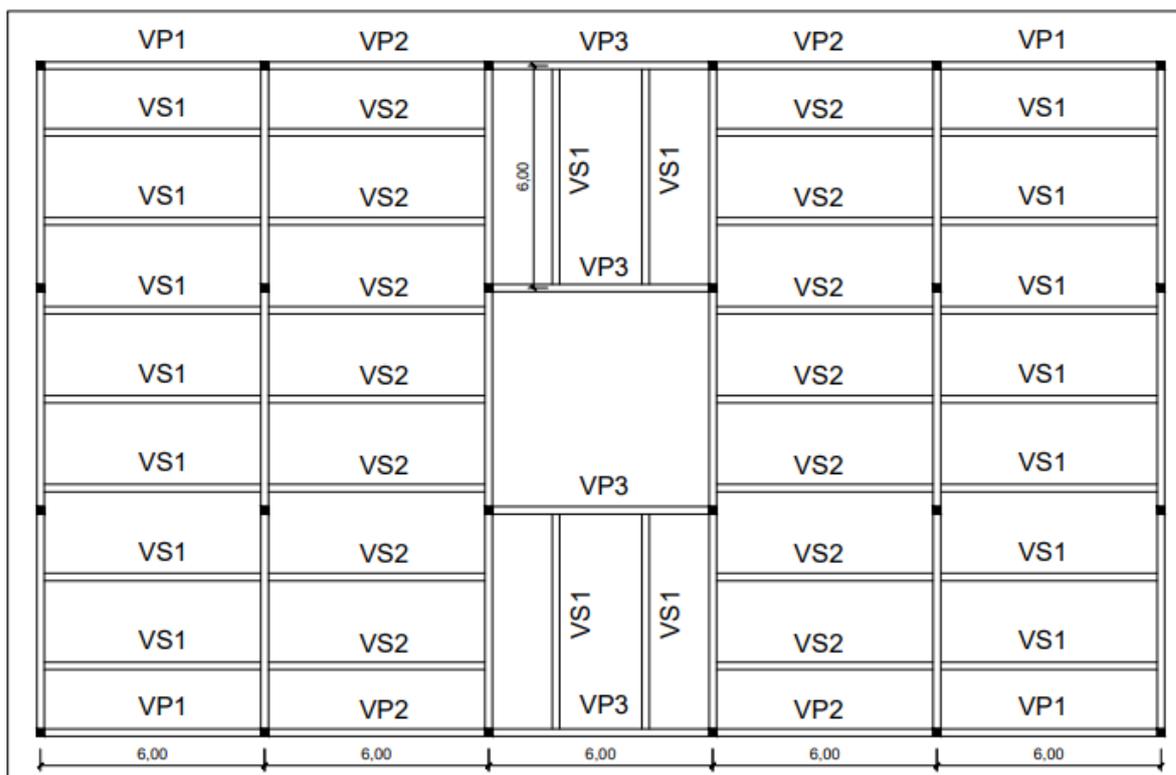
Através da tabela verifica-se que o estado-limite último crítico é o cisalhamento longitudinal com um resultado conservador.

O EUROCODE 4 (2004) prevê que, para lajes mistas contínuas, não é necessária a verificação ao deslocamento vertical quando a relação vão/espessura da laje não exceder o valor de 32 para vãos externos e 35 para vãos internos. Assim, como as lajes apresentadas apresentam relação vão/espessura máxima de 27 para vãos internos e 15 para vãos externos, a verificação ao deslocamento não se faz necessária.

3.4 Vigas

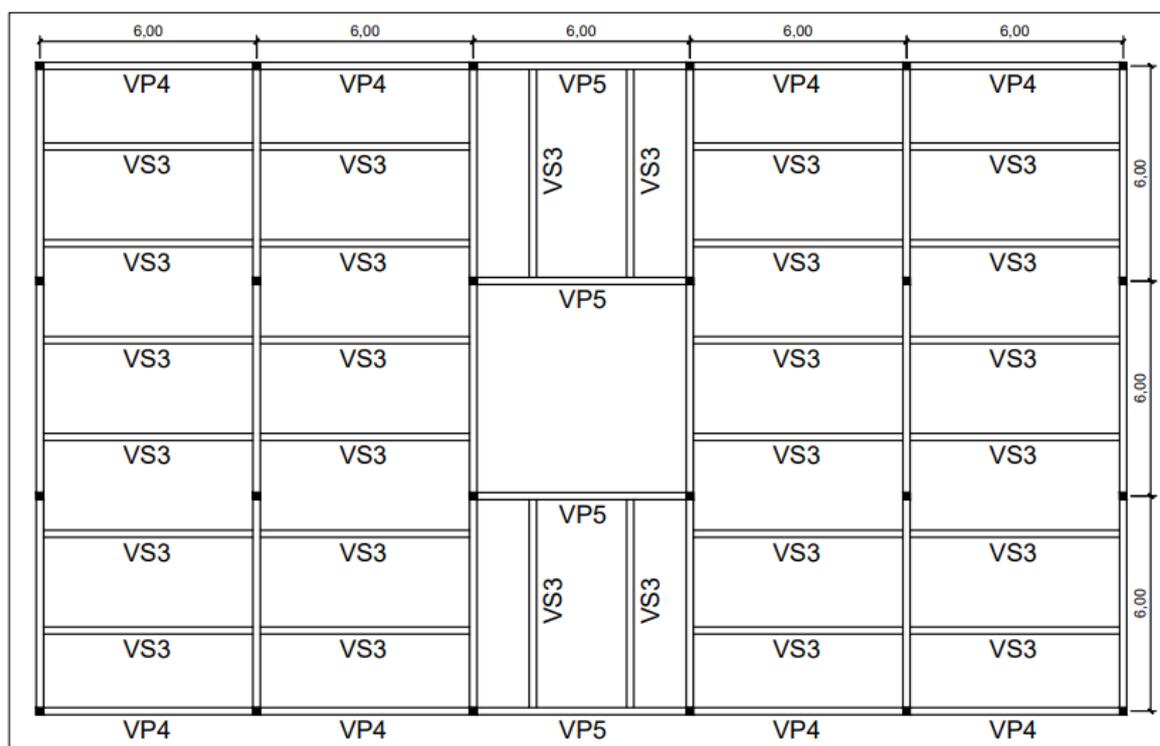
Para as vigas foi usado a nomenclatura VP para vigas principais e VS para vigas secundárias, conforme mostradas na figura 20 e 21, vigas com carregamentos semelhantes foram agrupadas.

Figura 22 – Disposição das vigas mistas para o pavimento tipo



Fonte: Elaboração própria.

Figura 23 – Disposição das vigas mistas para a cobertura



Fonte: Elaboração própria.

As vigas secundárias (VS) são consideradas vigas mistas biapoiadas e suportam as ações devido às lajes e peso próprio.

As vigas principais (VP) são consideradas biapoiadas e suportam ações devido às lajes, com exceção da viga VP3 e VP5, reação das vigas secundárias quando houver, paredes ou platibanda e peso próprio.

As vigas do pórtico são consideradas vigas de aço e suportam às ações devidas ao vento, reações das vigas secundárias e peso próprio. Os pórticos são mostrados na figura 21, e além das cargas já citadas, os pórticos extremos e centrais suportam ações devidas às paredes. Por não se tratarem de elementos mistos, não são verificados nesse trabalho.

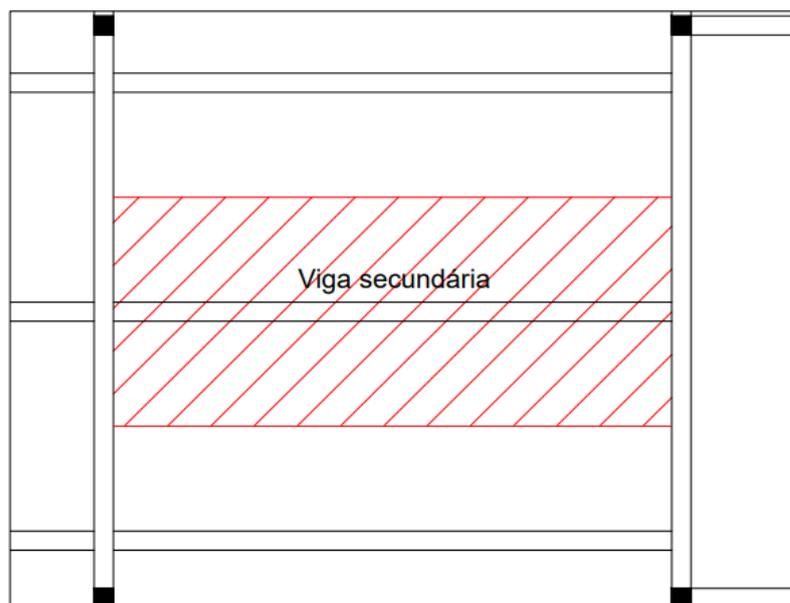
Figura 24 – Disposição pórticos rígidos



Fonte: Elaboração própria.

As lajes são distribuídas nas vigas através das áreas de influência, que são as áreas delimitadas pela metade da distância das vigas adjacentes, como mostra a hachura da figura 22.

Figura 25 – Área de influência da laje na viga mista



Fonte: Elaboração própria.

3.4.2 Etapa de construção

As ações solicitantes na etapa de construção, para as vigas secundárias, são o peso próprio da viga, obtido através dos catálogos do fabricante, peso próprio das lajes e sobrecarga de construção.

As verificações à serem feitas são considerando a viga como uma viga de aço isolada, que são, para o estado-limite último, resistência ao momento fletor e resistência ao esforço cortante. A flambagem lateral por torção é desconsiderada para a determinação da resistência ao momento fletor, pois os conectores de cisalhamento são presos junto à laje, gerando uma contenção lateral contínua.

