

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURA E CONSTRUÇÃO CIVIL**

**“CONSTRUÇÕES MISTAS INDUSTRIALIZADAS: APLICAÇÕES DE LAJES  
ALVEOLARES E PERFIS DE AÇO”**

**GUSTAVO JAPIASSÚ FILIZZOLA**

**São Carlos**

**2017**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL**

**“CONSTRUÇÕES MISTAS INDUSTRIALIZADAS: APLICAÇÕES DE LAJES  
ALVEOLARES E PERFIS DE AÇO”**

**GUSTAVO JAPIASSÚ FILIZZOLA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Estruturas e Construção Civil.

**Área de Concentração:** Sistemas Construtivos

**Orientador:** Prof. Dr. Marcelo de Araujo  
Ferreira

**São Carlos**  
**2017**



# UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia  
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

---

## Folha de Aprovação

---

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Gustavo Japiassú Filizzola, realizada em 28/08/2017:

---

Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira  
UFSCar

---

Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo  
UFG

---

Profa. Dra. Bruna Catoia  
UFSCar

*DEDICATÓRIA*

---

A todos os profissionais da engenharia a quem possa ser útil

## *AGRADECIMENTOS*

---

Agradeço a Deus, por estar sempre presente e me dando forças para vencer mais esta etapa na vida.

Agradeço à toda minha família (em especial aos meus pais e avós), por sempre apoiarem meus sonhos, sempre estarem presentes nas horas de tristeza e felicidade confortando carinho e amor.

Agradeço aos meus amigos.

Agradeço a todos os profissionais da educação que passaram em minha vida; sem estes, com toda certeza, não chegaria aonde cheguei. Agradeço em especial ao meu orientador, professor Doutor Marcelo de Araujo Ferreira, por compartilhar todo o conhecimento e ter se dedicado à minha orientação. Agradeço também ao professor Doutor Roberto Chust Carvalho.

À Universidade Federal de São Carlos, ao Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto (NETPre).

Ao senhor Francisco Celso Silva Rocha, por auxílio em referências bibliográficas.

## RESUMO

O uso de construções mistas para edificações tem crescido no Brasil, onde elementos estruturais de seção composta permitem explorar melhor as características de cada material (tração no aço e compressão no concreto), sendo utilizados como materiais complementares um ao outro. No entanto, apesar de ser muito comum nos Estados Unidos e Europa, a solução com aplicação de lajes alveolares pré-fabricadas ainda tem sido pouco utilizada no Brasil, não estando coberta pelos anexos de estruturas mistas da ABNT NBR 8800:2008. Em razão de serem elementos com aplicação da protensão com pré-tração, as lajes alveolares têm capacidade para vencer grandes vãos com sobrecargas consideráveis, apresentando alto nível de padronização, dispensando escoramentos, possuem alta produtividade, são elementos de ciclo aberto (podendo ser utilizadas como lajes de piso ou painéis de fechamento) e aumentam o nível de sustentabilidade da obra. Os perfis metálicos também desempenham um papel importante em sistemas mistos. A ligação mecânica entre as lajes alveolares e perfis metálicos permite formar uma seção mista, capaz de vencer grandes vãos tanto na direção da laje quanto na direção da viga. Esta pesquisa visa abordar as principais recomendações para vigas mistas formadas por lajes alveolares e perfis metálicos, passando por uma revisão bibliográfica com base nas referências técnicas internacionais de pavimentos formados por vigas metálicas com lajes alveolares e oferecendo diretrizes de projeto e detalhamento para esta solução. Ao final são apresentados um exemplo numérico e um estudo de caso comparativo entre a solução mista e a solução não mista.

*Palavras-chave:* laje alveolar, perfil I, estrutura de aço, construção mista, construção aço concreto, projeto.

## ABSTRACT

*The use of mixed construction has grown in Brazil, where composite sections allow the better explore the characteristics of each material (tension in steel and compression in concrete), employed as complementary materials to each other. Otherwise, although the use is common in USA and Europe, the solution using precast hollow core slabs is not usual in Brazil, not being covered by the composite construction appendix of the ABNT NBR 8800:2008. Due to the use of prestressed concrete, hollow core slabs can achieve long spans with a significant load. It is an industrialized element, dispensing molds and propping, are open cycle elements and increase the sustainability level of the construction. Steel beams also develop a significant role in composite construction. The connection between the hollow core slabs and steel beams can form a composite section, able to achieve long spans. The objective of this paper is to approach the main recommendations to composite beams using hollow core slabs and steel profiles, with a literature review focused in foreign publications of composite floors with steel beams and hollow core slabs, offering design guidelines to this solution. A numeric example is performed in the end and a study case comparing the composite solution and the non-composite solution.*

*Key-words: hollow core slab, steel beam I, composite construction, steel and concrete construction, design.*

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

---

Figura 1.1- Obra de shopping em Belo Horizonte: aplicação de laje alveolar em estrutura metálica.....	2
Figura 1.2- Obra de shopping em Belo Horizonte: aplicação de laje alveolar em estrutura metálica.....	2
Figura 2.1- Distribuição do uso de diferentes sistemas em sistemas mistos. ....	5
Figura 2.2- Lajes alveolares com suas diversas partes indicadas. ....	6
Figura 2.3- Lajes alveolares recortadas junto a pilar.....	7
Figura 2.4- Sistema de torniquetes para equalização das lajes. ....	9
Figura 2.5- Sistema de torniquetes para equalização das lajes. ....	9
Figura 2.6- Sistema de torniquetes para equalização das lajes. ....	10
Figura 2.7- Aberturas em lajes alveolares. ....	12
Figura 2.8- Viga invertida incorporada à capa de concreto como reforço para alvenaria. ....	12
Figura 2.9- Comparativo da inércia de lajes alveolares com capa e sem capa .....	13
Figura 2.10- Trinca em pisos sobre juntas de lajes sem capa estrutural.....	14
Figura 2.11- Reforço em cantos de pilares.....	15
Figura 2.12- Juntas em lajes alveolares. ....	15
Figura 2.13- Vão equivalente bi apoiado. ....	16
Figura 2.14- Preenchimento de alvéolos para acréscimo na resistência à força cortante. ....	17
Figura 2.15- Apoio mínimo para lajes alveolares. ....	17
Figura 2.16- Grelha do pavimento com laje alveolar.....	19
Figura 2.17- Configuração deformada de vigas que apoiam lajes alveolares.....	27
Figura 2.18- Viga com carregamentos assimétricos. ....	28
Figura 2.19- Comprimento de lajes alveolares em vigas de borda.....	29
Figura 2.20- Gráfico da equação da rotação. ....	31
Figura 2.21- Gráfico da segunda derivada da equação da rotação.....	32
Figura 2.22- Ligações com restrição ao empenamento. ....	33
Figura 2.23- Possibilidades de associação de lajes alveolares com vigas metálicas. ....	36
Figura 2.24- Distribuição das tensões longitudinais na laje considerando o efeito “shear lag”. .....	39
Figura 2.25- Distâncias simplificadas entre os pontos de momento nulo em uma viga mista contínua ou semicontínua. ....	40
Figura 2.26- Diversos tipos de conectores de cisalhamento.....	41
Figura 2.27- Interação entre o aço e o concreto no comportamento de viga mista. ....	43
Figura 2.28- Curvas tensão x deformação para conectores de cisalhamento. ....	44
Figura 2.29- Dimensões mínimas do conector tipo pino com cabeça. ....	44
Figura 2.30- Transferência de forças de cisalhamento longitudinal do tipo pino com cabeça. .....	45
Figura 2.31- Tipos de fissuração na laje devida à força concentrada.....	46
Figura 2.32- Pavimento misto com lajes alveolares, destaque para as armaduras transversais de reforço nos alvéolos cortados. ....	47
Figura 2.33- Superfícies típicas de falha por cisalhamento para lajes maciças e com fôrma de aço. ....	47
Figura 2.34- Superfícies típicas de falha por cisalhamento para lajes alveolares.....	48
Figura 2.35- Superfícies típicas de falha por cisalhamento para lajes alveolares em função do nicho de concretagem entre lajes no apoio. ....	48
Figura 2.36- Esforços internos de vigas mistas em trechos de momentos negativos.....	57
Figura 2.37- Flambagem lateral com distorção. ....	59
Figura 2.38- Configuração deformada de vigas em FLT e FLD.....	59
Figura 2.39- Curva de resistência à compressão. ....	60
Figura 2.40- Distância entre centros geométricos das mesas de perfis de aço. ....	61
Figura 2.41- Momentos fletores utilizados para o cálculo do coeficiente $C_{bdist}$ .....	61

Figura 2.42- Deslocamentos verticais a serem considerados.....	63
Figura 2.43- Definição dos termos para cálculo do coeficiente $k_c$ . ....	65
Figura 2.44- Área do concreto de envolvimento da armadura ( $A_{cr}$ ). ....	67
Figura 2.45- Inserto metálico em pilar pré-moldado.....	69
Figura 2.46- Chapas de apoio.....	70
Figura 2.47- Chapas e pinos deixados no pilar. ....	70
Figura 2.48- Consolos.....	71
Figura 2.49- Nichos deixados previamente nos pilares.....	71
Figura 2.50- Chapas verticais e consolos de aço.....	72
Figura 2.51- Chapas verticais e consolos de aço.....	72
Figura 2.52- Deslocamento, em planta, do pavimento que trabalha como diafragma rígido. ....	73
Figura 2.53- a) Pavimento com contraventamentos simétricos; b) Pavimento com contraventamentos assimétricos.....	74
Figura 2.54- Dispositivo de ligação ao núcleo rígido em laje com fôrma de aço incorporada. .....	75
Figura 2.55- Recomendações para armadura de costura em pavimento em situação de incêndio.....	76
Figura 3.1- Comprimentos de apoio e comprimento do nicho de concretagem entre lajes no apoio. ....	79
Figura 3.2- Borda apoio de laje alveolar com acabamento chanfrado. ....	81
Figura 3.3- EPS para tampar os alvéolos. ....	83
Figura 3.4- Distância mínima entre armadura e cabeça do conector.....	83
Figura 3.5- Disposição das armaduras de costura, sem coincidir com conectores e alvéolos das lajes coincidindo. ....	84
Figura 3.6- Recomendações de detalhamento de vigas mistas de borda.....	86
Figura 3.7- Recomendações de detalhamento de vigas não mistas de borda.....	87
Figura 3.8- Recomendações de detalhamento de vigas não mistas de borda.....	87
Figura 3.9- Escoramento para FLT com perfis perpendiculares às vigas. ....	88
Figura 3.10- Escoramento para FLT com treliças espaciais. ....	88
Figura 3.11- Viga com escoramento para torção. ....	89
Figura 3.12- Pavimento com torção nas lajes alveolares.....	90
Figura 3.13- Detalhe da armadura da capa em vigas de borda.....	91
Figura 4.1- Pavimento tipo do edifício em estudo (unidades em milímetros). ....	94
Figura 4.2- Fachada leste / oeste do edifício em estudo (unidades em milímetros). ....	94
Figura 4.3- Fachada norte / sul do edifício em estudo (unidades em milímetros). ....	95
Figura 4.4- Pavimento tipo com a paginação de lajes.....	97
Figura 4.5- Plano de montagem de dois panos de laje.....	106
Figura 4.6- Seção transversal da viga mista. ....	114
Figura 4.7- Sugestão de detalhamento para a armadura de costura. ....	114

## LISTA DE TABELAS

---

Tabela 2.1- Recortes em lajes alveolares.....	8
Tabela 2.2- Tolerâncias de fabricação de lajes alveolares ( $t_{ol,f}$ ).....	18
Tabela 2.3 – Ganhos de sustentabilidade em lajes alveolares.....	20
Tabela 2.4- Parâmetros referentes ao momento fletor resistente.....	25
Tabela 2.5 – Pré-dimensionamento de vigas mistas de perfis de aço e lajes alveolares. ....	38
Tabela 2.6 – Valores limites de deslocamentos. ....	64
Tabela 2.7 – Valores limites de aberturas de fissuras.....	66
Tabela 2.8- Diâmetro e espaçamento máximo da armadura em função da tensão de tração. .....	68
Tabela 4.1- Propriedades geométricas do perfil CVS 450x141. ....	98
Tabela 5.1- Propriedades geométricas do perfil W 610x174. ....	115
Tabela 5.2- Comparativo da viga V1 para diferentes soluções.....	118

## LISTA DE SÍMBOLOS

---

- $A_a$  - área de aço do perfil de aço  
 $A_{ac}$  - área comprimida da seção do perfil de aço  
 $A_{af}$  - área da mesa superior do perfil de aço  
 $A_{at}$  - área tracionada da seção do perfil de aço  
 $A_{aw}$  - área da alma do perfil de aço  
 $A_{blc}$  - área da seção transversal da região comprimida da laje de concreto entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga  
 $A_{cs}$  - área da seção transversal do conector de cisalhamento  
 $A_{ct}$  é a área efetiva da laje de concreto (produto da largura efetiva pela espessura)  
 $A_{cv}$  - área de cisalhamento do concreto no plano considerado, por unidade de comprimento da viga  
 $A_F$  - área da fôrma de aço incorporada no plano de cisalhamento, por unidade de comprimento, caso a fôrma seja contínua sobre a viga e as nervuras estejam dispostas perpendicularmente ao perfil de aço (nas demais situações,  $A_F = 0$ )  
 $A_{long}$  - área da armadura longitudinal tracionada entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;  
 $A_s$  - área da armadura transversal disponível na seção da laje considerada por unidade de comprimento da viga;  
 $A_{sl}$  - área de aço da armadura longitudinal dentro da largura efetiva de concreto;  
 $A_w$  - área efetiva de cisalhamento;  
 $a_2$  - comprimento da possível ruptura do canto do apoio  
 $a_3$  - comprimento da possível ruptura da extremidade da laje alveolar  
 $a$  - constante de flexão na torção; profundidade da linha neutra plástica em relação ao topo da laje; distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes  
 $b_1$  - largura efetiva da laje a partir do eixo da viga no lado onde se analisa a resistência à fissuração longitudinal  
 $b_2$  - largura efetiva da laje a partir do eixo da viga do lado oposto a  $b_1$   
 $b$ ;  $b_{ef}$  - largura efetiva da laje de concreto  
 $b_f$  - largura da mesa do perfil de aço  
 $b_n$  - largura do apoio  
 $C_{ad}$  - força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço  
 $C_{cd}$  - força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto  
 $C_b$ ;  $C_{bdist}$  - fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme  
 $C_w$  - constante de empenamento da viga  
 $c$  - cobrimento da armadura  
 $d_1$  - distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil  
 $d_2$  - distância entre as forças de tração e compressão na treliça mista  
 $d_3$  - distância do centro geométrico da armadura longitudinal à LNP  
 $d_4$  - distância da força de tração, situada no centro geométrico da área tracionada da seção do perfil de aço, à LNP  
 $d_5$  - distância da força de compressão, situada no centro geométrico da área comprimida da seção do perfil de aço, à LNP  
 $d$  - diâmetro do fuste do conector de cisalhamento; altura total do perfil de aço  
 $d'$  - altura livre da alma do perfil (para perfis laminados)  
 $E$  - módulo de elasticidade do aço do perfil  
 $E_c$  - módulo de elasticidade do concreto  
 $E_s$  - módulo de elasticidade do aço da armadura  
 $f$  - comprimento nominal de apoio da laje alveolar descontado de tolerâncias construtivas  
 $f_{cd}$  - resistência de cálculo do concreto à compressão  
 $f_{cj}$  - resistência à compressão do concreto aos  $j$  dias  
 $f_{ck}$  - resistência característica do concreto à compressão

$f_{ct,ef}$  - resistência média à tração efetiva do concreto no instante em que se formam as primeiras fissuras  
 $f_{ct,m}$  - resistência média à tração do concreto  
 $f_{ctk,inf}$  - resistência à tração do concreto  
 $F_{sh}$  - força de cisalhamento longitudinal submetida ao conector  
 $f_{ucs}$  - resistência à ruptura do aço do conector  
 $f_y$  - resistência ao escoamento do aço do perfil  
 $f_{yd}$  - resistência de cálculo ao escoamento do aço do perfil  
 $f_{ys}$  - resistência ao escoamento do aço da armadura  
 $G$  - módulo de elasticidade transversal;  
 $g$  - comprimento do nicho de concretagem entre lajes alveolares no apoio  
 $h_o$  - distância entre os centros geométricos das mesas do perfil de aço  
 $h$  - altura comprimida da alma do perfil de aço descontada dos raios de concordância (perfis laminados); altura da laje alveolar sem a capa  
 $h_c$  - espessura da laje  
 $h_f$  - espessura de nervuras ou vazios da laje (medido a partir do topo do perfil de aço até o topo da nervura ou vazio)  
 $h_w$  - altura da alma, tomada como a distância entre faces internas das mesas  
 $I_a$  - inércia da seção do perfil de aço isolado;  
 $I_{bc}$  - inércia do banzo comprimido de concreto;  
 $I_{ef}$  - inércia efetiva da seção mista, para regiões de momentos fletores positivos;  
 $I_{sh}$  - inércia da seção homogeneizada;  
 $I_t$  - inércia à torção da viga;  
 $I_{tr}$  - inércia da seção mista homogeneizada;  
 $I_y$  - inércia em relação ao eixo principal do perfil  
 $I_z$  - inércia em relação ao eixo secundário do perfil  
 $k$  - coeficiente de correção; fator de redução; rigidez da mola  
 $k_c$  - coeficiente que leva em conta o equilíbrio e a distribuição das tensões na laje de concreto imediatamente antes da ocorrência das fissuras  
 $k_s$  - coeficiente que leva em conta o efeito da redução da força normal na laje de concreto devido à fissuração inicial e ao deslizamento local da ligação entre a laje e o perfil de aço  
 $L$  - comprimento da viga; vão teórico entre apoios ou, para balanços, o dobro do comprimento teórico  
 $L_b$  - comprimento destravado da viga  
 $L_m$  - distância entre as seções de momento máximo positivo e momento nulo nas regiões com momento positivo, ou entre as seções de momento máximo negativo e momento nulo nas regiões com momento negativo  
 $l_b$  - comprimento de ancoragem  
 $l_n$  - vão livre da laje alveolar entre os apoios  
 $l_{preenchimento\ dos\ alvéolos}$  - comprimento total de preenchimento dos alvéolos  
 $M_0$  - momento na extremidade, que provoca maior tensão de compressão na mesa inferior;  
 $M_1$  - momento na outra extremidade (se positivo, tomar como igual a zero no denominador da expressão de  $C_{bdist}$ );  
 $M_A$  - momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda  
 $M_B$  - momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção central do comprimento destravado  
 $M_c$  - momento no centro do vão (cálculo de  $C_{bdist}$ ); momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento destravado, medido a partir da extremidade esquerda (cálculo de  $C_b$ )  
 $M_{máx}$  - momento fletor máximo solicitante de cálculo, em módulo, no comprimento destravado  
 $M_{cr}$  - momento de fletor de flambagem elástica  
 $M_{el,Rd,y}$  - momento resistente elástico de projeto em relação ao eixo de maior inércia  
 $M_{el,Rd,z}$  - momento resistente elástico de projeto em relação ao eixo de menor inércia

$M_{pl}$  - momento de plastificação total  
 $M_{pl,Rd,f}$  - momento resistente plástico de projeto  
 $M_{pl,Rd,y}$  - momento resistente plástico de projeto em relação ao eixo de maior inércia  
 $M_{pl,Rd,z}$  - momento resistente plástico de projeto em relação ao eixo de menor inércia  
 $M_r$  – momento correspondente ao início do escoamento  
 $M_{Rd}$  - momento fletor resistente de cálculo  
 $M_{Rd,FLA}$  - momento fletor resistente de cálculo devido a FLA  
 $M_{Rd,f}$  - momento resistente elástico de projeto  
 $M_{Rd,w}$  - momento de empenamento resistente de cálculo  
 $M_{Rd,FLM}$  - momento fletor resistente de cálculo devido a FLM  
 $M_{Rd,FLT}$  - momento fletor resistente de cálculo devido a FLT  
 $M_{Sd}^-$  - momento solicitante (negativo) de cálculo da seção transversal;  
 $M_{Sd}$  - momento solicitante de cálculo  
 $M_{Sd,w}$  - momento de empenamento solicitante de cálculo  
 $M_{dist,Rd}^-$  - momento fletor resistente de cálculo da região de momentos negativos para FLD  
 $\Sigma Q_{m,Rd}$  - somatório das forças resistentes de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento  
 $R_c$  - fator de redução da resistência ao cisalhamento na presença de torção  
 $R_g$  - coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores  
 $R_p$  - coeficiente para consideração da posição do conector  
 $r$  – raio de giração  
 $t$  – espessura  
 $t_1$  - máxima tolerância dimensional de fabricação do comprimento da laje mais a máxima tolerância dimensional de construção  
 $T_{ad}$  - força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço  
 $t_c$  - altura da laje de concreto (no caso de laje alveolar, pode-se tomar a altura acima do alvéolo); altura da laje de concreto descontada de vazios ou nervuras, quando houver;  
 $T_d$  - torque total  
 $T_{d,dist}$  - torque distribuído  
 $T_{ds}$  - força resistente de tração de cálculo nas barras da armadura longitudinal  
 $t_f$  - espessura da mesa do perfil de aço  
 $t_{ol,c}$  - tolerância construtiva  
 $t_{ol,f}$  - tolerância de fabricação  
 $t_w$  - espessura da alma  
 $V_{pl}$  - força cortante de plastificação da alma por cisalhamento  
 $V_{Rd}$  - esforço cortante resistente de cálculo  
 $V_{Rd,y,T}$  - cisalhamento resistido pelo perfil na presença de torção  
 $V_{Sd}$  - esforço cortante solicitante de projeto; esforço cortante solicitante de cálculo da reação de apoio  
 $W$  - módulo de resistência elástico  
 $W_a$  - módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço.  
 $W_{ef}$  - módulo de resistência mínimo elástico; módulo de resistência elástico efetivo da seção mista  
 $w$  - tamanho da abertura das fissuras  
 $w_k$  - é a abertura máxima característica das fissuras  
 $W_{tr,i}$  - módulo de resistência elástico inferior da seção mista;  
 $W_{tr,s}$  - módulo de resistência elástico superior da seção mista;  
 $x$  - abcissa em estudo da viga, tendo como referência o apoio;  
 $y_0$  - distância entre os centros geométricos da laje de concreto e da seção mista homogeneizada na região de momentos negativos, considerando o concreto não-fissurado, sem armadura e sem levar em conta os efeitos de longa duração  
 $y_p$  - distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior do perfil de aço;  
 $y_t$  - distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil  
 $\alpha_E$  – razão entre o módulo de elasticidade do perfil e do concreto

$\gamma_{cs}$  - coeficiente de segurança para conectores de cisalhamento  
 $\gamma_g$  - coeficiente de ponderação das ações permanentes  
 $\eta$  - grau de interação  
 $\eta_1$  - coeficiente de conformação superficial da armadura  
 $\gamma_{a1}$  - coeficiente de minoração  
 $\theta_f$  - ângulo de dispersão da força individual dos conectores de cisalhamento  
 $\lambda$  - parâmetro de esbeltez do elemento  
 $\lambda_f$  - esbeltez de aba do perfil  
 $\lambda_p$  - parâmetro de esbeltez limite para seções compactas  
 $\lambda_r$  - parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas  
 $\lambda_w$  - esbeltez de alma do perfil  
 $\rho_{ri}$  é a taxa de armadura em relação à área do concreto de envolvimento ( $A_{cri}$ );  
 $\sigma_{cd}$  - tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto  
 $\sigma_{Rd}$  - valor de cálculo da resistência à compressão do concreto  
 $\sigma_r$  - tensão residual de compressão nas mesas do perfil  
 $\sigma_{si}$  - tensão de tração no centro geométrico da armadura considerada  
 $\sigma_{st}$  - máxima tensão de tração permitida na armadura, imediatamente após a ocorrência da fissuração  
 $\sigma_t$  - máxima tensão em serviço do aço do perfil  
 $\sigma_{td}$  - tensão de tração de cálculo na mesa inferior do perfil de aço  
 $\tau_{Sd,t}$  - tensão de cisalhamento atuante na alma do perfil causada pelo momento torsor  
 $\Phi$  - rotação do perfil  
 $\Phi'$  - primeira derivada da equação da rotação do perfil  
 $\Phi''$  - segunda derivada da equação da rotação do perfil  
 $\chi_{dist}$  - fator de redução para flambagem lateral com distorção da seção transversal  
 $\emptyset$  - diâmetro da armadura

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Justificativa .....</b>	<b>1</b>
<b>1.2 Objetivos .....</b>	<b>3</b>
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>4</b>
<b>2.1 Pré Moldados e Lajes Alveolares .....</b>	<b>4</b>
2.1.1 Instalação das lajes alveolares .....	8
2.1.2 Interação com sistemas prediais.....	10
2.1.3 Capa estrutural em lajes alveolares.....	13
2.1.4 Projeto de lajes alveolares .....	15
2.1.5 Sustentabilidade em lajes alveolares.....	20
<b>2.2 Vigas de Aço .....</b>	<b>21</b>
<b>2.3 Vigas Mistas .....</b>	<b>35</b>
2.3.1 Largura efetiva.....	38
2.3.2 Conectores de Cisalhamento e Reforço Transversal.....	41
2.3.3 Cálculo para o estado limite último .....	52
2.3.4 Cálculo para o estado limite de Serviço.....	62
<b>2.4 Ligações viga-pilar .....</b>	<b>68</b>
<b>2.5 Diafragma Rígido.....</b>	<b>73</b>
<b>2.6 Pavimento em Situações de Incêndio.....</b>	<b>75</b>
<b>3. PARÂMETROS DE PROJETO .....</b>	<b>78</b>
<b>3.1 Comprimento de apoio da laje alveolar .....</b>	<b>78</b>
<b>3.2 Conectores de cisalhamento .....</b>	<b>79</b>
<b>3.3 Tolerâncias construtivas .....</b>	<b>80</b>
<b>3.4 Bordas de apoio das lajes alveolares .....</b>	<b>80</b>
<b>3.5 Largura mínima da viga .....</b>	<b>81</b>
<b>3.6 Armadura de reforço transversal .....</b>	<b>82</b>
<b>3.7 Vigas de borda.....</b>	<b>84</b>
<b>3.8 Estabilidade temporária.....</b>	<b>87</b>
<b>3.9 Apoios das lajes alveolares .....</b>	<b>89</b>
<b>3.10 Efeito Diafragma .....</b>	<b>90</b>
<b>3.11 DIMENSIONAMENTO DA VIGA MISTA.....</b>	<b>91</b>
3.11.1 Pré-dimensionamento da viga mista.....	91
3.11.2 Dimensionamento na Fase de Construção .....	91
3.11.3 Dimensionamento na Fase Mista.....	92
<b>4. APLICAÇÕES- EXEMPLO NUMÉRICO.....</b>	<b>93</b>
<b>4.1 Verificação na Fase de construção- carregamento desbalanceado.....</b>	<b>98</b>
4.1.1 Verificação da rotação na Fase de construção .....	105
<b>4.2 Verificação na Fase de uso (mista).....</b>	<b>106</b>
4.2.1 Verificação Para o ELS na Fase de Uso .....	110
4.2.2 Verificação das tensões em serviço.....	112
4.2.3 Detalhamento da viga.....	113

<b>5. ESTUDO DE CASO COMPARATIVO.....</b>	<b>115</b>
<b>5.1 Cálculo da viga não mista .....</b>	<b>115</b>
5.1.1 Verificação na Fase de uso.....	115
5.1.2 Verificação Para o ELS na Fase de Uso .....	117
<b>5.2 Comparação entre solução mista e não mista .....</b>	<b>118</b>
<b>6. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>119</b>

# 1. INTRODUÇÃO

No contexto atual, sustentabilidade é um aspecto importante na construção civil, que é a atividade em âmbito mundial que mais gera resíduos e impactos. Procura-se poupar o máximo de energia possível e reduzir o desperdício de material, gerando menos impacto ambiental. Nesses aspectos, a construção mista desenvolve um papel importante, reduzindo consideravelmente o desperdício de material, por utilizar na maioria das vezes elementos pré-moldados, e melhor aproveitando o potencial dos mesmos. Dentre as diversas tipologias de lajes para compor o sistema, a laje alveolar tem alto nível de sustentabilidade, desde sua produção até seu emprego em obra.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

As construções mistas têm cada vez mais ganhado espaço, por serem mais sustentáveis, mais rápidas e, usualmente, mais econômicas pelo fato de aproveitarem ao máximo as melhores características de cada material. Estas vêm preenchendo lacunas da engenharia moderna, permitindo maiores vãos, maior flexibilidade nos projetos, pilares mais esbeltos e vigas mais baixas.

A utilização de vigas de aço ligadas mecanicamente a lajes permite formar uma seção mista. Desta forma, os dois materiais podem ter suas principais características aproveitadas, aumentando a eficiência estrutural. Quando utilizadas lajes industrializadas, formam os sistemas mistos industrializados. Goodchild (1995) afirma que esse tipo de construção pode prover economia, rapidez, flexibilidade, alta qualidade e uma estética agradável, com uma obra mais diversificada. A laje alveolar, por ser uma laje de grande interesse em aplicações hoje em dia (por dispensar forma, escoramento, vencer grandes vãos com carregamentos razoáveis, ter nível de industrialização razoável, rapidez na execução), foi a laje escolhida para estudo.

As vigas mistas formadas por perfis de aço e lajes alveolares já vem há algum tempo sendo utilizadas em larga escala em outros países, como Reino Unido e Finlândia. No Brasil

as aplicações ainda são escassas. Um exemplo é um dos shoppings de Belo Horizonte, apresentado na Figura 1.1 e Figura 1.2.

**Figura 1.1- Obra de shopping em Belo Horizonte: aplicação de laje alveolar em estrutura metálica.**



Fonte: Premo Pré-Moldados (2012).

**Figura 1.2- Obra de shopping em Belo Horizonte: aplicação de laje alveolar em estrutura metálica.**



Fonte: Premo Pré-Moldados (2012).

Ao se projetar uma estrutura mista com lajes pré-moldadas, usualmente consultam-se bibliografias internacionais, principalmente o manual da FIB (2002). O pouco conhecimento sobre essa tipologia de piso misto com lajes alveolares ainda é um dos maiores entraves para sua disseminação no Brasil, não havendo manuais de projeto nacionais para guiar os projetistas e também a ABNT NBR 8800:2008 não trata deste assunto. Pelo aumento da

aplicação das construções mistas pré-moldadas no Brasil, há uma necessidade de se ter uma referência nacional e este material objetiva dar diretrizes gerais de projeto visando desempenho.

## **1.2 OBJETIVOS**

O objetivo geral desta pesquisa é fazer uma abordagem das principais recomendações para vigas mistas formadas por lajes alveolares e perfis metálicos.

Entre os objetivos específicos, tem-se:

- Fazer um levantamento geral das principais soluções de pavimentos com lajes alveolares em vigas metálicas, com seção mista, apresentando suas vantagens e identificando seu potencial de aplicação no Brasil;

- Fazer uma revisão bibliográfica com base nas referências técnicas internacionais de pavimentos formados por vigas metálicas com lajes alveolares com capa estrutural em edifícios, visando: a) definir as principais considerações para projeto de vigas mistas; b) considerações sobre detalhamentos (atenção para as ligações lajes-viga);

- Apresentar exemplos de aplicação, visando sistematizar procedimentos de projeto e detalhes construtivos (visando a produtividade).

# 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

## 2.1 PRÉ MOLDADOS E LAJES ALVEOLARES

São nas construções mistas que o concreto pré-moldado desempenha um papel central. O FIB Bulletin 19 (2002) mostra que em alguns países, 75% das novas edificações são projetadas utilizando concreto pré-moldado. Vale ressaltar que são construções de alta tecnologia no ponto de vista da engenharia civil, o que requer coordenação entre todas as partes, desde o projetista até o engenheiro da obra.

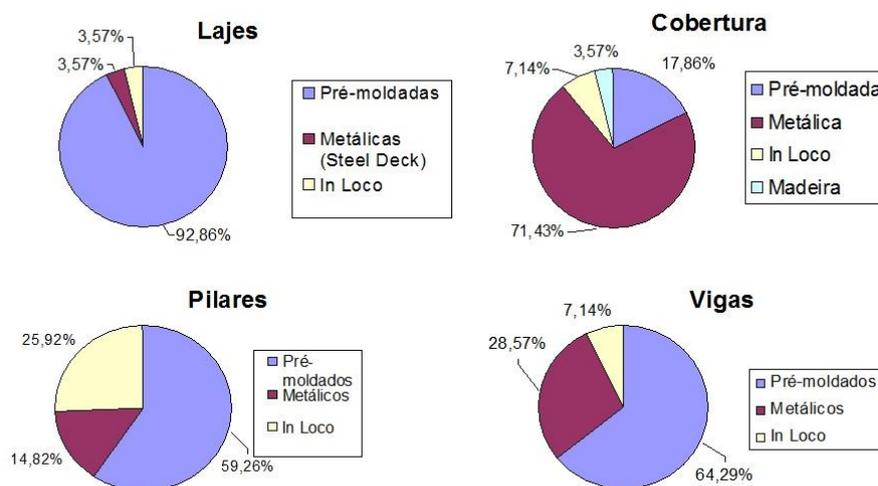
Por serem elementos pré-moldados, a execução do empreendimento torna-se mais rápida devido à fabricação dos elementos fora do canteiro e sem necessitar que etapas anteriores estejam concluídas.

Limitações encontradas em elementos pré-moldados estão relacionadas principalmente à continuidade, que nem sempre é garantida, havendo necessidade de utilização de concreto moldado no local. Apesar de serem construções pré-moldadas, o concreto moldado no local é indispensável para algumas situações, como a da continuidade e ao realizar a função de solidarizar elementos pré-moldados.

Elementos pré-moldados podem ser classificados como de ciclo fechado, aberto ou flexível. Pré-fabricação de ciclo fechado é aquela que não permite intercâmbio entre elementos. A utilização de elementos está limitada àquele sistema construtivo, com impossibilidade de utilizar elementos fabricados por diferentes fabricantes e arquitetura limitada. Um exemplo de aplicação são os sistemas modulados para galpões. Pré-fabricação de ciclo aberto é aquela que ocorre com base nos elementos disponíveis no mercado, como por exemplo, pilares e vigas de diferentes fabricantes completamente compatíveis. Outro exemplo de aplicação são os painéis de lajes, que podem ser utilizados como lajes e/ou como elementos de fechamento em diversos sistemas construtivos. A pré-fabricação de ciclo flexível possui características tanto do sistema de ciclo fechado, quanto do sistema de ciclo aberto. Os elementos pré-moldados são fabricados para uma determinada obra, porém busca-se a padronização destes dentro da própria obra. Um exemplo de aplicação são vigas curvas de um edifício de múltiplos pavimentos.

Pesquisas de Canassa e Ferreira (2006) realizadas pelo NETPRE- UFSCar mostram como são distribuídas as aplicações do concreto pré-moldado e outros sistemas em sistemas mistos. Essa distribuição pode ser vista na Figura 2.1.

**Figura 2.1- Distribuição do uso de diferentes sistemas em sistemas mistos.**

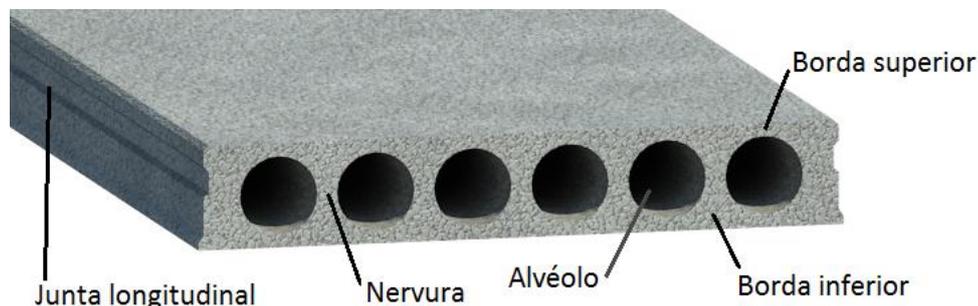


Fonte: Canassa e Ferreira (2006)

Percebe-se claramente que dentre os elementos pré-moldados de concreto, o que tem maior potencial para utilização em sistemas mistos é a laje. De acordo ainda com a mesma pesquisa, as lajes alveolares são os elementos que se adaptam de melhor forma aos sistemas construtivos de ciclo aberto, podendo ser utilizados como lajes ou painéis (paredes) estruturais. Dominam o mercado, pois possuem alto rendimento estrutural e características superiores quando comparadas a outros materiais. Características essas proporcionadas pela protensão.

Lajes alveolares são elementos pré-moldados de seção transversal variável e, como o próprio nome já diz, possuem alvéolos (núcleos vazios longitudinais). Entre os alvéolos existem as nervuras, como mostrado na Figura 2.2. A presença de alvéolos neste tipo de laje conduz ao elemento um peso próprio consideravelmente menor. São armadas por cordoalhas (positivas e em alguns casos, negativas) protendidas com pré-tração, o que permitem as mesmas vencerem grandes vãos (da ordem de 15 metros). A protensão auxilia, além da capacidade de suporte e redução na espessura, no controle da fissuração e dos deslocamentos; quando pronta na fábrica, naturalmente o elemento já possui contra flecha. Não possuem armadura de cisalhamento, sendo o concreto, em conjunto com a protensão, o único material responsável pela resistência deste tipo de esforço, o que torna a laje limitada a este tipo de solicitação.

**Figura 2.2- Lajes alveolares com suas diversas partes indicadas.**



Fonte: Autor

Elementos de lajes alveolares são um dos mais modernos produtos da indústria de concreto pré-fabricado, devido ao altíssimo controle na execução das mesmas, desde a fabricação até a estocagem. O concreto utilizado na fabricação destas é de alto desempenho, atingindo valores de  $f_{ck}$  na faixa de 50 MPa. Na própria fábrica já são feitos detalhes de projetos que exigiriam corte do elemento, como canto de pilares, recorte nos alvéolos próximos aos apoios para concretagem de certo trecho dos mesmos ou reforços com armadura passiva. Segundo Melo (2007), a grande eficiência e baixo custo das lajes alveolares são atingidos quanto maior for a padronização do projeto. Qualquer intervenção manual (como reforços e alguns detalhes de projetos) aumenta muito o custo final da laje, pois reduz sua característica industrial (mecanizada). Neste quesito, o projeto de paginação do pavimento ganha importância. A modulação da obra deve ser estudada de forma racional, maximizando as repetições. Melo (2007) faz as seguintes recomendações neste quesito:

- As lajes devem ser locadas lado a lado, de maneira que por pano de laje haja somente uma laje recortada para acertar a modulação do pano de laje. Duas lajes recortadas por pano de laje são permitidas quando o acerto da modulação estiver entre 25 cm e 40 cm (menor largura de laje permitida); elas não devem estar justapostas. Nesse sentido, muitas vezes, a junta da laje alveolar não irá coincidir com os eixos da obra.

- O pano de laje pode ser a obra como um todo, ou trechos determinados da obra, que facilitam e definem uma repetição das lajes adequadas ao empreendimento.

- Não prever folgas de montagem (estas já são previstas no processo executivo da laje), exceto para pilares, onde a folga deve ser de 1 cm.

- Quando o acerto da modulação for menor que 25 cm, é permitido executar uma faixa de concretagem moldada no local por pano de laje.

- O recorte ideal junto a pilares é aquele que recorte até, no máximo, o primeiro alvéolo. Dessa forma não há necessidade de reforço na laje.

