

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**

**MARCUS VINÍCIUS FILIAGI PASTORE**

**Contribuição ao projeto de vigas delgadas de seção “L” de concreto pré-  
moldado**

São Carlos

2015



**MARCUS VINÍCIUS FILIAGI PASTORE**

**Contribuição ao projeto de vigas delgadas de seção “L” de concreto pré-  
moldado**

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Ciências no programa de Engenharia Civil (Estruturas).

Orientador: Prof. Titular Dr. Mounir Khalil El Debs.

São Carlos

2015

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Pastore, Marcus Vinícius Filiagi  
P293c Contribuição ao projeto de vigas delgadas de seção  
L de concreto pré-moldado / Marcus Vinícius Filiagi  
Pastore; orientador Mounir Khalil El Debs. São Carlos,  
2015.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de São  
Carlos da Universidade de São Paulo, 2015.

1. Vigas de seção L. 2. Vigas suporte-peitoril. 3.  
Projeto estrutural. 4. Concreto pré-moldado. I. Título.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **MARCUS VINICIUS FILIAGI PASTORE**.

Título da dissertação: "Contribuição ao projeto de vigas delgadas de seção "L" de concreto pré-moldado".

Data da defesa: 05/08/2015

### Comissão Julgadora:

### Resultado:

Prof. Titular **Mounir Khalil El Debs (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Vladimir Guilherme Haach**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Dr. **Angelo Rubens Migliore Junior**  
(Centro Universitário de Lins/UNILINS)

APROVADO

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
(Engenharia de Estruturas):  
Prof. Titular **Humberto Breves Coda**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:  
Prof. Associado **Paulo Sergio Lima Segantine**



À minha família: meus pais Marco e Jaqueline,  
meus irmãos Rafael e Mariane e minha  
namorada Giovanna.





## AGRADECIMENTOS

---

A Deus pela vida.

À minha família pelo amor e apoio incondicional em todos os momentos.

Ao meu orientador, Prof. Mounir Khalil El Debs, pela disposição, orientação e paciência durante o desenvolvimento deste trabalho.

Aos Prof. Vladimir Guilherme Haach e Prof. Rubens Migliore pelas sugestões dadas no exame de qualificação, que muito contribuíram na condução desta dissertação.

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas que me auxiliaram ao longo do mestrado. Em especial ao Samuca (Prof. José Samuel Giongo), pelas conversas sempre agradáveis e pelo incentivo em cursar o mestrado.

Aos colegas e amigos da turma de mestrado ingressante em 2012 no departamento de Estruturas e a todos os demais, que compartilharam comigo momentos de estudo e descontração ao longo do mestrado.

Aos grandes amigos e parceiros das Repúblicas 4º Andar e Recanto Feliz, que fizeram minha vida alegre, feliz e prazerosa durante os anos de graduação e pós-graduação.

À CAPES, Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pela bolsa de estudos.



“O que fizemos apenas por nós mesmos morre conosco, o que fizemos pelos outros e pelo mundo permanece e é imortal.”

Albert Pike



## RESUMO

---

PASTORE, M. V. F.. **Contribuição ao projeto de vigas delgadas de seção “L” de concreto pré-moldado**. 2015. 180p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

Esta dissertação tem por objetivo contribuir para o projeto estrutural de vigas delgadas de seção “L” de concreto pré-moldado, também conhecidas no Brasil como vigas suporte-peitoril. O projeto deste tipo de viga apresenta uma maior complexidade que o de vigas usuais pela seção transversal assimétrica, carregamento excêntrico e as várias possibilidades de ligações viga-pilar e viga-laje. Em função de sua ligação com a laje, o comportamento deste tipo de viga pode apresentar diferentes modelos: a) com torção de equilíbrio; b) sem torção de equilíbrio; e c) com restrição parcial da rotação da laje. É mostrado que para relações altura da viga/largura da mesa inferior maiores que 2,5, a variação da orientação dos eixos principais de inércia com relação aos eixos vertical e horizontal pode ser desprezada. Além disso, o centro de cisalhamento pode ser considerado situado na linha de centro da alma para grandes relações altura da viga/altura da aba. Também são discutidas as ações e efeitos a serem considerados no projeto de vigas de seção “L”. Em relação ao estado limite último, é mostrado que os procedimentos de dimensionamento de momento fletor e força cortante não diferem dos outros tipos de vigas de concreto, entretanto, o momento de torção pode ser tratado como flexão de placa por um método recomendado na última revisão do ACI-318. O comportamento da ligação alma/aba é considerado como dente de concreto e os seguintes aspectos de seu dimensionamento são apresentados: cálculo do tirante, cálculo da suspensão, cálculo da armadura longitudinal e verificação da biela crítica. Além disso, é levada em conta a resistência à punção da aba para efeito de forças concentradas. Também são discutidas as considerações para a flexão do peitoril que pode ocorrer pela ação lateral do vento e do impacto de veículos. Em relação ao estado limite de serviço, são apresentadas duas situações exclusivas para vigas de seção “L” com peitoril alto e delgado: formação de fissuras na extremidade e deformação lateral excessiva. Por fim, um exemplo de aplicação é desenvolvido para ilustrar particularidades no dimensionamento de vigas delgadas de seção “L” de concreto pré-moldado.