O aço usado é o ASTM A572 Grau 50, com tensão de escoamento de 345MPa, os perfis são do tipo I e sua escolha se deu pelo perfil com menor peso por metro linear que atende às verificações da etapa final, e somente depois verificadas para a etapa de construção.

Como exemplo foi feito as verificações para a VS1 (Figura), utilizando equações da ABNT NBR 8800:2008:

Utilizando o perfil W 200x19,3, tem-se:

$$d = 203mm$$

$$h = 190mm$$

$$t_w = 5,8mm$$

$$b_f = 102mm$$

$$t_f = 6,5mm$$

$$massa = 19,3kg/m$$

$$A_a = 25,10cm^2$$

$$I_x = 1686cm^4$$

$$Z_x = 183cm^3$$

$$f_y = 345MPa$$

$$E = 200000MPa$$

- Esforços:

$$Peso\ da\ laje = 2,33kN/m^2$$

$$Sobrecarga\ de\ construção = 1,00kN/m^2$$

$$q_{perm} = 2,33 * 2,4 = 5,59kN/m$$

$$q_{sobrecarga} = 1,00 * 2,4 = 2,4kN/m$$

$$M_{Sd} = \frac{qL^2}{8} = \frac{(5,59 * 1,3 + 2,4 * 1,3) * 6^2}{8} = 46,74kNm$$

$$V_{Sd} = \frac{qL}{2} = \frac{(5,59 * 1,3 + 2,4 * 1,3) * 6}{2} = 31,16kN$$

- Resistência ao momento fletor:

Para a resistência ao momento fletor do perfil de aço isolado, deve-se verificar a ocorrência de flambagem local na mesa (FLM), na alma (FLA) e lateral por torção (FLT). Essa última não precisa ser verificada nesse caso, pois todas as vigas mistas são ligadas à forma por conectores de cisalhamento na fase de construção, criando uma contenção lateral contínua.

Para as flambagens locais, se faz necessário a classificação da esbeltez da alma e da mesa, dado pelos limites λ_p e λ_r , onde, para $\lambda < \lambda_p$ tem-se seção compacta, para $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ tem-se seção semicompactas e $\lambda_r < \lambda$ tem-se seção esbelta.

Para FLM em perfil laminado:

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 * \sqrt{\frac{200000}{345}} = 9,15$$

$$\lambda_p = 0,83 \sqrt{\frac{E}{0,7f_y}} = 0,83 * \sqrt{\frac{200000}{0,7 * 345}} = 23,88$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2h_f} = \frac{102}{2 * 6,5} = 7,85$$

$\lambda < \lambda_p$ Perfil compacto, ocorre a plastificação total da mesa.

$$M_{Rd,pl} = Z_x f_{yd} = 190,5 * \frac{34,5}{1,1} = 5974,77 kNcm$$

$M_{Rd,pl} > M_{Sd}$ Atende.

Para FLA com perfil de dupla simetria:

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 * \sqrt{\frac{200000}{345}} = 90,5$$

$$\lambda_r = 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,7 * \sqrt{\frac{200000}{345}} = 137,24$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{190}{5,8} = 32,76$$

$\lambda < \lambda_p$ Perfil compacto, ocorre plastificação total da alma.

$$M_{Rd,pl} = 5738,54 kNcm$$

$M_{Rd,pl} > M_{Sd}$ Atende.

- Resistência ao esforço cortante:

Semelhante à resistência ao momento fletor, para o esforço cortante, a expressão da resistência depende da esbeltez da alma. Os perfis laminados, em geral, não apresentam a flambagem da alma por cisalhamento como fator determinante no dimensionamento, por isso, se a esbeltez da alma for inferior ao limite λ_p , para a resistência ao esforço cortante, tem-se:

$$V_{Rd} = \frac{A_w(0,6f_y)}{\gamma_{a1}}$$

$$\lambda_p = 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,46 * \sqrt{\frac{200000}{345}} = 59,23$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{190}{5,8} = 32,76$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$V_{Rd} = \frac{A_w(0,6f_y)}{\gamma_{a1}} = 19 * 0,58 * \frac{0,6 * 34,5}{1,1} = 207,37kN$$

$$V_{Rd} > V_{Sd}$$

- Deslocamento máximo:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{(0,05592 + 0,00189) * 600^4}{20000 * 1686} = 2,89cm$$

Onde a solicitação q se dá pelo peso da área de laje contribuinte e peso próprio do perfil.

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{(0,05592 + 0,00189) * 600^4}{20000 * 1686} = 2,89cm$$

$$\delta_{lim} = \begin{cases} \frac{L}{350} = 1,71cm \\ 1,5cm \end{cases} = 1,5cm$$

$$\delta > \delta_{lim} \text{ Não atende.}$$

Como as vigas mistas apresentam perfis com elevada esbeltez, deve-se ter cuidados com os deslocamentos na etapa de construção quando o comportamento misto não está presente, para evitar o uso de perfis mais robustos para combater o problema de deslocamento nessa etapa, optou-se por utilizar uma contraflecha, δ_c , de forma a obter um deslocamento final próximo ao nulo, assim não influenciando na etapa final. Adotando uma contraflecha de 30mm:

$$\delta_c = 3cm$$

$$\delta_{final} = \delta - \delta_c = 2,89 - 3 = -0,11cm$$

A mesma metodologia de cálculo foi utilizada para as demais vigas, o perfil e suas verificações para cada viga são mostradas na tabela 13.

Tabela 13 – Verificações das resistências das vigas na etapa de construção

Vigas	Perfil	Momento fletor (kNm)			Esforço cortante (kN)		
		M_{Sd}	M_{Rd}	M_{Sd}/M_{Rd}	V_{Sd}	V_{Rd}	V_{Sd}/V_{Rd}
VP1	W 200x22,5	61,00	70,72	0,86	40,67	240,34	0,17
VP2	W 200x22,5	62,16	70,72	0,88	41,44	166,99	0,25
VP3	W 310x32,7	113,36	148,35	0,76	67,47	388,75	0,17
VP4	W 200x15,0	43,77	46,39	0,94	29,18	161,83	0,18
VP5	W 200x19,3	54,00	59,74	0,90	30,00	221,56	0,13
VS1	W 200x19,3	46,75	59,74	0,78	31,17	221,56	0,14
VS2	W 250x22,3	49,82	83,96	0,59	33,23	277,23	0,12
VS3	W 200x15,0	45,01	46,39	0,97	30,01	161,83	0,18

Fonte: Elaboração própria.

As vigas principais apresentaram a resistência ao momento fletor na etapa de construção como fator determinante para a escolha do perfil.

Os deslocamentos máximos, contraflecha e deslocamento remanescente estão presentes na tabela 14.

Tabela 14 – Verificações de deslocamentos para vigas na etapa de construção

Viga	q (kN/m)	L (mm)	E (kN/cm ²)	I (cm ⁴)	δ (mm)	δ_c (mm)	δ_{final} (mm)
VP1	2,317	600	20000	2029	9,63	10	-0,37
VP2	2,515	600	20000	2029	10,45	10	0,45
VP3	*	600	20000	6570	9,52	10	-0,48
VP4	2,23	600	20000	1305	14,42	15	-0,58
VP5	**	600	20000	1686	24,91	25	-0,09
VS1	5,781	600	20000	1686	28,90	30	-1,10
VS2	6,338	600	20000	2939	18,19	20	-1,81
VS3	5,145	600	20000	1305	33,26	30	3,26

*Peso próprio e duas cargas pontuais devido às reações das vigas VS1.

**Peso próprio e duas cargas pontuais devido às reações das vigas VS3.

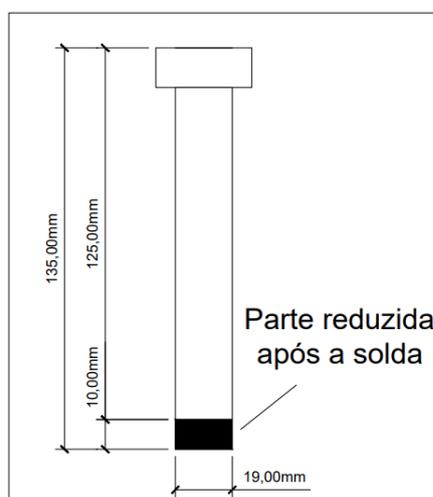
Fonte: Elaboração própria.

3.4.3 Etapa final

As ações nas vigas, além das mesmas usadas para as lajes, são seu peso próprio e peso das paredes quando for o caso.

Para todas as vigas mistas foram utilizados conectores de cisalhamento do tipo stud, por ser o mais usual, com interação parcial, devido a confiabilidade técnica da sua instalação e a alta demanda de conectores para que a interação seja considerada total. A figura 23 mostra o conector de cisalhamento usado e suas geometrias, possuindo uma resistência de cálculo, Q_{Rd} , de 70,6kNcm.

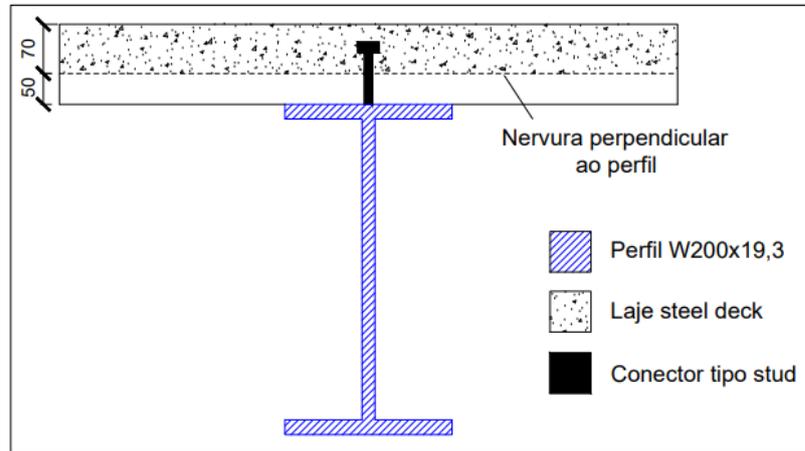
Figura 26 – Conector de cisalhamento stud e suas geometrias



Fonte: Elaboração própria

Como exemplo para verificação nessa etapa, utilizou-se a viga VS1, ilustrado na figura 24:

Figura 27 – Imagem ilustrativa da viga VS1



Fonte: Elaboração própria.