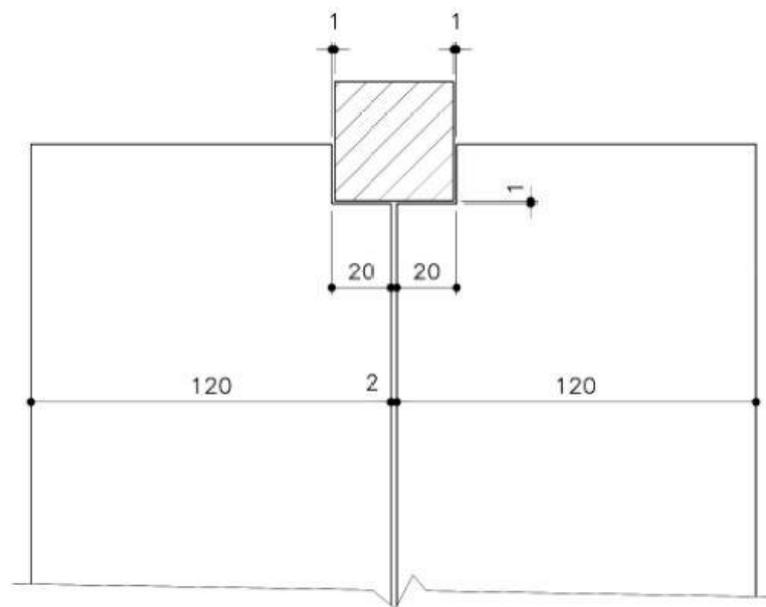
- A primeira laje deve estar faceando na fachada.

-Modular os eixos principais em múltiplos de 120 cm para que as juntas entre lajes coincidam com os eixos dos pilares.

Para a correta modulação e execução de aberturas nas lajes alveolares, em alguns casos faz-se necessário o recorte das lajes alveolares. Quando houver necessidade de cortes longitudinais, Melo (2007) recomenda que estes não devem ser feitos na região das nervuras. Nesta região, o corte é demorado e custoso (pois desgasta muito o disco de corte) e ainda há a possibilidade de a serra atingir uma cordoalha de protensão. Quando isso ocorre, o corte não pode ser feito.

Quando houver necessidade de cortes nas extremidades (para ajustes junto ao pilar, por exemplo, Figura 2.3), Melo (2007) recomenda que pelo menos 2/3 (79 cm) da laje esteja apoiada. Quando o recorte for feito no centro da laje, o apoio pode ser reduzido para 68 cm.

**Figura 2.3- Lajes alveolares recortadas junto a pilar.**



Fonte: MELO (2007)

O máximo recorte junto ao pilar deve atender à Tabela 2.1 .

**Tabela 2.1- Recortes em lajes alveolares.**

<b>Altura da laje (sem capa)</b>	<b>20 cm</b>	<b>26.5 cm</b>
Máximo recorte sem qualquer reforço	$L \leq 20$ cm	$L \leq 25$ cm
Recorte com reforço na laje	$20 < L \leq 30$ cm	$25 < L \leq 34$ cm
Recorte com reforço na laje e apoio no pilar	$L > 41$ cm	$L > 41$ cm
Mínima faixa lateral junto ao pilar	$X \geq 30$ cm	$X \geq 35$ cm

Fonte: MELO (2007)

Em alguns casos há ainda a necessidade de cortes laterais nas lajes (caso de pilares intermediários sem vigas para receber as lajes). Melo (2007) recomenda que para este tipo de corte, a maior dimensão do mesmo varia de acordo com a altura da laje (sem a capa):

-41 cm para lajes de 20 cm.

-46 cm para lajes de 26,5 cm.

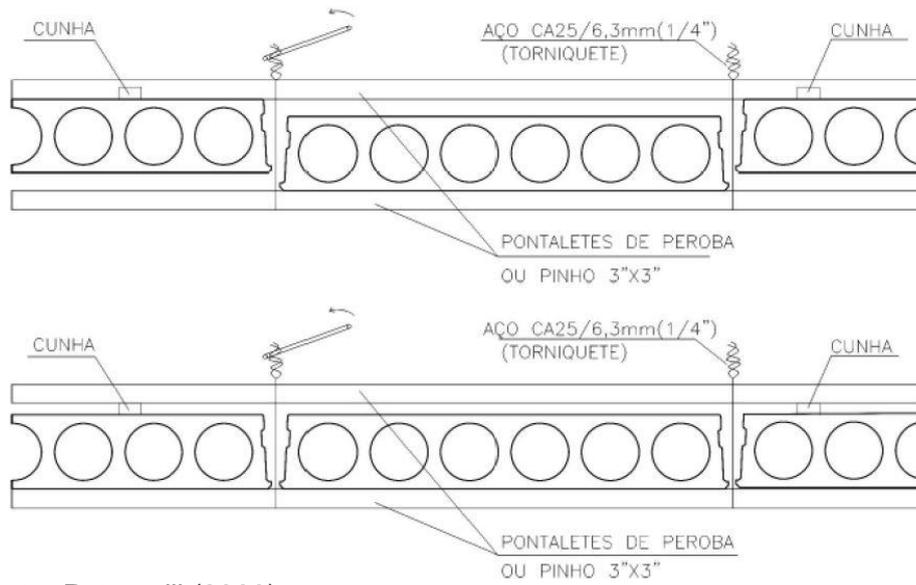
Para recortes maiores, o pilar intermediário deverá ter consolo de apoio para a laje e esta deverá ser separada em duas peças. O comprimento longitudinal máximo do recorte não pode ultrapassar 62 cm.

Recomenda-se que todos os cortes e reforços sejam feitos ainda na fábrica.

### **2.1.1 INSTALAÇÃO DAS LAJES ALVEOLARES**

Após a fabricação das unidades alveolares, as mesmas são estocadas e depois transportadas até a obra em questão, onde são instaladas, niveladas e recebem a capa de concreto. O processo de nivelamento começa com a equalização das lajes, que consiste no uso de um sistema de torniquetes com madeira (Figura 2.4, Figura 2.5, Figura 2.6) ou dispositivos metálicos padronizados.

**Figura 2.4- Sistema de torniquetes para equalização das lajes.**



Fonte: Petrucelli (2009)

**Figura 2.5- Sistema de torniquetes para equalização das lajes.**



Fonte: Petrucelli (2009)

**Figura 2.6- Sistema de torniquetes para equalização das lajes.**



Fonte: Petrucelli (2009)

Após equalização, a junta entre lajes deve ser preenchida com faixas de concreto (ou graute, ou argamassa) de aproximadamente 40 cm de comprimento cada (ABNT NBR 14861:2011). Segundo a ABNT NBR 14861:2011, à junta longitudinal de duas lajes adjacentes dá-se o nome de chave de cisalhamento. Esta promove a solidarização e transmissão de esforços entre elas, podendo ser preenchida com concreto, graute ou argamassa. Ao processo de preenchimento dessa junta dá-se o nome de chaveteamento. Após a cura destas faixas, pode-se realizar o chaveteamento ou pode-se realizar o mesmo concomitantemente à capa de concreto.

Segundo o manual de lajes alveolares da Fib (draft 2017), as armaduras colocadas nas chaves de cisalhamento auxiliam na integridade estrutural, efeito diafragma, distribuição transversal de esforços horizontais (vento, por exemplo), recalques diferenciais e restringe deformações.

### **2.1.2 INTERAÇÃO COM SISTEMAS PREDIAIS**

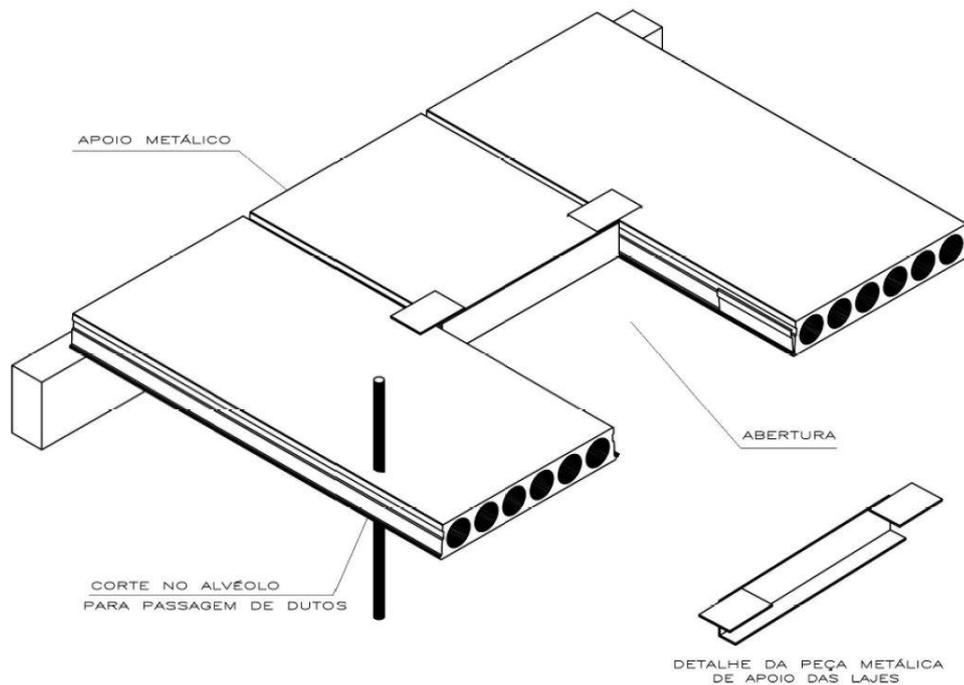
Para atender a requisitos, principalmente dos sistemas prediais (vedação, hidro-sanitário, elétrico, etc.), muitas vezes é necessário realizar furos nas lajes. Os furos devem ter diâmetro máximo igual ao do alvéolo e não devem interromper as cordoalhas de protensão.

Melo (2007) recomenda que estes sejam realizados após a execução e cura da capa de concreto. No sentido transversal, pode-se realizar até 2 furos sem espaçamento entre eles. Com a possibilidade de espaçamento em no mínimo 45 cm poderá ser repetida a sequência de 2 furos consecutivos, limitando a uma linha de furações sem espaçamento por painel. No sentido longitudinal, somente é permitido uma linha de furos a cada 120 cm, sem limitações de quantidade e de espaçamento (no sentido transversal).

Para o caso de aberturas maiores (shafts, por exemplo), a laje deve ser interrompida (no sentido longitudinal). Neste caso, a abertura deve ter a largura da unidade alveolar (120 cm) e comprimento qualquer. Estas lajes devem ser apoiadas nas lajes vizinhas com o auxílio de um perfil metálico especial, conforme Figura 2.7. Melo (2007) faz algumas recomendações quando opta-se pela utilização do perfil metálico especial:

- Limitar a um shaft por unidade alveolar.
- Limitar a largura do shaft à da modulação da laje (120 cm).
- O perfil metálico deve ser detalhado conforme a largura da laje (menor que 120 cm para o caso de lajes com corte longitudinal).
- Uma laje não pode receber dois apoios metálicos, ou seja, é necessária a colocação de duas lajes alveolares inteiras entre shafts.
- Os shafts devem estar preferencialmente próximos ao apoio das lajes alveolares, de maneira que cada shaft tenha apenas um perfil metálico. Casos diferentes devem ser estudados pontualmente.

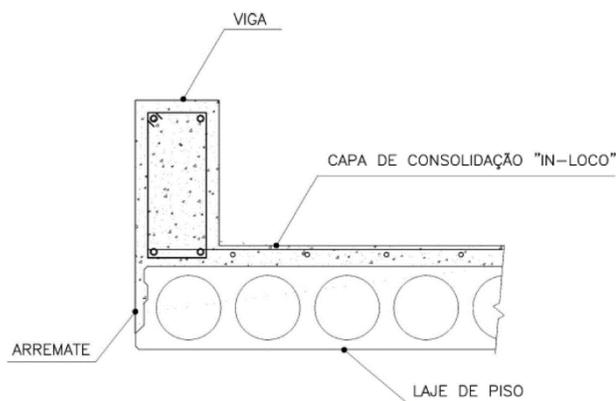
**Figura 2.7- Aberturas em lajes alveolares.**



Fonte: Melo (2007)

Os fechamentos em alvenaria no interior da edificação podem ser executados diretamente sobre a laje. Melo (2007) diz que as cargas lineares e concentradas são redistribuídas para as lajes vizinhas. Para o caso de cargas concentradas, estas devem ser verificadas em relação à punção. Nas lajes sem lajes vizinhas e vigas, é permitido a execução de um parapeito de até 1 metro de altura em alvenaria (220 kgf/m) sem nenhum tipo de reforço. Para alvenarias de maior altura, pode-se executar uma viga invertida incorporada à capa de concreto como reforço, como mostrado na Figura 2.8

**Figura 2.8- Viga invertida incorporada à capa de concreto como reforço para alvenaria.**

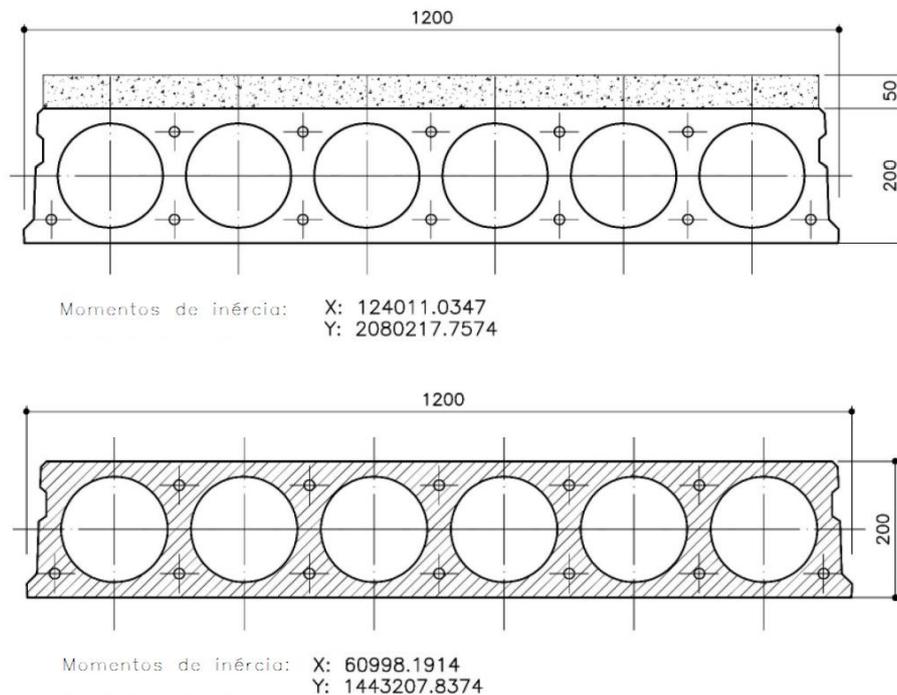


Fonte: MELO (2007)

### 2.1.3 CAPA ESTRUTURAL EM LAJES ALVEOLARES

A capa estrutural, além de auxiliar na redistribuição de esforços para unidades alveolares vizinhas, aumenta a capacidade dos esforços resistentes de projeto e aumenta consideravelmente a inércia da laje. Em lajes alveolares com 25 cm de altura (20+5) e 6 alvéolos, o acréscimo da inércia em relação ao eixo principal chegou a 44% com a adição da capa estrutural, conforme Figura 2.9.

**Figura 2.9- Comparativo da inércia de lajes alveolares com capa e sem capa**



Fonte: adaptado de MELO (2007)

A execução da laje sem a capa estrutural é permitida, porém não é recomendada. Para este caso, o efeito de diafragma rígido deve ser estudado com cautela, pois somente as juntas das lajes farão a transmissão dos esforços horizontais no plano. Recomenda-se a instalação de pisos flexíveis (como carpete, por exemplo). Estes conseguem absorver a deflexão diferencial entre lajes vizinhas e evitam trincas. A Figura 2.10 apresenta um exemplo de patologia em pisos sobre juntas de lajes sem capa estrutural.

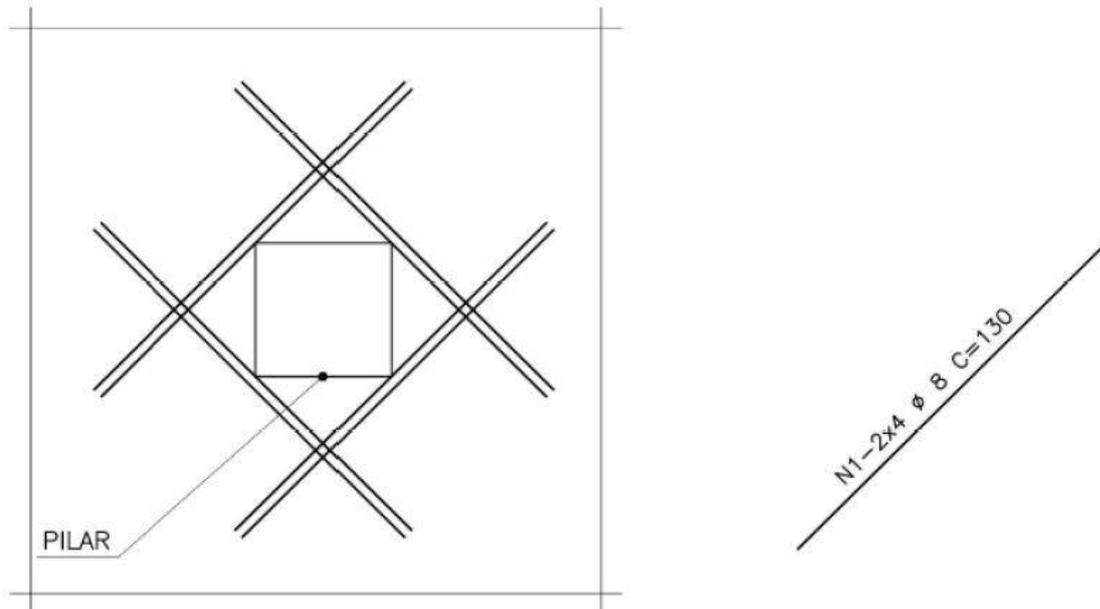
**Figura 2.10- Trinca em pisos sobre juntas de lajes sem capa estrutural.**



Fonte: Acervo do autor.

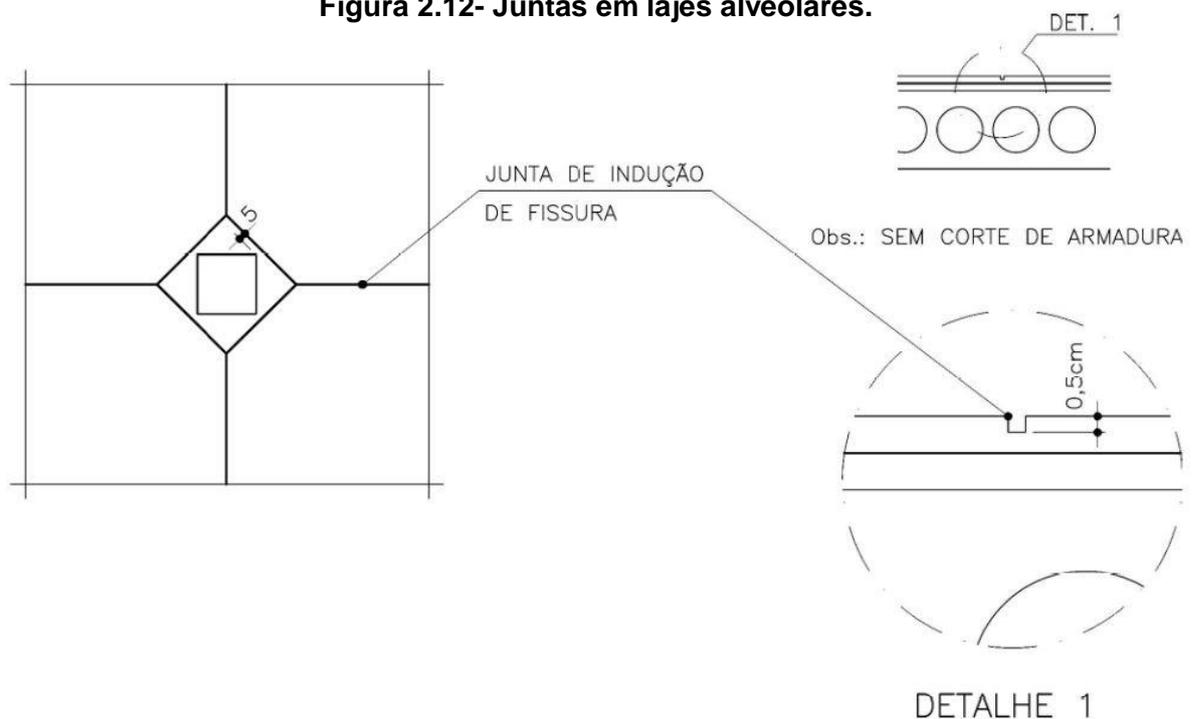
Para panos de lajes muito grandes, onde os efeitos da temperatura e retração são importantes, Melo (2007) recomenda que sejam previstas juntas de indução de fissuras. As juntas não devem interromper a armadura da capa e devem ocorrer nos eixos principais ou, no máximo, a cada 10 metros. Recomenda-se que tenham 2 cm de largura e 0,5 cm de profundidade; quando não houver reforço nos encontros com pilares (Figura 2.11), deve-se prever junta diamante (Figura 2.12).

**Figura 2.11- Reforço em cantos de pilares.**



Fonte: MELO (2007)

**Figura 2.12- Juntas em lajes alveolares.**



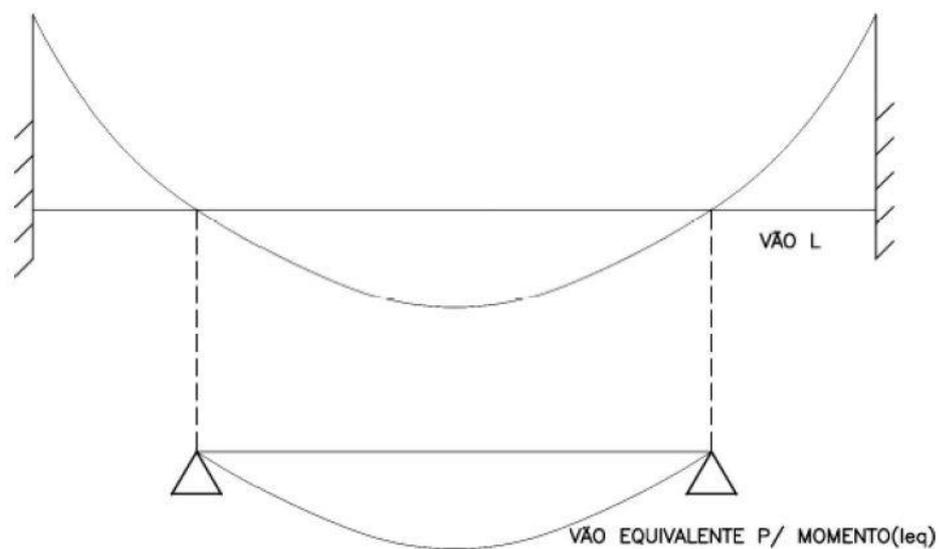
Fonte: MELO (2007)

#### **2.1.4 PROJETO DE LAJES ALVEOLARES**

Usualmente, as lajes alveolares são calculadas como isostáticas (bi apoiadas). Os fabricantes de lajes possuem diversas tabelas para suas lajes nesta condição. Pode-se,

todavia, considerar a continuidade das mesmas. Para edifícios em que a carga variável seja de até  $5 \text{ kN/m}^2$  e que seja no máximo igual a 50% da carga total, a ABNT NBR 6118:2014 (item 14.6.6.3) permite que a análise estrutural seja realizada desprezando a alternância de cargas. Para estruturas hiperestáticas, a consideração da carga atuante em todo pavimento leva a esforços solicitantes inferiores ao que se teria considerando a alternância de cargas. Camillo (2012), em sua pesquisa, demonstra exemplos em que a discrepância dos momentos fletores chegou a 185%. Para a escolha da laje, após definição da envoltória de esforços, determina-se os pontos de momento zero no diagrama e adota-se o vão bi apoiado equivalente, conforme Figura 2.13.

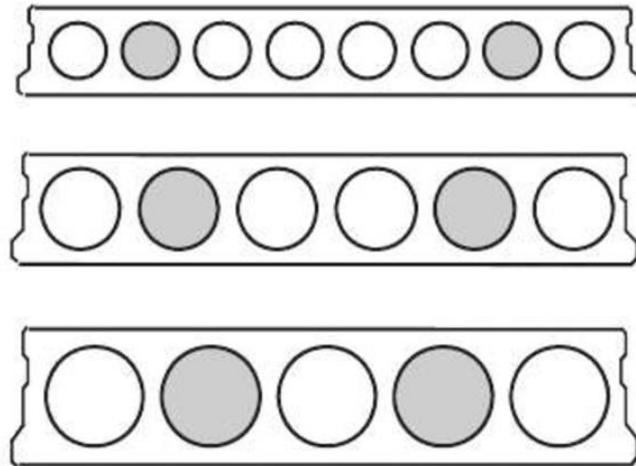
**Figura 2.13- Vão equivalente bi apoiado.**



Fonte: MELO (2007)

Melo (2007) afirma que, em lajes contínuas, o ponto frágil da laje é o esforço cortante. Deve-se determinar no diagrama de esforço cortante o ponto onde  $V_{Sd} = V_{Rd}$  e 50 cm antes desse ponto, preencher os alvéolos até a borda. As equações de verificação à força cortante da ABNT NBR 14861:2011 (item 7.3.2.8) consideram o preenchimento de até dois alvéolos (mantendo sempre a simetria da peça, Figura 2.14), mas permite a consideração de mais alvéolos preenchidos desde que devidamente fundamentada em evidência científica (item 7.3.2.7 da ABNT NBR 14861:2011).

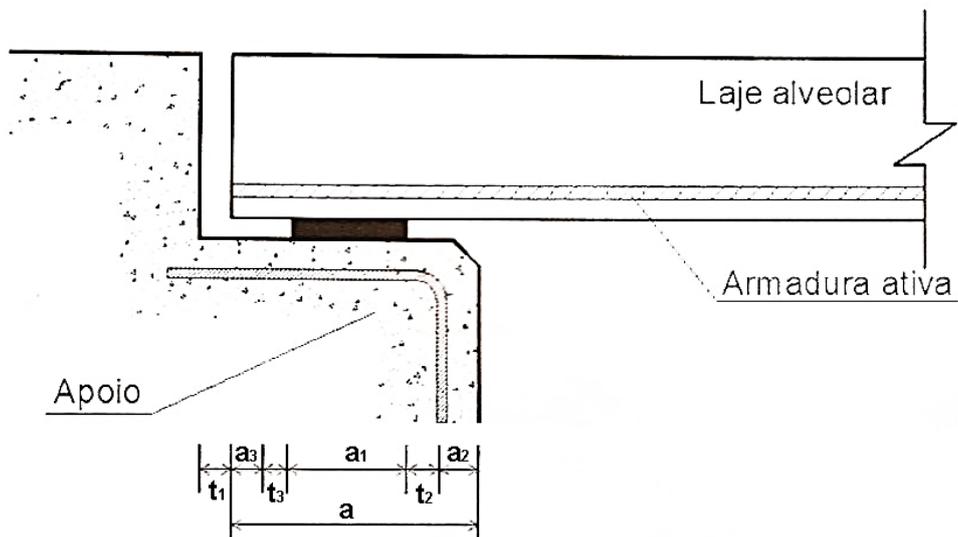
**Figura 2.14- Preenchimento de alvéolos para acréscimo na resistência à força cortante.**



Fonte: ABNT NBR 14861:2011

A ABNT NBR 14861:2011 recomenda que os apoios de lajes alveolares sejam planos e coplanares com a superfície da laje e que seu apoio mínimo seja conforme a Figura 2.15 e as equações (2.1) e (2.2).

**Figura 2.15- Apoio mínimo para lajes alveolares.**



Fonte: ABNT NBR 14861:2011

$$a = a_1 + (a_2^2 + a_3^2 + t_2^2 + t_3^2)^{1/2} \quad (2.1)$$

Sendo:

$$a_1 = \frac{V_{Sd}}{b_n * \sigma_{Rd}} \quad (2.2)$$

Onde:

-  $b_n$  é a largura do apoio, nunca deve ser maior que 50% da largura da laje;

-  $\sigma_{Rd}$  é o valor de cálculo da resistência à compressão do concreto, sendo:

$\sigma_{Rd} \leq 0,6 * f_{cd}$ , para o caso de apoio direto (concreto em concreto);

$\sigma_{Rd} \leq 0,7 * f_{cd}$ , para o caso de apoio em almofada de neoprene ou de elastômero;

$\sigma_{Rd} \leq 0,8 * f_{cd}$ , para o caso de apoio sobre argamassa ou sobre aço;

$a_2$  é o comprimento da possível ruptura do canto do apoio, com  $\sigma_{Sd} > 0,4 * f_{cd}$ , sendo:

$a_2 = 0$  mm, no caso de estruturas metálicas;

$a_2 = 25$  mm, no caso de alvenaria ou concreto não armado;

$a_2 =$  cobrimento nominal de concreto, se a barra de armadura tiver diâmetro menor ou igual a 12,5 mm;

$a_2 =$  cobrimento nominal da barra, mais o diâmetro da barra, mais o raio interno da curvatura da barra, caso a barra de armadura tenha diâmetro  $> 12,5$  mm

$a_3$  é o comprimento da possível ruptura da extremidade da laje alveolar, com  $\sigma_{Sd} > 0,4 * f_{cd}$ , sendo:

$a_3 = 0$  mm, no caso de fios ou cordoalhas ou barras expostos na extremidade da laje;

$a_3 =$  maior valor entre o cobrimento nominal de concreto na extremidade ou 10 mm (se a barra de armadura tiver diâmetro  $\leq 12,5$  mm);

$a_3 = 15$  mm (caso a barra de armadura tenha diâmetro  $> 12,5$  mm);

$t_2 = 15$  mm, para o caso de apoio em estrutura metálica ou em concreto pré-moldado;

$t_2 = 20$  mm, para o caso de apoio em alvenaria ou em concreto moldado no local;

$t_3 = l_n/2500$ , sendo  $l_n$  o vão livre da laje alveolar entre os apoios;

$t_1$  é a máxima tolerância dimensional de fabricação do comprimento da laje (Tabela 2.2) mais a máxima tolerância dimensional de construção ( $t_{ol,c}$ , 10 mm, de acordo com a ANBT NBR 9062:2006).

**Tabela 2.2- Tolerâncias de fabricação de lajes alveolares ( $t_{ol,f}$ )**

Dimensões		Tolerâncias
Comprimento (L)	$L \leq 5$ m	$\pm 10$ mm
	$5 \text{ m} < L \leq 10$ m	$\pm 15$ mm
	$L > 10$ m	$\pm 20$ mm

Fonte: adaptado de ABNT NBR 14861:2011

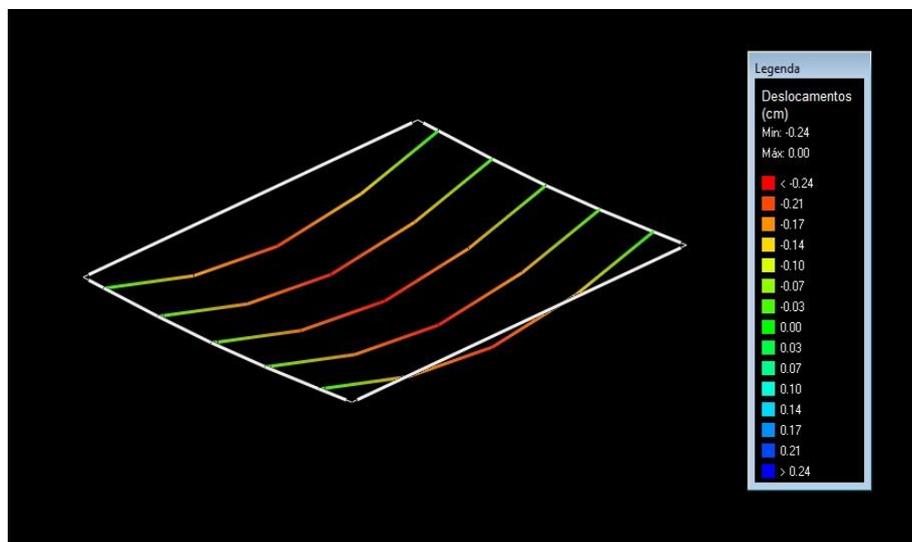
Recomenda-se ainda que o comprimento mínimo de apoio ( $a$ ) seja maior ou igual a  $h/2$  (sendo  $h$  igual à altura da laje alveolar sem considerar a capa).

Para o dimensionamento da armadura longitudinal das lajes alveolares, Petrucelli (2009) elaborou um roteiro, considerando a laje isolada das outras, simplificada por uma barra bi apoiada (ver Figura 2.16). Este roteiro é simplificadamente descrito abaixo:

- 1) Pré-dimensiona-se o elemento por tabelas;
- 2) Determina-se a área de aço, arbitrando-se perdas de protensão;
- 3) Detalha-se;
- 4) Faz-se as diversas verificações (flechas, fissuração, etc.) em diversas idades da laje (ora considerando a mesma sem a capa, na fábrica, ora enquanto é aplicada a capa, ora com seção composta sem carga variável, ora com carga variável, etc.)
- 5) Verifica-se as perdas reais;
- 6) Refina-se a área de aço;
- 7) Refaz-se as verificações;
- 8) Faz o detalhamento final.

Trata-se de um processo iterativo.

**Figura 2.16- Grelha do pavimento com laje alveolar.**



Fonte: acervo do autor.

No cálculo das lajes alveolares, os apoios são considerados como rígidos (indeformáveis). Na prática isso só ocorre quando as lajes estão apoiadas em vigas de grande rigidez ou alvenaria estrutural. A flexibilidade dos apoios pode gerar esforços não previstos no dimensionamento, como acréscimo na força cortante, paralela ao eixo longitudinal da viga de apoio. De acordo com o SCI P401, na maior parte dos casos práticos não há problemas quando a construção é não escorada. Quando é utilizada construção escorada, a retirada dos

escoramentos pode aumentar de forma considerável os esforços. Para contornar este problema, pode-se utilizar a capa estrutural ou preencher os alvéolos da laje num comprimento igual à sua altura. Em vigas mistas, o preenchimento de metade dos alvéolos da laje é suficiente. De forma alternativa, pode-se utilizar perfis com maior rigidez para reduzir os deslocamentos. A utilização de contraflechas nas vigas é indiferente, para este caso. Pajari (2004) realizou ensaios de torção pura em lajes alveolares e demonstrou que, para lajes alveolares com 20 cm de altura e sem capa estrutural, os resultados experimentais ficaram abaixo dos valores previstos. A ABNT NBR 14861:2011 recomenda que não sejam aplicadas ações que possam causar momentos torsões. Caso ocorram momentos torsões, as lajes devem ser calculadas para este esforço utilizando normas técnicas específicas ou literatura técnica consagrada.

### 2.1.5 SUSTENTABILIDADE EM LAJES ALVEOLARES

Lajes alveolares são elementos de alto potencial sustentável na construção. Direitinho, Catoia e Ferreira (2015) destaca em seu trabalho os principais ganhos de sustentabilidade em lajes alveolares, separando os mesmos por diferentes categorias, apresentadas na Tabela 2.3.

**Tabela 2.3 – Ganhos de sustentabilidade em lajes alveolares.**

GANHOS DE SUSTENTABILIDADE	Ganhos econômicos	Ganhos ambientais	Ganhos em responsabilidade social
Redução de concreto (alvéolos)			
Superfície interior lisa			
Dispensa de escoramento			
Proteção às intempéries			
Condições de higiene e segurança no trabalho			
Efeito de escala			
Redução de emissões de CO <sub>2</sub>			
Menos desperdício de materiais			
Reciclagem de materiais			
Reciclagem de água			
Aproveitamento da água das chuvas			
Menor gasto de energia no processo produtivo			
Certificação de fornecimento responsável			
Certificação ambiental			
Maior mecanização do processo produtivo			
Menos gastos com mão de obra			
Menor relação água-cimento			
Maior vida útil			
Menos cimento/m <sup>2</sup>			

Fonte: adaptado de Direitinho, Catoia e Ferreira (2015).

Considerando apenas o processo de produção, quando comparadas com lajes moldadas no local, há considerável redução do consumo de cimento (e conseqüentemente emissões de

CO<sub>2</sub>), água, concreto, mão de obra, dispensa de fôrmas de madeira e escoramentos. Os desperdícios em fábricas brasileiras são em média de 6% (Direitinho, Catoia e Ferreira (2015)), muito inferiores quando comparados com lajes moldadas no local. Independem das condições climáticas para produção. Oferecem melhores condições de trabalho para os operários quando comparadas com as construções não industrializadas, com melhores condições de higiene em relação às normalmente encontradas em canteiros de obra, proteção à intemperes.

## 2.2 VIGAS DE AÇO

Os grandes vãos têm seus problemas resolvidos com as lajes alveolares; porém, estas são apoiadas em vigas que conseqüentemente também têm de vencer grandes vãos. Grandes vãos proporcionam maior esforço vertical aos pilares, que podem ser reduzidos consideravelmente reduzindo o peso próprio da viga. A melhor maneira de se fazer isso é utilizando perfis de aço para as vigas. Estas podem vencer grandes vãos e têm o peso próprio muito menor quando comparado com o peso de uma viga de concreto.

O dimensionamento de vigas de aço de alma não-esbelta à flexão simples, situação que acontece na fase de construção da viga mista, é tratado no anexo G da ABNT NBR 8800:2008 (sucintamente reproduzido nos próximos parágrafos). Esta mesma norma define vigas não esbeltas como aquelas constituídas por seções I, H, U, caixão e tubulares retangulares, cujas almas, quando perpendiculares ao eixo de flexão, têm parâmetro de esbeltez ( $\lambda$ ) inferior ou igual a  $\lambda_r$  ( $\lambda$  e  $\lambda_r$  definidos na Tabela G.1 da ABNT NBR 8800:2008 (reproduzida neste trabalho como Tabela 2.4) para o estado-limite FLA), por seções tubulares circulares com relação entre diâmetro e espessura de parede não superior a  $0,45 * E/f_y$  e por seções T, seções formadas por duas cantoneiras em T, seções sólidas circulares ou retangulares com quaisquer dimensões.

Os estados limites últimos aplicáveis são ruptura por força cortante, flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM), flambagem local da alma (FLA) e plastificação de todas as fibras da seção transversal. Quando a flexão ocorre em relação ao eixo de menor momento de inércia, a FLT não é um estado limite aplicável. Para o momento fletor, o menor valor encontrado entre os estados limites de FLT, FLM e FLA será o determinante para a resistência última da viga.