**Palavras-chave:** Vigas de seção “L”. Vigas suporte-peitoril. Projeto estrutural. Concreto pré-moldado.



## ABSTRACT

---

PASTORE, M V F.. **Contribution to the design of precast concrete slender L-shaped beams**. 2015. 180p. Thesis (Master's Degree) - Sao Carlos School of Engineering, University of Sao Paulo, Sao Carlos, 2015.

This thesis aims to contribute to the structural design of precast concrete slender L-shaped beams, also known as facade beams, spandrel beams, L-shaped edge beams and others. The design of these beams shows a greater complexity than usual concrete beams due to the asymmetric cross section, eccentric loads and the various possibilities for beam-column and beam-slab connections. According to their connection with the slab, the beam behavior can be divided into different models: a) with equilibrium torsion; b) without equilibrium torsion; c) with partial restriction of the slab rotation. It is shown that for height-to-total width ratios larger than 2.5, the variation of the orientation of the principal axes with respect to the vertical and horizontal axes can be neglected. Furthermore, the shear center can be considered located at the web center line for high values of the beam height-to-ledge height ratio. It is also discussed the actions and effects to be considered in the design of L-shaped beams. Regarding the ultimate limit state, it is shown that the bending moment and shear force procedures do not differ from other types of concrete beams, however, the torsion can be treated as plate bending by a recent method recommended in the latest ACI-318 revision. The ledge is considered as dapped end beams and the following aspects of its design are presented: transverse bending; hanger requirements; longitudinal bending and shear strength, including punching shear. It is also discussed the considerations for web flexure that may occur by wind action and lateral vehicle impact. Regarding the serviceability limit state, it is presented two unique situations for precast concrete slender L-shaped beams: crack formation at end regions and excessive lateral deflection. Lastly, an example is developed to illustrate particularities of the precast concrete slender L-shaped beam design.

**Keywords:** L-shaped beams. Spandrel beams. Structural design. Precast concrete.





## LISTA DE FIGURAS

---

Figura 1.1 – Evolução do número total de veículos e de habitantes no Brasil entre os anos 2000 e 2013 segundo dados do IBGE (2013a;2013b) e do DENATRAN (2013). .....	30
Figura 1.2 – Seções usuais de vigas em CPM nos edifícios garagem do Brasil [MARIN, 2013] .....	31
Figura 1.3 – Fases distintas do estacionamento de múltiplos andares acoplado ao terminal do aeroporto de San Jose, CA, EU. [SHUTT, 2011]. .....	32
Figura 1.4 – Fotos do edifício garagem do cassino Red Hawk em Shingle Springs, CA, EUA) [CLARK PACIFIC, 2013]. .....	33
Figura 1.5 – Imagens do edifício garagem 1 do aeroporto internacional de Guarulhos (GRU Airport) [MILLEN; LAGINHA NETO, 2014]. .....	34
Figura 1.6 – Colapso de edifício garagem do Miami Dade College ainda em construção ocasionando a morte de 4 trabalhadores e deixando outros 3 feridos [AYUB, 2013]. .....	35
Figura 1.7 – Fotos referentes à investigação das causas do colapso da estrutura de edifício garagem do Miami Dade College [AYUB, 2013]. .....	36
Figura 1.8 – Colapso de parte do edifício garagem Centergy em Atlanta nos EUA [BORDEN, 2013]. .....	37
Figura 1.9 – Colapso do edifício garagem da loja de departamento Burlington Coat Factory na cidade de Woodbridge, NJ, EUA em agosto de 2012 <sup>1</sup> .....	38
Figura 2.1 – Vigas de seção “L” com peitoril alto e delgado usualmente fazem parte da fachada para aumentar a economia [PCI, 2010]. .....	43
Figura 2.2 – Exemplo de utilização de vigas de seção “L” e lajes alveolares em edifícios garagem na Europa <sup>2</sup> . .....	44
Figura 2.3 – Tipos de vigas de seção “L” que podem compor fachadas de edifícios de CPM [ELLIOTT; TOVEY, 1992]. .....	45