- Dados:

Para o perfil são os mesmos mostrados na etapa de construção e para a laje são as mesmas mostradas na etapa final das lajes mistas.

- Esforços:

$$q_{perm} = (2,33 + 0,313 + 1,05) * 2,4 = 8,86 kN/m$$

$$q_{sobrecarga} = (2,00 + 1,00) * 2,4 = 7,2 kN/m$$

$$M_{Rd} = ((8,86 + 0,189) * 1,4 + 7,2 * 1,5) * \frac{6^2}{8} = 105,61 kNm$$

$$V_{Sd} = ((8,86 + 0,189) * 1,4 + 7,2 * 1,5) * \frac{6}{2} = 70,4 kN$$

- Largura efetiva:

Em lajes biapoiadas a largura efetiva é, para cada lado, a metade da distância entre eixos da viga adjacente ou um oitavo do comprimento da viga, o que for menor.

$$L_f = b = \begin{cases} \frac{240}{2} + \frac{240}{2} = 240 cm \\ \frac{600}{8} + \frac{600}{8} = 150 cm \end{cases} = 150 cm$$

- Grau de interação e conectores de cisalhamento:

Para ocorrer a interação parcial, o grau de interação, η , deve respeitar os limites:

$$\eta = \begin{cases} 1 - \frac{E}{578f_y} (0,75 - 0,03L_e) < 1 \\ 0,4 \end{cases}$$

$$\eta = \begin{cases} 1 - \frac{20000}{578 * 34,5} (0,75 - 0,03 * 6) = 0,43 = 0,43 \\ 0,4 \end{cases}$$

A força de cisalhamento de cálculo é o menor valor entre a força resistente do concreto e a força resistente do perfil de aço.

$$F_{hd} = \begin{cases} A_a f_{yd} \\ 0,85 f_{cd} b t_c \end{cases} = \begin{cases} 25,10 * \frac{34,5}{1,1} = 787,23 kN \\ 0,85 * \frac{3}{1,4} * 150 * 7 = 1912,5 kN \end{cases} = 787,23 kN$$

Pode-se escolher o grau de interação desde que respeite os limites mostrados anteriormente, para esse exemplo o grau de interação usado será o mínimo. O número de conectores deve ser o suficiente para suportar o grau de interação da força F_{hd} .

$$n^o = \frac{\eta F_{hd}}{Q_{Rd}} = \frac{0,43 * 787,23}{70,6} = 4,79 = 5$$

É necessário um mínimo de 5 conectores de cisalhamento, entre a borda e o meio do vão, para obter a interação parcial, totalizando 10 conectores em toda a viga.

- Resistência ao momento fletor:

Primeiramente, deve-se classificar a seção quanto à flambagem local. Essa classificação é a mesma feita para a flambagem local da alma na fase de construção, ou seja:

$$\lambda_p = 90,5$$

$$\lambda_r = 137,24$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 32,76$$

Como $\lambda < \lambda_p$, tem-se seção compacta e, com isso, o momento de plastificação total é atingido. Com isso deve-se obter as forças resistentes de cálculo da espessura comprimida da mesa de concreto, da região comprimida do aço e da região tracionada do aço, C_{cd} , C_{ad} e T_{ad} , respectivamente.

$$C_{cd} = \sum Q_{Rd} = 5 * 70,6 = 353kN$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2}(A_a f_{yd} - C_{cd}) = \frac{1}{2}(787,23 - 353) = 217,11kN$$

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} = 353 + 217,11 = 570,11kN$$

Para saber se a linha se encontra na mesa superior ou na alma do perfil, deve-se comparar a força resistente de cálculo da parte comprimida do aço com a força resistente de cálculo da área da mesa superior.

$$A_{ef} f_{yd} = b_f t_f f_{yd} = 10,2 * 0,65 * 34,5/1,1 = 207,94kN$$

Como $C_{ad} > A_{ef} f_{yd}$, a linha neutra se encontra na alma do perfil, com isso, para determinar a altura da linha neutra, tem-se:

$$y_p = t_f + h_w \left(\frac{C_{ad} - A_{af} f_{yd}}{A_{aw} f_{yd}} \right) = 0,65 + 19 * \left(\frac{217,11 - 207,94}{0,58 * 19 * \frac{34,5}{1,1}} \right) = 1,154cm$$

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

Onde:

$\beta_{vm} = 1$ Para vigas biapoiadas;

y_t – Distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil até a face inferior desse perfil (cm);

y_c – Distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil até a face superior desse perfil (cm);

a – Espessura considerada efetiva da mesa de concreto (cm);

d – Altura do perfil (cm);

h_F – Altura da nervura, para lajes com fôrma incorporada (cm);

$$y_t = \frac{(20,3 - 1,154)^2 * 0,58/2 + 2 * (10,2 - 0,58) * 0,65^2/4}{0,58 * (20,3 - 1,154) + (10,2 - 0,58) * 0,65} = 6,24cm$$

$$y_c = \frac{1,154^2 * \frac{0,58}{2} + (10,2 - 0,58) * 0,65^2/2}{1,154 * 0,58 + 0,65 * (10,2 - 0,58)} = 0,35cm$$

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85f_{cd}b} = \frac{353}{0,85 * \frac{3}{1,4} * 150} = 1,29$$

$$M_{Rd} = 217,11 * (20,3 - 6,24 - 0,35) + 353 * \left(7 - \frac{1,29}{2} + 5 + 20,3 - 6,24\right) \\ = 11948,07kNcm$$

$M_{Rd} > M_{Sd}$ Atende.

- Resistência ao esforço cortante:

O esforço cortante deve ser resistido apenas pela alma do perfil, ou seja, a resistência ao esforço cortante é a mesma obtida na etapa de construção.

$$V_{Rd} = 207,37kN$$

$V_{Rd} > V_{Sd}$ Atende.

- Deslocamento máximo:

O deslocamento máximo total é dado pela soma do deslocamento da fase de construção, do deslocamento por efeitos de curta duração e deslocamento por efeitos de longa duração.

Para os deslocamentos das vigas mistas com interação parcial deve-se utilizar um momento de inércia efetivo da seção mista, para isso tem-se o procedimento abaixo.

Módulo de resistência do concreto:

$$E_{c0} = 0,85 * 5600 \sqrt{f_{ck}} = 0,85 * 5600 * \sqrt{30} = 26071,6 MPa$$

Razão modular para efeitos de curta duração, para homogeneizar a seção:

$$\alpha_e = \frac{E}{E_{c0}} = \frac{200000}{26071,6} = 7,67$$

Largura da mesa de concreto transformada:

$$L_{tr} = \frac{L_f}{\alpha_e} = \frac{150}{7,67} = 19,55 cm$$

Altura da seção de concreto contribuinte:

$$w = \frac{d}{2} + h_F + t_c = \frac{20,3}{2} + 5 + 7 = 22,15 cm$$

$$a = \frac{\sqrt{A^2 + 2L_{tr}Aw} - A}{L_{tr}} = \frac{\sqrt{25,1^2 + 2 * 19,55 * 25,1 * 22,15} - 25,1}{19,55} = 6,36$$

Assim, pode-se calcular as propriedades elásticas, presente na tabela 15:

Tabela 15 – Propriedades elásticas para efeitos de curta duração

	$A (cm^2)$	$y (cm)$	$Ay (cm^3)$	$Ay^2 (cm^4)$	$I_x (cm^4)$
Laje	124,34	18,97	2358,73	44745,10	419,12
Perfil	25,10	0,00	0,00	0,00	1686,00
Total	149,44	-	2358,73	44745,10	2105,12

Fonte: Elaboração própria.

Distância da linha neutra elástica da viga mista ao CG do perfil:

$$y_g = \frac{Ay}{A} = \frac{2358,73}{149,44} = 15,78 cm$$

Com a linha neutra elástica pode-se calcular o momento de inércia da seção homogeneizada e o momento de inércia efetivo.

$$I_{tr} = Ay^2 + I_x - A y_g = 44745,10 + 2105,12 - 149,44 * 15,78 = 44492,05cm^4$$

$$I_{ef} = I_a + (I_{tr} - I_a)\sqrt{\eta} = 1686 + (44492,05 - 1686) * \sqrt{0,43} = 29755,80cm^4$$

Flecha devido à efeitos de curta duração, levando em conta apenas as cargas acidentais:

$$q_{acidental} = 7,2kN/m$$

$$\delta_{cd} = \frac{5}{384} \frac{0,072 * 600^4}{20000 * 29755,8} = 0,204cm$$

Fazendo o mesmo procedimento, porém utilizando a razão modular para longa duração, que leva em conta os efeitos de fluência e retração do concreto:

$$\alpha_e = \frac{3E}{E_{c0}} = \frac{3 * 200000}{26071,6} = 23,01$$

$$L_{tr} = \frac{L_f}{\alpha_e} = \frac{150}{23,01} = 6,52cm$$

$$w = 22,15cm$$

$$a = \frac{\sqrt{A^2 + 2L_{tr}Aw} - A}{L_{tr}} = \frac{\sqrt{25,1^2 + 2 * 6,52 * 25,1 * 22,15} - 25,1}{6,52} = 9,76cm$$

Como a altura da parte contribuinte do concreto, a , é maior que a altura de concreto acima das nervuras, $t_c = 7cm$, deve-se utilizar o t_c . Assim, calcula-se as propriedades elásticas, presente na tabela 16.