Para o caso de seções I (objeto de estudo deste trabalho) fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento de inércia), a força cortante resistente de cálculo,  $V_{Rd}$ , é dada por:

- Para  $\lambda \leq \lambda_p$ , expressão (2.3):

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{al}} \quad (2.3)$$

- Para  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ , expressão (2.4):

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} * \frac{V_{pl}}{\gamma_{al}} \quad (2.4)$$

- Para  $\lambda > \lambda_r$ , expressão (2.5):

$$V_{Rd} = 1,24 * \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 * \frac{V_{pl}}{\gamma_{al}} \quad (2.5)$$

Onde:

-Eslotez de alma conforme expressão (2.6)

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (2.6)$$

-Eslotez limite para seções compactas conforme expressão (2.7):

$$\lambda_p = 1,10 * \sqrt{\frac{K_v * E}{f_y}} \quad (2.7)$$

-Eslotez limite para seções semcompactas conforme expressão (2.8):

$$\lambda_r = 1,37 * \sqrt{\frac{K_v * E}{f_y}} \quad (2.8)$$

Com  $K_v$  conforme expressão (2.9):

$$K_v = \begin{cases} 5,0, \text{ para almas sem enrijecedores transversais, para } \frac{a}{h} > 3 \text{ ou para } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}\right]^2 \\ 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}, \text{ para todos os outros casos} \end{cases} \quad (2.9)$$

$V_{pl}$  é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento, conforme a equação (2.10).

$$V_{pl} = 0,60 * A_w * f_y \quad (2.10)$$

$A_w$  é a área efetiva de cisalhamento, tomada pelo produto da espessura da alma pela altura total da seção transversal;

$a$  é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes, onde deve-se obedecer os seguintes requisitos:

- a) Os enrijecedores transversais devem ser soldados à alma e às mesas do perfil, podendo, entretanto, do lado da mesa tracionada, ser interrompidos de forma que a distância entre os pontos mais próximos das soldas entre mesa e alma e entre enrijecedor e alma fique entre  $4 * t_w$  e  $6 * t_w$ ;
- b) A relação entre largura e espessura dos elementos que formam os enrijecedores não pode ultrapassar  $0,56 * \sqrt{E/f_y}$ ;
- c) O momento de inércia da seção de um enrijecedor singelo ou de um par de enrijecedores (um de cada lado da alma) em relação ao eixo no plano média da alma não pode ser inferior a  $a * t_w^3 * j$ , onde  $j = [2,5/(a/h)^2] - 2 \geq 0,5$ .

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

$t_w$  é a espessura da alma.

Para o caso de seções I (objeto de estudo deste trabalho), o momento fletor resistente de cálculo para o estado limite de FLT é dado por:

- a) Para  $\lambda \leq \lambda_p$ , expressão (2.11):

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (2.11)$$

- b) Para  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ , expressão (2.12):

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} * \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) * \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (2.12)$$

- b) Para  $\lambda > \lambda_r$ , expressão (2.13):

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (2.13)$$

O coeficiente  $C_b$  é determinado pela expressão (2.14).

$$C_b = \frac{12,5 * M_{m\acute{a}x}}{2,5 * M_{m\acute{a}x} + 3 * M_A + 4 * M_B + 3 * M_C} \quad (2.14)$$

Em trechos em balanço entre uma seção com restrição a deslocamento lateral e à torção e a extremidade livre, o coeficiente  $C_b$  é igual à 1.

Para o caso de seções I (objeto de estudo deste trabalho), o momento fletor resistente de cálculo para os estados limites de FLM e FLA é dado por:

a) Para  $\lambda \leq \lambda_p$ , expressão (2.15):

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (2.15)$$

b) Para  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ , expressão (2.16):

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} * \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) * \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (2.16)$$

c) Para  $\lambda > \lambda_r$  (não aplicável à FLA, pois trata-se de viga esbelta), expressão (2.17):

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \quad (2.17)$$

As partes da tabela G.1 que são pertinentes a este trabalho são reproduzidas abaixo, pela Tabela 2.4.

Tabela 2.4- Parâmetros referentes ao momento fletor resistente.

Tipo de seção e eixo de flexão	Estados-limites aplicáveis	$M_r$	$M_{cr}$	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 1	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 1
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	$\frac{b/t}{\text{Ver Nota 8}}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLM Ver Nota 3	$(f_y - \sigma_r)W$	Ver Nota 6	$\frac{b/t}{\text{Ver Nota 8}}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA Ver Nota 3	$f_y W_{ef}$ Ver Nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver Nota 4	$\frac{h}{t_w}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

As notas relacionadas à Tabela 2.4 e pertinentes a este trabalho são as apresentadas a seguir.

1) Parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas conforme expressão (2.18) e momento fletor de flambagem elástica conforme expressão (2.19).

$$\lambda_r = \frac{1,38 * \sqrt{I_y * J}}{r_y * J * \beta_1} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 * C_w * \beta_1^2}{I_y}}} \quad (2.18)$$

$$M_{cr} = \frac{C_b * \pi * E * I_y}{L_b^2} * \sqrt{\frac{C_w}{I_y} * (1 + 0,039 * \frac{J * L_b^2}{C_w})} \quad (2.19)$$

Com  $\beta_1$  conforme expressão (2.20) e  $C_w$  conforme expressão (2.21):

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) * W}{E * J} \quad (2.20)$$

$$C_w = \frac{I_y * (d - t_f)^2}{4}, \text{ para seções I} \quad (2.21)$$

3) O estado-limite FLA aplica-se só à alma da seção U, quando comprimida pelo momento fletor. Para seção U, o estado-limite FLM aplica-se somente quando a extremidade livre das mesas for comprimida pelo momento fletor.

4)  $W_{ef}$  é o módulo de resistência mínimo elástico, relativo ao eixo de flexão, para uma seção que tem uma mesa comprimida de largura igual a  $b_{ef}$ , dado pela equação (2.22).

$$b_{ef} = 1,92 * t * \sqrt{\frac{E}{f_y}} * \left[ 1 - \frac{0,34}{b/t} * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right] \leq b \quad (2.22)$$

5) A tensão residual de compressão nas mesas,  $\sigma_r$ , deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado.

6) Para perfis laminados, momento fletor de flambagem elástica conforme expressão (2.23) e parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas conforme expressão (2.24):

$$M_{cr} = \frac{0,69 * E}{\lambda^2} * W_c \quad (2.23)$$

$$\lambda_r = 0,83 * \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} \quad (2.24)$$

Para perfis soldados, momento fletor de flambagem elástica conforme expressão (2.25)(2.23) e parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas conforme expressão (2.26):

$$M_{cr} = \frac{0,90 * E * K_c}{\lambda^2} * W_c \quad (2.25)$$

$$\lambda_r = 0,95 * \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/K_c}} \quad (2.26)$$

Com  $K_c$  conforme expressão (2.27).

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \text{ sendo } 0,35 \leq K_c \leq 0,76 \quad (2.27)$$

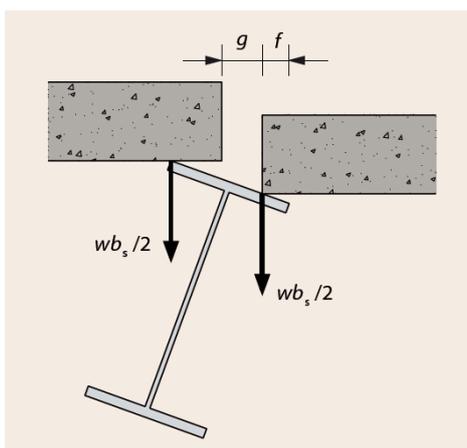
8)  $b/t$  é a relação entre a largura e espessura aplicável à mesa do perfil.

Como critério de pré-dimensionamento para a altura de vigas de edifício residenciais ou de escritórios (cargas variáveis de 150 a 200 kgf/m<sup>2</sup>), pode-se utilizar a relação vão / altura da viga entre 20 e 15.

O momento fletor crítico de flambagem elástica ( $M_{cr}$ ) do estado limite de FLT é inversamente proporcional ao quadrado do comprimento destravado da viga ( $L_b$ ). Desta forma, ao aumentar gradativamente a quantidade de contenções, o  $L_b$  diminui e conseqüentemente o  $M_{cr}$  aumenta, até o instante em que a viga passa a estar lateralmente contida. Neste instante, o estado limite de FLT deixa de ser um problema.

Ao utilizar lajes maciças em vigas mistas, usualmente pode-se considerar que a mesma possui capacidade de conter lateralmente a viga em todo o seu vão. Para lajes alveolares, a capacidade destas em conterem lateralmente as vigas acontece por uma combinação de fricção e momento restaurador (Figura 2.17); depende do comprimento do apoio da laje alveolar e do vão da viga.

**Figura 2.17- Configuração deformada de vigas que apoiam lajes alveolares.**



Fonte: adaptado do SCI P360

O SCI P360 faz recomendações para verificação da capacidade de contenção lateral da mesa superior de vigas I quando são utilizadas lajes pré-fabricadas. Estas recomendações são descritas sucintamente abaixo:

- a) Vigas internas com carregamentos simétricos:

A expressão (2.28) deve ser atendida para que se possa considerar a viga lateralmente contida.

$$L \leq \frac{500}{3} * f \quad (2.28)$$

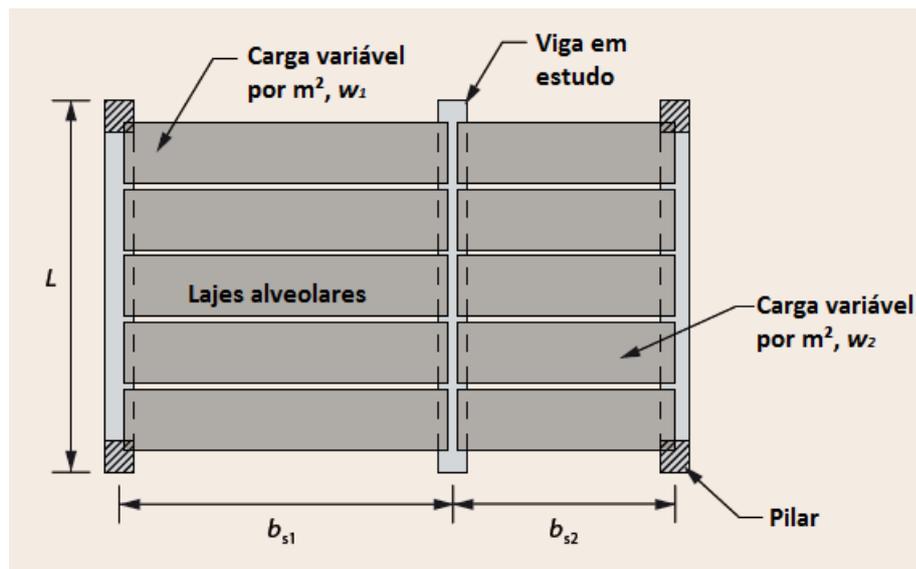
$L$  é o comprimento da viga e  $f$  é o comprimento nominal de apoio da laje alveolar descontado de tolerâncias construtivas.

Vigas que não recebem diretamente o carregamento das lajes (vigas paralelas às unidades alveolares) não podem ser consideradas contidas lateralmente.

b) Vigas internas com carregamentos assimétricos:

Este caso ocorre em pavimentos com lajes com diferentes comprimentos ou diferentes cargas, conforme Figura 2.18.

**Figura 2.18- Viga com carregamentos assimétricos.**



Fonte: adaptado do SCI P360.

Para garantir a contenção lateral da viga, a inequação (2.29) deve ser atendida. As variáveis são definidas conforme Figura 2.17 e Figura 2.18.

$$L \leq 267 * \left( \frac{w_2 * b_{s2}}{w_1 * b_{s1}} * \left( \frac{f}{g} + 0,5 \right) - 0,5 \right) * \left( 1 + \frac{w_2 * b_{s2}}{w_1 * b_{s1}} \right)^{-1} \quad (2.29)$$

Os esforços de torção combinados com o momento fletor devem ser considerados.

c) Vigas de borda:

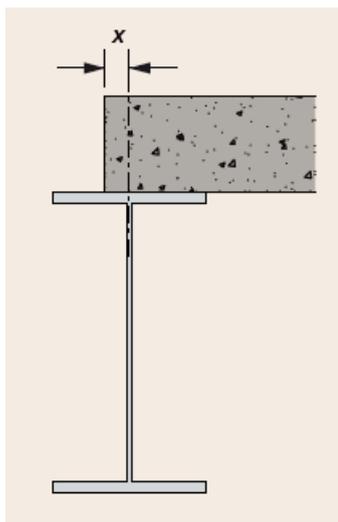
Em vigas de borda, a laje deve apoiar-se em pelo menos metade da mesa da viga e a inequação (2.30) deve ser atendida.

$$L \leq 133 * x \quad (2.30)$$

$x$  é o comprimento que a laje alveolar deve ultrapassar da linha de centro da viga, conforme Figura 2.19, limitado a metade da largura da mesa da viga.

Os conectores de cisalhamento em vigas de borda ficam alocados nos alvéolos, que devem ser abertos na parte superior e inferior, como mostrado nas Figura 3.7 e Figura 3.8.

**Figura 2.19- Comprimento de lajes alveolares em vigas de borda.**



Fonte: SCI P360

Vigas que apoiam lajes em toda a largura da mesa podem ser consideradas lateralmente contidas e os efeitos de torção podem ser desprezados.

Quando as recomendações não forem atendidas, escoramentos (contenções) laterais devem ser providos.

A torção ocorre sempre que a resultante das cargas não passa pelo centro de cisalhamento da seção. Em seções com 2 eixos de simetria, como é o caso dos perfis I, o centro de cisalhamento coincide com o centro geométrico da seção.

O dimensionamento de vigas de aço de seção aberta à torção não é tratado pela ABNT NBR 8800:2008. É tratado pela publicação P385, do SCI, com regras baseadas no Eurocode 3 (2005). Em seções diferentes das circulares, além das tensões provocadas pelo momento torsor (torção livre ou torção de Saint Venant), ocorre também distorção da seção transversal, o que afasta a hipótese da resistência dos materiais de que a seção inicialmente plana permanece plana após o carregamento. A esta torção dá-se o nome de torção de empenamento.

A torção de empenamento é significativa em perfis I e por isso não deve ser desprezada nos cálculos. Nestes perfis, são as mesas que resistem ao empenamento. De forma a simplificar o dimensionamento de perfis I, o Eurocode 3 (2005) permite, em seu item 6.2.7 (7),

considerar que apenas a resistência à torção de empenamento resista aos momentos torsões. Neste caso, o torque é substituído por um binário de forças horizontais aplicado nas mesas do perfil, dado pela equação (2.31), que faz com que haja flexão em relação ao menor eixo de inércia.

$$F_{sd,w} = T_d / (h - t_f) \quad (2.31)$$

A metade do momento resistente da seção em relação ao menor eixo de inércia resiste então aos esforços de cada flange. De acordo com o SCI P385, essa simplificação é conservadora, principalmente para vigas de grandes comprimentos.

Quando esta simplificação não é utilizada, determina-se as parcelas de torção de Saint Venant e de torção de empenamento e o momento fletor em relação ao menor eixo de inércia. Inicialmente determina-se a rotação, pela equação (2.32), válida para um torque distribuído ao longo da viga. A rotação máxima ocorre no centro.

$$\theta = \frac{T_d * a}{G * I_t} * \left\{ \frac{a}{L} * \left[ \frac{x * L - x^2}{2 * a^2} + \cosh\left(\frac{x}{a}\right) - \tanh\left(\frac{L}{2 * a}\right) * \sinh\left(\frac{x}{a}\right) - 1 \right] \right\} \quad (2.32)$$

$\theta$  é a rotação, em radianos;

$T_d$  é o valor de projeto do torque (produto da carga de projeto pela excentricidade);

$x$  corresponde à abcissa em estudo da viga, tendo como referência o apoio;

$G$  é o módulo elasticidade transversal;

$I_t$  é a inércia à torção da viga;

$L$  é o vão da viga;

$a$  é a constante de flexão na torção determinado pela equação (2.33).

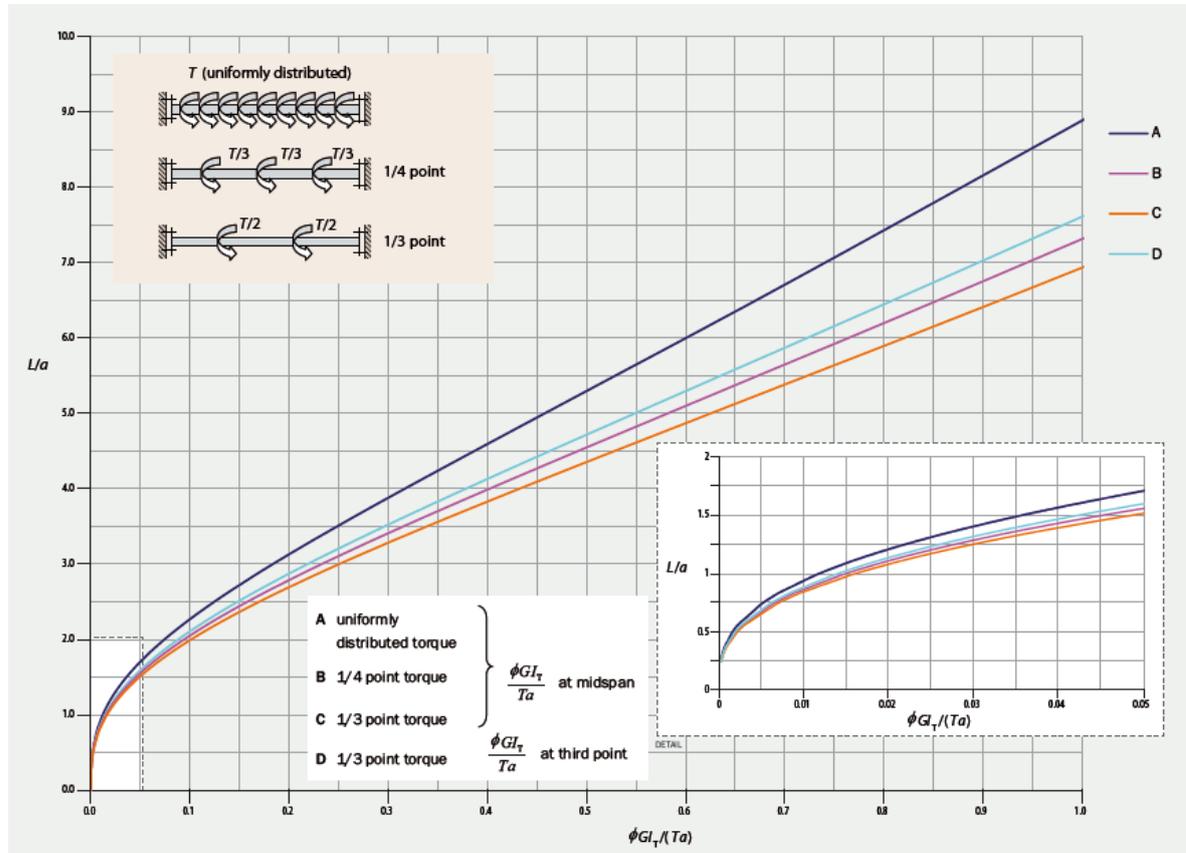
$$a = \sqrt{\frac{E * C_w}{G * I_t}} \quad (2.33)$$

$C_w$  é a constante de empenamento da viga;

$E$  é o módulo de elasticidade do aço.

De forma alternativa à equação (2.32), pode-se utilizar gráficos (Figura 2.20) com o trecho entre colchetes plotado em função do parâmetro  $L/a$ . Este procedimento considera que a seção analisada é a do meio do vão.

Figura 2.20- Gráfico da equação da rotação.



Fonte: adaptado de SCI P385.

O torque induz a momentos fletores em relação ao eixo de menor inércia da viga, dados pela equação (2.34).

$$M_{Sd,z} = \theta * M_{Sd,y} \quad (2.34)$$

O momento solicitante de empenamento para a flange superior é dado pela equação (2.35).

$$M_{Sd,w} = -E * I_z * \frac{h - t_f}{2} * \theta'' \quad (2.35)$$

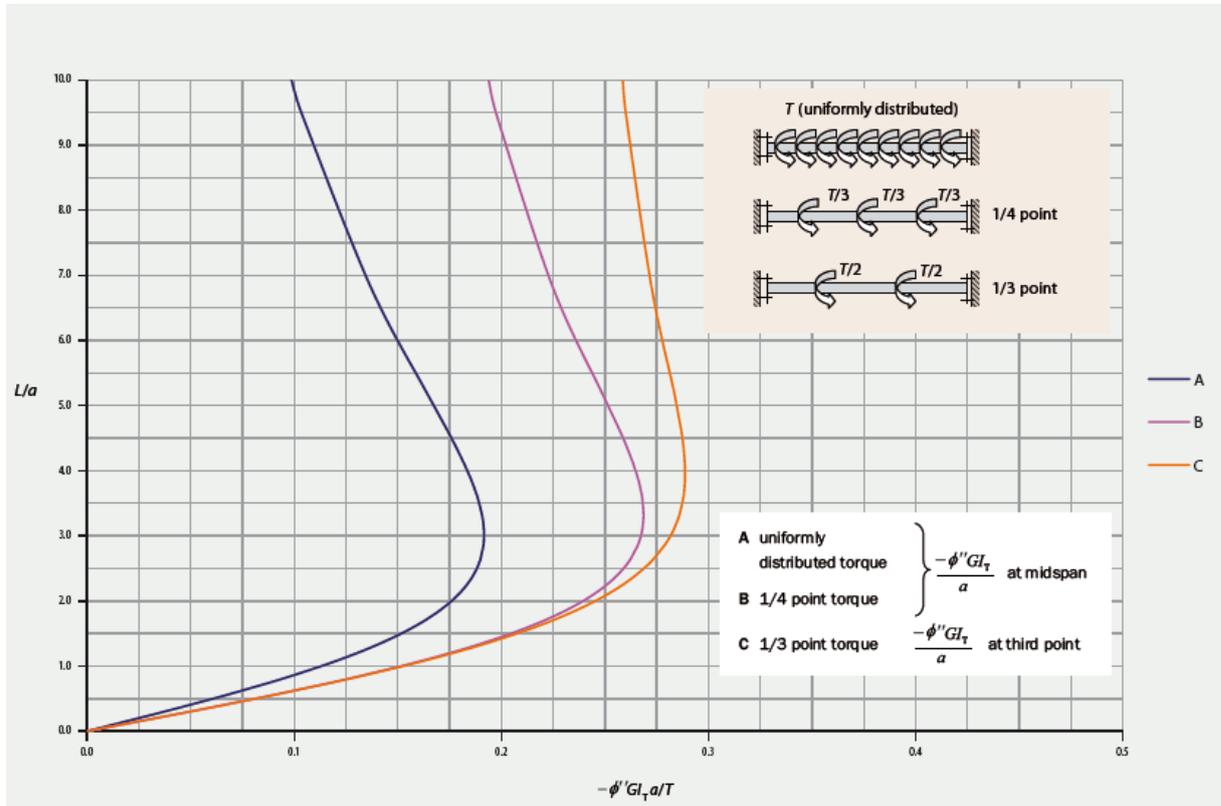
Onde:

$$\theta'' = \frac{T_d}{G * I_t * a} * \left\{ \frac{a}{L} * \left[ \cosh\left(\frac{x}{a}\right) - \tanh\left(\frac{L}{2 * a}\right) * \sinh\left(\frac{x}{a}\right) - 1 \right] \right\} \quad (2.36)$$

A equação (2.36) representa a curvatura das mesas e a proporção de empenamento em uma delas. De forma alternativa à equação (2.36), novamente pode-se utilizar gráficos (Figura

2.21) com o trecho entre colchetes plotado em função do parâmetro  $L/a$ . Mais uma vez a seção considerada é a do meio do vão. Para a mesa inferior, o momento de empenamento será igual e oposto.

**Figura 2.21- Gráfico da segunda derivada da equação da rotação.**



Fonte: adaptado de SCI P385.

A parcela de momento torsor correspondente à torção de Saint Venant é dada pela equação (2.37).

$$T_{Sd,t} = \theta' * G * I_t \quad (2.37)$$

Com  $\theta'$  conforme expressão (2.38).

$$\theta' = \frac{T_d * a}{G * I_t * L} * \left\{ \frac{L}{2 * a} - \frac{x}{a} + \sinh\left(\frac{x}{a}\right) - \tanh\left[\frac{L}{2 * a}\right] * \cosh\left(\frac{x}{a}\right) \right\} \quad (2.38)$$

A resistência ao cisalhamento é reduzida na presença da torção. A equação (2.39) permite determinar a tensão de cisalhamento atuante na alma do perfil causada pelo momento torsor.

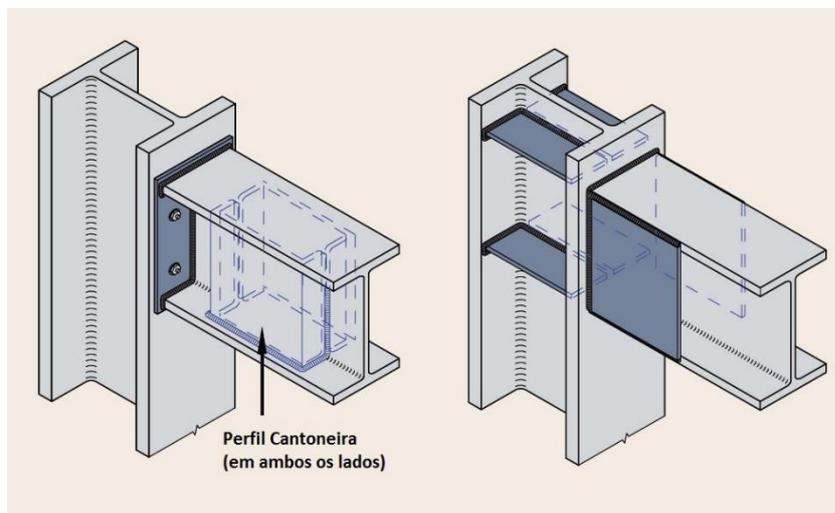
$$\tau_{Sd,t} = \frac{T_{Sd,t} * t_w}{I_t} \quad (2.39)$$

A resistência ao cisalhamento da viga é determinada pelo produto da força cortante resistente de projeto ( $V_{Rd}$ ) com o fator de redução ao cisalhamento, dado pela equação (2.40).

$$R_c = \sqrt{1 - \frac{\tau_{sd,t} * \sqrt{3}}{1,25 * f_y}} \quad (2.40)$$

As equações (2.32), (2.36) e (2.38) consideram que não há restrição ao empenamento nos apoios. De acordo com o SCI P385, a ligação possui um pouco de resistência ao empenamento. Há dificuldade em quantificar a rigidez desta ligação e o projetista precisa escolher entre a ligação com restrição ao empenamento ou sem; neste caso, a escolha da não restrição ao empenamento é mais segura. Caso deseja-se considerar que há impedimento ao empenamento, cuidados devem ser tomados no detalhamento das ligações. O impedimento ao empenamento é garantido ao enrijecer a ligação das mesas no apoio, prevenindo a rotação das mesas nos planos das mesmas, conforme Figura 2.22.

**Figura 2.22- Ligações com restrição ao empenamento.**



Fonte: adaptado de SCI P385.

Ainda de acordo com o SCI P385, é difícil e custoso garantir o impedimento ao empenamento no apoio.

A interação entre os momentos fletores e torsores atuantes na viga pode ser verificada, em regime elástico, pela inequação (2.41), dada no SCI P385.

$$\frac{M_{sd,y}}{M_{el,Rd,y}} + \frac{M_{sd,z}}{M_{el,Rd,z}} + \frac{M_{sd,w}}{M_{Rd,f}} \leq 1 \quad (2.41)$$

O momento resistente elástico de projeto ( $M_{Rd,f}$ ) pode ser tomado como a metade do momento resistente plástico de projeto do perfil em relação ao eixo de menor inércia ( $M_{pl,Rd,z}$ ).

Em regime plástico, a interação é verificada pela equação (2.42).

$$\left[ \frac{M_{Sd,y}}{M_{pl,Rd,y}} \right]^2 + \frac{M_{Sd,w}}{M_{pl,Rd,f}} + \frac{M_{Sd,z}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1 \quad (2.42)$$

O momento resistente plástico de projeto ( $M_{pl,Rd,f}$ ) pode ser tomado como a metade do momento resistente plástico de projeto do perfil em relação ao eixo de menor inércia ( $M_{pl,Rd,z}$ ).

O SCI P385 recomenda verificar a interação entre a FLT e momento torsor atuantes na viga pela inequação (2.43), dada na BS EN 1993-6.

$$\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y,FLT}} + \frac{C_{mz} * M_{Sd,z}}{M_{Rd,z}} + \frac{k_w * k_{zw} * k_\alpha * M_{Sd,w}}{M_{Rd,w}} \leq 1 \quad (2.43)$$

Os valores de  $k_w$ ,  $k_{zw}$  e  $k_\alpha$  são dados conforme as expressões (2.44), (2.45) e (2.46).

$C_{mz}$  é tomado com o valor de 0,95 quando o diagrama de momentos fletores é parabólico e 0,90 quando o diagrama de momentos fletores é triangular.

$$k_w = 0,7 - 0,2 * \frac{M_{Sd,w}}{M_{Rd,w}} \quad (2.44)$$

$$k_{zw} = 1 - \frac{M_{Sd,z}}{M_{Rd,z}} \quad (2.45)$$

$$k_\alpha = 1 / \left( 1 - \frac{M_{Sd,y}}{M_{cr}} \right) \quad (2.46)$$

De forma conservadora, os valores de  $k_w$ ,  $C_{mz}$  e  $k_{zw}$  podem ser tomados como 0,7, 1 e 1, respectivamente.

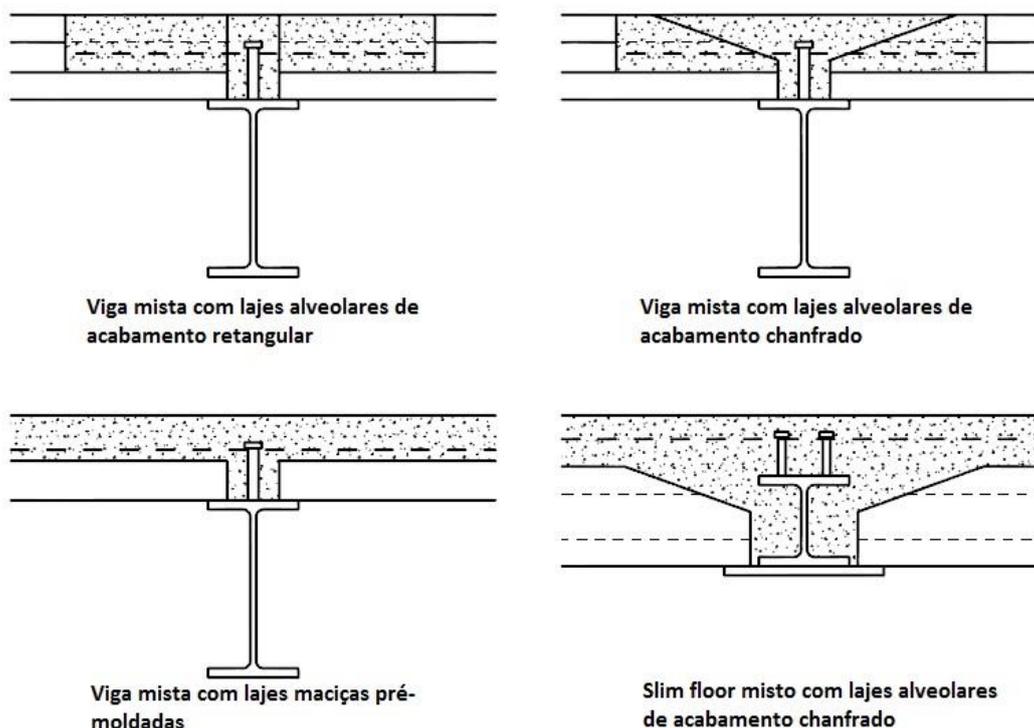
Para o dimensionamento durante a fase construtiva, quando a seção ainda não é mista e apenas o perfil de aço resiste às ações, o peso da capa de concreto e peso dos operários devem ser tomados como cargas variáveis.

## 2.3 VIGAS MISTAS

Construções mistas têm sido utilizadas constantemente em edifícios de múltiplos pavimentos, em sua maioria, em países desenvolvidos. O propósito de uma construção mista é o melhor aproveitamento das características de cada material, como por exemplo, tração em aço e compressão em concreto, etc.. Outro fator importante das construções mistas está na garantia dos limites de cada material e na viabilidade econômica da combinação. É importante destacar a diferença entre construções mistas, compostas e híbridas. A ABNT NBR 8800:2008 define construções mistas como “aquelas formadas por componentes de aço e de concreto, armado ou não, trabalhando em conjunto”. A fib (bulletin 19, 2002) define construções híbridas relacionando o processo construtivo para o mesmo material (concreto moldado no local e pré-moldado, por exemplo) e define seção composta como associação de dois materiais numa seção atuando em conjunto.

A utilização de vigas metálicas de aço em conjunto com lajes alveolares permite fazer uma seção mista (ver Figura 2.23). Desta forma, os dois materiais podem ter suas principais características aproveitadas, aumentando o rendimento estrutural. Filizzola (2017), mesmo utilizando vãos usuais para estruturas metálicas, conseguiu uma redução de 5% no consumo de perfis de aço (em peso) por metro quadrado ao substituir lajes com fôrma de aço incorporada por lajes alveolares. Houve ainda redução 45% na quantidade de concreto moldado no local, 20% no peso de aço das telas soldadas e de 46% na quantidade dos conectores de cisalhamento. Neste caso específico, há ainda a possibilidade de os conectores de cisalhamento serem soldados na fábrica, o que não é possível com o uso de lajes com fôrma de aço incorporado. Canassa e Ferreira (2006) cita em seu trabalho que um sistema misto com uma ótima combinação de elementos estruturais proporciona à estrutura maior eficiência quando comparada a construções convencionais. No caso das lajes alveolares, a eficiência da solução do pavimento está ligada à possibilidade do maior vão estar na direção da laje alveolar, por esta ser um elemento protendido, com a possibilidade, ainda, de utilizar continuidade nas lajes. Para lajes alveolares, a esbeltez ótima (relação do vão da laje pela altura da laje,  $L/h$ ) é de 35 para lajes simplesmente apoiadas, 40 para lajes com uma continuidade e 45 para lajes com continuidade em ambos os lados.

**Figura 2.23- Possibilidades de associação de lajes alveolares com vigas metálicas.**



Fonte: SCI P287 (2003)

A ABNT NBR 8800:2008 define vigas mistas de aço e concreto como aquelas que “consistem em um componente de aço simétrico em relação ao plano de flexão, que pode ser um perfil I [...], com uma laje de concreto acima de sua face superior [...]. Deve haver ligação mecânica por meio de conectores de cisalhamento entre o componente de aço e a laje, de tal forma que ambos funcionem como um conjunto para resistir à flexão. Em qualquer situação, a flexão ocorrerá no plano que passa pelos centros geométricos das mesas ou dos banzos superior e inferior do componente de aço”. Esta mesma norma, porém, restringe os tipos de lajes a serem utilizados na viga mista em maciça moldada no local, mista e com pré-laje de concreto pré-moldada. Para vigas mistas de perfis de aço com outros tipos de laje, outras bibliografias devem ser consultadas, como o SCI P287 e o SCI P401.

De acordo com Johnson<sup>1</sup> (2004, apud Fuzihara, 2006), as principais vantagens das vigas mistas simplesmente apoiadas são:

- A viga de aço é submetida a esforços de compressão baixos, e o topo da mesa é restringido pela laje de concreto, então a resistência da viga raramente é limitada pela flambagem lateral ou local da viga de aço, a menos que seja classificada como esbelta;
- A alma da viga está sujeita a tensões baixas, conseqüentemente é mais fácil providenciar furos para passagem de tubulação;

<sup>1</sup> JOHNSON, R.P. (2004). **Composite structures of steel and concrete**, v.1, 2. ed. Oxford, Blackwell Scientific Publications

- Os momentos fletores e as forças cortantes verticais são determinados estaticamente, e não são influenciados pela fissuração, deformação lenta ou retração do concreto;
- Não há influência do comportamento das vigas dos vãos adjacentes;
- Os momentos fletores transmitidos para os pilares são quase nulos;
- Não há tração no topo da laje de concreto, assim a fissuração do concreto é menor;
- As análises globais são mais simples e os projetos são mais rápidos.

As desvantagens estão relacionadas à maiores flechas no meio dos vãos, às aberturas de fissuras nos apoios (que podem ser excessivas), e a altura das vigas mistas simplesmente apoiadas, que é maior quando comparada com as vigas mistas contínuas.

Ainda de acordo com Johnson (2004, apud Fuzihara, 2006), as vigas mistas contínuas têm vantagens em relação às vigas mistas simplesmente apoiadas. As principais são:

- A relação entre o vão e a altura da viga é maior para o mesmo deslocamento, isto é, as flechas são menores para a mesma relação entre o vão e a altura da viga;
- A fissuração na superfície superior da laje próxima aos apoios internos normalmente pode ser controlada mais adequadamente devido à presença da armadura longitudinal, dessa maneira, não há restrição ao uso de acabamentos de pisos mais rígidos;
- A estrutura do piso tem frequência de vibração maior, assim é menos suscetível a vibrações causadas por movimento de pessoas;
- Pode haver redução considerável no peso da estrutura e conseqüentemente também no custo;

As desvantagens são:

- O cálculo mais elaborado do que em vigas simplesmente apoiadas;
- A ação de carregamentos em um vão de viga causa efeitos nos vãos adjacentes;
- Apesar da seção ao longo do vão ser uniforme na viga de aço, a rigidez e a resistência à flexão de uma viga mista contínua variam ao longo do vão, devido à fissuração do concreto na região de momento negativo e interferências de vigas adjacentes;
- A fissuração no concreto em vigas mistas contínuas é influenciada pela seqüência de construção da laje, por uso ou não de construção escorada e pelos efeitos de temperatura, retração e deslizamento longitudinal na interface dos materiais.

O pré-dimensionamento desta tipologia de viga mista pode ser feito através da Tabela 2.5, do SCI P287. A tabela considera que a construção é não escorada e que as lajes não possuem capa.

**Tabela 2.5 – Pré-dimensionamento de vigas mistas de perfis de aço e lajes alveolares.**

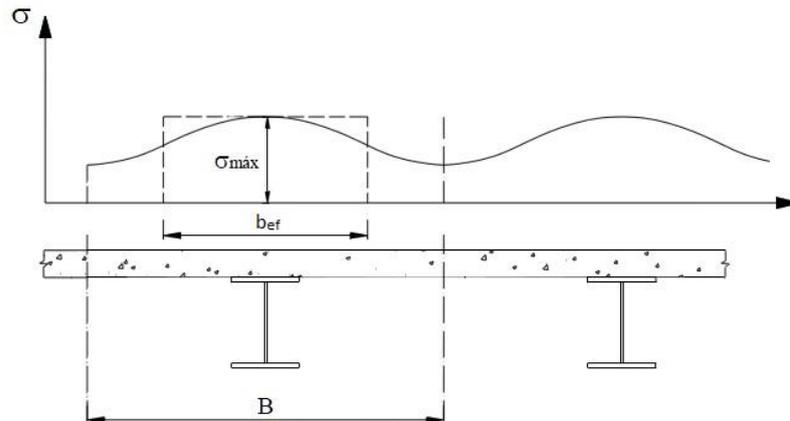
Vão da viga (m)	Carga Variável (kN/m <sup>2</sup> ) / Vão da laje (m) / Espessura da laje (mm)		
	2.5 / 6.0 / 150	3.0 / 7.5 / 200	4.0 + 1.0 / 9.0 / 250
	Perfil UB	Perfil UB	Perfil UB
6.0	406 × 178 × 67	406 × 178 × 67	457 × 191 × 74
7.5	406 × 178 × 74	457 × 191 × 89	533 × 210 × 109
9.0	457 × 191 × 98	533 × 210 × 122	610 × 229 × 140
10.5	533 × 210 × 122	686 × 254 × 152	610 × 305 × 179
12.0	686 × 254 × 152	838 × 292 × 194	914 × 305 × 224
13.5	610 × 305 × 179	838 × 292 × 226	1016 × 305 × 272
15.0	914 × 305 × 224	1016 × 305 × 272	1016 × 305 × 314

Fonte: adaptado de SCI P287.

### 2.3.1 LARGURA EFETIVA

Numa viga mista, pode-se considerar a seção como “T”, que tem desempenho melhor que uma seção retangular devido principalmente ao aumento de área de compressão para resistir ao momento fletor positivo. Este faz com que a laje se deforme em seu plano (efeito “shear lag”, relacionado com a distribuição de tensões axiais na largura da laje (Alva e Malite (2005)). A deformação é maior quanto mais afastado da linha de centro da viga mista. Consequentemente, a região mais solicitada é a que está na linha de centro do perfil de aço (junto à ligação com a mesa do perfil). Na medida que se afasta da linha de centro, as tensões diminuem (conforme Figura 2.24) e ficam nulas para larguras muito grandes. Desta maneira, a hipótese de que as seções permanecem planas após a deformação não é válida, fugindo da teoria elementar da flexão. Para o cálculo exato, há necessidade de se recorrer à teoria da elasticidade, o que torna o cálculo muito trabalhoso, inviabilizando o mesmo para níveis de projeto. Usualmente utiliza-se uma largura equivalente (“ $b_{ef}$ ”, Figura 2.24) que proporcione uma área aproximada do que se obteria utilizando a largura obtida pela teoria da elasticidade (“ $B$ ”, Figura 2.24). A esta largura dá-se o nome de largura efetiva.

**Figura 2.24- Distribuição das tensões longitudinais na laje considerando o efeito “shear lag”.**



Fonte: adaptado de Alva e Malite (2005)

A largura efetiva, segundo a ABNT NBR 8800:2008, para vigas mistas bi apoiadas, de cada lado da linha de centro da viga, é igual ao menor valor entre:

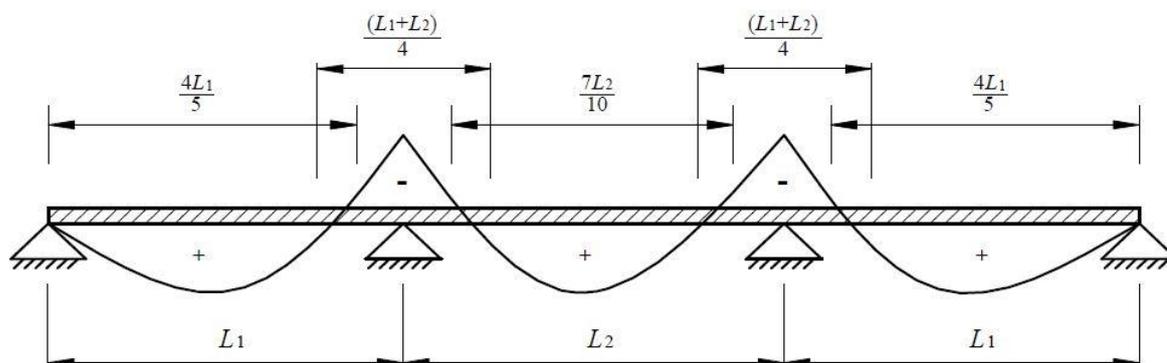
- a) 1/8 do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro dos apoios;
- b) Metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente;
- c) Distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

Para vigas mistas contínuas e semicontínuas, a largura efetiva pode ser determinada semelhantemente a das vigas mistas bi apoiadas, tomando o vão como a distância entre pontos de momento nulo. Simplificadamente, a norma ainda permite fazer as seguintes considerações:

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

Estas distâncias são ilustradas na Figura 2.25.

**Figura 2.25- Distâncias simplificadas entre os pontos de momento nulo em uma viga mista contínua ou semicontínua.**



Fonte: ABNT NBR 8800:2008

Estes valores levam em consideração o efeito “shear lag”.

Lam et al (2000a) demonstrou que a largura efetiva é função da resistência última do concreto ( $f_{ck}$ ) do comprimento do nicho de concretagem entre lajes no apoio, área de aço da armadura de costura e resistência última desta ( $f_{sd}$ ). Diante de análises por elementos finitos e ensaios, Lam (2007a) sugere a expressão (2.47) empírica para o cálculo da largura efetiva.

$$b_{ef} = \left( \frac{\sqrt{f_{ck,c}}}{35} \right) * \left( \frac{32 * \phi_r}{500} \right) * \left( \frac{f_{sd}}{460} \right) * 1000 + 2,5 * g \quad (2.47)$$

Sendo:

- $b_{ef}$  a largura efetiva em mm;
- $f_{ck,c}$  a resistência característica do concreto da capa alveolar e do concreto do nicho de concretagem entre as lajes no apoio na viga mista, em MPa;
- $f_{sd}$  é a resistência característica da armadura de reforço transversal (costura), em MPa;
- $g$  é o comprimento do nicho de concretagem entre as lajes no apoio na viga mista

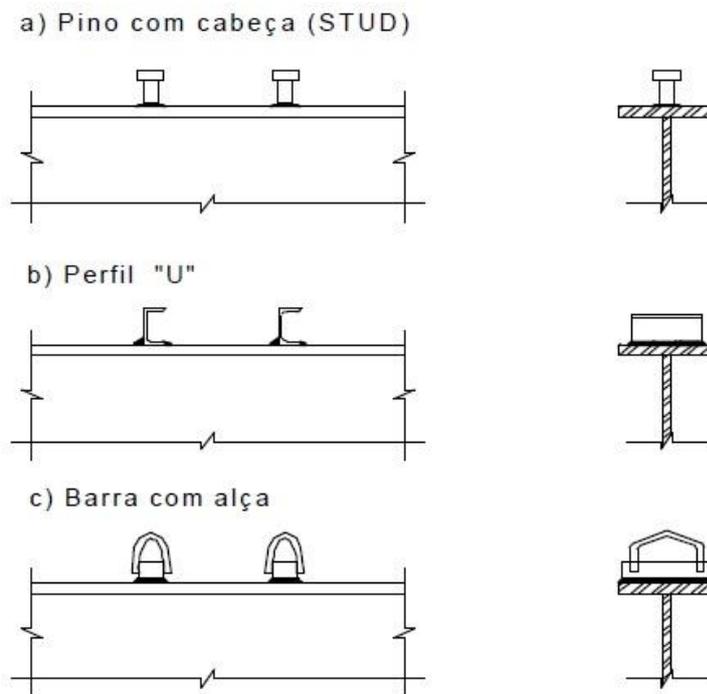
O SCI P401 recomenda ainda que a largura efetiva deve ser menor ou igual ao comprimento do enchimento de concreto acrescido do comprimento do nicho de concretagem entre as lajes alveolares no apoio sobre a viga de aço.

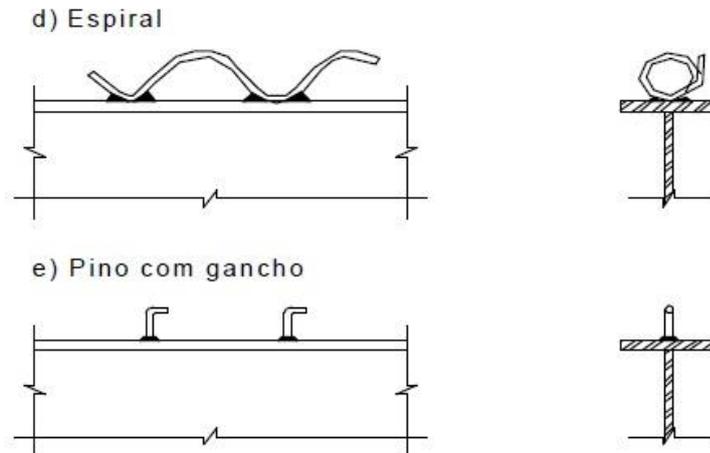
### 2.3.2 CONECTORES DE CISALHAMENTO E REFORÇO TRANSVERSAL

De acordo com Tristão (2002), as principais funções dos conectores de cisalhamento estão em transferir o fluxo de cisalhamento na interface da viga mista, bem como impedir a separação vertical entre laje de concreto e perfil de aço (uplift).

Existem inúmeros tipos de conectores de cisalhamento, como o pino com cabeça (stud), chapa perfurada (perfobond), chapa dentada, perfil U, barra com alça, espiral, pino com gancho, entre outros. Os mais comumente utilizados são o de perfil U e pino com cabeça. Estes diversos tipos podem ser vistos na Figura 2.26.

**Figura 2.26- Diversos tipos de conectores de cisalhamento.**





Fonte: Malite (1990)

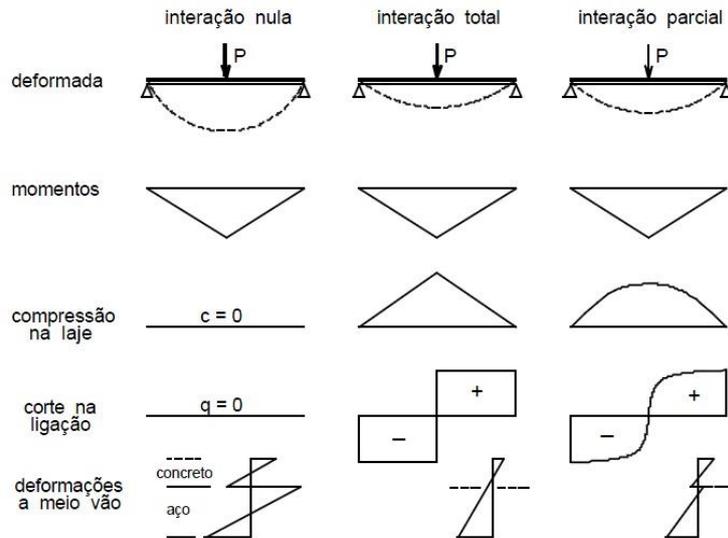
Com o trabalho conjunto do aço e do concreto, surge o conceito de grau de interação. O grau de interação está relacionado à resistência ao cisalhamento da conexão e pode ser classificado como completo ( $\eta=1$ ) ou parcial, sempre maior que 40% (Eurocode 4 (2004) e ABNT NBR 8800:2008) e maior que o valor dado pela expressão (2.48).

$$\eta_i = 1 - \frac{E}{578 * f_y} * (0,75 - 0,03 * L_e) \quad (2.48)$$

Com um grau de interação completo, o acréscimo de conectores não implica em aumento da resistência à flexão, e a resistência da conexão de cisalhamento deve ser igual ou maior que a menor das resultantes axiais obtidas nos elementos de concreto e de aço. Com um grau de interação parcial, a resistência da conexão de cisalhamento é menor que a menor das resultantes axiais obtidas nos elementos de concreto e de aço, o que nem sempre representa um problema. Ensaaios realizados por Malite (1990) mostram que com  $\eta=0,5$ , perfis I com alturas de 300, 500 e 700 mm perderam até 15% de resistência em relação à conexão completa, porém, houve economia em até 50% dos conectores. Ressalta-se que a escolha entre o grau de interação deve levar em conta também os aspectos construtivos.

O grau de interação está relacionado ainda ao escorregamento na interface aço-concreto. O grau de interação total condiz com não deslocamento na interface. O grau de interação parcial condiz com deslocamento na interface, o que causa descontinuidade no diagrama de deformações como pode ser visto na Figura 2.27.

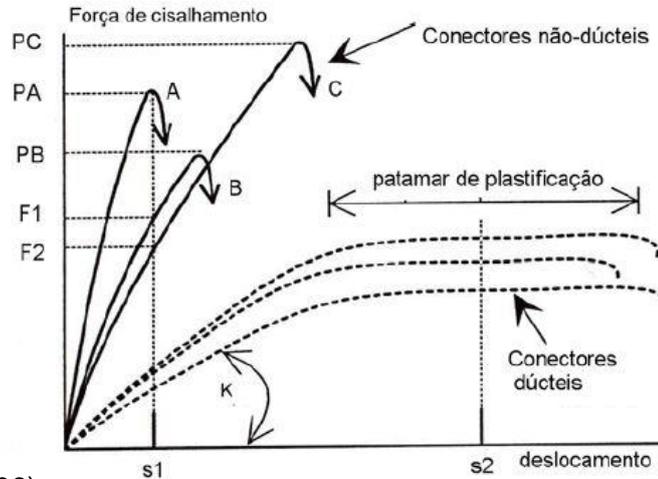
**Figura 2.27- Interação entre o aço e o concreto no comportamento de viga mista.**



Fonte: Malite (1990)

Os conectores de cisalhamento podem ainda ser classificados como rígidos ou flexíveis, e variam de acordo com sua ductilidade. O comportamento de cada um é definido pela curva tensão x deslocamento, como mostra a Figura 2.28. Conectores flexíveis possuem um patamar de escoamento bem definido, enquanto os rígidos rompem ao atingirem a tensão última. O comportamento flexível se dá ao se utilizar conectores com diâmetros entre 16 e 25 mm e altura maior que 4 vezes o diâmetro. O Eurocode 4 (2004) recomenda que os conectores estejam nessa faixa de diâmetro e que, no caso de interação parcial, utilize-se conectores flexíveis. O uso de conectores flexíveis permite uma distribuição plástica dos esforços na interface aço-concreto (SCI P287 (2003)), evitando a ruptura frágil da ligação quando o elemento atinge o estado limite último.

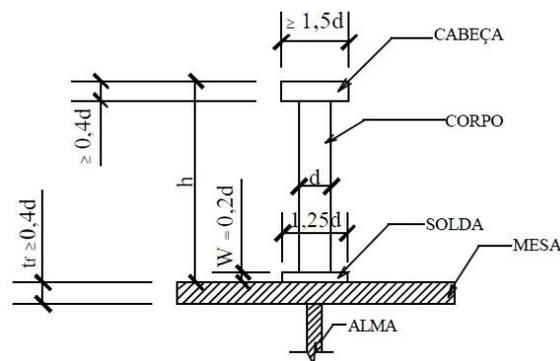
**Figura 2.28- Curvas tensão x deformação para conectores de cisalhamento.**



Fonte: Fuzihara (2006)

A escolha do conector do tipo pino com cabeça está relacionada ao processo de soldagem e à espessura da mesa do perfil. Para todos os tipos de pino com cabeça, a altura deve ser maior que 3 vezes o diâmetro. A Figura 2.29 mostra as dimensões mínimas dos conectores tipo pino com cabeça.

**Figura 2.29- Dimensões mínimas do conector tipo pino com cabeça.**



Fonte: Tristão (2002)

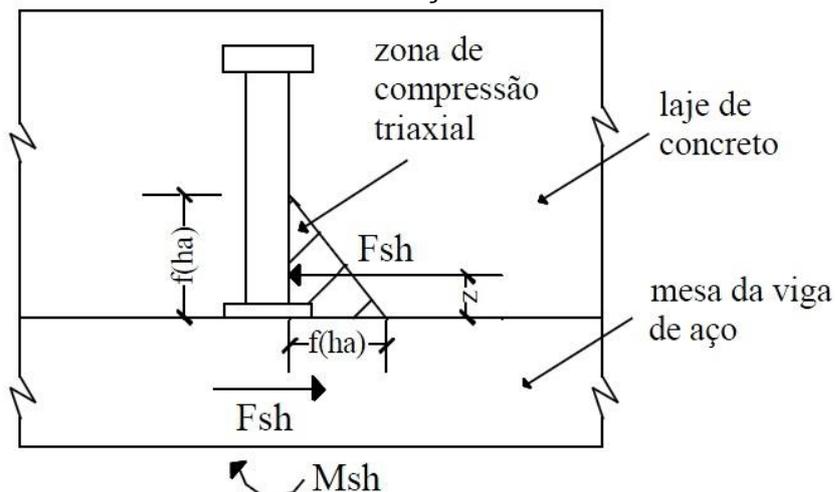
O conector do tipo pino com cabeça possui resistência ao cisalhamento igual em todas as direções paralelas ao plano da mesa do perfil metálico e é de rápida execução, tendo vasta aplicação no Brasil.

Segundo Oehlers e Park<sup>2</sup> (1992 apud Tristão, 2002), a ruptura do conector tipo pino com cabeça depende da resistência e rigidez do conector e do concreto na zona de concreto imediatamente à frente ao conector (zona de compressão tri axial). A força de cisalhamento

<sup>2</sup> OEHLERS, D.J.; PARK S.M. (1992). Shear connectors in composite beams with longitudinally cracked slabs. **Journal of Structural Engineering**, v.118, p.2004-2022.

longitudinal submetida ao conector ( $F_{sh}$ ) gera um momento no mesmo, com braço de alavanca determinado como  $z$ . Este é função da rigidez do conector e do concreto e varia entre quase zero (quando a rigidez do concreto é muito superior à do conector) e quase a metade da altura do conector (quando a rigidez do conector é muito superior à do concreto). Este esquema está ilustrado na Figura 2.30.

**Figura 2.30- Transferência de forças de cisalhamento longitudinal do tipo pino com cabeça.**



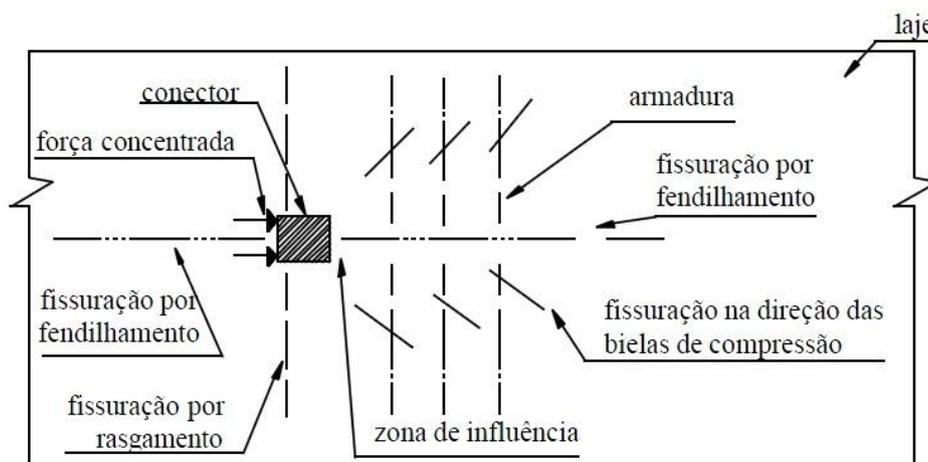
Fonte: Tristão (2002).

A zona de compressão tri axial é função da altura efetiva do conector, sendo esta função, também, do diâmetro do mesmo e igual a 1,8 vezes o diâmetro. Quando  $z \rightarrow h/2$  (rigidez do conector é muito superior à do concreto), pode ocorrer fissuração do concreto na zona de compressão tri axial, o que acarreta o aumento de  $z$ , aumento do momento, logo, aumento do esforço normal no pino que pode levá-lo a ruptura por esforço normal. Quando  $z \rightarrow 0$  (rigidez do concreto é muito superior à do conector), o momento diminui e a zona de compressão tri axial também, porém, a força de cisalhamento continua a mesma, o que causa a ruptura do concreto naquela zona, ocasionando o aumento de  $z$  e retorna-se ao caso de quando  $z \rightarrow h/2$ .

A fissuração do concreto também deve ser verificada, a fim de se evitar a possível ruptura do conector em casos mais extremos. Segundo Oehlers<sup>3</sup> (1989, apud Tristão, 2002), esta pode ocorrer de três diferentes formas, ilustradas na Figura 2.31:

<sup>3</sup> OEHLERS, D.J. (1989). Splitting induced by shear connectors in composite beams. *Journal of Structural Engineering*, v.115, p.341-362.

**Figura 2.31- Tipos de fissuração na laje devido à força concentrada.**



Fonte: Tristão (2002)

- Fissuração devido ao rasgamento, propagando-se nas laterais do conector e que depende da força de compressão no plano da laje;
- Fissuração que se propaga na direção das bielas de compressão do concreto;
- Fissuração por fendilhamento em frente ao conector. A propagação dessas fendas induz o fendilhamento atrás do conector diminuindo a restrição tri axial na zona de influência.

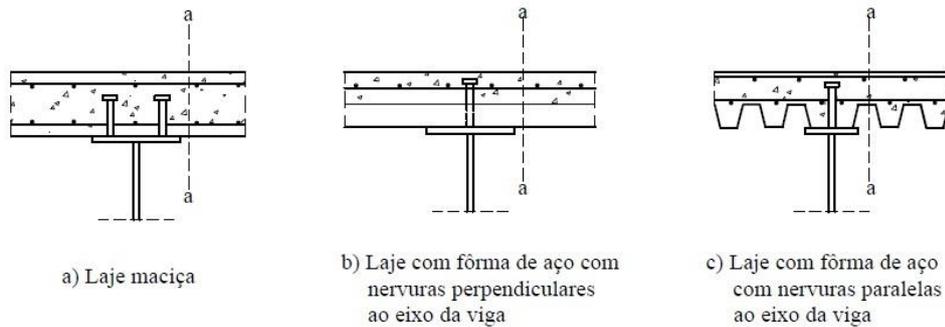
Esta última é a mais nociva e causa a ruptura do conector, e pode ser evitada quando utilizada armadura transversal (chamada também de armadura de costura e pode ser vista na Figura 2.32), que ajuda a limitar a propagação da fissura. Esta armadura não deve ser menor que  $150\text{mm}^2/\text{m}$  e  $0,2\%$  da área da seção de cisalhamento do concreto por plano de cisalhamento (plano a-a da Figura 2.33) (ABNT NBR 8800:2008). Quando a viga mista é formada por perfis de aço e lajes alveolares, deve ser verificado ainda o plano de cisalhamento no entorno do conector (LAM et al (2000)), distante de 2 diâmetros do centro deste último, conforme Figura 2.34 (plano b-b) e Figura 2.35. Para vigas de borda dimensionadas como vigas mistas, apenas o plano a-a precisa ser verificado (SCI P287). De acordo com Fuzihara (2006), a armadura de costura, quando dimensionada para controlar o fendilhamento, deve ser posicionada na parte inferior da laje, sob o conector de cisalhamento, na zona de compressão tri axial. Quando dimensionada para controlar a fissuração por cisalhamento (na direção das bielas de compressão do concreto), pode ser posicionada na parte superior ou inferior da laje, sendo por isso normalmente distribuída 50% em cada face.

**Figura 2.32- Pavimento misto com lajes alveolares, destaque para as armaduras transversais de reforço nos alvéolos cortados.**



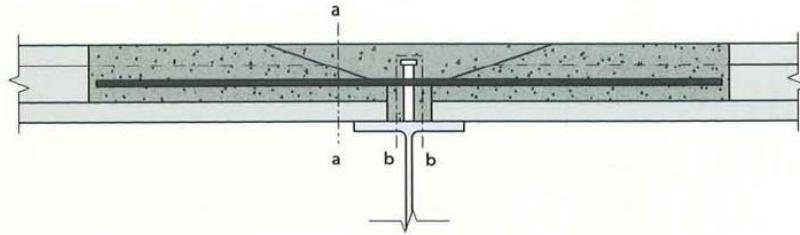
Fonte: SCI P287 (2003)

**Figura 2.33- Superfícies típicas de falha por cisalhamento para lajes maciças e com fôrma de aço.**



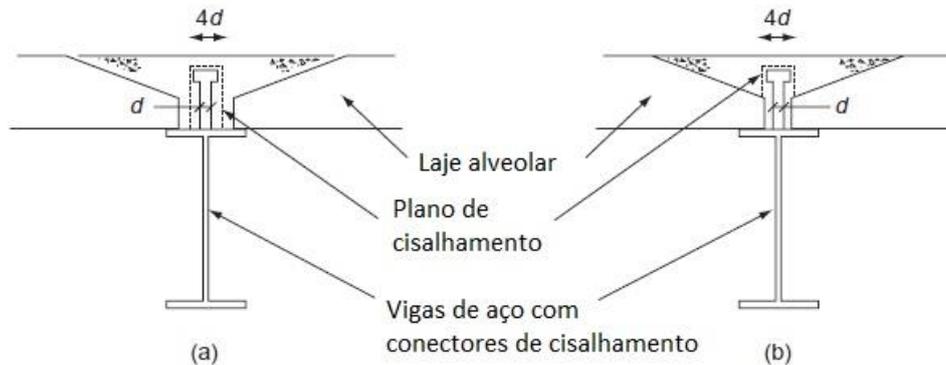
Fonte: ABNT NBR 8800:2008

Figura 2.34- Superfícies típicas de falha por cisalhamento para lajes alveolares.



Fonte: SCI P401

Figura 2.35- Superfícies típicas de falha por cisalhamento para lajes alveolares em função do nicho de concretagem entre lajes no apoio.



Fonte: (LAM; ELLIOTT; NETHERCOT, 2000a)

O método de cálculo da armadura de costura da ABNT NBR 8800:2008 consiste em um modelo de bielas e tirantes, com contribuição de mecanismos internos do concreto (engrenamento, encavilhamento e confinamento) na verificação das bielas. Para todos os casos, deve-se obedecer que  $V_{Sd} \geq V_{Rd}$ , sendo  $V_{Sd}$  e  $V_{Rd}$  determinados pelas equações (2.49) e (2.50), respectivamente.

$$V_{Sd} = \frac{\Sigma Q_{M,Rd} * \frac{b_1}{b_1 + b_2} - 0,85 * f_{cd} * A_{blc} - A_{long} * f_{sd}}{L_m} \geq 0 \quad (2.49)$$

e

$$V_{Rd} = 0,6 * \eta * A_{cv} * \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + A_s * f_{sd} + A_F * f_{yFd} \leq 0,2 * \eta * A_{cv} * f_{cd} + 0,6 * A_F * f_{yFd} \quad (2.50)$$

- $\Sigma Q_{m,Rd}$  é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento situados no trecho  $L_m$ ;

- $f_{ctk,inf}$  é a resistência à tração do concreto, igual a  $0,21 * (f_{ck}^{2/3})$ , MPa;

- $b_1$  é a largura efetiva da laje a partir do eixo da viga no lado onde se analisa a resistência à fissuração longitudinal;

- $b_2$  é a largura efetiva da laje a partir do eixo da viga do lado oposto a  $b_1$ ;

- $A_{blc}$  é a área da seção transversal da região comprimida da laje de concreto entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;

- $A_{long}$  é a área da armadura longitudinal tracionada entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;

- $L_m$  a distância entre as seções de momento máximo positivo e momento nulo nas regiões com momento positivo, ou entre as seções de momento máximo negativo e momento nulo nas regiões com momento negativo;

- $\eta = 0,3 + 0,7(\rho_c/2400)$ , sendo  $\rho_c$  a massa específica do concreto, em quilogramas por metro cúbico, não podendo ser tomado valor superior a 2400 kg/m<sup>3</sup>;

- $A_{cv}$  é a área de cisalhamento do concreto no plano considerado, por unidade de comprimento da viga;

- $A_s$  é a área da armadura transversal disponível na seção da laje considerada (corte a-a da Figura 2.12), por unidade de comprimento da viga, incluindo qualquer armadura prevista para flexão da laje e armaduras transversais adicionais,  $A_{sa}$ , desde que devidamente ancoradas além da seção considerada;

- $A_F$  é a área da fôrma de aço incorporada no plano de cisalhamento, por unidade de comprimento, caso a fôrma seja contínua sobre a viga e as nervuras estejam dispostas perpendicularmente ao perfil de aço (nas demais situações,  $A_F = 0$ ).

O SCI P401 apresenta a metodologia de cálculo do Eurocode 2 (2004) para o cálculo da armadura de costura. Esta não contempla a parcela favorável dos mecanismos internos do concreto, tornando assim o cálculo mais simples. Para o plano de cisalhamento b-b (Figura 2.34), a armadura de costura é determinada pela expressão (2.51).

$$\frac{A_s * f_{yd}}{s_f} \geq \frac{\Sigma Q_{Rd}}{cotg(\theta_f)} \quad (2.51)$$

- $s_f$  é o espaçamento da armadura de costura;

- $h_c$  é a espessura da laje;

- $\theta_f$  é o ângulo de dispersão da força individual dos conectores de cisalhamento, tomado como  $26,3^\circ \leq \theta_f \leq 45^\circ$  quando a laje estiver comprimida.

A verificação da biela comprimida de concreto é feita pela expressão (4.79).

$$\frac{Q_{Rd}}{2 * h_f * s_f} < \left[ 0,6 * \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right] * f_{cd} * sen\theta_f * cos\theta_f \quad (2.52)$$

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, a força resistente de cálculo dos conectores do tipo pino com cabeça pode ser determinada pela equação (2.53). A primeira parcela representa a falha pelo esmagamento do concreto imediatamente à frente do conector; a segunda, pela ruptura do conector.

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} 0,5 * \frac{A_{cs} * \sqrt{f_{ck} * E_c}}{\gamma_{cs}} \\ \frac{R_g * R_p * A_{cs} * f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \end{cases} \quad (2.53)$$

Onde:

- $A_{cs}$  é a área da seção transversal do conector;
- $f_{ucs}$  é a resistência à ruptura do aço do conector;
- $E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto;
- $R_g$  é o coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores, dado em O.4.2.1.2 (ABNT NBR 8800:2008);
- $R_p$  o coeficiente para consideração da posição do conector, dado em O.4.2.1.3 (ABNT NBR 8800:2008);
- $\gamma_{cs}$  é o coeficiente de segurança, tomado como 1,25 para combinações últimas normais de ações.

O Eurocode 4 (2004) apresenta outra expressão para a força resistente de cálculo dos conectores do tipo pino com cabeça (expressão (2.54)). A primeira parcela representa a falha pela ruptura do conector; a segunda, pelo esmagamento do concreto imediatamente à frente do conector.

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,8 * A_{cs} * f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \\ \frac{0,29 * \alpha * d^2 * \sqrt{f_{ck} * E_c}}{\gamma_{cs}} \end{cases} \quad (2.54)$$

- $\alpha$  é igual a 1 para conectores com altura maior do que 4 vezes o diâmetro do fuste (conectores flexíveis); igual a  $0,2 * (\frac{h_{cs}}{d} + 1)$  para conectores com altura entre 3 e 4 vezes o diâmetro (conectores rígidos), sendo  $h_{cs}$  a altura do conector.
- $d$  é o diâmetro do fuste do conector de cisalhamento.

Ensaaios do tipo push-out utilizando perfis de aço com lajes alveolares foram conduzidos por Lam, Elliott e Nethercot (2000b). Estes sugeriram que, semelhantemente como a largura efetiva, a resistência dos conectores de cisalhamento também está relacionada com o  $f_{ck}$  do concreto do nicho de concretagem entre as lajes no apoio, o comprimento do nicho de concretagem entre as lajes no apoio, a existência de juntas transversais entre unidades alveolares e a área de aço da armadura de costura. A partir dos resultados de 72 ensaios de push-out em lajes sem capa, Lam (2007b) sugeriu a equação (2.55) para o cálculo da resistência última dos conectores de cisalhamento. A equação vale tanto para lajes com chanfro quanto para lajes com corte reto e os ensaios foram feitos utilizando 50 cm de preenchimento dos alvéolos com armadura para cada laje. A primeira parcela representa a falha pelo esmagamento do concreto imediatamente à frente do conector; a segunda, pela ruptura do conector.

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} 0,29 * \alpha * \beta * \varepsilon * d^2 * \frac{\sqrt{f_{ck} * E_c}}{\gamma_{cs}} \\ 0,8 * f_{ucs} * \frac{A_{cs}}{\gamma_{cs}} \end{cases} \quad (2.55)$$

O coeficiente  $\alpha$  está relacionado à altura do conector de cisalhamento e pode ser calculado pela expressão (2.56).

$$\alpha = 0,2 * \left( \frac{h_{cs}}{d} + 1 \right) \leq 1 \quad (2.56)$$

O coeficiente  $\beta$  está relacionado ao nicho de concretagem entre lajes alveolares no apoio sobre a viga mista e pode ser calculado pela expressão (2.57).

$$\beta = 0,5 * \left( \frac{g}{71} + 1 \right) \leq 1 \quad (2.57)$$

Onde:

-  $g$  é o comprimento do nicho de concretagem entre lajes alveolares no apoio e deve ser maior que 30 mm.

O coeficiente  $\varepsilon$  está relacionado à armadura de costura e pode ser calculado pela expressão (2.58).

$$\varepsilon = 0,5 * \left( \frac{\phi}{20} + 1 \right) \leq 1 \quad (2.58)$$

Onde:

-  $\phi$  é o diâmetro da armadura de costura, com  $\phi \geq 16$  mm.

A partir destes ensaios, o autor concluiu que o reforço transversal é um fator dominante, afetando tanto a resistência do conector quanto a ductilidade da ligação. Recomenda ainda que a armadura de costura tenha diâmetro mínimo de 16 mm. O SCI P287 recomenda que o espaçamento destas esteja entre 20 e 35 centímetros. No caso das vigas mistas formadas por perfis de aço e lajes alveolares, o espaçamento é afetado pela quantidade de alvéolos da laje alveolar.

Ainda para vigas mistas formadas por perfis de aço e lajes alveolares, o SCI P401 sugere a utilização da formulação do Eurocode 4 (2004) para o cálculo da força resistente de cálculo dos conectores do tipo pino com cabeça multiplicada por um fator de redução  $k$ . Este fator pode ser tomado como igual a 0,9 se algumas recomendações de detalhamento forem seguidas:

-Espaçamento da armadura de costura entre 20 e 35 cm;

-Comprimento mínimo do nicho de concretagem entre lajes no apoio de 65 mm quando os conectores forem soldados na obra e 50 mm quando forem soldados na fábrica (sem considerar tolerâncias construtivas).

O fator  $k=0,9$  é válido para lajes com ou sem capa estrutural.

### **2.3.3 CÁLCULO PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO**

No cálculo da seção para os esforços cortantes, a ABNT NBR 8800:2008 considera apenas a resistência do perfil de aço.

O cálculo da seção para momentos fletores pode ser feito conforme a ABNT NBR 8800:2008, analisando primeiramente a posição da linha neutra. Para momentos positivos e construção escorada, tem-se:

- a) Vigas mistas com interação completa e linha neutra plástica (LNP) na laje, ou seja, cumpridas as condições das inequações (2.59) e (2.60):

$$\sum Q_{Rd} \geq A_a * f_{yd} \quad (2.59)$$

$$0,85 * f_{cd} * b * t_c \geq A_a * f_{yd} \quad (2.60)$$

Neste caso, as expressões (2.61), (2.62), (2.63) e (2.64) são válidas:

$$C_{cd} = 0,85 * f_{cd} * b * a \quad (2.61)$$

$$T_{ad} = A_a * f_{yd} \quad (2.62)$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 * f_{cd} * b} \leq t_c \quad (2.63)$$

$$M_{rd} = \beta_{vm} * T_{ad} * (d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2}) \quad (2.64)$$

- b) Vigas mistas com interação completa e LNP no perfil de aço, ou seja, cumpridas as condições das expressões (2.65) e (2.66):

$$\sum Q_{Rd} \geq 0,85 * f_{cd} * b * t_c \quad (2.65)$$

$$A_a * f_{yd} \geq 0,85 * f_{cd} * b * t_c \quad (2.66)$$

Neste caso, as equações (2.67), (2.68) e (2.69) são válidas:

$$C_{cd} = 0,85 * f_{cd} * b * t_c \quad (2.67)$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} * (A_a * f_{yd} - C_{cd}) \quad (2.68)$$

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} \quad (2.69)$$

A posição da LNP medida a partir do topo do perfil de aço pode ser determinada como a seguir:

-Para  $C_{ad} \leq A_{af} * f_{yd}$ , a LNP está na mesa superior do perfil e pode ser medida pela expressão (2.70).

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{af} * f_{yd}} * t_f \quad (2.70)$$

-Para  $C_{ad} > A_{af} * f_{yd}$ , a LNP está na alma do perfil e pode ser medida pela expressão (2.71).

$$y_p = t_f + h_w * \frac{C_{ad} - A_{af} * f_{yd}}{A_{aw} * f_{yd}} \quad (2.71)$$

O momento fletor resistente de cálculo é calculado pela equação (2.72).

$$M_{rd} = \beta_{vm} * \left[ C_{ad} * (d - y_t - y_c) + C_{cd} * \left( \frac{t_c}{2} + h_f + d - y_t \right) \right] \quad (2.72)$$

c) Vigas mistas com interação parcial, ou seja, cumpridas as condições das expressões (2.73) e (2.74):

$$\sum Q_{Rd} < A_a * f_{yd} \quad (2.73)$$

$$\sum Q_{Rd} < 0,85 * f_{cd} * b * t_c \quad (2.74)$$

Neste caso,  $C_{cd} = \sum Q_{Rd}$  e o cálculo de  $C_{ad}$ ,  $T_{ad}$  e  $y_p$  é feito pelas equações (2.68), (2.69) e (2.70) ou (2.71), valendo-se do novo valor de  $C_{cd}$ . O momento fletor resistente de cálculo é determinado pela equação (2.75) e a posição da linha neutra em relação ao topo da laje pela expressão (2.76).

$$M_{rd} = \beta_{vm} * \left[ C_{ad} * (d - y_t - y_c) + C_{cd} * \left( t_c - \frac{a}{2} + h_f + d - y_t \right) \right] \quad (2.75)$$

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 * f_{cd} * b} \quad (2.76)$$

Nas expressões dadas nas alíneas a), b) e c), são válidas as seguintes definições:  $C_{cd}$  é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

$T_{ad}$  é a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço;  
 $C_{ad}$  é a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço;  
 $A_a$  é a área do perfil de aço;  
 $A_{af}$  é a área da mesa superior do perfil de aço;  
 $A_{aw}$  é a área da alma do perfil de aço, igual ao produto  $h_w * t_w$ ;  
 $b$  é a largura efetiva da laje de concreto;  
 $t_c$  é a altura da laje de concreto descontada de vazios ou nervuras, quando houver;  
 $a$  é a espessura da região comprimida da laje ou, para interação parcial, a espessura considerada efetiva;  
 $\sum Q_{Rd}$  é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais  $Q_{Rd}$  (definido posteriormente) dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;  
 $h_f$  é a espessura de nervuras ou vazios da laje (medido a partir do topo do perfil de aço até o topo da nervura ou vazio);  
 $d$  é a altura total do perfil de aço;  
 $h_w$  é a altura da alma, tomada como a distância entre faces internas das mesas;  
 $t_w$  é a espessura da alma;  
 $d_1$  é a distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil;  
 $d_2$  é a distância entre as forças de tração e compressão na treliça mista;  
 $y_c$  é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil;  
 $y_t$  é a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil;  
 $y_p$  é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior do perfil de aço;  
 $t_f$  é a espessura da mesa superior do perfil de aço.

Quando utilizada construção não escorada, a viga de aço deve ter resistência de cálculo adequada para suportar todas as ações de cálculo aplicadas antes do concreto atingir uma resistência igual a 75% do valor de  $f_{ck}$  (ABNT NBR 8800:2008).

Para vigas mistas formadas por perfis de aço e lajes alveolares, Uy e Bradford (2005) recomendam que a linha neutra deve, obrigatoriamente, estar no perfil de aço. Os motivos desta recomendação estão relacionados à existência de tensões de tração na laje alveolar no estado limite último, o que poderia comprometer a ancoragem das cordoalhas da laje. O SCI P401 faz a mesma recomendação, porém permite o uso de interação parcial no caso de a linha neutra cortar a laje.

Para momentos negativos o concreto tracionado é desprezado, sendo considerada a seção formada apenas pelo perfil de aço e as armaduras presentes na largura efetiva da laje. Permite-se que vigas sujeitas a momento negativo nas extremidades sejam tratadas como mistas apenas na região de momento positivo. Deve ser garantido que os esforços na interface aço-concreto sejam inteiramente absorvidos pelos conectores de cisalhamento, ou seja, deve ser utilizada interação completa. A flambagem local não deve ocorrer, ou seja, as expressões (2.77) e (2.78) devem ser satisfeitas.