Tabela 16 – Propriedades elásticas para efeitos de longa duração

	$A (cm^2)$	$y (cm)$	$Ay (cm^3)$	$Ay^2 (cm^4)$	$I_x (cm^4)$
Laje	45,64	18,65	851,18	15874,62	186,36
Perfil	25,10	0,00	0,00	0,00	1686,00
Total	70,74	-	851,18	15874,62	1872,36

Fonte: Elaboração própria.

$$y_g = \frac{841,18}{70,74} = 11,89cm$$

$$I_{tr} = 15874,62 + 1872,36 - 70,74 * 11,89 = 16905,88cm^4$$

$$I_{ef} = 1686 + (16905,88 - 1686) * \sqrt{0,43} = 11666,34cm^4$$

Flecha devido à efeitos de longa duração, levando em conta apenas as cargas permanentes:

$$q_{permanente} = 8,86kN/m$$

$$\delta_{ld} = \frac{5}{384} \frac{0,0886 * 600^4}{20000 * 11666,34} = 0,64cm$$

A flecha total da laje mista é a soma da flecha remanescente da etapa de construção com as flechas dos efeitos de curta e longa duração.

$$\delta_{total} = \delta_{construção} + \delta_{cd} + \delta_{ld} = -0,11 + 0,204 + 0,64 = 0,734cm$$

$$\delta_{lim} = \frac{L}{350} = \frac{600}{350} = 1,71cm > \delta_{total} \text{ Atende.}$$

O mesmo procedimento foi feito para as demais vigas, a tabela 17 apresenta o perfil usado para cada viga e a quantidade de conectores de cisalhamento necessária para ocorrer a interação parcial.

Tabela 17 – Perfil e número de conectores das vigas

Viga	Perfil	Número de conectores
VP1	W 200x22,5	12
VP2	W 200x22,5	12
VP3	W 310x32,7	12
VP4	W 200x15,0	8
VP5	W 200x19,3	10
VS1	W 200x19,3	10
VS2	W 250x22,3	12
VS3	W 200x15,0	8

Fonte: Elaboração própria.

O número de conectores escolhido é o mínimo necessário para obter a interação parcial, para ir a favor da segurança seria prudente utilizar mais conectores que, conseqüentemente, apresentaria um ganho na resistência da à flexão da seção

mista. Dispondo um conector por nervura da fôrma, as vigas sob as lajes L1 e L3 suportam até 19 conectores e as vigas sob a laje L2 suportam até 24 conectores, devendo ser verificado a possibilidade de atingir a interação total.

As solicitações e resistência se encontram na tabela 18.

Tabela 18 – Verificações para as vigas na etapa final

Viga	Momento Fletor			Esforço Cortante		
	M_{Sd}	M_{Rd}	M_{Sd}/M_{Rd}	V_{Sd}	V_{Rd}	V_{Sd}/V_{Rd}
VP1	82,63	136,10	0,61	55,09	240,34	0,23
VP2	102,37	144,57	0,71	68,24	240,34	0,28
VP3	218,82	241,84	0,90	126,42	388,75	0,32
VP4	51,58	86,77	0,59	34,39	161,83	0,21
VP5	101,70	112,41	0,90	59,30	221,56	0,27
VS1	104,43	119,47	0,87	69,62	221,56	0,31
VS2	157,05	170,89	0,92	104,70	277,23	0,38
VS3	63,76	86,77	0,73	42,51	161,83	0,26

Fonte: Elaboração própria.

Os deslocamentos máximos estão presentes na tabela 19.

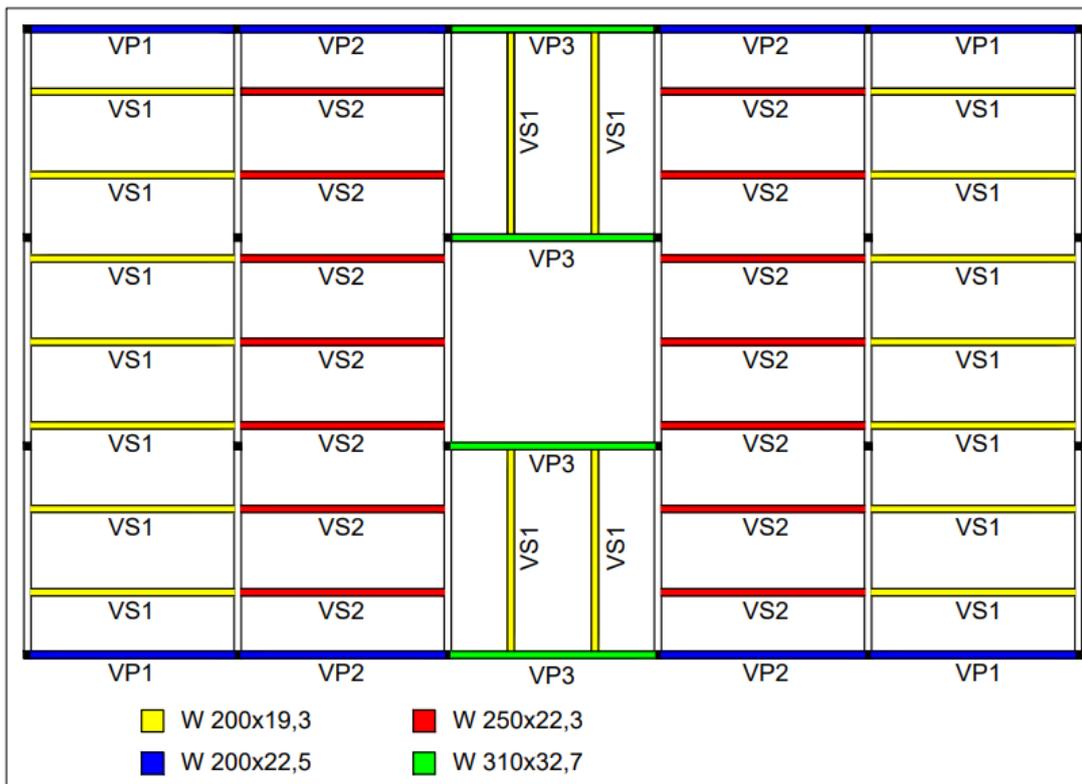
Tabela 19 – Deslocamento máximo para as vigas mistas

Viga	$\delta_{construção}$	δ_{cd}	δ_{ld}	δ_{total}	$\delta_{total}/\delta_{lim}$
VP1	-0,37	1,32	12,15	13,10	0,76
VP2	0,45	1,15	14,18	15,78	0,92
VP3	-0,48	2,42	10,21	12,15	0,71
VP4	-0,58	0,23	10,29	9,94	0,74
VP5	-0,09	0,53	12,92	13,36	0,78
VS1	-1,10	2,04	6,4	7,34	0,43
VS2	-1,81	1,29	8,22	7,70	0,45
VS3	3,26	0,54	9,73	13,53	0,79

Fonte: Elaboração própria.

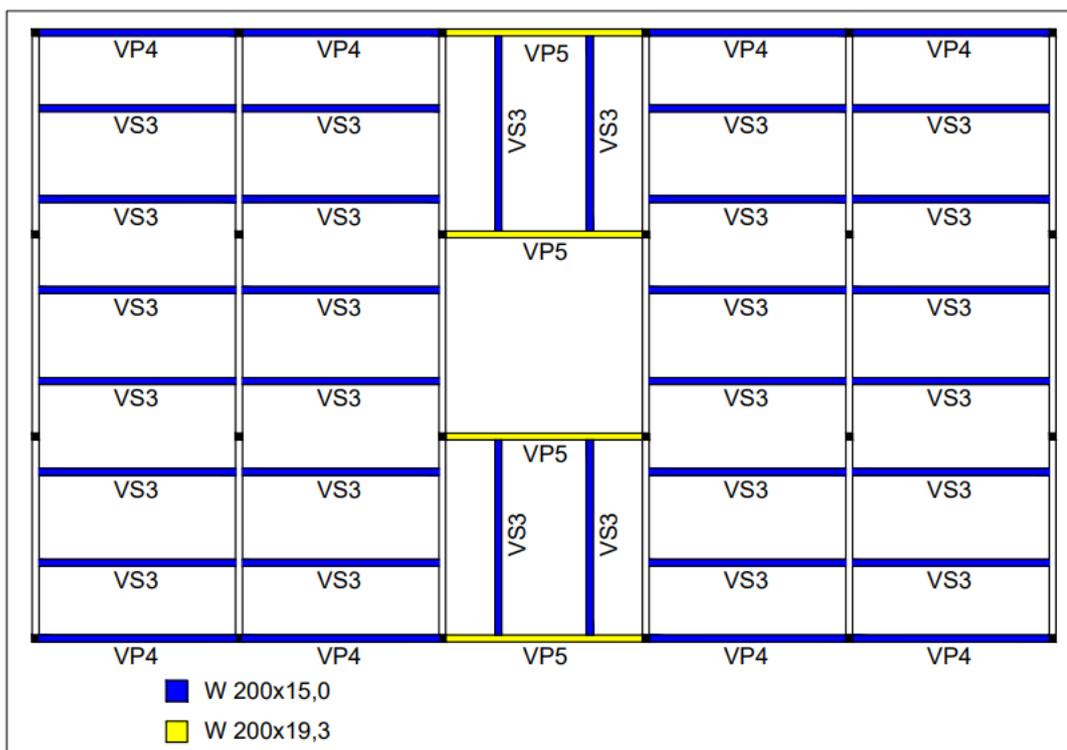
Nota-se que que a razão entre o deslocamento máximo e seu limite teve seu máximo valor de 92% para a VP2, indicando que a contraflecha adotada na etapa de construção foi efetiva. As disposições dos perfis do pavimento tipo e da cobertura são apresentadas nas figuras 25 e 26.

Figura 28 – Disposições dos perfis das vigas do pavimento tipo



Fonte: Elaboração própria.