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 0,38 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.77)$$

$$\frac{2 * h}{t_w} \leq 3,76 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.78)$$

$b_f$  é a largura da mesa do perfil de aço;

$t_f$  é a espessura da mesa do perfil de aço;

$h$  é altura comprimida da alma do perfil de aço descontada dos raios de concordância (perfis laminados);

$t_w$  é a espessura da alma do perfil de aço

O momento fletor resistente de cálculo para momentos negativos é dado pela expressão (2.79). Os termos da mesma são ilustrados na Figura 2.36.

$$M_{Rd}^- = T_{ds} * d_3 + A_{at} * f_{yd} * d_4 + A_{ac} * f_{yd} * d_5 \quad (2.79)$$

$M_{Rd}^-$  é o momento fletor resistente de cálculo da seção transversal;

$A_{at}$  é a área tracionada da seção do perfil de aço;

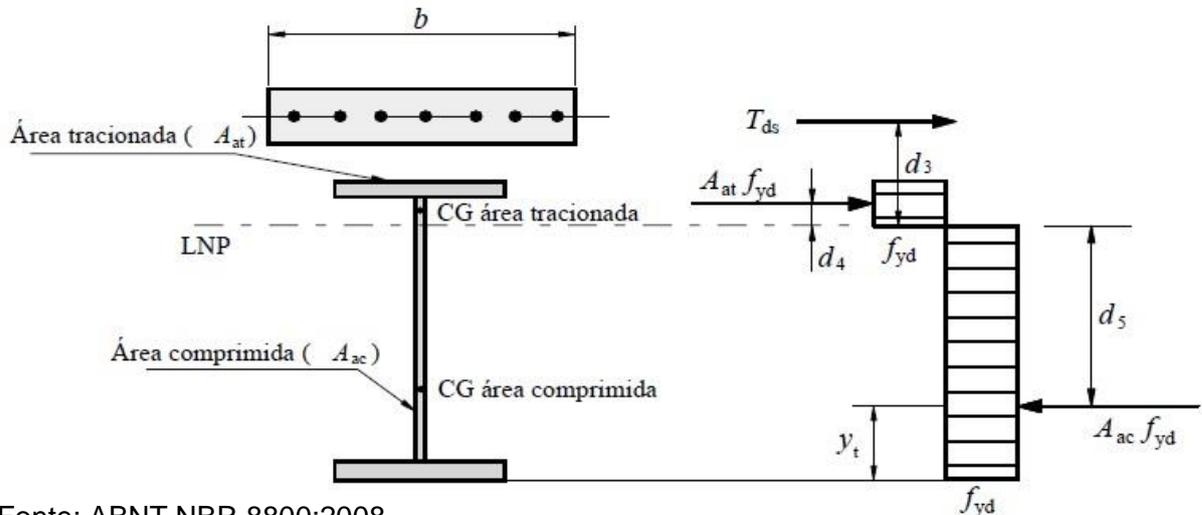
$A_{ac}$  é a área comprimida da seção do perfil de aço;

$d_3$  é a distância do centro geométrico da armadura longitudinal à LNP;

$d_4$  é a distância da força de tração, situada no centro geométrico da área tracionada da seção do perfil de aço, à LNP;

$d_5$  é a distância da força de compressão, situada no centro geométrico da área comprimida da seção do perfil de aço, à LNP.

Figura 2.36- Esforços internos de vigas mistas em trechos de momentos negativos.



Fonte: ABNT NBR 8800:2008

A força resistente de tração de cálculo ( $T_{ds}$ ) nas barras da armadura longitudinal deve ser tomada conforme a expressão (2.80). Para que haja interação completa, a expressão (2.81) deve ser satisfeita.

$$T_{ds} = A_{sl} * f_{sd} \quad (2.80)$$

$$\sum Q_{Rd} \geq T_{ds} \quad (2.81)$$

$A_{sl}$  é a área de aço da armadura longitudinal dentro da largura efetiva de concreto.

A posição da LNP em relação ao topo da mesa superior é determinada pela expressão (2.82).

$$y_{np} = t_f + \frac{(A_{at} * f_{yd})_a - T_{ds} - 2 * b_f * t_f * f_{yd}}{2 * t_w * f_{yd}} \quad (2.82)$$

A distância do CG da área tracionada é determinada pela expressão (2.83).

$$y_{at} = \frac{0,5 * b_f * t_f^2 + t_w * (y_{np} - t_f) * [0,5 * (y_{np} - t_f) + t_f]}{A_{at}} \quad (2.83)$$

A distância do CG da área comprimida é determinada pela expressão (2.84).

$$y_{ac} = \frac{0,5 * b_f * t_f^2 + t_w * [0,5 * (d - y_{np} - t_f)^2 + t_f]}{A_{ac}} \quad (2.84)$$

As áreas tracionadas e comprimidas são dadas, respectivamente, pelas expressões (2.85) e (2.86).

$$A_{at} = t_f * b_f + (y_{np} - t_f) * t_w \quad (2.85)$$

$$A_{ac} = A_a - A_{at} \quad (2.86)$$

As  $d_3$ ,  $d_4$  e  $d_5$  são dadas, respectivamente, pelas expressões (2.87), (2.88) e (2.89).

$$d_3 = y_{np} + h_c - c \quad (2.87)$$

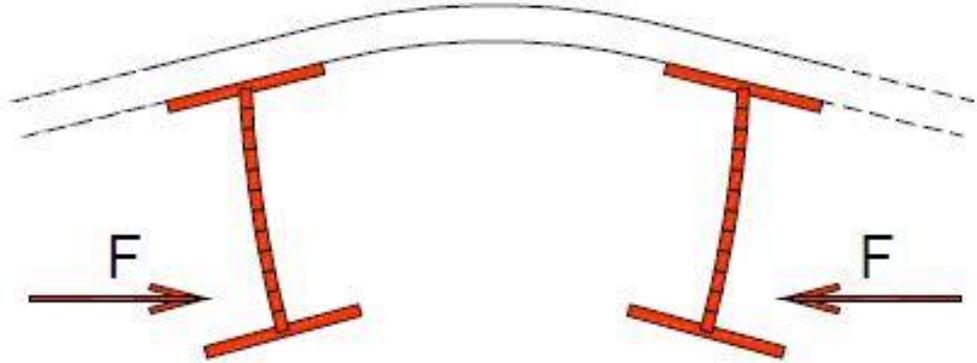
$$d_4 = A_a - A_{at} \quad (2.88)$$

$$A_{ac} = A_a - A_{at} \quad (2.89)$$

$c$  é o cobrimento da armadura

Na ocorrência de momentos negativos, a mesa inferior está comprimida, dando origem ao estado limite de flambagem lateral com distorção (FLD). A laje restringe o deslocamento e rotação da mesa superior do perfil, porém a mesa inferior está restringida somente pela alma da viga (que é um vínculo elástico e contínuo). De Nardin (2014) descreve que a configuração deformada quando ocorre FLD é de meia onda não senoidal de cada lado do apoio da viga, que se estende por quase toda a região de momento negativo. O modelo aproximado para estudo da FLD é de uma série de vigas paralelas, ligadas à mesma laje de concreto. Quando ocorre deslocamento lateral da mesa inferior, esta é impedida pela alma do perfil em conjunto com a mesa superior e a laje, dando origem a um mecanismo denominado “U invertido”, conforme a Figura 2.37.

**Figura 2.37- Flambagem lateral com distorção.**



Fonte: De Nardin (2014).

A FLD se diferencia da FLT no fato de que, nesta última, todo o perfil gira em torno do seu eixo, mas a forma do perfil se mantém; na FLD, há distorção da alma e deslocamento da mesa inferior. Essas diferenças são ilustradas na Figura 2.38.

**Figura 2.38- Configuração deformada de vigas em FLT e FLD.**



Fonte: De Nardin (2014).

Para que não ocorra FLD, a inequação (2.90) deve ser satisfeita.

$$M_{Sd}^- \leq M_{dist,Rd}^- \quad (2.90)$$

$M_{Sd}^-$  é o momento fletor solicitante de cálculo da seção transversal;

$M_{dist,Rd}^-$  é o momento fletor resistente de cálculo da região de momentos negativos para FLD, determinado conforme a expressão (2.91).

$$M_{dist,Rd}^- = \chi_{dist} * M_{Rd}^- \quad (2.91)$$

$\chi_{dist}$  é o fator de redução para flambagem lateral com distorção da seção transversal, obtido da curva de resistência à compressão (Figura 2.39) ou da expressão (2.92), em função do parâmetro de esbeltez, dado pela expressão (2.93) (simplificada para perfis de aço duplamente simétricos).

**Figura 2.39- Curva de resistência à compressão.**



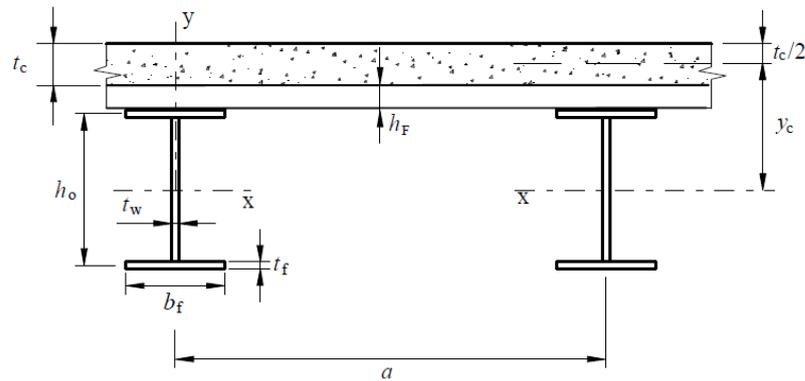
Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

$$\chi_{dist} = \begin{cases} 0,658\lambda_{dist}^2, & \text{para } \lambda_{dist} \leq 1,5 \\ \frac{0,877}{\lambda_{dist}^2}, & \text{para } \lambda_{dist} > 1,5 \end{cases} \quad (2.92)$$

$$\lambda_{dist} = 5 * \left( 1 + \frac{t_w * h_0}{4 * b_f * t_f} \right) * \left[ \left( \frac{f_y}{E * C_{bdist}} \right)^2 * \left( \frac{h_0}{t_w} \right)^3 * \left( \frac{t_f}{b_f} \right) \right]^{0,25} \quad (2.93)$$

$h_0$  é a distância entre os centros geométricos das mesas do perfil de aço, ilustrado na Figura 2.40 com as demais dimensões.

**Figura 2.40- Distância entre centros geométricos das mesas de perfis de aço.**



Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

$C_{bdist}$  é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme, calculado pela expressão (2.94), para vigas contínuas, quando a mesa inferior estiver livre para deslocar-se lateralmente e a mesa superior contida lateralmente de forma contínua.

$$C_{bdist} = 3,00 - \frac{2 * M_1}{3 * M_0} - \frac{8 * M_C}{3 * (M_0 + M_1)} \quad (2.94)$$

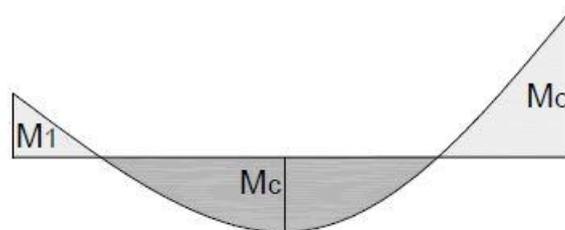
$M_0$  é o momento na extremidade, que provoca maior tensão de compressão na mesa inferior;

$M_1$  é o momento na outra extremidade (se positivo, tomar como igual a zero no denominador da expressão de  $C_{bdist}$ );

$M_c$  é o momento no centro do vão.

Estas definições estão ilustradas na Figura 2.41.

**Figura 2.41- Momentos fletores utilizados para o cálculo do coeficiente  $C_{bdist}$ .**



Fonte: De Nardin (2014)

Se  $\lambda_{dist}$  não superar 0,4, pode-se tomar  $\chi_{dist}$  igual a 1.

### 2.3.4 CÁLCULO PARA O ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Os estados limites aplicáveis para vigas mistas de edifícios estão relacionados à deflexão das vigas, vibrações excessivas e aberturas de fissuras no concreto. Para as vigas mistas formadas por perfis de aço e lajes alveolares, o SCI P401 recomenda ainda que, na fase construtiva desbalanceada, a rotação do perfil de aço não ultrapasse 2 graus.

Para o cálculo dos deslocamentos verticais, a ABNT NBR 8800:2008 sugere tomar a inércia de uma seção equivalente, homogeneizada por inteira como de aço. Essa homogeneização é feita dividindo a largura efetiva pela razão modular  $\alpha_E = \frac{E}{E_c}$ , sendo E e  $E_c$  os módulos de elasticidade do aço e do concreto, respectivamente, ignorando-se a participação do concreto na zona tracionada. A posição da linha neutra deve ser obtida admitindo distribuição de tensões linear na seção homogeneizada. Os efeitos de longa duração (fluência e retração) podem ser considerados, de forma simplificada, multiplicando-se a razão modular por 3 para a determinação dos deslocamentos provenientes das ações permanentes e dos valores quase permanentes das ações variáveis.

O momento de inércia efetivo, para regiões de momentos fletores positivos, é dado pela expressão (2.95). A fração dentro da raiz pode ser substituída, simplesmente, pelo grau de interação.

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} * (I_{tr} - I_a) \quad (2.95)$$

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

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

Nas regiões de momento negativo de vigas contínuas, o momento de inércia efetivo é dado pela seção transversal formada pelo perfil de aço mais a armadura longitudinal contida na largura efetiva da laje de concreto.

Os deslocamentos podem ser calculados mediante análise elástica (tomando-se os momentos de inércia efetivos), caso a tensão máxima causada pelas ações de serviço não atinja a resistência ao escoamento do aço do perfil, nem do aço da armadura no caso de vigas contínuas. A tensão atuante deve ser calculada com base nas propriedades elásticas da seção, levando-se em conta de forma apropriada os comportamentos antes e após o endurecimento do concreto, usando-se combinações raras de serviço. No caso de interação parcial, na região de momentos positivos, pode-se utilizar o valor de  $W_{ef}$  da viga mista determinado conforme a expressão (2.96).

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} * [W_{tr,i} - W_a] \quad (2.96)$$

$\sigma_{td}$  é a tensão de tração de cálculo na mesa inferior do perfil de aço;

$\sigma_{cd}$  é a tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto;

$W_{tr,i}$  é o módulo de resistência elástico inferior da seção mista;

$W_{tr,s}$  é o módulo de resistência elástico superior da seção mista;

$W_a$  é o módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço.

Quando a construção não escorada é utilizada, deve-se considerar ainda os deslocamentos que ocorrem antes da cura do concreto.

O deslocamento total ( $\delta_t$ ) de vigas mistas é dado pela expressão (2.97) e ilustrado pela Figura 2.42.

$$\delta_t = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 - \delta_0 \quad (2.97)$$

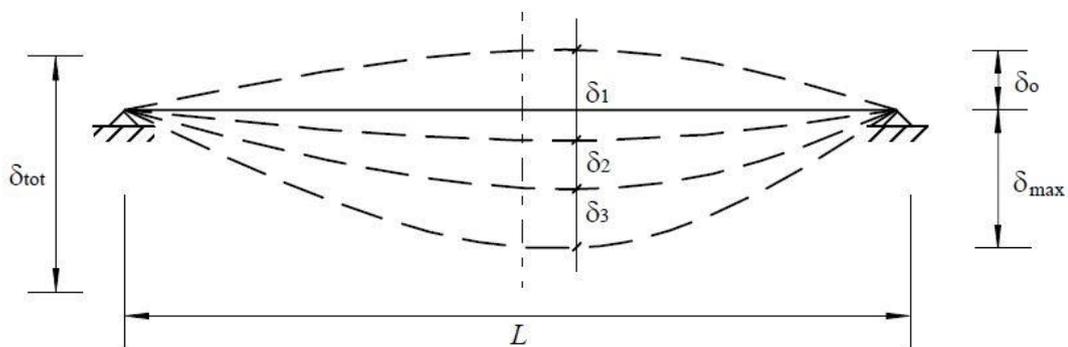
$\delta_1$  é o deslocamento devido à ações permanentes atuantes antes da cura do concreto (apenas a viga de aço resiste às ações) em construções não escoradas ou o deslocamento imediato em construções escoradas;

$\delta_2$  é o deslocamento devido à ações permanentes atuantes de longa duração após a cura do concreto;

$\delta_3$  é o deslocamento devido à ações variáveis de longa duração após a cura do concreto;

$\delta_0$  é o deslocamento devido à contra-flecha, quando houver. Esta não pode exceder o valor de  $\delta_1$ .

**Figura 2.42- Deslocamentos verticais a serem considerados.**



Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

O deslocamento total deve ser comparado ao deslocamento limite, dado pela Tabela 2.6.

**Tabela 2.6 – Valores limites de deslocamentos.**

CASOS	$\delta_t$	$\delta_2 + \delta_3$
Vigas de cobertura	L/200	L/250
cobertura + sobrecarga de pessoas	L/250	L/300
Vigas de piso	L/250	L/300
Vigas de piso/cobertura + acabamentos sujeitos à fissuração + esquadrias	L/250	L/350
Vigas de piso suportando pilares	L/400	L/500
Quando $\delta_t$ pode comprometer a aparência	L/250	-

Fonte: De Nardin (2014), adaptado da ABNT NBR 8800:2008

O vão L é o vão teórico entre apoios ou, para balanços, o dobro do comprimento teórico. Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob a viga, solidarizadas com essa viga, a ABNT NBR 8800:2008 recomenda ainda que o deslocamento não deve exceder 15 mm. No caso de deslocamentos relacionados à aparência da estrutura, deve-se utilizar a combinação quase permanente. O SCI P401 faz ainda recomendações sobre a flecha de vigas de borda, limitando as flechas para carga variável, carga variável mais revestimentos da fachada e carga total a, respectivamente, L/500, L/360 e L/250.

A abertura de fissuras no concreto ocorre em regiões de continuidade ou com tendências à continuidade, como é o caso de apoios de vigas biapoiadas. A armadura mínima longitudinal para controle da fissuração pode ser calculada pela equação (2.98), extraída da ABNT NBR 8800:2008. Para este estado limite de serviço, a ABNT NBR 8800:2008 recomenda a utilização das combinações frequentes de ações.

$$A_s = \frac{k * k_c * k_s * f_{ct,ef} * A_{ct}}{\sigma_{st}} \quad (2.98)$$

$A_{ct}$  é a área efetiva da laje de concreto (produto da largura efetiva pela espessura);

k é um coeficiente de correção que leva em conta os mecanismos de geração de tensões de tração, podendo ser tomada como 0,8;

$k_s$  é um coeficiente que leva em conta o efeito da redução da força normal na laje de concreto devido à fissuração inicial e ao deslizamento local da ligação entre a laje e o perfil de aço, podendo ser tomado como 0,9;

$k_c$  é um coeficiente que leva em conta o equilíbrio e a distribuição das tensões na laje de concreto imediatamente antes da ocorrência das fissuras, podendo ser tomado de forma conservadora como 1,0 ou calculado pela equação (2.99).

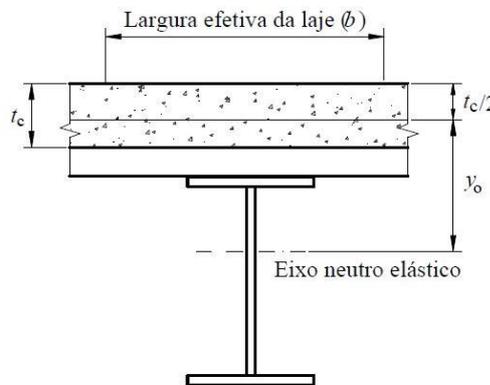
$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{t_c}{2 * y_0}} + 0,3 \leq 1,0 \quad (2.99)$$

$t_c$  é a altura da laje de concreto (no caso de laje alveolar, pode-se tomar a altura acima do alvéolo);

$y_0$  é a distância entre os centros geométricos da laje de concreto e da seção mista homogeneizada na região de momentos negativos, considerando o concreto não-fissurado, sem armadura e sem levar em conta os efeitos de longa duração.

$t_c$  e  $y_0$  são ilustrados na Figura 2.43.

**Figura 2.43- Definição dos termos para cálculo do coeficiente  $k_c$ .**



Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

$f_{ct,ef}$  é a resistência média à tração efetiva do concreto no instante em que se formam as primeiras fissuras, calculada pela expressão (2.100). Depende da resistência característica do concreto no instante. Em muitos casos isso pode ocorrer em idade entre 1 e 5 dias. Na falta de dados confiáveis, a NBR 6118:2014 recomenda adotar o valor mínimo de 3 MPa para a resistência média à tração do concreto ( $f_{ct,m}$ ).

$$f_{ct,ef} = 0,5 * f_{ct,m} = 0,15 * f_{ck}^{2/3} \quad (2.100)$$

$\sigma_{st}$  é a máxima tensão de tração permitida na armadura, imediatamente após a ocorrência da fissuração. Seu valor máximo, em megapascal, é dado pela expressão (2.101).

$$\sigma_{st} = 810 * w_k^{0,5} * \sqrt{\frac{f_{ck}^{2/3}}{\phi}} \leq f_{ys} \quad (2.101)$$

$w_k$  é a abertura máxima característica das fissuras, dada pela Tabela 2.7, em função da agressividade ambiental.

**Tabela 2.7 – Valores limites de aberturas de fissuras.**

<b>Agressividade ambiental <sup>a</sup></b>	<b>Ambiente</b>	<b><math>w_k</math> mm</b>
I (fraca)	Rural ou submersa	0,4
II (moderada)	Urbano	0,3
III (forte)	Marinho e industrial	0,3
IV (muito forte)	Industrial químico agressivo e respingos de maré	0,2
<sup>a</sup> Pode-se admitir uma agressividade ambiental um nível mais brando em ambiente interno seco ou se o concreto for revestido com argamassa e pintura.		

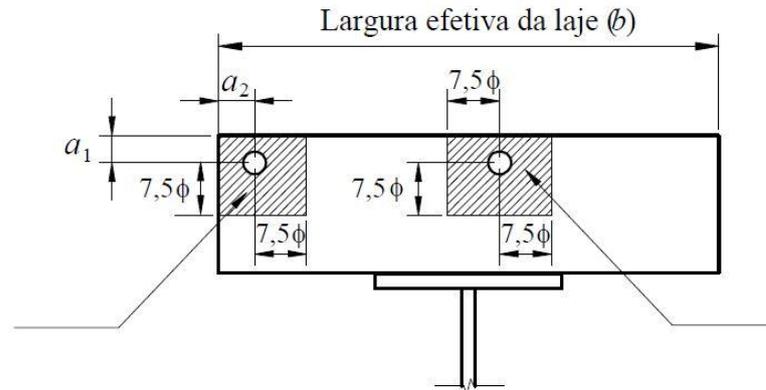
Fonte: ABNT NBR 8800:20008

$\emptyset$  é o diâmetro das barras da armadura, em milímetros, que não pode ser superior a 20 mm;

$f_{ys}$  é a resistência ao escoamento do aço da armadura, expressa em MPa.

Em vigas mistas contínuas, quando a área de aço necessária para resistir ao momento negativo for superior à mínima, é necessário ainda verificar se a abertura de fissuras atende aos limites estabelecidos ou determinar o diâmetro e o espaçamento máximo das barras da armadura. Esta verificação é realizada considerando que cada barra da armadura está envolvida por uma área de concreto distante de até 7,5 diâmetros do eixo da barra. Quando a barra estiver a uma distância inferior a 7,5 diâmetros da extremidade da largura efetiva ou de uma face (superior ou inferior) da laje, esta distância deve prevalecer. Estas distâncias estão ilustradas na Figura 2.44.

Figura 2.44- Área do concreto de envolvimento da armadura ( $A_{cr}$ ).



$$A_{cr1} = (7,5\phi + a_2)(7,5\phi + a_1)$$

$$A_{cr2} = (7,5\phi + 7,5\phi)(7,5\phi + a_1)$$

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

A grandeza da abertura das fissuras,  $w$ , pode ser determinada para cada área de envolvimento da armadura, e é a menor entre as obtidas pelas expressões (2.102) e (2.103).

$$w = \frac{\phi_i * 3 * \sigma_{si}^2}{12,5 * \eta_1 * E_s * f_{ct,m}} \quad (2.102)$$

$$w = \frac{\phi_i * \sigma_{si}}{12,5 * \eta_1 * E_s} * \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (2.103)$$

$\phi_i$  é o diâmetro da barra de armadura;

$\sigma_{si}$  é a tensão de tração no centro geométrico da armadura considerada, calculada usando as combinações frequentes, na seção mista homogeneizada na região de momento negativo analisada, desprezando a resistência à tração do concreto;

$\rho_{ri}$  é a taxa de armadura em relação à área do concreto de envolvimento ( $A_{cri}$ );

$\eta_1$  é o coeficiente de conformação superficial da armadura, igual a 1,0 para barras lisas (CA-25), 1,4 para barras entalhadas (CA-60) e 2,25 para barras nervuradas de alta resistência (CA-50).

$E_s$  é o módulo de elasticidade do aço da armadura;

$f_{ct,m}$  é a resistência média à tração do concreto, podendo ser tomada como  $0,3 * f_{ck}^{2/3}$  para concretos de densidade de 2400 kg/m<sup>3</sup>.

Para dispensar a avaliação das grandezas da abertura de fissuras e atender ao estado limite de fissuração, devem ser respeitadas as restrições da Tabela 2.8 quanto ao diâmetro máximo ( $\phi_{\text{máx}}$ ) e ao espaçamento máximo entre eixos das barras da armadura ( $s_{\text{máx}}$ ).

**Tabela 2.8- Diâmetro e espaçamento máximo da armadura em função da tensão de tração.**

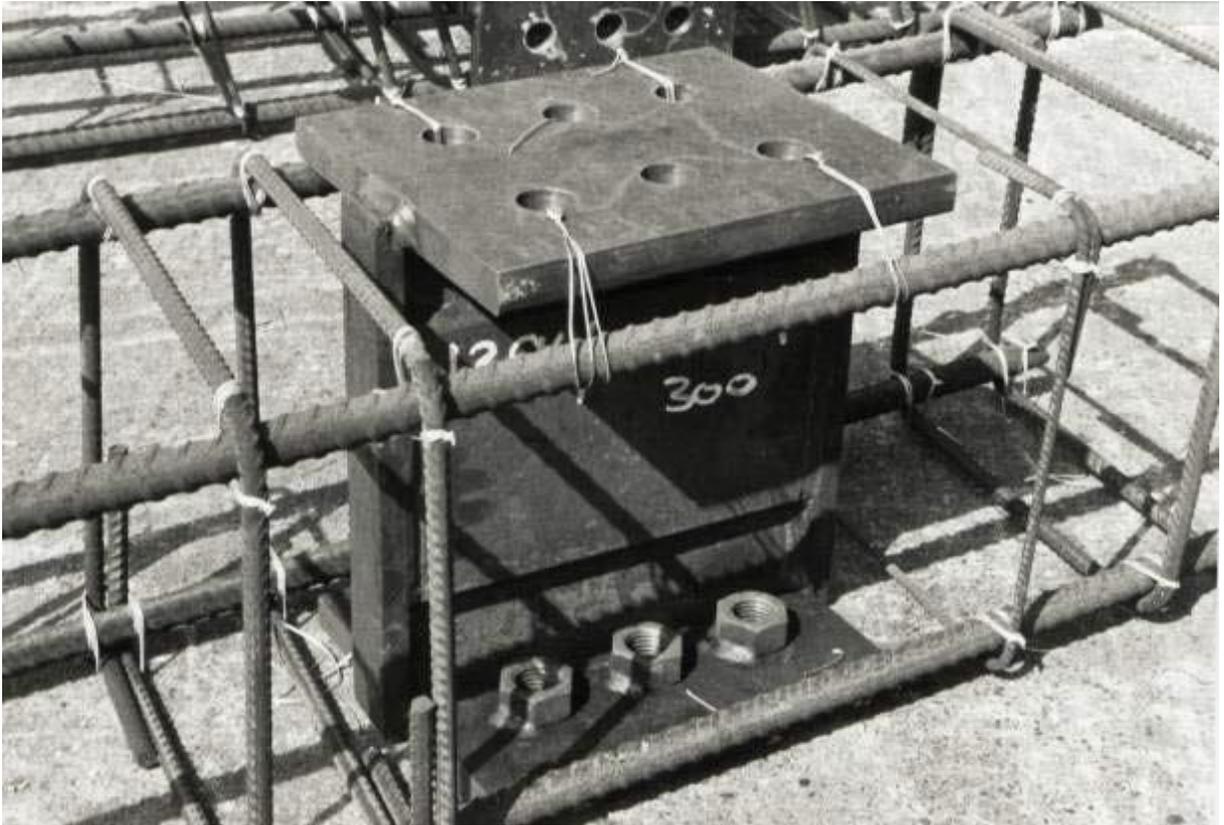
Tensão $\sigma_{si}$ MPa	$\phi_{\text{máx}}$ mm	$s_{\text{máx}}$ mm
280	16	150
320	12,5	100
360	10	50
400	8	-

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

## 2.4 LIGAÇÕES VIGA-PILAR

As ligações com os pilares devem ser feitas de forma compatível com o modelo de cálculo (contínuo, rotulado ou semi-rígido). No caso da ligação com pilares de concreto, Canassa et al (2007) apresenta um exemplo de ligação feita através de insertos de aço, conforme Figura 2.45. Tal ligação permite a continuidade viga-pilar, eliminação do consolo do pilar (o que facilita a fabricação e o transporte) e aumento da velocidade de montagem da obra. Após a concretagem do pilar, o inserto de aço fica faceando o pilar.

**Figura 2.45- Inseto metálico em pilar pré-moldado**

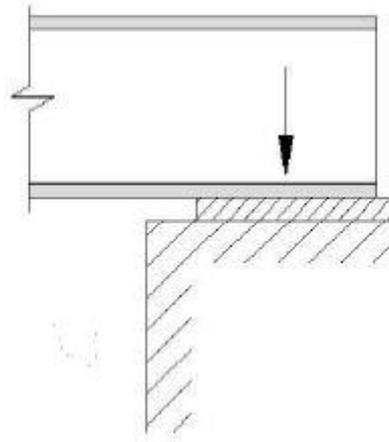


Fonte: CANASSA et al (2007)

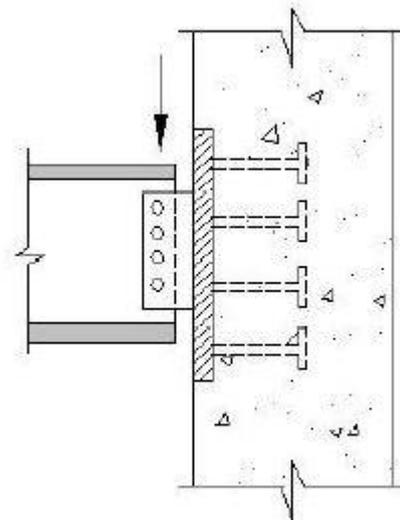
Bellei (2009) apresenta ainda outras soluções de ligações viga-pilar, divididas em soluções durante a obra e após a construção pronta.

Soluções durante a construção:

- Chapas de apoio (Figura 2.46);
- Chapas e pinos deixados no pilar (Figura 2.47);
- Consolos (Figura 2.48);
- Nichos previamente feitos no pilar (Figura 2.49);

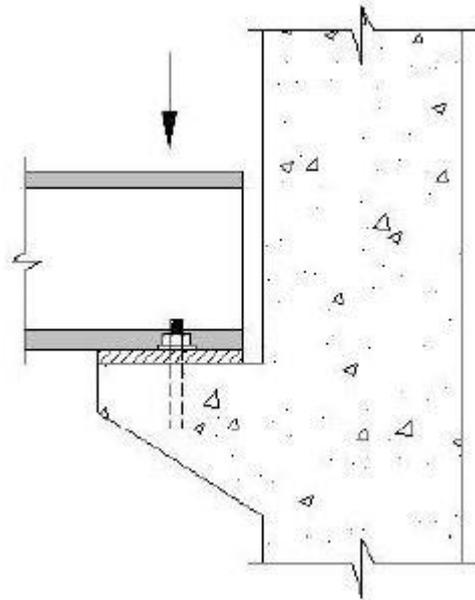
**Figura 2.46- Chapas de apoio**

Fonte: Bellei (2009)

**Figura 2.47- Chapas e pinos deixados no pilar.**

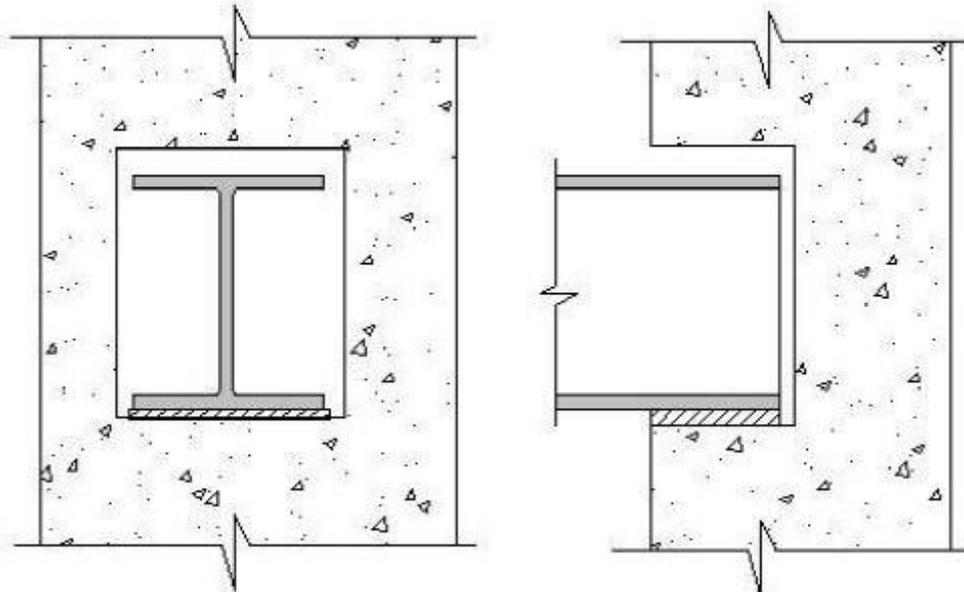
Fonte: Bellei (2009)

**Figura 2.48- Consolos**



Fonte: Bellei (2009)

**Figura 2.49- Nichos deixados previamente nos pilares.**

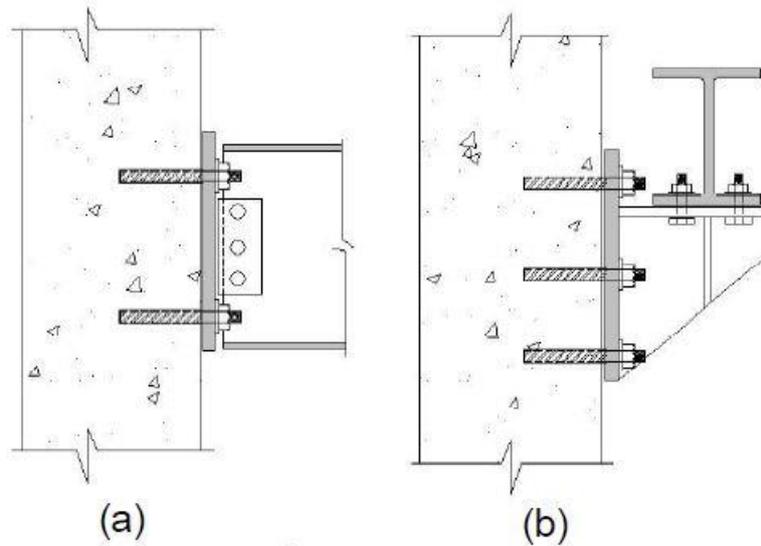


Fonte: Bellei (2009)

Soluções após a construção pronta:

- Chapas verticais fixadas com chumbadores (Figura 2.50(a));
- Consolos de aço, fixados com chumbadores Figura 2.50(b)).

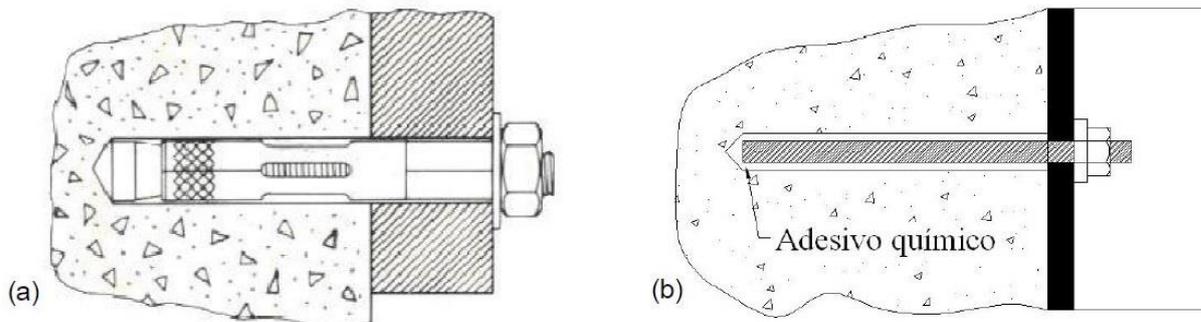
**Figura 2.50- Chapas verticais e consolos de aço.**



Fonte: Bellei (2009)

Os chumbadores podem ser de expansão (pequenas cargas) (Figura 2.51 (a)) ou químicos (Figura 2.51 (b)) e devem respeitar uma distância mínima entre linhas de centro uns dos outros e da borda do pilar.

**Figura 2.51- Chapas verticais e consolos de aço.**



Fonte: Bellei (2009)

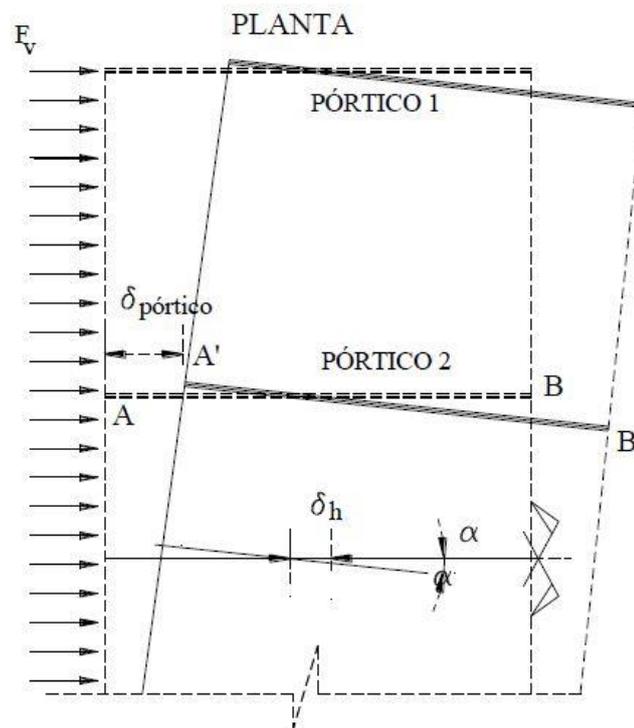
Para pilares com menos de 50 cm na direção a ser perfurada, o mesmo autor recomenda ainda o uso de chumbadores ou parafusos passantes que atravessem toda a espessura, fixando-se em uma outra chapa no outro lado, aplicando protensão no chumbador através do torque nas porcas das extremidades do chumbador.

A escolha das vinculações (contínuo, rotulado, semi-rígido) dos elementos são decisões que devem ser tomadas pelo projetista, sempre avaliando o desempenho, necessidades e viabilidade das soluções.

## 2.5 DIAFRAGMA RÍGIDO

O efeito de diafragma rígido, quando levado em conta pelo projetista, considera que todos os pontos no plano do pavimento sofrem o mesmo deslocamento decorrente das ações laterais. Isso ocorre pois considera-se que a laje possui rigidez infinita em seu plano. A Figura 2.52 ilustra tal deslocamento, onde a distância dos pontos AB é igual a distância dos pontos A'B' (posição do pavimento pós deformação).

**Figura 2.52- Deslocamento, em planta, do pavimento que trabalha como diafragma rígido.**

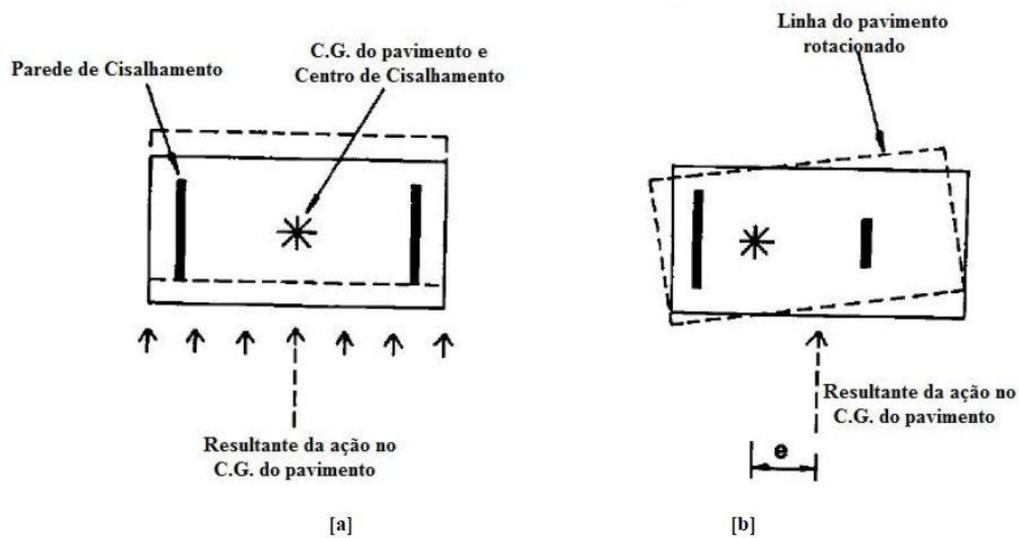


Fonte: RAYMUNDO (2012)

Segundo Elliot (2017), o pavimento usualmente pode ser discretizado por uma treliça espacial ou uma viga parede (que possui um arco de compressão) ou ainda uma viga vierendeel. O pavimento funcionando como diafragma rígido é considerado apoiado sobre as subestruturas de contraventamento (Jeremias, 2007), que podem ser pórticos, paredes de cisalhamento, núcleos rígidos, etc.. De acordo com Raymundo (2012), as subestruturas de contraventamento são discretizadas como apoios do tipo mola, tendo a rigidez  $k$  da mola determinada por um pilar equivalente que representa a subestrutura de contraventamento.

Quando a disposição em planta das subestruturas de contraventamento é assimétrica, as ações horizontais tendem a torcer o edifício. Isso ocorre pois o centro de cisalhamento do pavimento não coincide com o centro de gravidade do mesmo. Quando a disposição é simétrica, não ocorre torção. Estas situações são ilustradas na Figura 2.53.

**Figura 2.53- a) Pavimento com contraventamentos simétricos; b) Pavimento com contraventamentos assimétricos.**



Fonte: RAYMUNDO (2012)

Em pavimentos compostos por lajes maciças, estas apresentam continuidade em todo o plano, o que garante a perfeita distribuição das ações horizontais. Isso não ocorre em pavimentos compostos por lajes alveolares. Estes apresentam juntas longitudinais e transversais (respectivamente paralelas e perpendiculares em relação às lajes). De acordo com Fleischman et al<sup>4</sup> (2005) apud Raymundo (2012), o ponto mais importante do pavimento para que o mesmo funcione como diafragma rígido está nas juntas das lajes alveolares. Estas devem estar perfeitamente solidarizadas aos demais elementos do pavimento (vigas, núcleos rígidos, pórticos, etc) para que não haja deslocamento relativo entre eles. Para pavimentos compostos por estruturas metálicas, o SCI P287 sugere algumas medidas para que haja o efeito de diafragma:

- Incluir capa estrutural;
- Barras de aço em laço entre os elementos perimetrais e conectores de cisalhamentos;
- Barras de aço e/ou dispositivos ligando as lajes às paredes de cisalhamento e/ou núcleos rígidos (Figura 2.54);

<sup>4</sup> FLEISCHMAN, R. B.; GOSH, S. K.; NAITO, C. J.; WAN, G.; RESTREPO, J.; SCHOETTLER, M.; SAUSE, R.; CAO, L.. Seismic design methodology for precast concrete diaphragms. PCI Journal – Precast/Prestressed Concrete Institute. Chicago, v.50, n.6, p. 13-33, nov/dez. 2005.

**Figura 2.54- Dispositivo de ligação ao núcleo rígido em laje com fôrma de aço incorporada.**



Fonte: ENECE (2016a)

-Para pavimentos sem a capa estrutural, tirantes internos ao pavimento ligando lajes consecutivas (reforço transversal das vigas mistas)

De acordo com Elliot (2017), ao utilizar a capa estrutural em lajes, apenas esta é considerada para o efeito de diafragma rígido. A solidarização desta com as vigas de aço perimetrais permite fazer com que estas atuem como tirantes perimetrais (SCI P401).

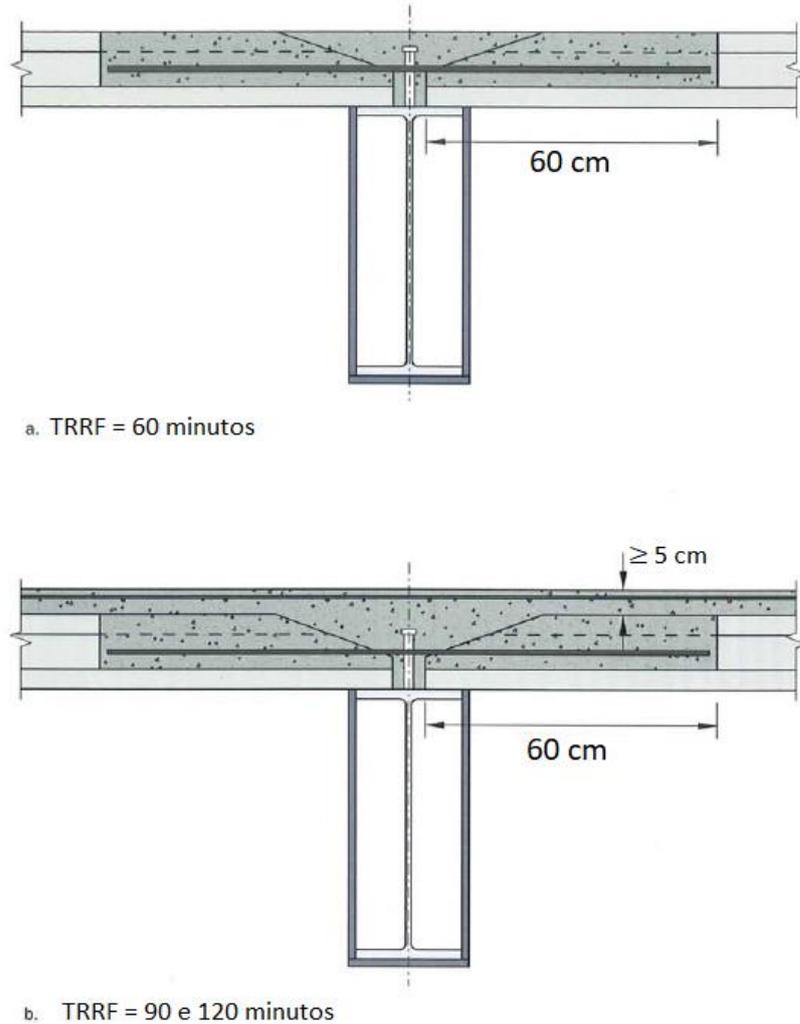
## **2.6 PAVIMENTO EM SITUAÇÕES DE INCÊNDIO**

Estruturas em situação de incêndio devem possuir um mínimo TRRF (tempo requerido de resistência ao fogo), determinado pelas normas do corpo de bombeiros local de cada estado, pela ABNT NBR 15200:2012, ABNT NBR 14323:2013 e ABNT NBR 14432:2001. Devem ainda cumprir requisitos de compartimentação.

De acordo com o SCI P401, no pavimento com lajes alveolares, o preenchimento das juntas longitudinais das lajes é um dos requisitos para se obter a compartimentação vertical no edifício, impedindo a passagem de gases e de fogo entre pavimentos. A compartimentação depende também da espessura da laje alveolar. Dependendo do TRRF (entre 90 e 120 minutos) da edificação, é necessário também a utilização da capa estrutural na laje alveolar.

De acordo com Direitinho, Catoia e Ferreira (2015), a capa estrutural, em conjunto com a tela soldada, garante o comportamento de membrana em casos de incêndio. A armadura de costura é um elemento que auxilia na integridade do apoio das lajes alveolares em situações de incêndio, não devendo ter menos de 60 cm de comprimento a partir da borda da laje alveolar. Estas recomendações são ilustradas na Figura 2.55.

**Figura 2.55- Recomendações para armadura de costura em pavimento em situação de incêndio.**



Fonte: Adaptado de SCI P401.

Para que as exigências de proteção ao fogo dos elementos estruturais possam ser cumpridas, pode ser necessário a proteção destes elementos através de revestimentos. BRENTANO (2015), sugere as seguintes medidas de proteção, válidas tanto para as lajes quanto para os perfis de aço:

- Paredes de alvenaria no entorno dos pilares;
- Utilização de concreto para revestir vigas e pilares de aço;

- Revestir pilares e vigas com placas e mantas incombustíveis;
- Pintura intumescente;
- Utilização de argamassa refratária.

A utilização de concreto para revestir vigas e pilares de aço possibilita para o projetista de estruturas a consideração da contribuição do concreto, formando seções mistas.

# 3. PARÂMETROS DE PROJETO

Nesta seção serão apresentados os parâmetros de projeto de cálculo de vigas mistas formadas por perfis de aço e lajes alveolares. A viga deve ser dimensionada para as três fases (desbalanceada, balanceada, mista) considerando os parâmetros estudados no capítulo 2. . As principais considerações com influências diretas no dimensionamento são:

- Comprimento de apoio da laje alveolar
- Conectores de cisalhamento
- Dimensões dos elementos (relativos à tolerância construtiva)
- Acabamento das bordas de apoio das lajes alveolares
- Armadura de costura
- Elementos de contenção à flambagem e/ou torção temporários ou não
- Características dos apoios das lajes

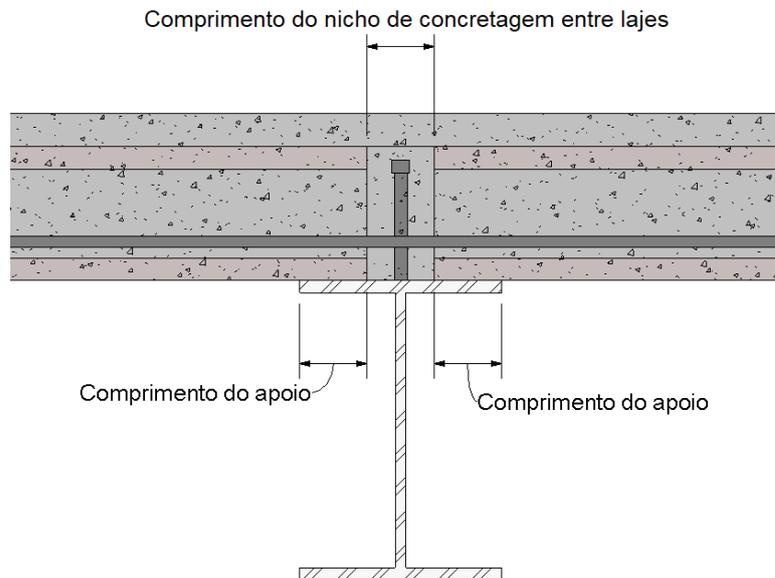
Os próximos tópicos tratam destas e outras considerações.

## 3.1 COMPRIMENTO DE APOIO DA LAJE ALVEOLAR

O comprimento de apoio da laje alveolar (Figura 3.1) é calculado de acordo com a NBR 14861:2011. Para o caso de lajes alveolares apoiadas sobre perfis de aço, as seguintes condições de contorno são impostas na equação (2.1):

- $a_2 = 0$  mm (apoio em estruturas metálicas);
- $t_2 = 15$  mm (apoio em estruturas metálicas);
- $a_3 = 0$  mm, (lajes fabricadas em pistas de protensão, serradas transversalmente, com cabos expostos nas extremidades);
- $\sigma_{Rd} \leq 0,8 * f_{cd}$  (apoio sobre aço);

**Figura 3.1- Comprimentos de apoio e comprimento do nicho de concretagem entre lajes no apoio.**



Fonte: autor.

Desta forma, a equação (2.1) pode ser reduzida para a equação (3.1):

$$a = \left[ \left( \frac{1,75 * V_{sd}}{b_n * f_{ck}} \geq 40 \text{ mm} \right) + \left( 225 + \left( \frac{l_n}{2500} \right)^2 \right)^{1/2} \right] \geq \frac{h}{2} \quad (3.1)$$

O comprimento de apoio da laje alveolar influencia diretamente na largura mínima da mesa do perfil. Este assunto é detalhado na seção 3.5.

### 3.2 CONECTORES DE CISLHAMENTO

Conectores de cisalhamento podem ser soldados no local, ou na fábrica. Conectores de menor diâmetro (19 mm) podem ser soldados no local, ao passo que conectores maiores exigem maior corrente elétrica para a solda, nem sempre disponível no canteiro. Por isso, costumam ser soldados na própria fábrica.

A função dos conectores é transmitir os esforços cortantes do concreto para a viga. Devem ter altura suficiente para ficar acima das armaduras de reforço das lajes alveolares e, portanto, ter ação conjunta com o concreto lançado no local. No entorno dos conectores deve haver espaço suficiente para o concreto se alojar. Quando soldados no local, os conectores

têm uma tolerância de erro na locação de 10 mm no plano da mesa da viga e devem ser soldados diretamente no aço da viga. Este deve estar livre de impurezas, como tinta ou poeira. A soldagem na fábrica neste caso é preferível, já que o controle de qualidade é maior, podendo ainda os conectores serem pintados em conjunto com a viga.

O processo de solda dos conectores, quando feito na fábrica ou na própria obra, influencia na largura mínima da mesa da viga. Quando soldados na obra, o comprimento do nicho de concretagem entre as lajes no apoio (Figura 3.1) deve ser suficiente para que o equipamento de solda possa entrar entre as lajes alveolares. Quando soldados na fábrica, o comprimento do nicho de concretagem entre as lajes no apoio deve permitir que o concreto se aloje adequadamente no entorno do conector. O SCI P401 recomenda que, no caso de conectores soldados na fábrica, o comprimento do nicho de concretagem entre lajes no apoio (Figura 3.1) seja de no mínimo 50 mm. Se soldados na obra, o comprimento do nicho de concretagem entre lajes no apoio deve ser de no mínimo 65 mm. Estes valores não levam em conta as tolerâncias construtivas.

A altura do conector deve ser de pelo menos a altura da cabeça do conector adicionado com 30 mm, o diâmetro da armadura de costura, o cobrimento adotado para a barra de costura (distância entre o fundo do alvéolo e a barra de aço) e a distância do fundo do alvéolo até o fundo da laje alveolar. A altura do conector deve ser, ainda, pelo menos 4 vezes o diâmetro do mesmo.

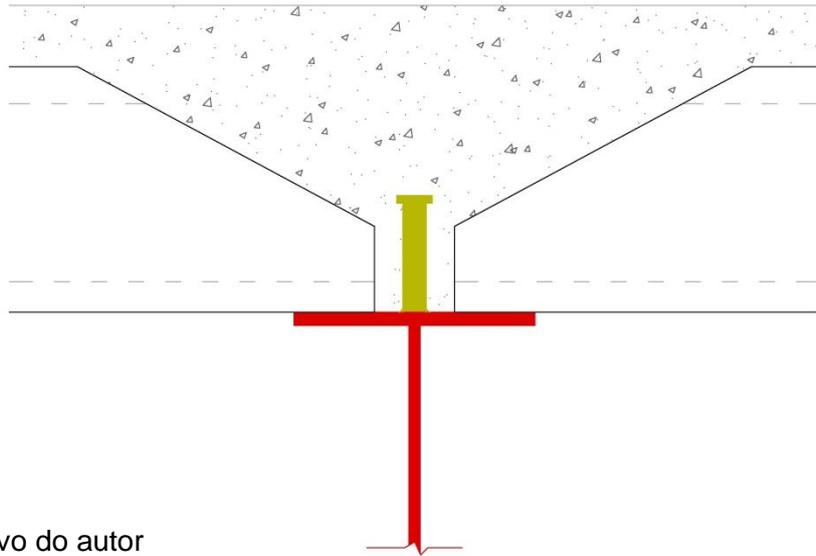
### **3.3 TOLERÂNCIAS CONSTRUTIVAS**

Durante a montagem das lajes, o comprimento de apoio da laje pode sofrer variações em relação ao projeto decorrente de variações no comprimento das lajes alveolares e no posicionamento das vigas e pilares. Tais variações devem ser consideradas através de tolerâncias ao definir as dimensões dos elementos, como a largura das vigas. Essas tolerâncias são de construção e de fabricação da laje. A tolerância de construção, de acordo com a NBR 9062:2006, é de 10 mm. A tolerância de fabricação depende do comprimento da laje alveolar, variando de 10 a 20 mm, de acordo com a Tabela 2.2.

### **3.4 BORDAS DE APOIO DAS LAJES ALVEOLARES**

As unidades alveolares podem ter a borda de apoio com acabamento retangular ou chanfrado. Observa-se o primeiro caso na Figura 3.1 e o segundo na Figura 3.2.

**Figura 3.2- Borda apoio de laje alveolar com acabamento chanfrado.**



Fonte: acervo do autor

No SCI P287, o caso da borda chanfrada é utilizado com o intuito de reduzir o comprimento do nicho de concretagem entre as lajes alveolares no apoio. Essa recomendação não está mais no SCI P401. Por utilizar um concreto muito resistente, recomenda-se que o chanfro seja feito na própria fábrica. O SCI P401 recomenda que o chanfro seja de 85 mm na vertical (a partir do topo da laje) por 250 mm na horizontal. É importante que seja verificada a seção reduzida na região do apoio à força cortante nas fases construtivas. Essa verificação deve levar em conta a laje com o chanfro adicionando o peso próprio da capa de concreto, sem que a mesma seja considerada na resistência, já que o concreto quando lançado ainda não está contribuindo para resistência.

### 3.5 LARGURA MÍNIMA DA VIGA

A largura mínima da viga refere-se à mesa do perfil I. A largura depende dos seguintes fatores:

- Comprimento de apoio da laje;
- Conectores de cisalhamento soldados na obra ou na fábrica;
- Viga interna (com lajes se apoiando dos dois lados) ou de borda (laje se apoiando apenas de um lado);
- Acabamento do apoio da laje (retangular ou chanfrado)

A largura da viga deve levar em conta ainda fatores de tolerância construtiva.

A equação para determinação da largura mínima da mesa de uma viga interna pode ser escrita, então, conforme a equação (3.2) (medidas em milímetros), para conectores de cisalhamento soldados na fábrica. O valor de  $t_{ol,c}$  é de 10 mm.

$$b_f \geq (2 * a) + 50 + (2 * t_{ol,c}) + (2 * t_{ol,f}) = 2 * (a + t_{ol,f}) + 70 \quad (3.2)$$

Quando os conectores de cisalhamento são soldados na obra, utiliza-se a equação (3.3) (medidas em milímetros) para determinação da largura mínima da mesa da viga interna.

$$b_f \geq (2 * a) + 65 + (2 * t_{ol,c}) + (2 * t_{ol,f}) = 2 * (a + t_{ol,f}) + 85 \quad (3.3)$$

Vigas de borda, quando não mistas, devem ter a mesa com largura suficiente para apoiar a laje e devem ter mais de 120 mm (SCI P401).

### 3.6 ARMADURA DE REFORÇO TRANSVERSAL

A armadura de reforço transversal (ou armadura de costura) é colocada no sentido longitudinal da laje (ver figura 2.11), transpassando de uma à outra. É colocada em aberturas feitas nos alvéolos. É recomendado que não sejam abertos alvéolos da borda da laje. A mesma recomendação vale para alvéolos consecutivos. Isso mantém a integridade das paredes (alma) dos mesmos. Recomenda-se que a abertura dos alvéolos seja feita na fábrica, devido à dificuldade desta tarefa na obra. O alvéolo aberto tem seu vazio preenchido com concreto. Os alvéolos que não foram abertos têm seus vazios tampados com EPS ou outro material inerte, como mostrado na Figura 3.3. O correto posicionamento das armaduras de costura depende do correto posicionamento das lajes. Para isso, os alvéolos abertos das lajes de panos opostos devem coincidir.

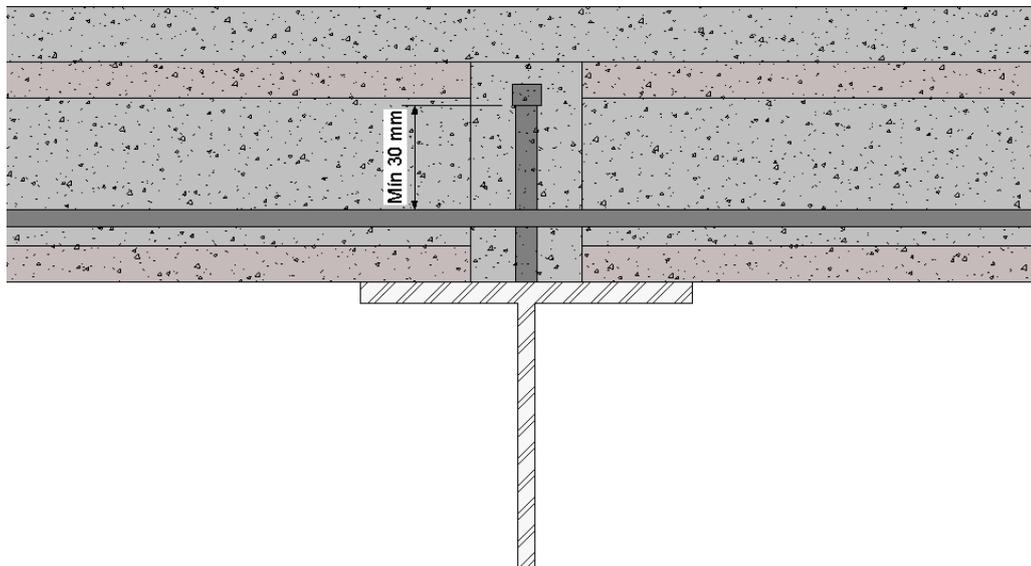
**Figura 3.3- EPS para tampar os alvéolos.**



Fonte: acervo do autor

As armaduras de reforço transversal devem ser posicionadas, obrigatoriamente, sob a cabeça dos conectores de cisalhamento, distando de pelo menos 30 mm (Eurocode 4 (2004), item 6.6.5.1) das mesmas, como mostrado na figura 4.4.

**Figura 3.4- Distância mínima entre armadura e cabeça do conector**

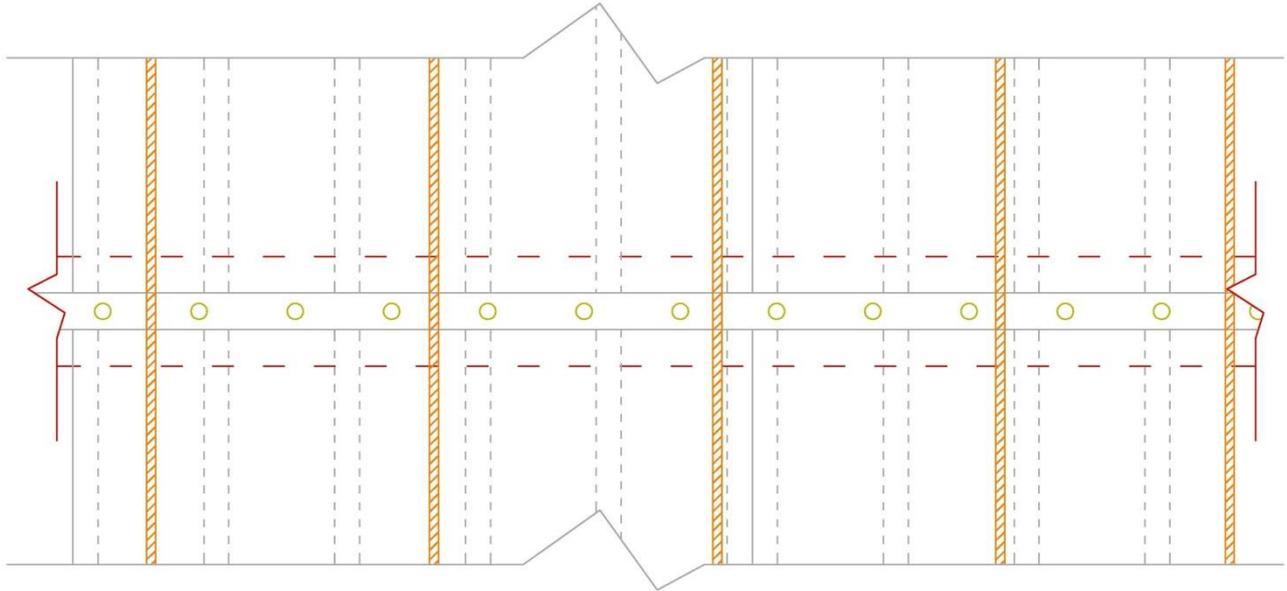


Fonte: acervo do autor

Conforme Lam (2007b), o diâmetro ideal para a armadura de costura é de 16 mm. O espaçamento das barras depende da disposição dos núcleos, mas deve ser entre 20 e 35 cm, devendo-se evitar cruzamento direto das barras com os conectores de cisalhamento. O espaçamento das armaduras de costura está baseado em ensaios realizados e pode ser aumentado realizando ensaios que demonstrem adequada capacidade de resistência e

deformabilidade. A Figura 3.5 mostra a disposição das barras, evitando cruzamento com os conectores.

**Figura 3.5- Disposição das armaduras de costura, sem coincidir com conectores e alvéolos das lajes coincidindo.**



Fonte: acervo do autor.

Para que as armaduras sejam posicionadas na altura correta, garantindo que o concreto as envolva dentro do alvéolo, pode-se utilizar espaçadores plásticos apoiados sobre os fundos dos alvéolos. O comprimento das barras deve ser de pelo menos 1 metro, somado ainda com o comprimento do nicho de concretagem entre as lajes no apoio, garantindo a ancoragem das barras nos alvéolos preenchidos.

Em vigas mistas de borda, o SCI P401 recomenda que a armadura de costura não tenha diâmetro inferior à metade do diâmetro do conector de cisalhamento.

### 3.7 VIGAS DE BORDA

Vigas de borda são aquelas que servem como apoio para apenas um pano de laje. Usualmente estão presentes na periferia da edificação e no contorno de vazios (elevadores, escadas, shafts, etc.). Estão vinculadas às lajes em apenas um lado, portanto o detalhamento deve garantir a transmissão dos efeitos de diafragma rígido (ver item 3.10). Por razões práticas, usualmente estas vigas não são dimensionadas como mistas, pois são menos carregadas e geralmente utilizam perfis de aço semelhantes (ou iguais) aos das vigas internas.

Quando as lajes utilizam apoio reduzido (causando excentricidade de carregamento), as vigas devem ser dimensionadas à flexo-torção na fase de construção ou medidas devem ser tomadas para que ocorra a estabilidade temporária (ver item 3.8). Após a aplicação e cura da capa de concreto, o apoio da laje passa a se estender ao longo de toda a mesa da viga, neutralizando os esforços de torção na viga.

No ELS, possuem mais restrições para flechas quando comparadas com vigas internas, sendo a flecha limite para a carga acidental de  $L/500$ , carga acidental mais revestimentos de fachadas de  $L/360$  e carga total de  $L/250$ .

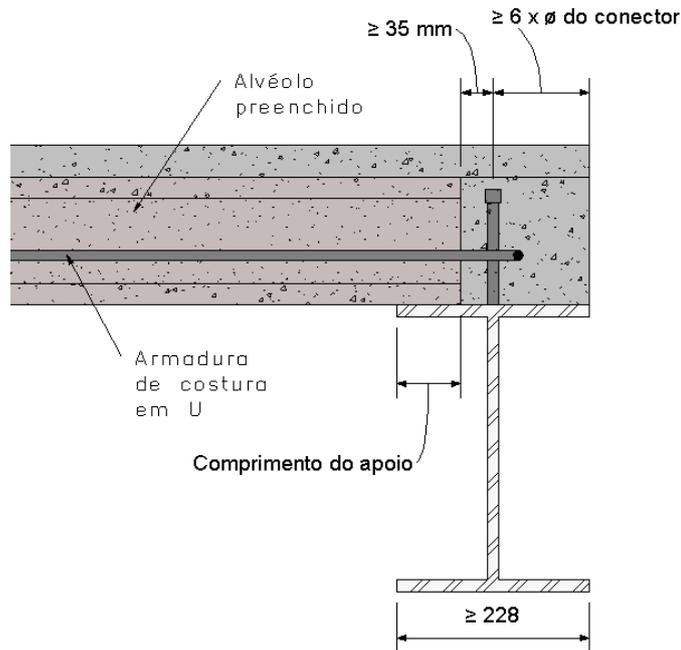
Quando utilizadas como vigas mistas, o Eurocode 4 (2004) faz as seguintes recomendações de detalhamento para evitar fissuras da laje na linha de conectores de cisalhamento de vigas de borda (ou vigas onde a borda da laje encontra-se a menos de 30 cm de distância dos conectores de cisalhamento):

- Utilização de armadura de costura em “U”, envolvendo os conectores de cisalhamento;

- A distância mínima entre o centro dos conectores de cisalhamento e a borda da laje não deve ser inferior a 6 vezes o diâmetro do conector de cisalhamento.

Considerando conectores de cisalhamento de 19 mm, pode-se concluir que a mesa do perfil não pode ter largura inferior a 228 mm. O SCI P401 recomenda ainda que a distância entre o conector e a borda da laje alveolar não seja inferior a 35 mm. Estas recomendações são mostradas na Figura 3.6.

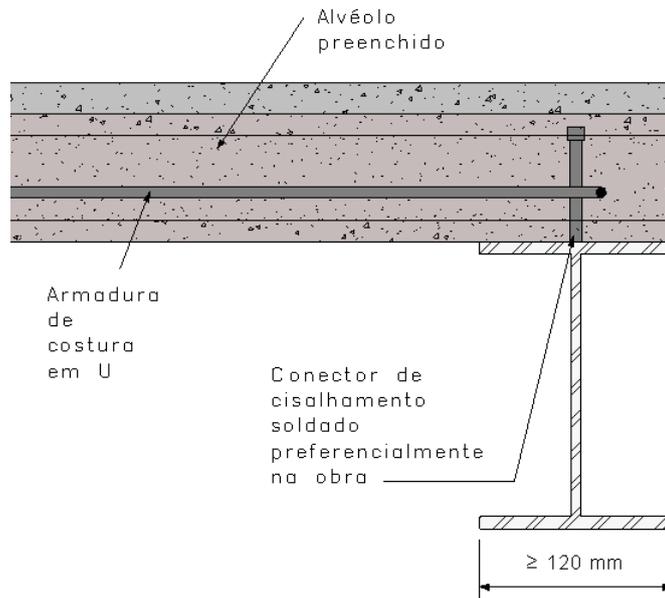
**Figura 3.6- Recomendações de detalhamento de vigas mistas de borda.**



Fonte: acervo do autor.

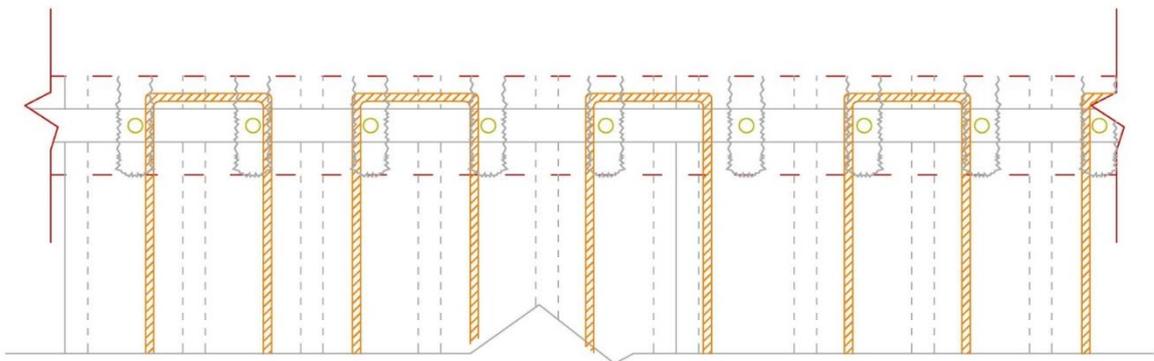
Quando não são dimensionadas como vigas mistas, recomenda-se que a laje esteja apoiada ao longo de toda a mesa. Dessa forma os conectores de cisalhamento podem ser soldados no local através de aberturas nos alvéolos superior e inferior. Esta prática facilita a locação da laje. Neste caso, os efeitos da torção podem ser desprezados. As recomendações para vigas não mistas de borda estão ilustradas nas figuras Figura 3.7 e Figura 3.8. Apesar dos conectores de cisalhamento serem dispensáveis em vigas não mistas, no caso de vigas de borda faz-se necessário a utilização destes para transmissão dos efeitos de diafragma rígido, explanados na seção 3.10.

**Figura 3.7- Recomendações de detalhamento de vigas não mistas de borda.**



Fonte: acervo do autor.

**Figura 3.8- Recomendações de detalhamento de vigas não mistas de borda.**



Fonte: acervo do autor.

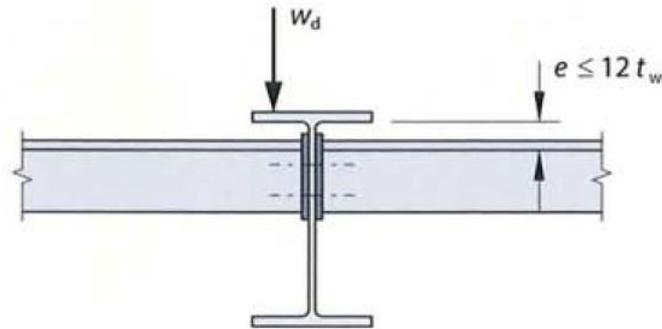
### 3.8 ESTABILIDADE TEMPORÁRIA

A estabilidade temporária visa combater esforços e ações que ocorrem durante a fase construtiva, como a flambagem lateral com torção e torção. Deve-se prever uma sequência de montagem das lajes e, quando necessário, escoramentos.

A flambagem lateral com torção é solucionada utilizando escoramentos que restrinjam o deslocamento lateral da mesa comprimida. Os escoramentos podem ser feitos com perfis instalados perpendicularmente às vigas (Figura 3.9) ou ainda formando treliças espaciais

(Figura 3.10). O SCI P401 recomenda que as escoras sejam colocadas a uma distância de no máximo 40 vezes a espessura da mesa comprimida.

**Figura 3.9- Escoramento para FLT com perfis perpendiculares às vigas.**



Fonte: SCI P401.

**Figura 3.10- Escoramento para FLT com treliças espaciais.**



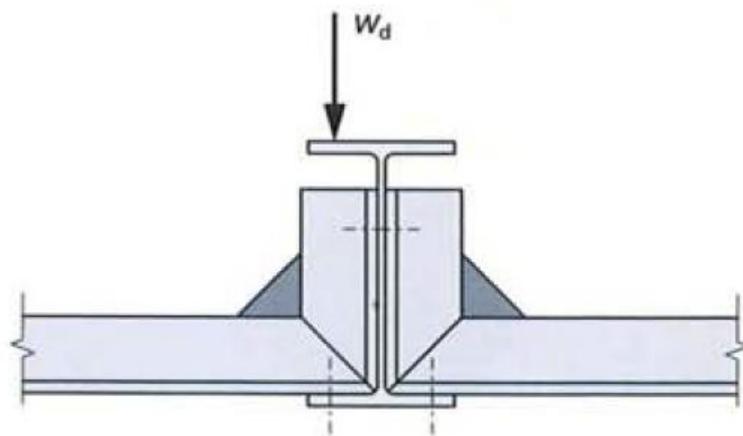
Fonte: SCI P351.

A FLT pode ainda ser combatida verificando se o critério da expressão (2.28) é satisfeito, onde as lajes fazem a contenção da mesa superior. Quando a reação de apoio entre as duas lajes não estiver equilibrada, o SCI P351 recomenda grautear as lajes no perfil (apoiar as lajes com argamassa) para que, na ocorrência de rotação da viga, seja evitado deslocamento das lajes no apoio.

A excentricidade dos carregamentos das lajes, quando as vigas apoiam apenas um pano de laje, causa torção nas vigas. A torção em vigas muitas vezes é desprezada no dimensionamento. Este esforço efetivamente não aparece na fase de uso, mas ocorre durante

a montagem da estrutura, devendo ser considerado nos cálculos para esta etapa. Escoramentos instalados perpendicularmente à viga podem ser previstos para conter a torção. Estes devem travar as duas mesas do perfil, como mostra a Figura 3.11.

**Figura 3.11- Viga com escoramento para torção.**



Fonte: SCI P401.

### 3.9 APOIOS DAS LAJES ALVEOLARES

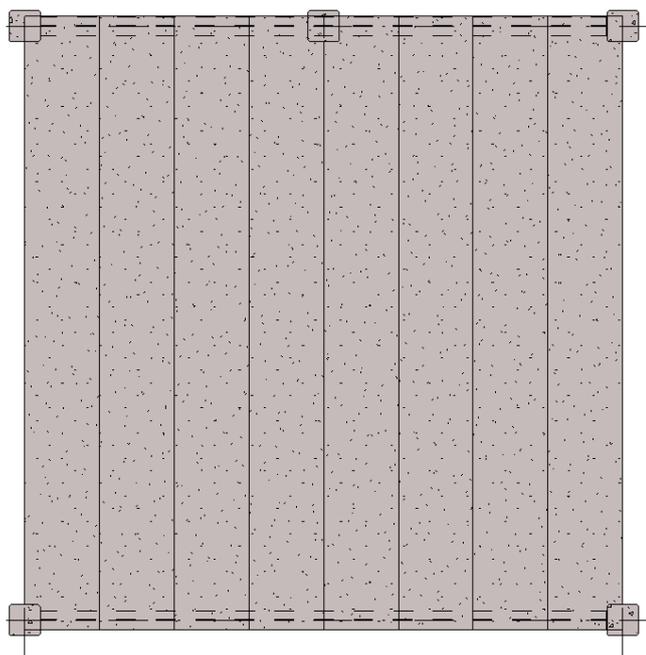
A flexibilidade dos apoios pode gerar esforços não previstos na laje alveolar, como acréscimo na força cortante paralela ao eixo longitudinal da viga e torção.

Quando utilizadas vigas mistas, o acréscimo da força cortante paralela ao eixo longitudinal da viga pode ser resolvido com a utilização da capa estrutural ou preenchimento de metade dos alvéolos num comprimento igual à altura da laje alveolar. No Brasil é comum a utilização da capa estrutural e a armadura de costura dentro dos alvéolos já obriga o preenchimento destes. Diante disso os efeitos do acréscimo da força cortante são neutralizados.

A flexibilidade dos apoios e disposição dos mesmos podem ainda gerar esforços de torção não previstos nas lajes alveolares. A torção, nestes casos, pode ocorrer quando os apoios possuem rigidezas muito diferentes. São alguns exemplos destas situações:

- Lajes alveolares apoiadas em uma das extremidades em vigas metálicas flexíveis e na outra extremidade em alvenaria estrutural;
- Disposição em planta dos pilares, favorecendo o enrijecimento de um dos apoios, como o pavimento da Figura 3.12.