Figura 29 – Disposições dos perfis das vigas da cobertura

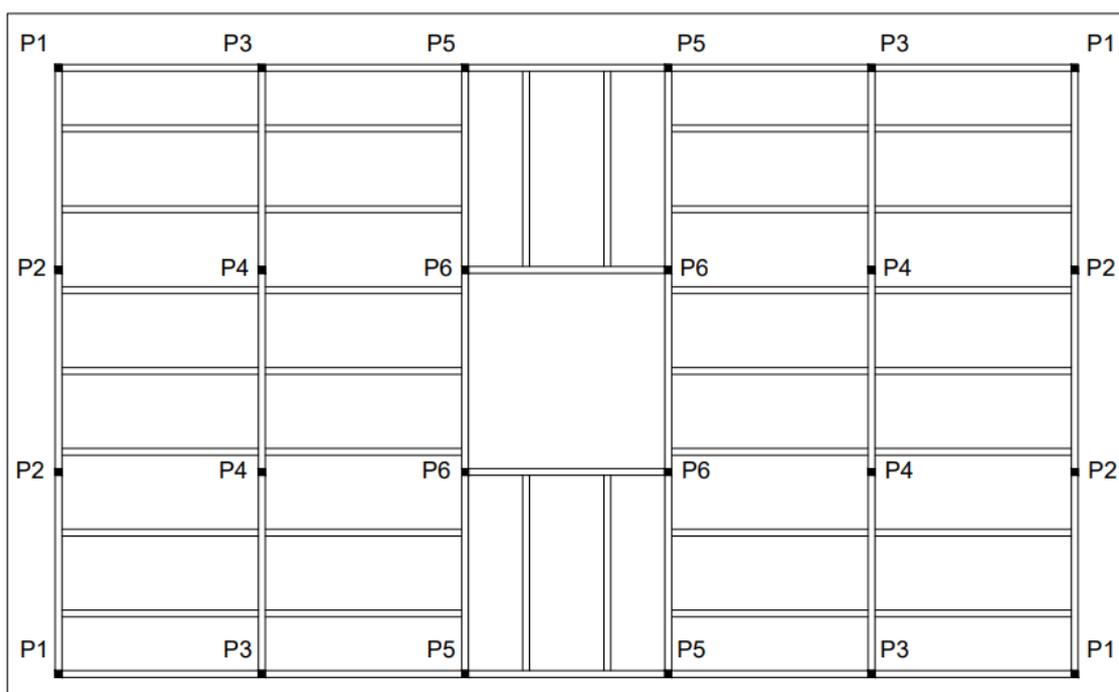


Fonte: Elaboração própria.

3.5 Pilares

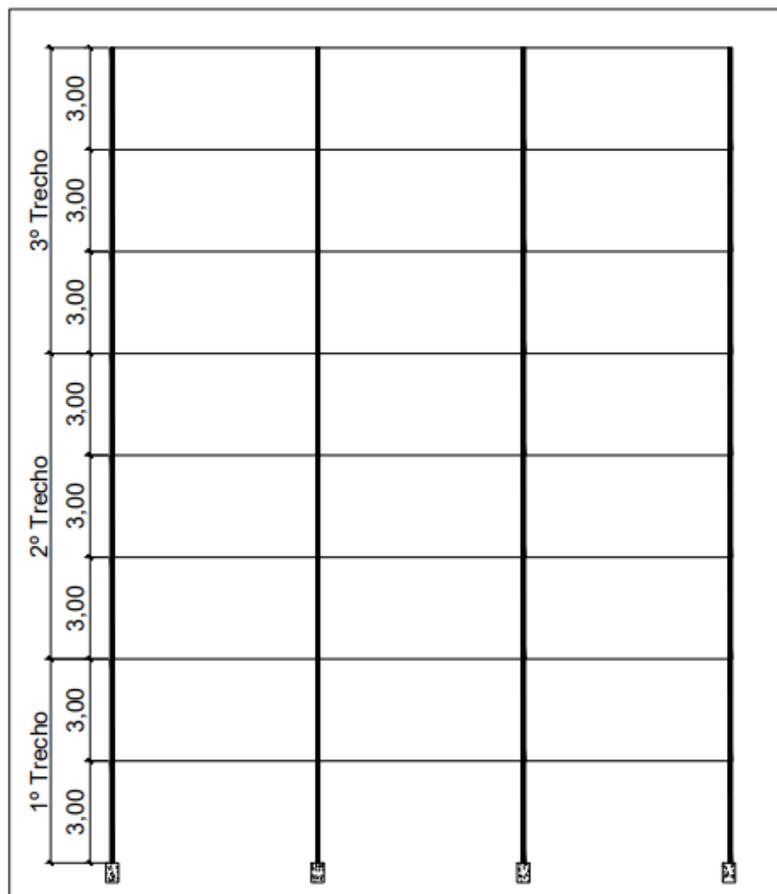
O edifício apresenta os pilares divididos em seis pórticos e um eixo de simetria (Figura 26). De forma semelhante às vigas, os pilares foram agrupados pela semelhança das solicitações, como mostra a figura 26. Em relação à sua altura, devido à diferença das solicitações, foi dividido em 3 trechos, sendo o trecho 1 composto pelo 1º e 2º pavimento, o trecho 2 composto pelo 3º, 4º e 5º pavimento e o trecho 3 composto pelo 6º, 7º e 8º pavimento, conforme a figura 27.

Figura 30 – Disposição dos pilares



Fonte: Elaboração própria.

Figura 31 – Disposição dos trechos dos pilares

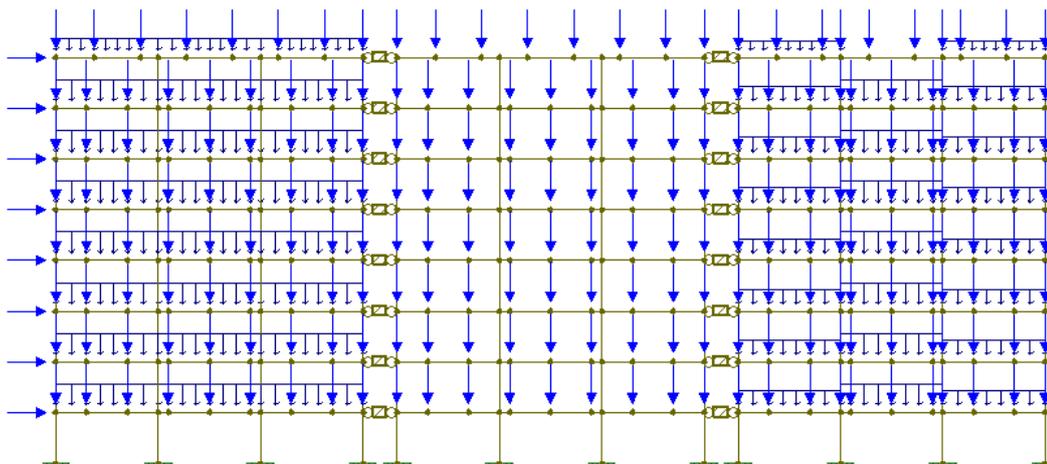


Fonte: Elaboração própria.

O aço utilizado nos pilares é o ASTM A572 Grau 50 e a escolha dos perfis se deu pelas menores dimensões, de forma a garantir uma maior área livre no pavimento. O tipo de pilar misto utilizado é o parcialmente revestido com concreto pelas suas vantagens construtivas. As verificações devem atender aos dois modelos de cálculo apresentados pela norma.

Os pilares se comportam como pórticos rígidos associados, transmitindo esforços de momento fletor em suas ligações rígidas. Devido a isso todas as solicitações foram obtidas através do software FTOOL, onde as cargas foram lançadas para as combinações que levam em conta as ações devido ao vento como ação principal e para as combinações que levam em conta as ações de utilização como ação principal. A figura 28 mostra o lançamento das cargas através do software FTOOL, para um eixo de simetria.

Figura 32 – Lançamento das cargas no pórtico rígido associado



Fonte: Elaboração própria.

Como exemplo, segue as verificações para o pilar P1:

- Propriedades dos materiais:

$$f_{ck} = 30MPa$$

$$E_c = 26071,6MPa$$

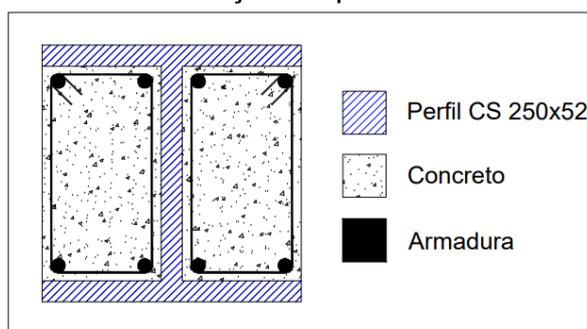
$$f_{y,perfil} = 345MPa$$

$$E = 200000MPa$$

$$f_s = 500MPa$$

Como o pilar P1 é pouco solicitado, será usado o menor perfil da série CS, o CS 250x52, com 4 barras de aço CA-50 de 10mm em cada lado da alma, como mostra a figura 28. A norma permite que a armadura longitudinal não seja considerada na determinação da resistência, portanto, não são consideradas.