**Figura 3.12- Pavimento com torção nas lajes alveolares.**



Fonte: acervo do autor.

Conforme recomendação da ABNT NBR 14861:2011, os esforços de torção em lajes alveolares devem ser evitados.

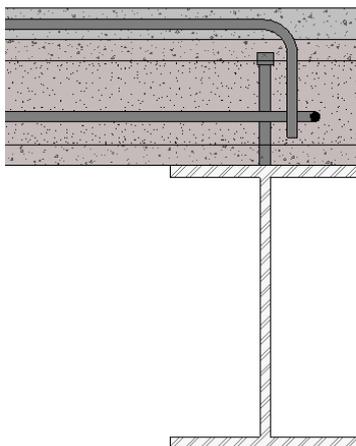
### **3.10 EFEITO DIAFRAGMA**

O efeito de diafragma rígido transmite esforços horizontais para as estruturas de estabilização (pórticos, núcleos rígidos, paredes, etc). Isso garante mais rigidez à estrutura para reagir aos esforços horizontais.

Por serem estruturas mais sensíveis aos esforços horizontais, é importante garantir este efeito em edifícios de estruturas metálicas. Recomenda-se utilizar a capa de concreto na laje alveolar, pois assim somente este elemento será responsável pela distribuição de esforços horizontais, evitando detalhes mais complexos nas ligações das vigas internas com as lajes alveolares. Caso não seja prevista a capa estrutural, outros vínculos internos devem ser considerados para a distribuição contínua dos esforços no plano da laje, como a armadura de costura, mesmo em casos de vigas não mistas.

As lajes devem estar vinculadas às estruturas de estabilização. A vinculação com as vigas pode ser feita com o uso dos conectores de cisalhamento e armaduras em “U” ancoradas nos alvéolos. Estas armaduras devem contornar o conector de cisalhamento e a armadura da capa de concreto, como mostra a Figura 3.13.

**Figura 3.13- Detalhe da armadura da capa em vigas de borda.**



Fonte: acervo do autor.

### **3.11 DIMENSIONAMENTO DA VIGA MISTA**

O dimensionamento da viga mista deve levar em conta a fase de construção (onde há esforços de torção e carregamentos distribuídos) e a fase mista (de uso). O perfil, atendendo às condições de dimensionamento para a fase construtiva, pode ser utilizado para dar continuidade ao dimensionamento para a fase mista. Caso não atenda, algumas medidas paliativas podem ser consideradas antes da escolha de outra seção, como utilização de construção escorada.

#### **3.11.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA VIGA MISTA**

O pré-dimensionamento de vigas mistas formadas por perfis de aço e lajes alveolares pode ser feito pela Tabela 2.5. Como os perfis UB não são usuais no Brasil, pode-se substituir estes por perfis equivalentes comerciais. O direcionamento da equivalência é feito procurando perfis com propriedades geométricas e massa linear próximas.

#### **3.11.2 DIMENSIONAMENTO NA FASE DE CONSTRUÇÃO**

A verificação na fase construtiva ocorre em duas etapas. A primeira etapa de construção ocorre quando a viga recebe carregamento de lajes apoiadas em apenas um lado (fase desequilibrada). A segunda, quando a viga recebe carregamento de lajes apoiadas em ambos os lados da viga (fase equilibrada).

Na etapa de construção desequilibrada são feitas as verificações de esforço cortante resistente (considerando a redução devido à torção), momento resistente em relação à

flambagem (FLT, FLA, FLM), flexo-torção (causada pela excentricidade do carregamento apenas em um lado da mesa do perfil) considerando apenas o peso próprio da estrutura (laje de apenas um lado e viga metálica) e a carga variável de construção. Visando atender condições do estado limite de serviço para esta etapa, o SCI P401 recomenda ainda que na fase desequilibrada o ângulo causado pela excentricidade do carregamento seja inferior a 2 graus (0,035 radianos).

Na etapa de construção equilibrada, considera-se o peso próprio da estrutura (lajes dos dois lados com a capa e viga metálica) e a carga variável de construção. É possível dispensar a verificação à FLT se comprovado que as lajes têm capacidade de conter as mesas superiores.

A ABNT NBR 8800:2008 recomenda que a carga de construção a ser considerada seja de 100 kgf/m<sup>2</sup> e que o perfil de aço não atinja tensões de plastificação.

### **3.11.3 DIMENSIONAMENTO NA FASE MISTA**

A verificação na fase mista ocorre quando o concreto moldado no local já está solidarizado com os conectores de cisalhamento e com o concreto da laje alveolar. Além da carga permanente da fase equilibrada, é considerada a carga variável de uso e as demais sobrecargas permanentes (paredes, água, etc). São feitas verificações da posição da(s) linha(s) neutra(s) de acordo com o grau de interação, momento e cortante resistente de projeto. O uso de vigas mistas contínuas não é recomendado devido à ocorrência de tração na laje, que pode prejudicar a ancoragem dos cabos protendidos das lajes alveolares. Se houver continuidade entre as lajes e ficar comprovado que a perda de ancoragem dos cabos naquela região não é prejudicial, pode-se considerar utilizar a seção mista. Quando utilizadas vigas mistas contínuas ou semicontínuas, deve-se ter obrigatoriamente interação completa nas regiões de momentos negativos. Isso garante que a tensão de tração da armadura seja transmitida.

Uma solução para reduzir os momentos positivos é utilizar vigas contínuas ou semicontínuas sendo não mistas somente nas extremidades, conforme permite a ABNT NBR 8800:2008.

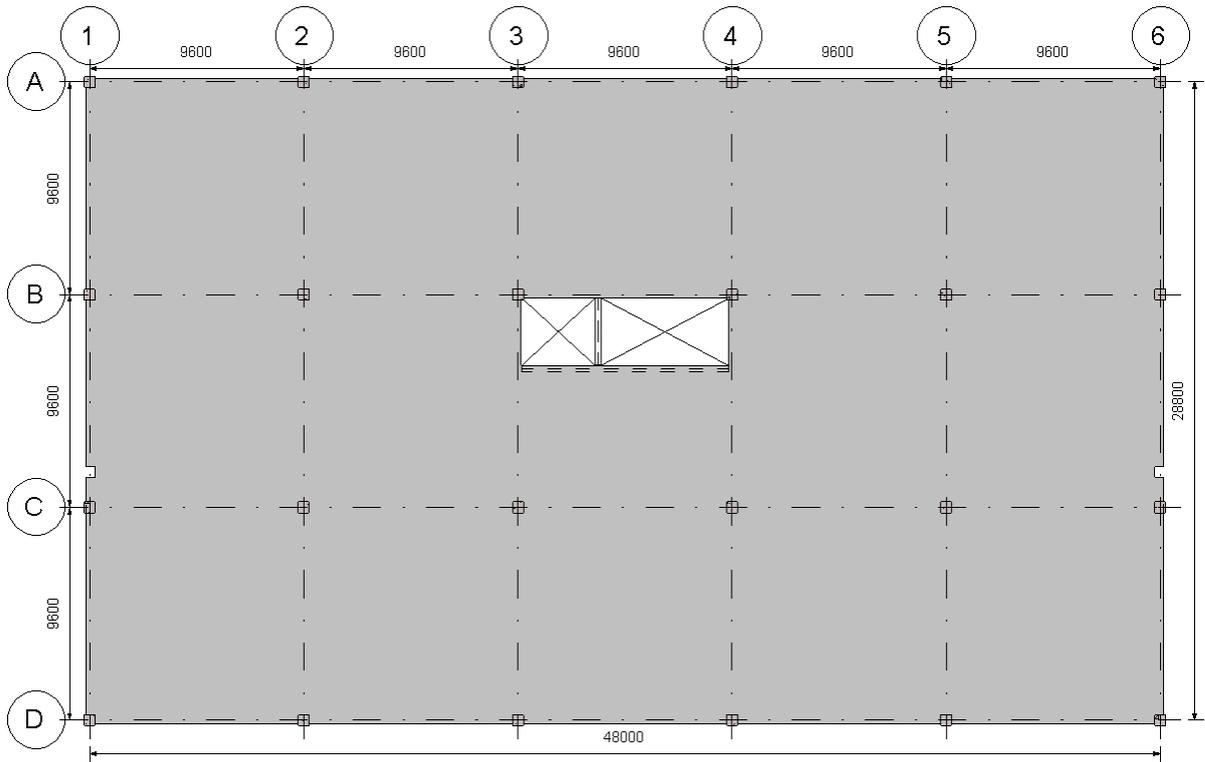
A linha neutra plástica deve cortar o perfil (SCI P401). Quando isso não for possível, deve-se aumentar a altura da viga (para abaixar a linha neutra) ou utilizar interação parcial. Esta recomendação ocorre para que, novamente, a tração na laje seja evitada, o que poderia prejudicar a ancoragem dos cabos de protensão.

# 4. APLICAÇÕES- EXEMPLO NUMÉRICO

Para atingir os objetivos propostos neste trabalho, foram estudados modelos de estruturas mistas com base na literatura técnica internacional (em especial, manuais técnicos ingleses; Eurocode 4 (2004)) e nacionais (ABNT NBR14861:2011, ABNT NBR8800:2008), visando sua aplicação em projetos de pavimentos mistos com lajes alveolares no Brasil. Baseado nestes estudos, foram aplicadas as diretrizes e recomendações de projeto num exemplo numérico. Com base neste exemplo foram feitas análises, com comentários sobre a aplicação no projeto e detalhamento de pavimentos mistos com lajes alveolares no Brasil.

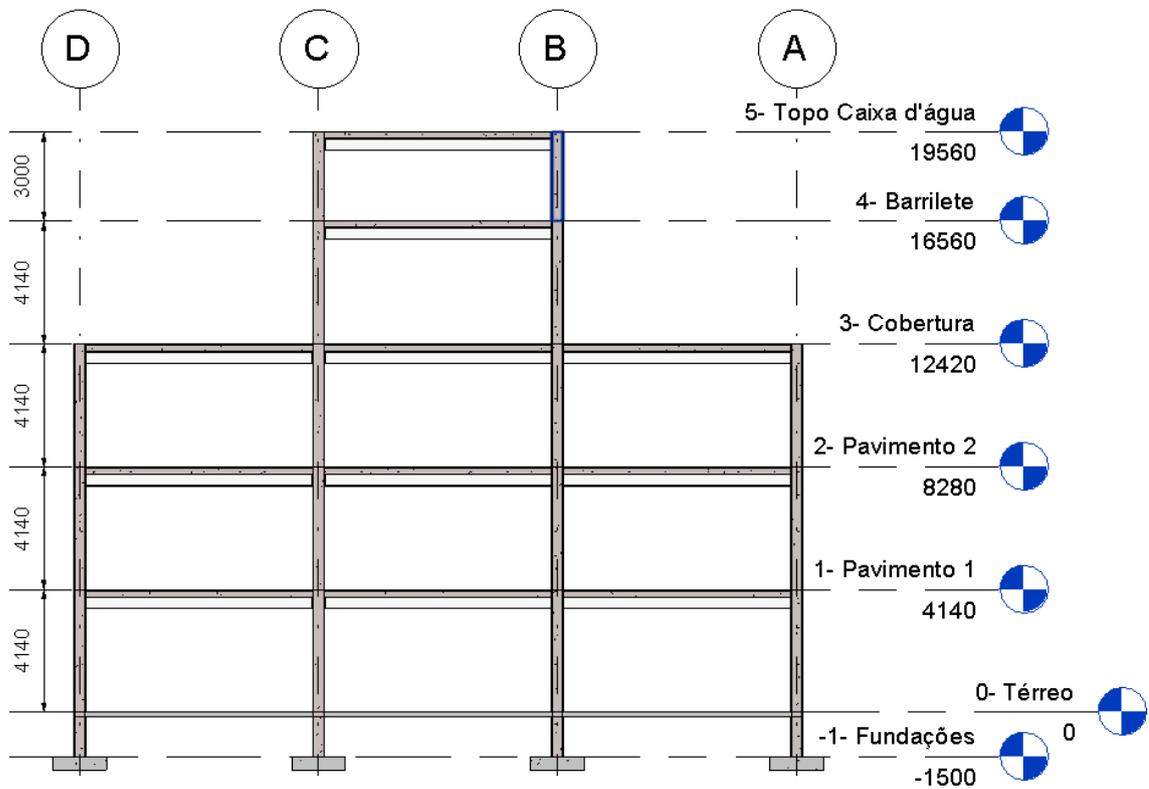
Como modelo para estrutura, foi utilizado o edifício da Figura 4.1, Figura 4.2 e Figura 4.3, tendo a planta livre.

**Figura 4.1- Pavimento tipo do edifício em estudo (unidades em milímetros).**



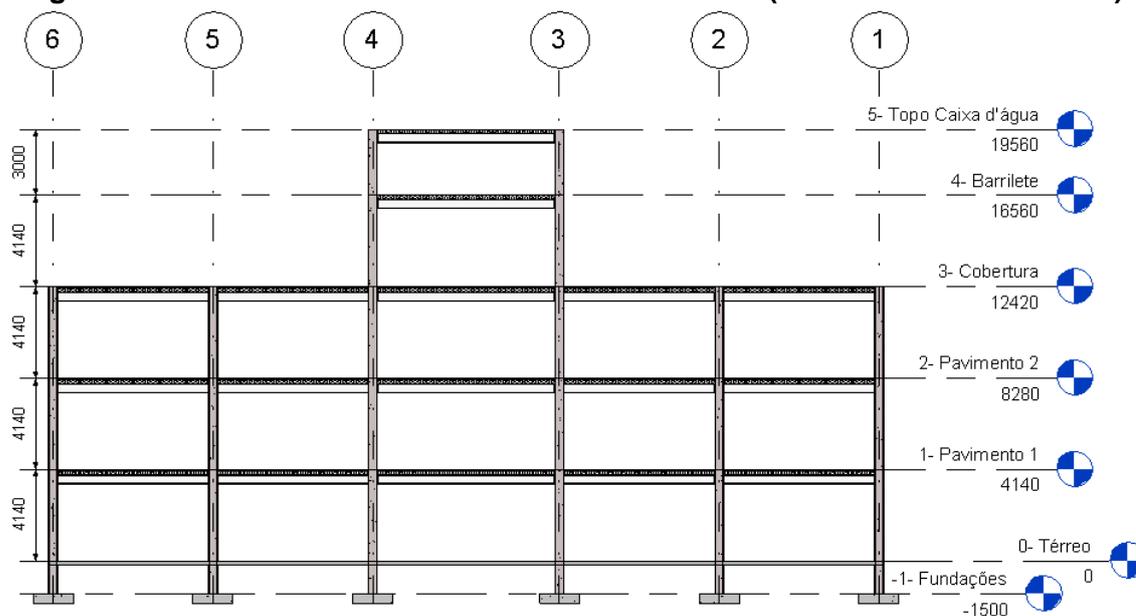
Fonte: acervo do autor.

**Figura 4.2- Fachada leste / oeste do edifício em estudo (unidades em milímetros).**



Fonte: acervo do autor.

**Figura 4.3- Fachada norte / sul do edifício em estudo (unidades em milímetros).**



O exemplo trata de um pavimento típico de shoppings e segue as seguintes condições:

- A viga de aço é biapoiada, com distância entre eixos de pilares de 9,60 metros, vão de cálculo de 9,10 metros (distância entre faces de pilares), aço ASTM A572 GR50, com tensão de escoamento igual à 345 MPa, tensão de ruptura igual à 450 MPa e módulo de elasticidade igual à 200 GPa;

-A construção é escorada;

-O pavimento é contraventado;

-Os conectores de cisalhamento têm 22 mm de diâmetro, 210 mm de altura, tensão de ruptura igual à 450 MPa e são soldados ao perfil na fábrica;

-Cargas, de acordo com o projeto de revisão da ABNT NBR 6120 (ENECE, 2016b) e NBR ABNT 8800:2008:

-Variável de uso: 400 kgf/m<sup>2</sup>;

-Variável de construção: 100 kgf/m<sup>2</sup>;

-Peso próprio das vigas: 30 kgf/m<sup>2</sup> (estimado);

-Revestimentos de piso (regularização com 4 cm e granito de 2 cm): 130 kgf/m<sup>2</sup>;

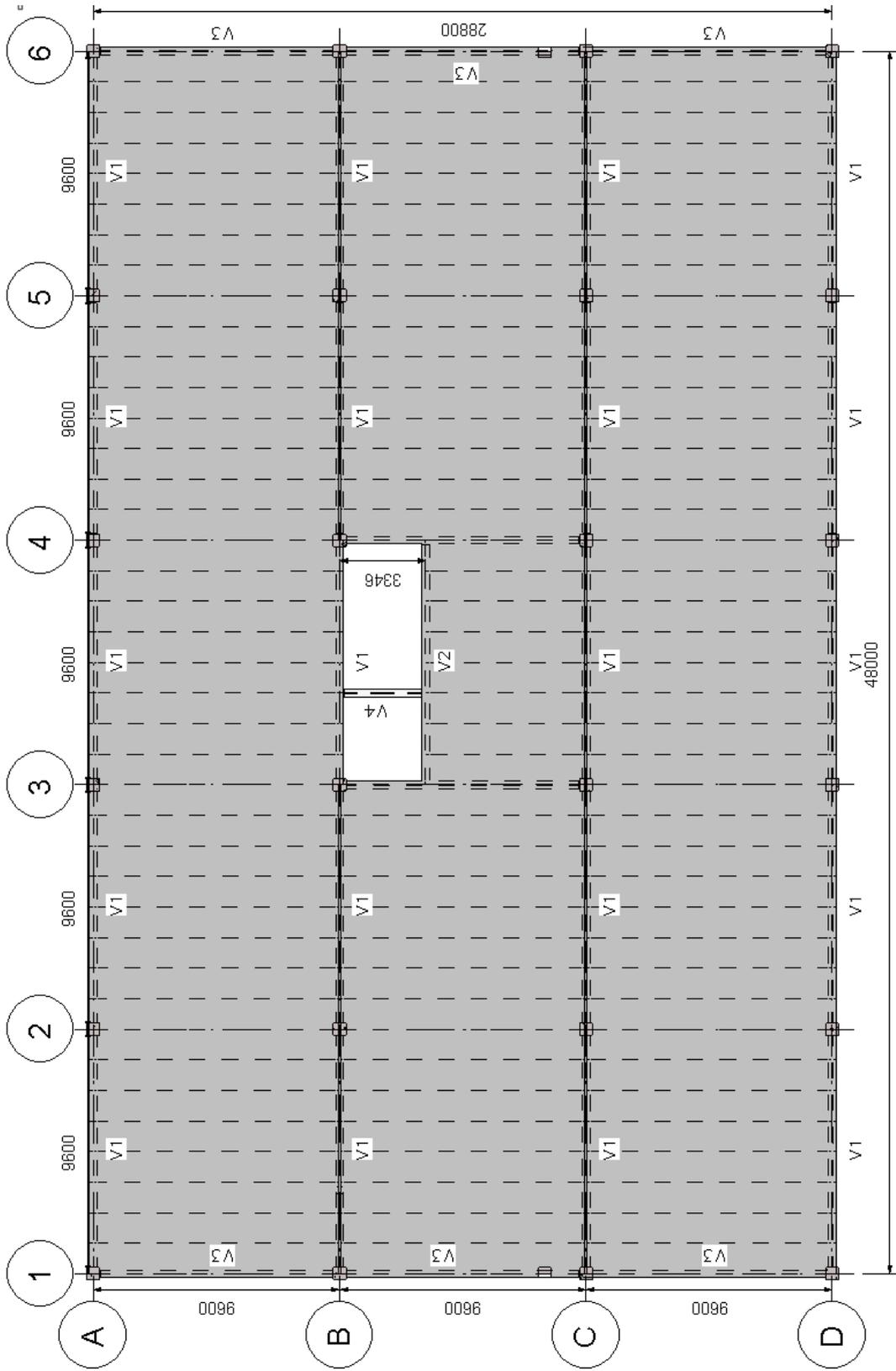
-Alvenarias de vedação em gesso acartonado: 100 kgf/m<sup>2</sup>

-Forro com instalações prediais:

- Forro de gesso em placas: 15 kgf/m<sup>2</sup>;
- Dutos de ar condicionado com isolamento térmico: 30 kgf/m<sup>2</sup>
- Rede de distribuição de sprinklers com diâmetro de até 3": 15 kgf/m<sup>2</sup>
- Não há contenções contra FLT;
- A laje alveolar possui 20,5 cm de altura ( $g_1 = 290$  kgf/m<sup>2</sup>) e capa de concreto ( $g_2 = 120$  kgf/m<sup>2</sup>) de 4,5 cm, totalizando 25 cm de altura;
- O  $f_{ck}$  da laje é de 50 MPa e da capa, 30 MPa (utilizando granito como agregado);
- O acabamento da laje é retangular;
- Os pilares têm seção 50 cm x 50 cm;
- A classe de agressividade é a II;

As lajes foram paginadas de acordo com a modulação de laje alveolar, de 1,20 metros. A direção das lajes foi escolhida de forma a otimizar as instalações prediais e reduzir a quantidade de furos em vigas. O croqui com a paginação de lajes no pavimento é apresentado na Figura 4.4.

Figura 4.4- Pavimento tipo com a paginação de lajes.



Fonte: acervo do autor

O comprimento de apoio da laje alveolar é determinado pela expressão (3.1), conforme (4.1).

$$a = \left( \frac{1,75 * [1,20 * \frac{9,6}{2} * (13,92 + 5,76 + 13,92 + 4) * 10^3]}{(0,5 * 1,20) * 50000} \geq 40 \right) + \sqrt{\left( 225 + \left( \frac{9600}{2500} \right)^2 \right)} \geq \frac{200}{2} \quad (4.1)$$

$$a = (12,6 \geq 40 \text{ mm}) + 15,5 \geq 100$$

$$a = 40 + 15,5 \geq 100$$

$$a = 100 \text{ mm}$$

A largura mínima da viga é determinada pela expressão (3.2), desenvolvida em (4.79) .

$$b_f \geq 2 * (100 + 15) + 70 \quad (4.2)$$

$$b_f = 300 \text{ mm}$$

As cargas e vão extrapolam a Tabela 2.5, de pré-dimensionamento do perfil. Será adotado para a altura do perfil o valor aproximado de 5% do vão a ser vencido, ou seja, 455 mm. O perfil escolhido, então, foi o CVS 450x141 (soldado). As propriedades geométricas deste são relacionadas na Tabela 4.1.

**Tabela 4.1- Propriedades geométricas do perfil CVS 450x141.**

Perfil	Massa	Área	Alt.	Alma				Eixo X - X				Eixo Y - Y				$r_T$	$I_T$	$C_w$	$h/t_w$	$b_f/2t_f$
	m	A	d	$t_w$	h	$t_f$	$b_f$	$I_x$	$W_x$	$r_x$	$Z_x$	$I_y$	$W_y$	$r_y$	$Z_y$					
CVS	kg/m	cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>		
CVS450X141	141,2	179,9	450	16	412	19	300	62301	2769	18,61	3136	8564	571	6,90	881	7,93	196,0	3970641	26	7,9

Fonte: Tabela de Perfis Soldados da Brafer.

#### 4.1 VERIFICAÇÃO NA FASE DE CONSTRUÇÃO- CARREGAMENTO DESBALANCEADO

Para a fase de construção desbalanceada, apenas o perfil resiste às cargas de flexo-torção. Optou-se por considerar que os escoramentos não oferecem restrição à torção, desta forma, os cálculos apresentados nesta seção consideram que, para esta etapa, a construção é não escorada. As cargas consideradas nesta fase referem-se ao peso próprio da viga e peso próprio das lajes, que estão apoiadas em apenas um lado do perfil. Nesta fase, cada unidade alveolar fornece as reações de apoio para as vigas de acordo com as expressões (4.3) e (4.4).

$$p_{g1 \text{ viga}} = \frac{9,60}{2} * 0,30 = 1,44 \text{ kN/m} \quad (4.3)$$

$$p_{g1\ laje} = \frac{9,60}{2} * 2,90 = 13,92\ kN/m \quad (4.4)$$

O momento fletor e cortante de projeto para estas vigas na fase de construção são dados conforme, respectivamente, as expressões (4.5) e (4.6). Os coeficientes de ponderação das ações utilizados para combinações de construção foram 1,15 e 1,20 para, respectivamente, o peso próprio de estruturas metálicas e para o peso próprio de estruturas pré-moldadas (conforme ABNT NBR 8800:2008).

$$M_{Sd,y} = [(13,92 * 1,2) + (1,44 * 1,15)] * \frac{9,1^2}{8} = 190\ kN * m \quad (4.5)$$

$$V_{Sd,y} = [(13,92 * 1,2) + (1,44 * 1,15)] * \frac{9,1}{2} = 84\ kN \quad (4.6)$$

Considerando o pior caso com as tolerâncias construtivas, o apoio efetivo da laje terá 75 mm de comprimento. Isso conduz a uma excentricidade de 11,25 mm em relação ao centro de gravidade do perfil. Os torques distribuído e total gerados pela excentricidade das cargas são dados conforme, respectivamente, as expressões (4.7) e (4.8).

$$T_{d,dist} = 13,92 * 0,1125 * 1,2 = 1,9 \frac{kN * m}{m} \quad (4.7)$$

$$T_d = 13,92 * 0,1125 * \frac{9,1}{2} * 1,2 = 8,55\ kN * m \quad (4.8)$$

O torque será considerado como um binário de carregamento distribuído aplicado nas mesas do perfil, cujas forças são apresentadas conforme a expressão (4.9).

$$F_{Sd,w} = \frac{T_{d,dist}}{(h - t_f)} = \frac{1,9}{(0,45 - 0,019)} = 4,4\ kN/m \quad (4.9)$$

O momento fletor em uma das mesas, ao meio do vão, é dado, então, conforme a expressão (4.10).

$$M_{Sd,w} = 4,4 * \frac{9,1^2}{8} = 46\ kN * m \quad (4.10)$$

A título de comparação, será feita a avaliação dos esforços considerando interação elástica entre torção de Saint Venant e empenamento. Os dados de entrada nos gráficos são determinados pela expressão

(2.33) e pelo parâmetro  $L/a$ , desenvolvidos, respectivamente, nas expressões (4.11) e (4.12).

$$a = \sqrt{\frac{E * C_w}{G * I_t}} = \sqrt{\frac{200 * 3970641}{77 * 194}} = 230,7 \text{ cm} = 2,31 \text{ m} \quad (4.11)$$

$$\frac{L}{a} = \frac{9,10 \text{ m}}{2,31 \text{ m}} = 3,94 \quad (4.12)$$

Entrando com o valor do parâmetro  $L/a$  nos gráficos de  $\Phi$  e  $\Phi''$ , são determinados os valores para as expressões (4.13) e (4.14).

$$\frac{\Phi * G * I_t}{T_d * a} = 0,32 \quad (4.13)$$

$$-\frac{\Phi'' * G * I_t * a}{T_d} = 1,18 \quad (4.14)$$

A rotação do perfil é determinada resolvendo a expressão (4.13), conforme expressão (4.15).

$$\Phi = \frac{0,32 * 8,55 * 2,31}{77 * 10^6 * 194 * 10^{-8}} = 0,0423 \text{ rad} \rightarrow \Phi = 0,0423 * \frac{180}{\pi} = 2,42^\circ \quad (4.15)$$

O momento induzido no eixo de menor inércia de flexão pela rotação é determinado resolvendo a expressão (2.34) conforme a expressão (4.16).

$$M_{Sd,z} = \Phi * M_{Sd,y} = 0,0423 * 190 = 8,04 \text{ kN} * \text{m} \quad (4.16)$$

A segunda derivada da rotação é determinada resolvendo a expressão (4.14), conforme a expressão (4.17).

$$-\Phi'' = \frac{1,18 * 8,55}{77 * 10^6 * 194 * 10^{-8} * 2,31} = 0,0292 \text{ rad/m}^2 \quad (4.17)$$

Com a expressão (2.35), é possível determinar o momento de empenamento ao meio do vão, conforme a expressão (4.18).

$$M_{Sd,w} = -\frac{E * I_z * (h - t_f)}{4} * \Phi'' \quad (4.18)$$

$$M_{Sd,w} = 200 * 10^6 * \left(\frac{85,64}{2} * 10^6\right) * \frac{0,45 - 0,019}{2} * 0,0292 = 54 \text{ kN} * \text{m} \quad (4.19)$$

Este momento ocorre em cada mesa, mas em direções opostas. Na mesa superior, o momento induzido pela rotação ocorre no mesmo sentido do momento induzido pelo empenamento.

A primeira derivada da rotação é determinada resolvendo a expressão (2.38), conforme a expressão (4.20). A seção de análise é a do apoio, ou seja,  $x=0$ .

$$\Phi' = \left[ \frac{T_d * a}{G * I_t * L} \right] * \left\{ \frac{L}{2 * a} - \frac{x}{a} + \operatorname{senh} \left( \frac{x}{a} \right) - \tanh \left( \frac{L}{2 * a} \right) * \cosh \left( \frac{x}{a} \right) \right\} \quad (4.20)$$

$$\Phi' = \frac{T_d}{G * I_t * 3,94} * \left\{ \frac{3,94}{2} - 0 + \operatorname{senh}(0) - \tanh \left( \frac{3,94}{2} \right) * \cosh(0) \right\} = 0,26 * \frac{T_d}{G * I_t} \quad (4.21)$$

O momento torsor de Saint Venant é determinado resolvendo a expressão (2.39), conforme a expressão (4.22).

$$T_{Sd,t} = G * I_t * \Phi' = G * I_t * 0,26 * \frac{T_d}{G * I_t} = 0,26 * 8,55 = 2,2 \text{ kN} * \text{m} \quad (4.22)$$

Com os esforços solicitantes determinados, faz-se necessário calcular os esforços resistentes de projeto para o perfil escolhido.

O momento fletor resistente de projeto para o eixo principal de inércia é o menor para os estados limites de FLM, FLA e FLT. Estes são desenvolvidos a seguir.

FLM

$$\lambda = \frac{300}{2 * 19} = 7,89$$

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

Como  $\lambda < \lambda_p$ , o momento fletor resistente de cálculo devido a FLM será o momento de plastificação total com coeficiente de minoração, conforme a expressão (2.15), desenvolvida em (4.23).

$$M_{Rd,y,FLM} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{0,345 * 3136}{1,1} = 983,46 \text{ kN} * \text{m} \quad (4.23)$$

FLA

$$\lambda = \frac{412}{16} = 25,75$$

$$\lambda_p = 3,76 * \sqrt{\frac{200000}{345}} = 90,53$$

Como  $\lambda < \lambda_p$ , o momento fletor resistente de cálculo devido a FLA será o momento de plastificação total com coeficiente de minoração, conforme a expressão (2.15), desenvolvida em (4.24).

$$M_{Rd,y,FLA} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{0,345 * 3135,68}{1,1} = 983,46 \text{ kN} * m \quad (4.24)$$

FLT

Considerando que não existem escoramentos para combater a FLT, o comprimento destravado da viga é o próprio comprimento da mesma, ou seja, 9,10 metros.

$$\lambda = \frac{910}{6,90} = 131,90$$

$$\lambda_p = 1,76 * \sqrt{\frac{200000}{345}} = 42,38$$

$$\beta_1 = \frac{0,7 * 0,345 * 2768,92}{200 * 196,03} = 0,017 \quad (4.25)$$

$$\lambda_r = 1,38 * \sqrt{8564,06 * 196,03} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 * 3970641,38 * 0,017^2}{8564,06}}} = 137,67 \quad (4.26)$$

Como  $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ , o momento fletor resistente de cálculo devido a FLT será conforme a expressão (2.12), desenvolvida em (4.27).

$$M_r = 0,7 * 0,345 * 2769 = 668,7 \text{ kN} * m \quad (4.27)$$

Com o coeficiente  $C_b$  determinado conforme (4.28).

$$C_b = \frac{12,5 * 189,7}{2,5 * 189,7 + 3 * 142,5 + 4 * 189,7 + 3 * 142,5} = 1,14 \quad (4.28)$$

$$M_{Rd,y,FLT} = \frac{1,14}{1,1} * \left[ 1081,81 - (1081,81 - 668,7) * \frac{131,9 - 42,38}{137,67 - 42,38} \right] \leq 983,46 \text{ kN} * m \quad (4.29)$$

$$M_{Rd,y,FLT} = 716,19 \leq 983,46 \text{ kN} * m$$

$$M_{Rd,y,FLT} = 716,19 \text{ kN} * m$$

O momento fletor resistente de projeto para o eixo secundário de inércia é o menor para os estados limites de FLM e FLA. Estes são desenvolvidos a seguir.

FLM

$$\lambda = \frac{300/2}{19} = 7,89$$

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

Como  $\lambda < \lambda_p$ , o momento fletor resistente de cálculo devido a FLM será o momento de plastificação total com coeficiente de minoração, conforme a expressão (2.15), desenvolvida em (4.30).

$$M_{Rd,z,FLM} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{0,345 * 881}{1,1} = 276,43 \text{ kN} * \text{m} \quad (4.30)$$

FLA

$$\lambda = \frac{412}{16} = 25,75 \quad (4.31)$$

$$\lambda_p = 1,12 * \sqrt{\frac{200000}{345}} = 26,97 \quad (4.32)$$

Como  $\lambda < \lambda_p$ , o momento fletor resistente de cálculo devido a FLA será o momento de plastificação total com coeficiente de minoração, conforme a expressão (2.15), desenvolvida em (4.33).

$$M_{Rd,z,FLA} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{0,345 * 881}{1,1} = 276,43 \text{ kN} * \text{m} \quad (4.33)$$

A resistência ao empenamento de uma mesa é determinada dividindo o momento fletor resistente de projeto por 2, conforme a expressão (4.34).

$$M_{Rd,w} = \frac{276}{2} = 138 \text{ kN} * \text{m} > M_{Sd,w} = 54 \text{ kN} * \text{m} \quad (4.34)$$

A expressão (2.42) permite avaliar o critério de interação plástica. Aplicando os valores determinados neste exemplo, tem-se a expressão (4.35).

$$\left[ \frac{190}{983} \right]^2 + \frac{54}{138} + \frac{8,04}{276} = 0,458 \leq 1 \rightarrow OK! \quad (4.35)$$

A resistência ao cisalhamento do perfil, sem a presença de torção, é

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{412}{16} = 25,75 \quad (4.36)$$

$$\frac{a}{h} = \frac{9100}{412} = 22 > 3 \rightarrow k_v = 5 \quad (4.37)$$

$$\lambda_p = 1,1 * \sqrt{\frac{(k_v * E)}{f_y}} = 1,1 * \sqrt{\frac{(5 * 20000)}{34,5}} = 59,22 \quad (4.38)$$

Como  $\lambda_w < \lambda_p$ , não haverá flambagem local da alma, sendo o estado limite aplicável o escoamento da alma com a resistência a força cortante dada pela expressão (2.3), desenvolvida em (4.39).

$$V_{Rd,y} = \frac{V_{pl}}{\lambda_{a1}} = \frac{0,60 * A_w * f_y}{1,1} = \frac{0,60 * (45 * 1,6) * 34,5}{1,1} = 1355 \text{ kN} \quad (4.39)$$

A resistência ao cisalhamento é reduzida pela ocorrência da torção. Para calcular a redução, é necessário determinar os esforços de cisalhamento na alma do perfil, conforme expressão (2.39), desenvolvido em (4.40).

$$\tau_{Sd,t} = \frac{2,2 * 10^6 * 16}{194 * 10^4} = 18,1 \text{ MPa} \quad (4.40)$$

O fator de redução  $R_c$  é determinado pela expressão (2.40), desenvolvido em (4.41).

$$R_c = \sqrt{1 - \frac{18,1 * \sqrt{3}}{1,25 * 345}} = 0,96 \quad (4.41)$$

O cisalhamento resistido pelo perfil é determinado, então, pela expressão (4.42).

$$V_{Rd,y,T} = R_c * V_{Rd,y} = 0,96 * 1355 = 1301 \text{ kN} \geq V_{Sd,y} = 84 \text{ kN} \quad (4.42)$$

A expressão (2.43) permite avaliar flambagem lateral com torção com a flexão no eixo secundário e a torção. Os valores de  $k_w$ ,  $k_{zw}$  e  $k_\alpha$  são determinados conforme as expressões (2.44), (2.45) e (2.46), desenvolvidas, respectivamente, nas expressões (4.43), (4.44) e (4.45).  $C_{mz}$  será tomado com o valor de 0,95 (diagrama parabólico de momentos fletores).

$$k_w = 0,7 - 0,2 * \frac{M_{Sd,w}}{M_{Rd,w}} = 0,7 - 0,2 * \frac{54}{138} = 0,62 \quad (4.43)$$

$$k_{zw} = 1 - \frac{M_{Sd,z}}{M_{Rd,z}} = 1 - \frac{8,04}{276} = 0,97 \quad (4.44)$$

$$k_{\alpha} = 1 / \left( 1 - \frac{M_{Sd,y}}{M_{cr}} \right) = 1 / \left( 1 - \frac{190}{804,03} \right) = 1,31 \quad (4.45)$$

A expressão (2.43), com os valores determinados anteriormente fica conforme a expressão (4.46).

$$\frac{190}{716,19} + \frac{0,95 * 8,04}{276} + \frac{0,62 * 0,97 * 1,31 * 54}{138} = 0,601 \leq 1 \rightarrow OK! \quad (4.46)$$

#### 4.1.1 VERIFICAÇÃO DA ROTAÇÃO NA FASE DE CONSTRUÇÃO

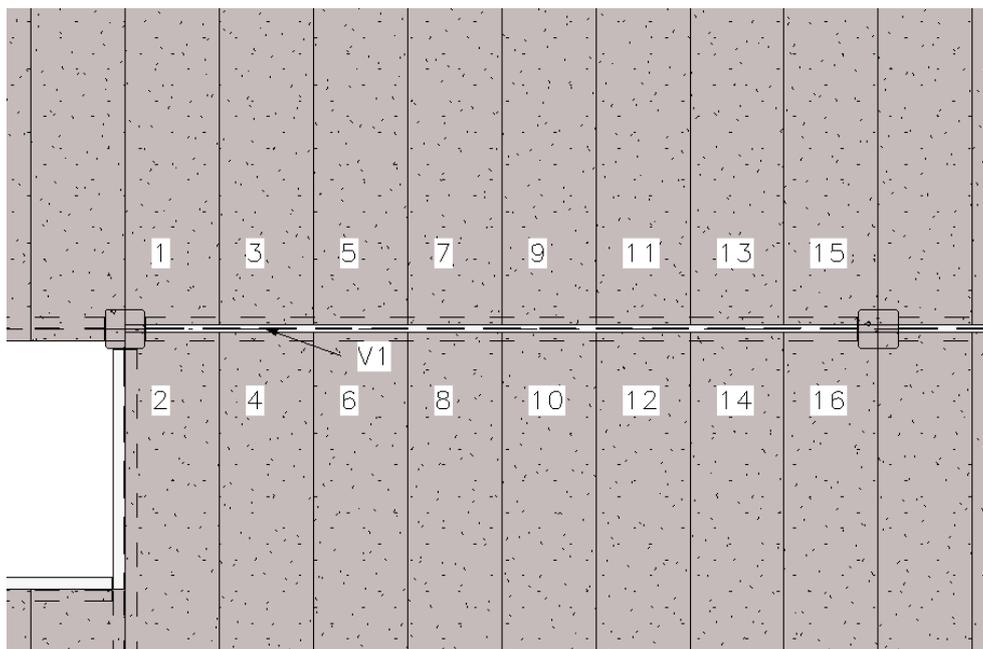
A verificação da rotação, para esta etapa, consiste em verificar se a excentricidade das reações de apoio das lajes causa uma rotação superior a 2 graus. O valor da rotação no estado limite último já foi determinado na expressão (4.15), bastando agora dividir este valor pelo coeficiente de majoração ( $\gamma_g=1,2$ ), conforme expressão (4.47).

$$\Phi_{Construção} = \frac{0,0423 * \frac{180}{\pi}}{1,2} = \frac{2,42^{\circ}}{1,2} = 2,02^{\circ} \cong 2^{\circ} \rightarrow OK! \quad (4.47)$$

Como a rotação foi igual a 2 graus, o pano de laje pode ser montado individualmente, sem a necessidade de montar as lajes adjacentes para anular a rotação do perfil.