Figura 33 – Imagem ilustrativa da seção do pilar P1



Fonte: Elaboração própria.

$$L = 300\text{cm}$$

$$d = 250\text{mm}$$

$$t_w = 8\text{mm}$$

$$b_f = 250\text{mm}$$

$$t_f = 9,5\text{mm}$$

$$I_a = 7694\text{cm}^4$$

$$Z_a = 678\text{cm}^3$$

$$A_a = 66\text{cm}^2$$

$$A_c = 559,02\text{cm}^2$$

$$I_c = 24858,22\text{cm}^4$$

- Carregamentos:

As maiores solicitações entre as duas combinações utilizadas, para o trecho 1 do pilar P1, são:

$$M_{Sdx} = 71,9\text{kNm}$$

$$M_{Sdy} = 0\text{kNm}$$

$$N_{Sd} = 1193,5\text{kN}$$

- Verificações:

A resistência deve ser atingida sem que ocorra flambagem local no perfil de aço, para isso, não deve ser ultrapassada a relação:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$$

$$26,31 \leq 35,87 \text{ Atende.}$$

Para o cálculo da rigidez efetiva à flexão, se faz necessário reduzir o módulo de elasticidade do concreto devido aos efeitos de retração e fluência do concreto, tomando-se, no lugar de E_c , o valor de $E_{c,red}$ dado por:

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \left(\frac{N_{G,sd}}{N_{sd}} \right)}$$

Para as seções parcialmente revestidas com concreto, admite-se que φ seja igual a 2,5 e $N_{G,sd}/N_{sd}$ igual a 0,6.

$$E_{c,red} = \frac{26071,6}{1 + 2,5 * (0,6)} = 10428,64 MPa$$

Assim, para a rigidez efetiva da seção mista:

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,6 E_{c,red} I_c$$

$$(EI)_e = 20000 * 7694 + 0,6 * 1042,86 * 24858,22 = 169434185,98 kNcm^2$$

Para a força axial resistente de cálculo à plastificação total, tem-se:

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 f_{cd} A_c$$

$$N_{pl,Rd} = 66 * \frac{34,5}{1,1} + 0,85 * \frac{3}{1,4} * 559,02 = 3088,21 kN$$

De forma análoga, para a força axial resistente à plastificação total:

$$N_{pl,R} = A_a f_y + 0,85 f_{ck} A_c$$

$$N_{pl,R} = 66 * 34,5 + 0,85 * 3 * 559,02 = 3702,5 kN$$

A contribuição do aço na força resistente de cálculo não deve ser inferior a 0,2 e nem superior a 0,9.

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{66 * 34,5 / 1,1}{3088,21} = 0,67$$

Com a contribuição de aço respeitando os limites, verifica-se a esbelteza relativa, λ_{rel} , que não deve ser superior a 2.

$$\lambda_{rel} = \lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}}$$

$$N_e = \frac{\pi^2(EI)_e}{(KL)^2} = \pi^2 * \frac{169434185,98}{300^2} = 18579,44kN$$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{3702,5}{18579,44}} = 0,44 < 2$$

Para o modelo de cálculo II, necessita-se dos módulos de resistência plástico dos materiais, Z_a e Z_c e dos módulos de resistência plástico em relação à linha neutra plástica, Z_{an} e Z_{cn} . Como não há solicitação para o eixo y, obtém-se as propriedades somente para o eixo x. Para Z_c tem-se:

$$Z_c = \frac{b_c h_c^2}{4} - Z_c = \frac{25 * 25^2}{4} - 678 = 3228,25cm^3$$

Se a linha neutra for menor que $d/2 - t_f = 11,55cm$, ela se encontra na alma do perfil, caso contrário, se encontra na mesa do perfil.

$$h_n = \frac{A_c 0,85 f_{cd}}{2b_c 0,85 f_{cd} + 2t_w (2f_{yd} - 0,85 f_{cd})}$$

$$h_n = \frac{1018,21}{2 * 25 * 0,85 * \frac{3}{1,4} + 2 * 0,8 * (2 * \frac{34,5}{1,1} - 0,85 * \frac{3}{1,4})} = 5,4cm$$

Linha neutra na alma do perfil, com isso, para Z_{an} e Z_{cn} tem-se:

$$Z_{an} = t_w h_n^2 = 0,8 * 5,4^2 = 23,33cm^3$$

$$Z_{cn} = b_c h_n^2 - Z_{an} = 25 * 5,4^2 - 23,33 = 705,67cm^3$$

Obtido os módulos de resistência plástico, obtém-se o momento fletor resistente de plastificação de cálculo, $M_{Rd,pl}$, e o momento fletor resistente de plastificação máximo de cálculo, $M_{Rd,max,pl}$.

$$M_{Rd,pl} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5 * 0,85f_{cd}(Z_c - Z_{cn})$$

$$M_{Rd,pl} = \frac{34,5}{1,1} (678 - 23,33) + 0,5 * 0,85 * \frac{3}{1,4} (3228,25 - 705,67) \\ = 22830,18kNcm$$

$$M_{Rd,max,pl} = f_{yd}(Z_a) + 0,5 * 0,85f_{cd}(Z_c)$$

$$M_{Rd,max,pl} = \frac{34,5}{1,1} (678) + 0,5 * 0,85 * \frac{3}{1,4} (3228,25) = 24204,56kNcm$$

Verificação à flexo-compressão por meio do modelo de cálculo II:

$$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}} \leq 1$$

Os momentos solicitantes $M_{x,tot,Sd}$ e $M_{y,tot,Sd}$ levam em consideração momentos devidos às imperfeições ao longo do pilar. Utilizando o momento devido às imperfeições apenas no eixo que leva ao momento mais desfavorável.

$$M_{x,tot,Sd} = M_{x,Sd} + M_{x,i,Sd}$$

$$M_{x,i,Sd} = \frac{N_{Sd}L_x}{200 \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,x}}\right)} = \frac{1193,5 * 300}{200 * \left(1 - \frac{1193,5}{18579,44}\right)} = 1913,15kNcm$$

$$M_{x,tot,Sd} = 7190 + 1913,15 = 9103,15kNcm$$

A determinação do coeficiente μ_x depende da solicitação $N_{Sd} = 1193,5kN$, da força resistente axial de cálculo à plastificação do concreto e sua metade, $N_{pl,c,Rd} = 1018,21kN$ e $N_{pl,c,Rd}/2 = 509,1kN$. Como $N_{Sd} > N_{pl,c,Rd}$, para μ_x tem-se:

$$\mu_x = 1 - \frac{N_{Sd} - N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pl,c,Rd}} = 1 - \frac{1193,5 - 1018,21}{3088,21 - 1018,21} = 0,915$$

O momento $M_{c,x}$ se dá por 90% do momento resistente de plastificação de cálculo, $M_{Rd,pl}$.

$$M_{c,x} = 0,9M_{Rd,pl} = 20547,16kNcm$$

$$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}} = \frac{9103,15}{0,915 * 20547,16} = 0,48 \leq 1$$

Além dessa verificação, para o modelo de cálculo II, o pilar ainda deve ser verificado para compressão axial.

$$N_{Rd} > N_{Sd}$$

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd}$$

O fator de redução χ depende da esbeltez $\lambda_{0,m}$, como $\lambda_{0,m}$ é menor que 1,5, para χ tem-se:

$$\chi = 0,658^{\lambda_{0,m}^2} = 0,658^{0,44^2} = 0,919$$

$$N_{Rd} = 0,919 * 3088,21 = 2841,08kNcm > N_{Sd}$$

O pilar atende. Como o trecho 1, que apresenta uma solicitação menor que os demais trechos, atende às verificações com o menor perfil da série CS, os demais trechos também atendem.

A mesma metodologia foi utilizada nos demais pilares e trechos, a tabela 20 apresenta as máximas solicitações e suas verificações. Para todos os pilares foi utiliza-se 4 barras de aço CA-50 de 10mm em cada lado da alma para conter fissura de retração ou fendilhamento do concreto, porém, não é levado em consideração para as verificações.

Tabela 20 – Verificações dos pilares mistos

Pilar	Trecho	M_{sd} (<i>kNcm</i>)	N_{sd} (<i>kN</i>)	Perfil	Modelo de cálculo II	$N_{sd}/\chi N_{pl,Rd}$
P1	1	7190	1193,5	CS 250x52	0,48	0,42
	2	6650	876,4	CS 250x52	0,39	0,31
	3	6290	402,8	CS 250x52	0,33	0,14
P2	1	4660	1771,1	CS 250x52	0,58	0,62
	2	4250	1296,2	CS 250x52	0,35	0,45
	3	2560	593,8	CS 250x52	0,17	0,21
P3	1	12580	2223	CS 250x79	0,87	0,58
	2	11420	1622,4	CS 250x63	0,74	0,50
	3	10680	752	CS 250x52	0,58	0,26
P4	1	9770	3287,2	CS 300x95	0,65	0,66
	2	4660	2399,9	CS 250x66	0,73	0,72
	3	2330	1083,2	CS 250x52	0,20	0,38
P5	1	9340	2256,1	CS 250x76	0,74	0,60
	2	9050	1650,6	CS 250x52	0,82	0,58
	3	8650	757,5	CS 250x52	0,48	0,26
P6	1	8420	3092	CS 300x95	0,78	0,72
	2	4940	2251,7	CS 250x63	0,69	0,69
	3	2710	1070,9	CS 250x52	0,22	0,37

Fonte: Elaboração própria.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O dimensionamento da laje com fôrma de aço incorporada “*steel deck*” através do catálogo do fornecedor se mostrou conservador, tanto para a etapa de construção, quanto para a etapa final, atendendo todas as verificações normativas referentes aos estados-limites último e de serviço. O fato da laje não necessitar de escoramento em sua etapa de construção, além de permitir o tráfego de operários sobre a fôrma, pode trazer vantagens, como um menor tempo de execução e facilidade de montagem, aumentando a produtividade. Para sua etapa final, a laje se mostrou conservadora para o estado-limite último, onde a razão entre a solicitação e a resistência mais crítica é a do cisalhamento longitudinal, com um pouco mais de 44%, com exceção da verificação ao momento fletor negativo, onde o fornecedor indica a possível necessidade de armadura adicional. Apresentando vantagens, mesmo perante pontos negativos como a elevada espessura, a laje mista pode ser viável para um edifício comercial.

As vigas mistas se mostraram eficientes para o estudo de caso, aliando as vantagens no uso de cada material, o aço e o concreto. O fato de necessitar de contraflecha para combater deslocamentos excessivos na etapa construtiva pode ser substituída, ao critério do projetista, pela escolha da construção escorada. A verificação na etapa de construção se mostrou importante, sendo determinante para algumas vigas.

O grande ganho de resistência ao utilizar o sistema misto para as vigas biapoiadas, quando comparado com o perfil de aço isolado, pode tornar sua utilização viável, apresentando redução no consumo de aço.

O sistema misto, apesar de apresentar vantagens como ganho de resistência e proteção contra à ação do fogo, não se mostraram eficientes para alguns pilares do estudo de caso, através das verificações feitas. Se faz necessário as verificações da estabilidade global e dos deslocamentos horizontais para obter um resultado mais coerente sobre sua eficiência.

A combinação do aço e concreto no sistema misto apresenta algumas vantagens quando comparadas com o aço e o concreto isolados, assim, com o estudo certo, os elementos mistos podem ser uma solução estrutural para edifícios comerciais.

O estudo desse trabalho foi de grande valia, agregando conhecimento à formação acadêmica.

Como sugestões para trabalhos futuros com o mesmo enfoque, sugere-se:

- Estudo de ligações mistas;
- Comparação entre a estrutura mista e a estrutura de aço;
- Comparação no uso de diferentes tipos de pilares mistos, como o pilar misto totalmente preenchido com concreto;
- Estudo dos elementos mistos em situação de incêndio.

REFERÊNCIAS

ALVA, G. M. S. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto.** 2000. 277 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **AISC-LRFD: Metric Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings.** Chicago, 2005.

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

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681: Ações e seguranças nas estruturas – Procedimento.** Rio de Janeiro. 2003.

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

BELLEI, I. H; PINHO, F. O; PINHO, M. O. **Edifícios de múltiplos andares em aço.** 2ª ed. São Paulo: Editora Pini, 2008.

BIANCHI, F. R. **Análise do comportamento dos pilares mistos considerando a utilização de conectores de cisalhamento.** 2002. 186 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION ENV 1994-1-1: **Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures, Part 1.1: General rules and rules for buildings.** Brussels, 2004.

FABRIZZI, M. de A. **Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos de aço-concreto.** 2007.

233 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

LOPES, F. R. C. **Análise dinâmica não linear de pisos mistos considerando-se os efeitos da interação parcial e das ligações viga-coluna e viga-viga.** 2012. 219 f. Tese (Doutorado) – Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

METFORM. **Steel deck.** Betim, Disponível em: <http://www.metform.com.br/wordpress/wp-content/uploads/2015/05/steel_deck_metform.pdf>. Acesso em: 15 jun. 2018.

NARDIN, S. de; TOLEDO, G. N; SOUZA, A. S. C. de. **Viabilidade da utilização de pilares mistos parcialmente revestidos em edifícios de múltiplo pavimento: estudo de caso.** In: CONSTRUMETAL 2010 - CONGRESSO LATINO-AMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, São Paulo, SP/Brasil, 31 de agosto a 2 de setembro de 2010, 2010, 23 f.

NARDIN, S. de. **Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência.** 148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

NARDIN, S. de; SOUZA, A. S. C. de; PEREIRA, M. F; SERAFIM, J. A. **Análise comparativa de soluções de pilares para galpões: pilares de aço, pré-moldados e mistos de aço e concreto.** In: CONSTRUMETAL 2012 - CONGRESSO LATINO-AMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, São Paulo, SP/Brasil, 14 a 16 de agosto de 2012, 2012, 24 f.

SILVA, R. D. da. **Estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos.** 2006. 154 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2006.

PFEIL, W; PFEIL, M. **Estruturas de aço:** Dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

PULIDO, A. C. **Sistematização do dimensionamento a flexo-compressão de pilares mistos preenchidos de seção retangular.** In: CONSTRUMETAL 2012 - CONGRESSO LATINO-AMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, São Paulo, SP/Brasil, 14 a 16 de agosto de 2012, 2012, 19 f.

Anexo A

Nesse anexo é mostrado a formulação para o levantamento das cargas devido ao vento, seguindo a norma ABNT NBR 6123:1988.

De acordo com o mapa das isopleias, para a cidade do Rio de Janeiro-RJ temos uma velocidade básica do vento, V_0 , é de 35m/s.

O fator topográfico, S_1 , considera a variação da elevação do terreno, que foi considerado terreno plano ou fracamente acidentado.

O fator de rugosidade, S_2 , considera a rugosidade do terreno, a velocidade do vento para uma certa altura da edificação acima do terreno e dimensões do terreno. O terreno foi considerado na categoria IV por ser representado por terreno cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados em zona urbanizada, com obstáculos de cota média de 10 metros. Em decorrência da altura, o edifício se enquadra na classe B. Os valores são obtidos através de tabelas da norma.

O fator estático, S_3 , considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, por ser um edifício comercial podemos obter os valores através de tabelas da norma.

Os valores dos fatores S_1 , S_2 e S_3 são mostrados na tabela A1.

A velocidade característica do vento e a pressão dinâmica do vento são dados pelas equações abaixo e os resultados estão na tabela A1:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$$

$$q = 0,613 V_k^2$$

Tabela A1 – Velocidade característica e pressão dinâmica do vento

Altura (m)	S_1	S_2	S_3	V_k (m/s)	q (kN/m ²)
≤ 5	1	0,76	1	26,6	0,43
10		0,83		29,1	0,52
15		0,88		30,8	0,58
20		0,91		31,9	0,62
30		0,76		33,6	0,69

Fonte: Elaboração própria.

As forças devidas ao vento são dadas através da equação:

$$F = CqA$$

Onde A representa a área frontal efetiva e C representa um coeficiente de arrasto que é em função das dimensões do edifício quando se trata de edificações paralelepípedicas. O quadro abaixo apresenta as relações utilizadas, os coeficientes de pressão externa e interna e os coeficientes de arrasto.

Tabela A2 – Relações das dimensões e seus coeficientes

a/b	h/b	A	B	C	D	C _{pi}	C 0°	C 90°
1,66	1,25	0,7	-0,6	0,7	-0,3	-0,3	1	1,3

Fonte: Elaboração própria.

A tabela A3 apresenta os valores das forças devidas ao vento lateral em cada pavimento para um lado da simetria do edifício, utilizados para a determinação das ações nos pórticos rígidos. As ações forças devidas ao vento frontal são consideradas resistidas pelos pilares de contraventamento, que não são contemplados nesse trabalho.

Tabela A3 – Força do vento para cada altura

Pavimento	Altura (m)	q (kN/m ²)	C	A (m ²)	F (kN)
H_1	3	0,43	1,3	45	25,15
H_2	6	0,52	1,3	45	30,42
H_3	9	0,52	1,3	45	30,42
H_4	12	0,58	1,3	45	33,93
H_5	15	0,58	1,3	45	33,93
H_6	18	0,62	1,3	45	36,27
H_7	21	0,69	1,3	45	40,36
H_8	24	0,69	1,3	22,5	20,18

Fonte: Elaboração própria.

Anexo B

Nesse anexo estão presentes as figuras para dimensionamento de lajes “steel deck” pelo catálogo da METFORM, suas dimensões e propriedades.

Figura B1 – Tabela de lajes do modelo MF-50 parte 1

	Altura total da laje (mm)	Espessura Steel Deck (mm)	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio (kN/m ²)	M. Inércia Laje Mista (10 ⁸ mm ⁴ /m)	1.800	1.900	2.000	2.100	2.200	2.300	Vãos Máximos	
			Simplex (mm)	Duplos (mm)	Triplos (mm)	Balanço (mm)									2.400 Carga sobreposta	2.500
Lajes de Forro	100	0,80	2.050	2.800	2.900	900	1,85	5,25	9,31	8,14	7,14	6,28	5,54	4,89	4,32	3,82
		0,95	2.550	3.150	3.250	1.100	1,86	5,61	11,68	10,24	9,01	7,96	7,04	6,25	5,55	4,94
		1,25	3.200	3.800	3.800	1.450	1,89	6,26	16,43	14,45	12,76	11,31	10,06	8,97	8,02	7,18
	110	0,80	1.800	2.700	2.800	900	2,08	6,89	10,56	9,23	8,10	7,13	6,29	5,55	4,91	4,34
		0,95	2.400	3.050	3.150	1.050	2,10	7,35	13,25	11,62	10,23	9,03	8,00	7,10	6,31	5,61
		1,25	3.050	3.650	3.650	1.400	2,13	8,19	18,64	16,39	14,48	12,84	11,42	10,18	9,10	8,15
		0,80	1.650	2.600	2.700	850	2,32	8,85	11,81	10,33	9,06	7,98	7,03	6,21	5,50	4,86
		0,95	2.250	2.900	3.000	1.050	2,33	9,43	14,82	13,00	11,44	10,10	8,95	7,94	7,06	6,28
		1,25	2.950	3.550	3.550	1.350	2,36	10,49	20,00	18,33	16,20	14,36	12,77	11,40	10,19	9,13
130	0,80	1.490	2.500	2.600	850	2,55	11,16	13,06	11,42	10,02	8,82	7,78	6,88	6,08	5,38	
	0,95	2.050	2.800	2.900	1.000	2,57	11,87	16,39	14,37	12,65	11,18	9,90	8,79	7,81	6,96	
	1,25	2.800	3.400	3.400	1.350	2,60	13,19	20,00	20,00	17,91	15,89	14,13	12,61	11,28	10,10	
140	0,80	1.350	2.450	2.500	800	2,79	13,85	14,31	12,52	10,99	9,67	8,53	7,54	6,67	5,90	
	0,95	1.850	2.750	2.800	1.000	2,80	14,72	17,96	15,75	13,87	12,25	10,85	9,63	8,57	7,63	
	1,25	2.700	3.300	3.300	1.300	2,83	16,32	20,00	20,00	19,63	17,41	15,49	13,82	12,36	11,08	
150	0,80	1.250	2.300	2.450	800	3,02	16,93	15,57	13,61	11,95	10,52	9,28	8,20	7,26	6,42	
	0,95	1.700	2.650	2.750	950	3,04	17,98	19,54	17,13	15,08	13,33	11,80	10,48	9,32	8,30	
	1,25	2.600	3.200	3.250	1.250	3,07	19,90	20,00	20,00	20,00	18,94	16,85	15,04	13,45	12,05	
160	0,80	1.150	2.200	2.300	800	3,26	20,45	16,82	14,71	12,91	11,37	10,03	8,87	7,84	6,95	
	0,95	1.600	2.550	2.650	950	3,27	21,69	20,00	18,51	16,30	14,40	12,76	11,33	10,07	8,97	
	1,25	2.550	3.100	3.150	1.250	3,30	23,97	20,00	20,00	20,00	20,00	18,21	16,25	14,53	13,03	
170	0,80	1.050	2.050	2.150	750	3,49	24,43	18,07	15,81	13,88	12,22	10,78	9,53	8,43	7,47	
	0,95	1.500	2.500	2.600	900	3,51	25,87	20,00	19,89	17,51	15,47	13,71	12,17	10,83	9,64	
	1,25	2.450	3.050	3.050	1.200	3,54	28,55	20,00	20,00	20,00	20,00	19,57	17,46	15,62	14,00	

Fonte: Catálogo da METFORM (p. 4).