Se a rotação superasse o valor de 2°, escoramentos deveriam ser previstos ou o perfil deve ser substituído por outro com maior inércia à torção ou ainda as lajes deveriam ser montadas de forma a evitar os esforços de torção. Esta última solução pode ser alcançada montando lajes dos dois lados do perfil de forma quase simultânea, através de um plano de montagem das lajes, conforme Figura 4.5.

**Figura 4.5- Plano de montagem de dois panos de laje.**



Fonte: acervo do autor

## 4.2 VERIFICAÇÃO NA FASE DE USO (MISTA)

Para a fase de uso, cada unidade alveolar fornece as reações de apoio para as vigas de acordo com as expressões (4.48), (4.49), (4.50), (4.51) e (4.52):

$$p_{g1 \text{ viga}} = \frac{9,60}{2} * 0,30 = 1,44 \text{ kN/m} \quad (4.48)$$

$$p_{g1 \text{ laje}} = \frac{9,60}{2} * 2,90 = 13,92 \text{ kN/m} \quad (4.49)$$

$$p_{g2} = \frac{9,60}{2} * 1,20 = 5,76 \text{ kN/m} \quad (4.50)$$

$$p_{g3} = \frac{9,60}{2} * (1,30 + 1,00 + 0,15 + 0,30 + 0,15) = 13,92 \text{ kN/m} \quad (4.51)$$

$$p_q = \frac{9,60}{2} * 4,00 = 19,20 \text{ kN/m} \quad (4.52)$$

As vigas mais carregadas dos eixos B e C recebem carregamentos referentes aos dois panos de lajes que estas suportam. O momento fletor e cortante de projeto para estas vigas na fase de uso são dados conforme, respectivamente, as expressões (4.53) e (4.54):

$$M_{Sd,y} = \{2 * [1,4 * (13,92 + 5,76) + 1,25 * 1,44 + 1,5 * 13,92 + 1,5 * 19,2]\} * \frac{9,1^2}{8} \quad (4.53)$$

$$M_{Sd,y} = 1636,2 \text{ kN} * \text{m}$$

$$V_{Sd,y} = \{2 * [1,4 * (13,92 + 5,76) + 1,25 * 1,44 + 1,5 * 13,92 + 1,5 * 19,2]\} * \frac{9,1}{2} \quad (4.54)$$

$$V_{Sd,y} = 719,2 \text{ kN}$$

A largura efetiva para este caso é determinada pela expressão (4.55).

$$b_{ef} = 2 * \left(\frac{L}{8}\right) = 2 * \left(\frac{9,10}{8}\right) = 2,275 \text{ m} \quad (4.55)$$

A verificação de viga compacta é feita pela verificação da expressão (4.56).

$$\frac{h}{t_w} = 25,75 \leq 3,76 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90,53 \rightarrow OK! \quad (4.56)$$

Logo, a viga é compacta e pode ser dimensionada utilizando as propriedades plásticas da seção mista.

O espaçamento máximo dos conectores de cisalhamento deve ser igual a 8 vezes a espessura total da laje, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008. Como a laje utilizada tem altura total de 25 cm, o espaçamento máximo admitido é de 200 cm. Ainda de acordo com a mesma norma, o espaçamento mínimo deve ser igual a 6 diâmetros. Como o conector a ser utilizado é de 22 mm, o espaçamento mínimo admitido é de 13,2 cm.

A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento é determinada pela menor parcela entre esmagamento do concreto e ruptura do conector. Aplicando os valores na expressão (2.53), tem-se a expressão (4.57).

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,8 * \left(\frac{\pi * 2,2^2}{4}\right) * 45}{1,25} = 109,5 \text{ kN} \\ \frac{0,29 * 1 * 2,2^2 * \sqrt{\frac{30}{10} * \frac{26072}{10}}}{1,25} = 99,3 \text{ kN} \end{cases} = 99,3 \text{ kN} \quad (4.57)$$

Seguindo a recomendação do SCI P401, o valor de  $Q_{Rd}$  deve ser multiplicado pelo fator de redução  $k$ , igual à 0,9 quando as prescrições de detalhamento da armadura de costura são seguidas ( $\varnothing 16$  e espaçamento entre 20 cm e 35 cm). Logo, o valor de  $Q_{Rd}$  é igual a 89,4 kN. O espaçamento adotado entre conectores ( $s_{cs}$ ) foi de 300 mm, dessa forma, 29 conectores são instalados ao longo da viga. A somatória das forças individuais de cada conector ( $\Sigma Q_{Rd}$ ) é, então, 2681 kN.

$$A_a * f_{yd} = 179,92 * \frac{34,5}{1,1} = 5642,9 \text{ kN} > \Sigma Q_{Rd} \quad (4.58)$$

$$0,85 * \frac{30000}{1,4} * 2,275 * 0,0675 = 2797,03 \text{ kN} > \Sigma Q_{Rd} \quad (4.59)$$

Como as inequações (4.58) e (4.59) são verdadeiras, a viga mista é de alma cheia e a interação é parcial. O grau de interação é determinado pela expressão (4.60).

$$\eta = \frac{\Sigma Q_{Rd}}{F_{hd}} = \frac{2681}{2797} = 95,8\% \quad (4.60)$$

Com:

$$C_{cd} = \Sigma Q_{Rd} = 2681 \text{ kN}$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} * \left( 179,92 * \frac{34,5}{1,1} - 2681 \right) = 1480,8 \text{ kN}$$

$$T_{ad} = 2681 + 1480,8 = 4162,1 \text{ kN}$$

$$F_{hd} \leq \left\{ \begin{array}{l} T_{ad} \\ C_{cd} \end{array} \right\}$$

$$F_{hd} = 2681 \text{ kN}$$

O grau de interação não pode ser inferior a 40% nem ao valor determinado pela expressão (2.48), conforme (5.65).

$$\eta_i = 1 - \frac{20000}{578 * 34,5} * (0,75 - 0,03 * 9,1) = 52\% < 95,8\% \rightarrow OK! \quad (4.61)$$

Para o cálculo da força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto ( $C_{cd}$ ), foi considerado apenas o concreto acima do alvéolo, com altura de 67,5 mm. Essa consideração foi levada em conta devido ao vazio dos alvéolos não preenchidos. A profundidade da linha neutra plástica em relação ao topo da laje é determinada pela expressão (2.76), desenvolvida em (4.62).

$$a = \frac{2681}{0,85 * \frac{3}{1,4} * 227,5} = 6,47 \text{ cm} \quad (4.62)$$

Para verificar a profundidade da linha neutra no perfil, primeiro é necessário verificar se esta está na alma do perfil ou na mesa, comparando o valor de  $C_{ad}$  com o valor de  $A_{af} * f_{yd}$ , desenvolvido em (4.63).

$$A_{af} * f_{yd} = (1,90 * 30) * \frac{34,5}{1,1} = 1787,7 \text{ kN} \quad (4.63)$$

Como o valor da expressão (4.63) é superior ao valor de  $C_{ad}$ , a linha neutra está na mesa superior e sua profundidade em relação ao topo do perfil é determinada pela expressão (2.70), desenvolvida em (4.64).

$$y_p = \frac{1480,8}{57 * \frac{34,5}{1,10}} * 1,90 = 1,57 \text{ cm} \quad (4.64)$$

O valor do momento fletor resistente de projeto é determinado pela expressão (2.75), desenvolvida em (4.65).

$$M_{rd} = 1 * \left[ 1480,8 * (45 - 20,8 - 0,79) + 2681 * \left( 6,75 - \frac{6,47}{2} + 18,25 + 45 - 20,8 \right) \right] \quad (4.65)$$

$$M_{Rd} = 157875 \text{ kN} * \text{cm} = 1578,8 \text{ kN} * \text{m} \cong M_{Sd} = 1632 \text{ kN} * \text{m} \rightarrow OK!$$

A viga mista está, então, verificada à flexão em relação ao estado limite último.

O cisalhamento é resistido exclusivamente pela alma do perfil. Como o valor de  $V_{Rd}$  já foi previamente calculado, basta verificar se este é superior ao valor de  $V_{Sd}$ .

$$V_{Sd} = 719,2 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 1354,9 \text{ kN} \rightarrow OK!$$

A viga mista está, então, verificada ao cisalhamento em relação ao estado limite último.

O cálculo da armadura deverá ser feito considerando as prescrições de detalhamento do SCI, ou seja,  $\varnothing 16$  e espaçamento entre 20 e 35 cm. O cálculo será feito conforme o Eurocode 2 (2004), utilizando as expressões (2.51) e (4.79) para determinação da armadura de costura (desenvolvida em (4.66), para o plano de cisalhamento mais crítico, b-b) e verificação das bielas comprimidas (desenvolvido em (4.67)), respectivamente. O ângulo de dispersão adotado foi de 26,5 graus.

$$\frac{A_s}{s_f} \geq \frac{2681}{\frac{500}{1,15} * \cot g(26,5^\circ)} = 3,07 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (4.66)$$

Considerando o menor espaçamento permitido para a armadura de costura (20 cm).

$$\frac{91,1 * 10^{-3}}{2 * 0,0675 * 0,2} < \left[ 0,6 * \left( 1 - \frac{30}{250} \right) \right] * \frac{30}{1,4} * \text{sen}26,5^\circ * \text{cos}26,5^\circ \quad (4.67)$$

$$3,4 \text{ MPa} < 4,5 \text{ MPa} \rightarrow OK!$$

Para  $\varnothing 16$ ,  $A_s=2 \text{ cm}^2$ . Logo, são necessárias 1,5 barras por metro. O espaçamento entre 20 e 35 cm é compatível (e superior) com a área de aço necessária e superior à área de aço mínima recomendada pela ABNT NBR 8800:2008 (1,5  $\text{cm}^2$ ).

#### 4.2.1 VERIFICAÇÃO PARA O ELS NA FASE DE USO

O estado limite de serviço deve ser verificado. Nesta etapa são verificadas as flechas da viga. A primeira etapa corresponde ao deslocamento quando apenas o perfil de aço resiste às ações (antes da cura do concreto). A segunda etapa corresponde ao deslocamento da viga mista durante a fase de uso. As razões modulares no tempo zero e tempo infinito são determinadas, respectivamente, pelas expressões (4.68) e (4.69).

$$\alpha_{E,t=0} = \frac{20000}{\frac{0,85 * 5600 * \sqrt{30}}{10}} = 7,67 \quad (4.68)$$

$$\alpha_{E,t=\infty} = \frac{20000}{\frac{0,85 * 5600 * \sqrt{30}}{3 * 10}} = 23,01 \quad (4.69)$$

As larguras efetivas equivalentes em aço para o tempo zero e infinito são determinadas, respectivamente, pelas expressões (4.70) e (4.71).

$$b_{ef,s,t=0} = \frac{2,275}{7,67} = 0,30 \text{ m} \quad (4.70)$$

$$b_{ef,s,t=\infty} = \frac{2,275}{23,01} = 0,10 \text{ m} \quad (4.71)$$

Os momentos de inércia do banzo comprimido de concreto ( $I_{bc}$ ) para o tempo zero e infinito são determinados, respectivamente, conforme as expressões (4.72) e (4.73).

$$I_{bc,t=0} = \frac{30 * 6,75^3}{12} = 760,1 \text{ cm}^4 \quad (4.72)$$

$$I_{bc,t=\infty} = \frac{10 * 6,75^3}{12} = 253,4 \text{ cm}^4 \quad (4.73)$$

Os momentos de inércia da seção homogeneizada ( $I_{sh}$ ) para o tempo zero e infinito são determinados, respectivamente, conforme as expressões (4.74) e (4.75).

$$I_{sh,t=0} = 62300,8 + \left(45,7 - \frac{45}{2}\right)^2 * 179,9 + 760,1 + \left(45 + 18,3 + \frac{6,75}{2} - 45,7\right)^2 * 6,75 * 30 \quad (4.74)$$

$$I_{sh,t=0} = 247550,8 \text{ cm}^4$$

$$I_{sh,t=\infty} = 62300,8 + \left(34,4 - \frac{45}{2}\right)^2 * 179,9 + 253,4 + \left(45 + 18,3 + \frac{6,75}{2} - 34,4\right)^2 * 6,75 * 10 \quad (4.75)$$

$$I_{sh,t=\infty} = 155038,3 \text{ cm}^4$$

Os deslocamentos  $\delta_1$ ,  $\delta_2$ ,  $\delta_3$  e  $\delta_{total}$  da viga são determinados, respectivamente, pelas expressões (4.76), (4.77), (4.78) e (4.79).

$$\delta_1 = \frac{5 * \left(2 * \frac{1,44 + 13,92 + 5,76 + 13,92}{100}\right) * 910^4}{384 * 20000 * 247550,8} = 1,3 \text{ cm} \quad (4.76)$$

$$\delta_2 = \frac{5 * \left(2 * \frac{1,44 + 13,92 + 5,76 + 13,92}{100}\right) * 910^4}{384 * 20000 * 155038,3} = 2,0 \text{ cm} \quad (4.77)$$

$$\delta_3 = \frac{5 * \left(2 * \frac{0,4 * 19,2}{100}\right) * 910^4}{384 * 20000 * 155038,3} = 0,4 \text{ cm} \quad (4.78)$$

$$\delta_{total} = 1,3 + 2,0 + 0,4 = 3,8 \text{ cm} \quad (4.79)$$

O deslocamento total ( $\delta_{total}$ ) é a soma das parcelas  $\delta_1$ ,  $\delta_2$  e  $\delta_3$  ou seja, 3,72 cm. Este deslocamento deve ser comparado com o deslocamento limite, correspondente ao vão da viga dividido por 350, ou seja, 2,6 cm, que é superior ao deslocamento encontrado. A solução para isso é aumentar a inércia da viga (escolhendo um perfil com maior inércia ou aumentando a altura da laje), utilizar construção escorada ou aplicar contra-flecha. A ABNT NBR 8800:2008 permite aplicar uma contra-flecha até o limite do valor da flecha proveniente das ações permanentes ( $\delta_1$ ). Para este exemplo, aplicar-se-á uma contra-flecha de 1,3 cm, ficando o deslocamento total em 2,5 cm, dentro dos limites.

Há de se verificar também o estado limite de serviço referente a vibrações no piso. A ABNT NBR 8800:2008 considera este estado limite atendido, para este tipo de edifício, se a flecha

na combinação frequente de serviço, excluindo a parcela do tempo, for inferior a 2 cm. O deslocamento é determinado conforme a expressão (4.80), com  $\psi_1 = 0,6$ .

$$\delta_{frequente} = \frac{5 * \left( 2 * \frac{1,44 + 13,92 + 5,76 + 13,92 + 0,6 * 19,2}{100} \right) * 910^4}{384 * 20000 * 243092,9} = 1,7 \text{ cm} \quad (4.80)$$

#### 4.2.2 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES EM SERVIÇO

Por ter sido utilizada uma análise elástica, faz-se necessário verificar se as tensões em serviço não atingem a resistência ao escoamento do aço do perfil, utilizando a combinação rara de ações (ABNT NBR 8800:2008).

O momento fletor em serviço atuante é determinado pela expressão (4.81).

$$M_{comb. rara} = \frac{[2 * (1,44 + 13,92 + 5,76 + 13,92 + 19,2)] * 9,1^2}{8} = 1122,9 \text{ kN} * \text{m} \quad (4.81)$$

Os módulos de resistência elásticos inferior do perfil de aço, inferior, superior e efetivo da seção mista são determinados, respectivamente, pelas expressões (4.82), (4.83), (4.84), (4.85).

$$W_a = \frac{62300,8}{\frac{45}{2}} = 2768,9 \text{ cm}^3 \quad (4.82)$$

$$W_{tr,i} = \frac{157324,9}{34,4} = 4568,4 \text{ cm}^3 \quad (4.83)$$

$$W_{tr,s} = \frac{157324,9}{25 + 45 - 34,4} = 4423,9 \text{ cm}^3 \quad (4.84)$$

$$W_{ef} = 2768 + \sqrt{0,95} * (4568,4 - 4423,9) = 4525,1 \text{ cm}^3 \quad (4.85)$$

A máxima tensão em serviço do aço do perfil é determinada pela expressão (4.86).

$$\sigma_t = \frac{1122,9 * 100}{4525,1} = 24,8 \text{ kN/cm}^2 < 34,5 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow OK! \quad (4.86)$$

Logo, o perfil CVS 450x141 é adequado para os esforços solicitantes de projeto.

### 4.2.3 DETALHAMENTO DA VIGA

O detalhamento da viga consiste em posicionar corretamente as armaduras de costura e o preenchimento dos alvéolos. A armadura de costura deve ter o comprimento da largura efetiva, deve ser ancorada a partir desta e ter diâmetro de 16 mm. Deve ainda estar posicionada mais de 15 mm abaixo da cabeça do conector de cisalhamento, num espaçamento que varia entre 20 cm e 35 cm. Deve ser posicionada nos alvéolos e nas chaves de cisalhamento. Os alvéolos das bordas das lajes não devem ser abertos. Alvéolos consecutivos também não podem ser abertos.

Considerando barras de aço  $\varnothing 16$  em situação de boa aderência e com ganchos semicirculares nas pontas, o comprimento de ancoragem será conforme a expressão (4.87).

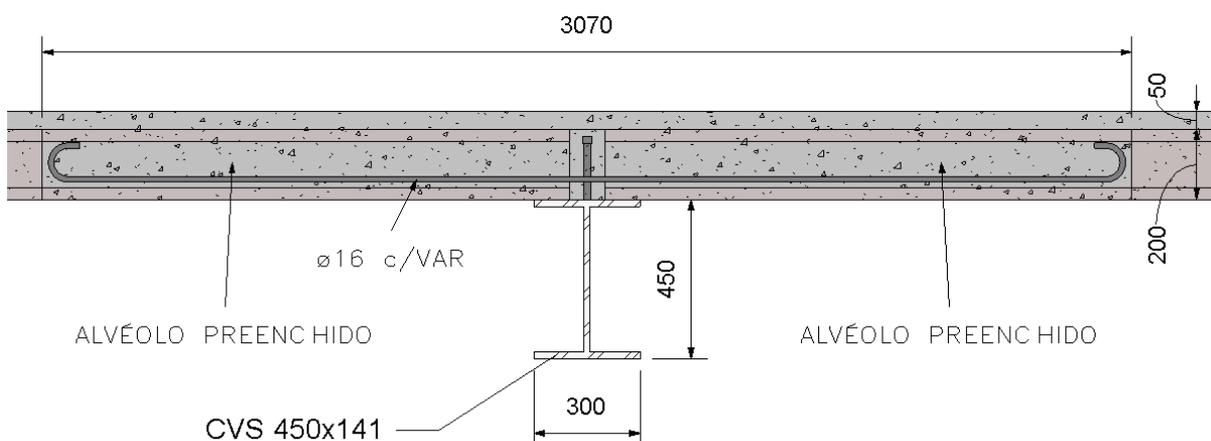
$$l_b = 0,7 * \frac{\frac{1,6}{4} * \frac{500}{1,15}}{0,42 * \left(\frac{30}{1,4}\right)^{2/3}} \cong 38 \text{ cm} \quad (4.87)$$

O comprimento total de preenchimento dos alvéolos será a soma da largura efetiva total, comprimento de ancoragem para ambos os lados e o cobrimento, conforme expressão (4.88).

$$l_{preenchimento \text{ dos alvéolos}} = 227,5 + 2 * 38 + 2 * 1,6 \cong 307 \text{ cm} \quad (4.88)$$

O detalhamento da seção transversal da viga mista ficará, então, conforme a Figura 4.6, com as dimensões em milímetros.

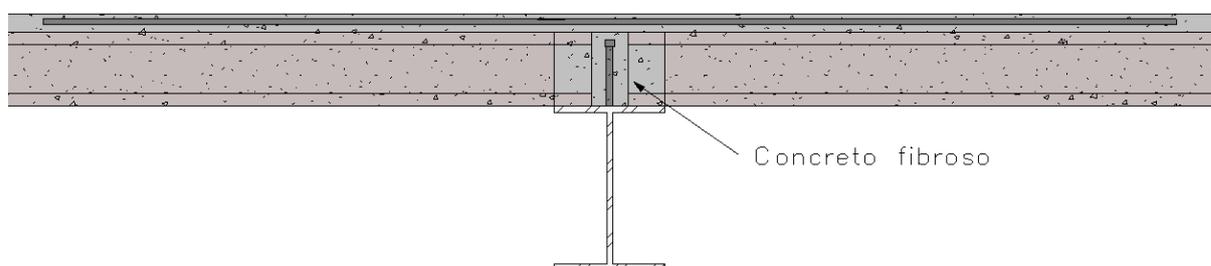
**Figura 4.6- Seção transversal da viga mista.**



Fonte: acervo do autor

O rasgo no alvéolo garante que a armadura de costura possa ser alocada abaixo da cabeça do conector de cisalhamento. A armadura nesta posição controla a fissuração causada pelo fendilhamento. Visando o aumento da produtividade e redução de trabalhos na fábrica e no canteiro de obras, sugere-se a utilização de concreto fibroso no nicho de concretagem entre as lajes no apoio e a utilização da armadura na parte superior, conforme sugestão de detalhe da Figura 4.7.

**Figura 4.7- Sugestão de detalhamento para a armadura de costura.**



Fonte: Autor.

Este detalhe elimina o rasgo do alvéolo e atende aos requisitos da armadura de costura para controlar a fissuração por fendilhamento (armadura inferior) e na direção das bielas de compressão do concreto (armadura inferior ou superior). Ressalta-se ainda que a ancoragem com gancho (nas extremidades da barra) não pode ser feita devido ao reduzido cobrimento no plano normal ao do gancho, sendo necessário o uso de ancoragem reta.

# 5. ESTUDO DE CASO COMPARATIVO

Afim de fazer uma comparação, o mesmo exemplo numérico é dimensionado como viga não mista, conforme NBR 8800:2008, que não contempla pisos mistos com lajes alveolares. Para este exemplo, o plano de montagem das lajes será conforme Figura 4.5, dispensando a verificação da fase desbalanceada.

## 5.1 CÁLCULO DA VIGA NÃO MISTA

### 5.1.1 VERIFICAÇÃO NA FASE DE USO

O momento fletor de projeto e força cortante de projeto são os mesmos para a fase de uso do exemplo anterior, ou seja,  $M_{sd}=1636,2 \text{ kN}\cdot\text{m}$  e  $V_{sd}=719,2 \text{ kN}$ .

A expressão (2.28) permite verificar se a viga está contida lateralmente, conforme (5.1). De forma conservadora, foi considerada a pior situação de apoio da laje (todas as tolerâncias construtivas aplicadas).

$$910 \text{ cm} \leq \frac{500}{3} * (10 - 1,5 - 1,0) \rightarrow 910 \text{ cm} \leq 1250 \text{ cm} \rightarrow OK! \quad (5.1)$$

Com isso, o estado limite de flambagem lateral com torção não é aplicável.

Será adotado para a altura do perfil um valor aproximado entre 6% e 7% do vão a ser vencido, ou seja, 600 mm. O perfil escolhido, então, foi o W 610x174 (laminado). As propriedades geométricas deste são relacionadas na Tabela 5.1.

**Tabela 5.1- Propriedades geométricas do perfil W 610x174.**

BITOLA mm x kg/m	Massa Linear Kg/m	d	b <sub>f</sub>	ESPESSURA		h	d'	Área	EIXO X - X				EIXO Y - Y				r <sub>t</sub>	I <sub>t</sub>	Esbeltez		C <sub>w</sub>		
				t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>				I <sub>x</sub>	W <sub>x</sub>	r <sub>x</sub>	Z <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	W <sub>y</sub>	r <sub>y</sub>	Z <sub>y</sub>			Aba - λ <sub>f</sub>	Alma - λ <sub>w</sub>			
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	b <sub>f</sub> /2t <sub>f</sub>	d'/t <sub>w</sub>	cm <sup>6</sup>
W 610 x 174,0	174	616	325	14	21,6	573	541	222,8	147754	4797	25,75	5383	12374	762	7,45	1171	8,58	286,9	7,5	39	10915665		

A esbeltez de alma do perfil é determinada conforme (5.2).

$$\lambda_w = \frac{d'}{t_w} = 39 \quad (5.2)$$

A esbeltez limite de plastificação é determinada pela expressão (2.7), conforme (5.3).

$$\lambda_p = 1,1 * \sqrt{\frac{(k_v * E)}{f_y}} = 1,1 * \sqrt{\frac{(5 * 20000)}{34,5}} = 59,22 \quad (5.3)$$

Com  $K_v$  determinado pela expressão (2.9), conforme (5.4).

$$\frac{a}{d'} = \frac{9100}{541} = 16,8 > 3 \rightarrow k_v = 5 \quad (5.4)$$

Como  $\lambda_w < \lambda_p$ , não haverá flambagem local da alma, sendo o estado limite aplicável o escoamento da alma com a resistência a força cortante determinada pela expressão (2.3), desenvolvida em (5.5).

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\lambda_{a1}} = \frac{0,60 * A_w * f_y}{1,1} = \frac{0,60 * (54,1 * 1,4) * 34,5}{1,1} = 1425 \text{ kN} \quad (5.5)$$

O momento fletor resistente de projeto para o eixo principal de inércia é o menor para os estados limites de FLM, FLA e FLT. Estes são desenvolvidos a seguir.

FLM

$$\lambda = \frac{325}{2 * 21,6} = 7,5$$

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

Como  $\lambda < \lambda_p$ , o momento fletor resistente de cálculo devido a FLM será o momento de plastificação total com coeficiente de minoração, determinado pela expressão (2.15), conforme (5.6).

$$M_{Rd,FLM} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{0,345 * 5383,3}{1,1} = 1688,4 \text{ kN * m} \quad (5.6)$$

FLA

A esbeltez limite de plastificação para seções compactas é determinada pela expressão (2.7), conforme (5.7).

$$\lambda_p = 3,76 * \sqrt{\frac{200000}{345}} = 90,53 \quad (5.7)$$

Como  $\lambda < \lambda_p$ , o momento fletor resistente de cálculo devido a FLA será o momento de plastificação total com coeficiente de minoração, determinado pela expressão (2.15), conforme (5.8).

$$M_{Rd,FLA} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{0,345 * 5383,3}{1,1} = 1688,4 \text{ kN} * \text{m} \quad (5.8)$$

### 5.1.2 VERIFICAÇÃO PARA O ELS NA FASE DE USO

O estado limite de serviço deve ser verificado. Nesta etapa são verificadas as flechas da viga. As expressões (5.9) e (5.10) fornecem, respectivamente, a flecha para a combinação rara e para as cargas permanentes.

$$\delta_{comb \text{ rara}} = \frac{5 * \left( 2 * \frac{1,44 + 13,92 + 5,76 + 13,92 + 19,2}{100} \right) * 910^4}{384 * 20000 * 147754} = 3,3 \text{ cm} \quad (5.9)$$

$$\delta_{cargas \text{ permanentes}} = \frac{5 * \left( 2 * \frac{1,44 + 13,92 + 5,76 + 13,92}{100} \right) * 910^4}{384 * 20000 * 147754} = 2,1 \text{ cm} \quad (5.10)$$

O deslocamento total deve ser comparado com o deslocamento limite, correspondente ao vão da viga dividido por 350. Este valor é de 2,6 cm, que é superior ao deslocamento encontrado. Aplicar-se-á uma contra-flecha de 1 cm, ficando o deslocamento total em 2,3 cm, dentro dos limites.

Há de se verificar também o estado limite de serviço referente a vibrações no piso. O deslocamento é determinado conforme expressão (5.11).

$$\delta_{frequente} = \frac{5 * \left( 2 * \frac{1,44 + 13,92 + 5,76 + 13,92 + 0,6 * 19,2}{100} \right) * 910^4}{384 * 20000 * 147754} = 2,8 \text{ cm} \quad (5.11)$$

Com a contra-flecha de 1 cm, o deslocamento da combinação frequente passa a ser de 1,8 cm, dentro dos limites. Logo, o perfil W 610x174 é adequado para os esforços solicitantes de projeto.

## 5.2 COMPARAÇÃO ENTRE SOLUÇÃO MISTA E NÃO MISTA

Quando comparados os resultados dos exemplos desenvolvidos no capítulo 4. e no tópico 5.1, a solução de viga mista mostrou-se interessante. As principais diferenças, analisando a viga V1, são apresentadas na Tabela 5.2.

**Tabela 5.2- Comparativo da viga V1 para diferentes soluções.**

Parâmetro analisado	Solução	
	Viga mista	Viga não mista
Altura do perfil das vigas	450 mm	616 mm
Peso linear do perfil das vigas	141,2 kg/m	174 kg/m
Conectores de cisalhamento por viga	14,5 kg	0 kg
Armadura de costura	166 kg	0 kg

- A solução com viga mista reduziu a altura do perfil em 27% (de 616 mm para 450 mm).

- A solução com viga mista reduziu o peso das vigas V1 em 19% (de 174 kg/m para 141,2 kg/m).

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nos exemplos numéricos desenvolvidos, observou-se que a solução com viga mista é interessante. A redução em 27% na altura do perfil permite aumentar o pé-direito livre. Em edifícios com múltiplos pavimentos o ganho é ainda mais considerável, possibilitando ter mais pavimentos em uma edificação com a mesma altura. A redução em 19% no peso dos perfis reduz as cargas e seções dos pilares e fundações. O custo global das vigas (usualmente cotado por quilo de aço) conseqüentemente foi reduzido também.

Salienta-se que algumas considerações devem ser previstas ainda na etapa inicial de projeto:

- A solda dos conectores de cisalhamento nos perfis, que pode ser feita no canteiro ou na fábrica dos perfis;
- A necessidade de rasgos em alguns alvéolos (preferencialmente na fábrica das lajes), posicionamento da armadura de costura e preenchimento com concreto de parte do comprimento do alvéolo.

A largura da mesa da viga deve ser suficiente para servir de apoio para as lajes e acomodar o conector de cisalhamento. Quando as cargas são menores, um dos fatores limitantes da escolha do perfil passa a ser a largura da mesa. Dessa forma, ao utilizar perfis padronizados, pode ocorrer do perfil que atende a este fator ter maiores dimensões e peso, deixando a relação  $M_{Sd}/M_{Rd}$  muito inferior a 1.

Devido à necessidade da armadura de costura com o espaçamento entre 20 e 35 cm, as lajes com pelo menos 9 alvéolos são mais interessantes. Isso ocorre porque não é recomendado abrir os alvéolos das bordas das lajes e não é recomendado abrir alvéolos consecutivos. Uma laje alveolar regular com 9 alvéolos poderá apresentar espaçamento de 25 cm entre as armaduras de costura.

Visando a produtividade, recomenda-se que os conectores de cisalhamento sejam soldados na fábrica, para que a largura da mesa possa ser reduzida. Isso garante que a locação dos conectores estará conforme e reduz uma etapa no canteiro de obras, reduzindo riscos de atraso no empreendimento. Recomenda-se ainda que os rasgos nos alvéolos sejam realizados na fábrica das lajes.

O detalhe apresentado na Figura 4.7 é uma alternativa para eliminar o rasgo nas lajes alveolares. Este pode ser utilizado ainda quando as lajes alveolares não permitirem que a armadura de costura seja alocada com o espaçamento entre 20 e 35 cm dentro dos alvéolos (caso de lajes com menos alvéolos). Ressalta-se que não foi encontrada bibliografia com ensaios deste detalhe, ficando esta como uma sugestão para trabalhos futuros.

As vigas mistas estudadas neste trabalho foram calculadas como biapoiadas. Uma sugestão para trabalhos futuros é verificar a viabilidade da continuidade das vigas considerando somente o perfil de aço na região dos momentos negativos e a continuidade das lajes alveolares.

# REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACKER, A. V.; FERREIRA, M. DE A. (Tradução). **Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto**. 1. ed. Grã-Bretanha. 2002. 123 p.

ALVA, G. M. S.; MALITE, M.. Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**. São Carlos: EDUSP, v.7, n. 25, p. 51-84, 2005.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, Brasil, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, Brasil, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro, Brasil, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14861**: Lajes alveolares pré-moldadas de concreto protendido - Requisitos e procedimentos. Rio de Janeiro, Brasil, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, Brasil, 2012.

BELLEI, I. H. **Interfaces Aço-Concreto**. 2. ed. Rio de Janeiro. IABr/CBCA. 2009. 94 p.

BRENTANO, T.. **A Proteção Contra Incêndios no Projeto de Edificações**. 3. ed. Porto Alegre. Telmo Brentano. 2015. 640 p.

CAMILLO, C. A.. **Continuidade de Painéis de Laje Alveolar em Edifícios**. 2012. 164 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

CANASSA, P. A. V. A.; FERREIRA, M. de A.; SERRA, S. M. B.. A Utilização de Estruturas Pré-fabricadas de Concreto em Construções Mistas no Brasil. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 49., 2007. Bento Gonçalves. **Anais...** Bento Gonçalves: IBRACON, 2007. p. 1-16.

CANASSA, P. A. V. A.; FERREIRA, M. de A.. **Estudo da Racionalização do Uso de Elementos Pré-moldados de Concreto em Estruturas Mistas**. São Carlos: UFSCar / Departamento de Engenharia Civil, 2006. Relatório de Iniciação Científica.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 3. ed. São Carlos. Edufscar. 2007. 368 p.

DE NARDIN, S. **CIV 266- Introdução aos Sistemas Estruturais Mistos e Híbridos de Aço e Concreto**. 29 set. 2014, 05 dez. 2014. Notas de Aula. São Carlos, 2014.

DIREITINHO, R. M. L. C.; CATOIA, B.; FERREIRA, M. A.. Ganhos de Sustentabilidade em Lajes Alveolares Protendidas. *Industrializar em Concreto*, São Paulo - SP, p. 47 - 57, 01 abr. 2015.

ELLIOTT, K. S.. **Precast Concrete Structures**. 2. ed. Boca Raton. CRC Press. 2017. 733 p.

ENCONTRO NACIONAL DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL (ENECE), XIX., 2016, São Paulo. **Apresentações...** São Paulo: Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural, 2016a. BEDE, P..

ENCONTRO NACIONAL DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL (ENECE), XIX., 2016, São Paulo. **Apresentações...** São Paulo: Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural, 2016b. VENDRAMINI, J. A. de A..

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 2: Design of concrete structures**. Part 1.1: General Rules and rules for building. Bruxelas, Bélgica, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 3: Design of steel structures**. Part 1.1: General Rules and rules for building. Bruxelas, Bélgica, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures**. Part 1.1: General Rules and rules for building. Bruxelas, Bélgica, 2004.

FILIZZOLA, G. J.; FERREIRA, M. de A.. Solução mista para pavimentos com lajes alveolares e vigas metálicas. *Revista da Estrutura de Aço (REA)*, Rio de Janeiro - RJ, p. 86 - 103, ago. 2017.

Fédération Internationale du Béton. **Precast Concrete in Mixed Construction**. fib, 2002, state-of-the-art report. Lausanne, Suíça, 2002. 68 p.

Fédération Internationale du Béton. **Design of Precast Prestressed Hollow Core Floors. Part 1: Recommendations**. fib, draft: October 1, 2017. 233 p.

FERREIRA, M. de A. **Aplicação do concreto pré-moldado em sistemas construtivos mistos / híbridos**. Apresentação... Março de 2012, Rio de Janeiro.

FERREIRA, M. de A. **Construção Mista Industrializada**. In: SEMINÁRIO LATINO AMERICANO DE PROJETO E APLICAÇÕES DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-FABRICADOS, 2012, São Paulo. Palestras... São Paulo: ABCIC, 2012.

FUZHARA, M. A. L. DA S. **Ligações e armaduras de lajes em vigas mistas de aço e de concreto**. 2006. 165 f. Dissertação (mestrado) - Universidade de São Paulo, São Paulo.

GOODCHILD, C. H. **Hybrid Concrete Construction: Combining Structural Materials for Speed, Quality and Economy in Buildings**. 1. ed. Berks: Crowthorne British Cement Association, 1995.

JEREMIAS JR, A. C.. **Análise da Estabilidade de Estruturas Pré-Moldadas de Concreto: Influência das Ligações Semi-Rígidas**. 2007. 218 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

LAM, D. Designing composite beams with precast hollowcore slabs to eurocode 4. **Advanced Steel Construction**, v. 3, n. 2, p. 594–606, 2007a.

LAM, D. Capacities of headed stud shear connectors in composite steel beams with precast hollowcore slabs. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 63, n. 9, p. 1160–1174, 2007b.

LAM, D.; ELLIOTT, K. S.; NETHERCOT, D. A. Designing composite steel beams with precast concrete hollow-core slabs. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 54, p. 139–149, 2000a.

LAM, D.; ELLIOTT, K. S.; NETHERCOT, D. A. Experiments on composite steel beams with precast concrete hollow core floor slabs. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 54, n. 2, p. 127–138, 2000b.

MALITE, M.. **Sobre o Cálculo de Vigas Mistas Aço-Concreto: Ênfase em Edifícios**. 1990. 152 f. Dissertação (mestrado) - Universidade de São Paulo, São Paulo

MELO, C. E. E. **Manual Munte de Projetos em Pré-Fabricados de Concreto**. São Paulo: PINI, 2007.

PAJARI, M. **Pure Torsion Tests on Single Hollow Core Slabs**. VTT Technical Research Centre of Finland. Research notes 2273, 2004.

PETRUCELLI, N. S.. **Considerações Sobre Projeto e Fabricação de Lajes Alveolares Protendidas**. 2009. 126 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

Premo Pré-Moldados. Obra de shopping em Belo Horizonte: aplicação de laje alveolar em estrutura metálica. Foto cedida para banco de obras NETPRE. 2012.

RAYMUNDO, H.. **Análise de Pavimentos de Edifícios em Concreto Pré-Fabricado Considerando o Efeito Diafragma**. 2012. 245 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

SOUZA, A. S. C. DE. **Dimensionamento de Elementos Estruturais em Aço segundo a NBR 8800:2008**. 1. ed. São Carlos. Edufscar. 2010. 109 p.

THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE. **PUBLICATION P287**: Design of Composite Beams Using Precast Concrete Slabs. Ascot, Reino Unido, 2003.

THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE. **PUBLICATION P351**: Precast Concrete Floors in Steel Framed Buildings. Ascot, Reino Unido, 2007.

THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE. **PUBLICATION P360**: Stability of Steel Beams and Columns. Ascot, Reino Unido, 2007.

THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE. **PUBLICATION P385**: Design of Steel Beams in Torsion. Ascot, Reino Unido, 2007.

THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE. **PUBLICATION P401**: Design of Composite Beams Using Precast Concrete Slabs In Accordance With Eurocode 4. Ascot, Reino Unido, 2014.

TRISTÃO, G. A. **Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-**

**concreto com análise da resposta numérica.** 2002. 146 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Paulo.

UY, B.; BRADFORD, M. A. Composite action of structural steel beams and precast concrete slabs. In: M. Stewart B. Dockrill (Eds.), Australian Structural Engineering Conference 2005 Structural Engineering - Preserving and Building into the Future – Proceedings Australia: ASEC 2005, Tour Hosts P/L. p 1-16.