Figura B2 – Tabela de lajes do modelo MF-50 parte 2

sem Escoramento								
	2.600	2.650	2.700	2.800	2.900	3.000	3.100	3.200
máxima (kN/m ²)								
3,38	3,18	2,99	2,63	2,32	2,03	1,78	1,54	
4,40	4,15	3,92	3,49	3,10	2,75	2,44	2,16	
6,44	6,10	5,78	5,19	4,67	4,19	3,77	3,38	
3,84	3,61	3,39	3,00	2,64	2,32	2,02	1,76	
5,00	4,72	4,45	3,96	3,53	3,13	2,78	2,46	
7,31	6,93	6,57	5,90	5,31	4,77	4,29	3,85	
4,30	4,05	3,80	3,36	2,96	2,60	2,27	1,98	
5,60	5,28	4,99	4,44	3,95	3,51	3,12	2,76	
8,19	7,76	7,36	6,61	5,95	5,35	4,81	4,32	
4,76	4,48	4,21	3,72	3,28	2,88	2,52	2,19	
6,20	5,85	5,52	4,92	4,38	3,89	3,46	3,06	
9,06	8,59	8,14	7,32	6,59	5,92	5,33	4,79	
5,23	4,91	4,62	4,08	3,60	3,16	2,77	2,41	
6,80	6,42	6,06	5,40	4,81	4,27	3,79	3,36	
9,94	9,42	8,93	8,03	7,23	6,50	5,85	5,26	
5,69	5,35	5,03	4,44	3,92	3,44	3,02	2,63	
7,40	6,98	6,59	5,88	5,23	4,66	4,13	3,66	
10,82	10,25	9,72	8,74	7,86	7,08	6,37	5,72	
6,15	5,78	5,44	4,81	4,24	3,73	3,26	2,84	
8,00	7,55	7,13	6,35	5,66	5,04	4,47	3,96	
11,69	11,08	10,51	9,45	8,50	7,65	6,89	6,19	
6,61	6,22	5,85	5,17	4,56	4,01	3,51	3,06	
8,60	8,12	7,66	6,83	6,09	5,42	4,81	4,26	
12,57	11,91	11,29	10,16	9,14	8,23	7,41	6,66	

Fonte: Catálogo da METFORM (p. 5).

Figura B3 – Consumo de concreto e armadura para retração - MF-50

Altura total da laje (mm)	Consumo de Concreto (m ³ /m ²)	Tipo de armadura para retração, em tela soldada		
		Denominação	Composição	Peso (kg/m ²)
100	0,0750	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
110	0,0850	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
120	0,0950	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
130	0,1050	Q - 92	ø4,2 x ø4,2 - 150x150	1,48
140	0,1150	Q - 92	ø4,2 x ø4,2 - 150x150	1,48
150	0,1250	Q - 113	ø3,8 x ø3,8 - 100x100	1,80
160	0,1350	Q - 113	ø4,2 x ø4,2 - 100x100	1,80
170	0,1450	Q - 138	ø3,8 x ø3,8 - 100x100	2,20

Fonte: Catálogo da METFORM (p. 4).

Figura B4 – Propriedades da fôrma - MF-50

Esp. Nominal (mm)	Esp. projeto (mm)	Altura total (mm)	Peso (kg/m ²)	Reações máximas de apoio		Módulo de Resistência (mm ²)	Inércia para Deformação (mm ⁴)	Área de aço (mm ²)	Centro de Gravidade (mm)
				Externo kN	Interno kN				
0,80	0,76	52,26	8,39	4,95	14,67	14.599	449.419	997	26,13
0,95	0,91	52,41	9,97	6,51	20,89	18.778	562.372	1.193	26,21
1,25	1,21	52,71	13,11	11,41	35,43	27.791	786.502	1.587	26,36

Fonte: Catálogo da METFORM (p. 5).

Figura B5 – Tabela de lajes do modelo MF-75 parte 1

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

Fonte: Catálogo da METFORM (p. 6).

Figura B6 – Tabela de lajes do modelo MF-75 parte 2

sem Escoramento								
2.800	2.900	3.000	3.150	3.300	3.500	3.750	4.000	
máxima (kN/m ²)								
4,96	4,47	4,03	3,45	2,94	2,37	1,77	1,29	
6,25	5,69	5,18	4,51	3,92	3,26	2,56	2,00	
8,84	8,13	7,48	6,63	5,88	5,03	4,15	3,42	
5,51	4,97	4,48	3,83	3,27	2,63	1,98	1,44	
6,94	6,32	5,76	5,01	4,36	3,62	2,85	2,23	
9,81	9,02	8,31	7,36	6,53	5,59	4,61	3,81	
6,06	5,46	4,93	4,22	3,60	2,90	2,18	1,59	
7,63	6,95	6,33	5,51	4,80	3,98	3,14	2,45	
10,78	9,91	9,13	8,09	7,18	6,15	5,07	4,19	
6,60	5,95	5,37	4,60	3,93	3,17	2,38	1,73	
8,32	7,57	6,90	6,01	5,23	4,35	3,43	2,68	
11,75	10,81	9,95	8,82	7,83	6,71	5,54	4,58	
7,15	6,45	5,82	4,98	4,26	3,43	2,58	1,88	
9,01	8,20	7,47	6,51	5,67	4,71	3,72	2,91	
12,72	11,70	10,78	9,55	8,49	7,27	6,00	4,96	
7,69	6,94	6,26	5,37	4,59	3,70	2,78	2,03	
9,69	8,83	8,04	7,00	6,10	5,07	4,01	3,14	
13,70	12,60	11,60	10,28	9,14	7,83	6,47	5,35	
8,24	7,44	6,71	5,75	4,91	3,96	2,98	2,18	
10,38	9,45	8,62	7,50	6,54	5,44	4,30	3,36	
14,67	13,49	12,43	11,02	9,79	8,39	6,93	5,73	
8,79	7,93	7,16	6,13	5,24	4,23	3,19	2,33	
11,07	10,08	9,19	8,00	6,97	5,80	4,59	3,59	
15,64	14,38	13,25	11,75	10,44	8,94	7,39	6,12	

Fonte: Catálogo da METFORM (p. 7).

Figura B7 – Consumo de concreto e armadura para retração - MF-75

Altura total da laje (mm)	Consumo de Concreto (m ³ /m ²)	Tipo de armadura para retração, em tela soldada		
		Denominação	Composição	Peso (kg/m ²)
130	0,0925	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
140	0,1025	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
150	0,1125	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
160	0,1225	Q - 92	ø4,2 x ø4,2 - 150x150	1,48
170	0,1325	Q - 113	ø3,8 x ø3,8 - 100x100	1,80
180	0,1425	Q - 113	ø3,8 x ø3,8 - 100x100	1,80
190	0,1525	Q - 138	ø4,2 x ø4,2 - 100x100	2,20
200	0,1625	Q - 138	ø4,2 x ø4,2 - 100x100	2,20

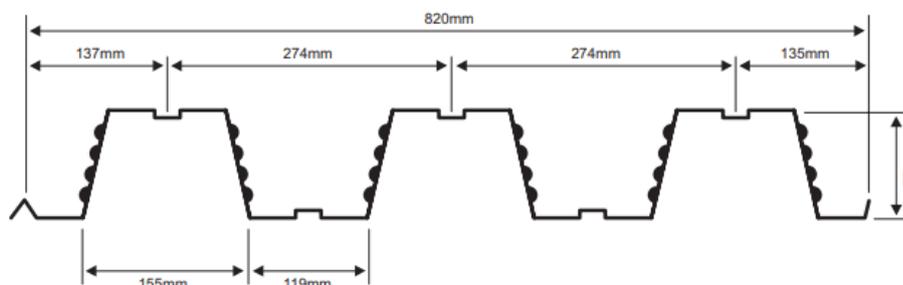
Fonte: Catálogo da METFORM (p. 6).

Figura B8 – Propriedades da fôrma - MF-75

Esp. Final (mm)	Esp. projeto (mm)	Altura total (mm)	Peso (kg/m ²)	Reações máximas de apoio		Módulo de Resistência (mm ²)	Inércia para Deformação (mm ⁴)	Área de aço (mm ²)	Centro de Gravidade (mm)
				Externo kN	Interno kN				
0,80	0,76	74,98	9,37	6,76	21,01	22,710	1.017,138	1,112	37,49
0,95	0,91	75,13	11,12	8,90	29,70	28,788	1.254,749	1,332	37,57
1,25	1,21	75,43	14,63	14,62	49,53	40,599	1.666,741	1,771	37,72

Fonte: Catálogo da METFORM (p. 7).

Figura B9 – Dimensões da fôrma MF-75



Fonte: Catálogo da METFORM (p. 7).