Figura 2.4 – Seção típica das vigas de seção “L” de tipo I e II [ELLIOTT, 2002; ELLIOTT;JOLLY, 2013].....	45
Figura 2.5 - Dimensões típicas das vigas de seção “L” – Europa: (a) peitoril baixo; (b) peitoril alto (c) peitoril alto projetado para fora do pilar [adaptado de Elliott e Tovey (1992) e Elliott (2002)]......	46
Figura 2.6 – Dimensões típicas das vigas de seção “L” – América do Norte: (a) peitoril baixo/médio e compacto, a altura do peitoril corresponde à altura do piso; (b) peitoril alto e delgado [adaptado de Lucier et al. (2007); Hariharan (2008); PCI (2010) e Mercan (2011)].	46
Figura 2.7 – Diferentes tipos de vigas de seção “L” com peitoril alto e delgado [MERCAN, 2011]. .....	47
Figura 2.8 – Mecanismo de resistência à torção desenvolvido em ligação viga-pilar com consolo metálico embutido no dente de concreto [ELLIOTT, 2002; ELLIOTT; JOLLY, 2013]. .....	49
Figura 2.9 – Detalhe da ligação viga-pilar e da ligação entre as placas de fechamento e viga de seção “L” utilizadas na obra do Instituto do Câncer do Estado do Ceará em 2001 [MOTA, 2005]. .....	50
Figura 2.10 – Diferentes maneiras de considerar o carregamento excêntrico nas vigas de seção “L”, (a) Modelo com torção de equilíbrio em que os elementos de laje são simplesmente apoiados nas vigas, (b) Modelo sem torção de equilíbrio em que os elementos de laje são fortemente ligados à viga [FIB, 2008]. .....	51
Figura 2.11 – Detalhe de indústria americana de concreto pré-moldado para as ligações típicas encontradas em uma viga de seção “L” projetada segundo o modelo com torção de equilíbrio (modelo A) [SHOCKEY, 2008]......	52
Figura 2.12 - Ligação viga-laje com restrição à torção, (a) laje alveolar, (b) laje TT [FIB, 2008]. .....	53
Figura 2.13 – Ligação viga-laje com restrição parcial à rotação do piso [adaptado de Elliott (2002) e FIB (2008)]......	55

Figura 2.14 – Ligação viga-laje sem restrição à rotação da laje, (a) laje alveolar, (b) laje TT [adaptado de FIB (2008)]. .....	57
Figura 2.15 - Detalhes de armação segundo as recomendações do ACI 318:2011 e do PCI (2010). [LOGAN, 2007]......	58
Figura 2.16 - Componentes da força excêntrica aplicada a uma seção “L” inclinada de $\theta$ [LOGAN, 2007]. .....	59
Figura 2.17 - Fissuração em espiral e fragmentação do concreto na superfície [LOGAN, 2007]......	59
Figura 2.18 - Fissuração observada em ensaios realizados por Klein (1986) [LOGAN, 2007]. .....	59
Figura 2.19 – Mecanismo de falha de vigas de seção “L” de concreto pré-moldado [LOGAN, 2007]......	59
Figura 2.20 – Configuração da armação necessária para resistir ao momento de torção (flexão fora do plano) [LOGAN, 2007]......	60
Figura 2.21- Falhas nas extremidades de viga delgada de seção de “L” de concreto pré-moldado [LUCIER et al., 2008]. .....	62
Figura 2.22 – Tipos de vigas de seção “L” comumente encontradas em edificações americanas [LUCIER et al., 2011a]......	63
Figura 2.23 – Fissuração observada na face externa de viga de seção “L” pré-moldada de concreto [LUCIER et al., 2011a]......	64
Figura 2.24 – Ação composta desenvolvida pela força de sustentação (R) e pela continuidade estrutural da ligação viga-laje [ELLIOTT; DAVIES; ADLPARVAR, 1993]. .....	66
Figura 2.25 – Padrão de fissuração presente no ensaio B1 [ELLIOTT; DAVIES; ADLPARVAR, 1993]. .....	67
Figura 2.26 – Padrão de fissuração em viga de seção “L” com solidarização com a laje alveolar [ELLIOTT; JOLLY, 2013]......	67

Figura 2.27 – Distribuição de tensões horizontais na interface entre laje alveolar e viga de seção “L” causada pela força de sustentação [ELLIOTT; DAVIES; ADLPARVAR, 1993; ELLIOTT; JOLLY, 2013].....	68
Figura 2.28 – Excentricidade entre a reação do piso e o centro de cisalhamento. (a) sem solidarização, (b) com solidarização [ELLIOTT; JOLLY, 2013]. .....	69
Figura 2.29 – Características da estrutura do edifício estudado [LÜNDGREN, 1999].....	71
Figura 2.30 – Situações excepcionais consideradas: A) Capacidade da ligação é atingida; B) Perda dos apoios dos elementos de piso em um lado; C) Colapso dos elementos de piso [LÜNDGREN, 1999].....	72
Figura 2.31 – Formas de transmissão de momentos de torção na ligação viga-pilar com elastômero e chumbadores. (a) Sem chumbador; (b) Com um chumbador; (c) Com dois chumbadores e com dimensão de apoio igual a largura da mesa inferior; (d) Com dois chumbadores e com dimensão de apoio igual a largura do peitoril [adaptado de El Debs (2000)].....	74
Figura 2.32 – Exemplos de ligações resistentes à torção em que forças horizontais equilibram o momento de torção nos apoios das vigas[FIB, 2008]. .....	75
Figura 2.33 – Ligações viga-pilar rígidas que fornecem um binário de forças horizontais para resistir ao momento de torção nos apoios de vigas de seção “L” de CPM [RATHS, 1984]. ..	76
Figura 2.34 – Ligação viga-pilar típica para vigas com peitoril alto e delgado sujeitas à torção no apoio, opção com pilar posicionado para dentro do edifício [SHOCKEY, 2008].....	77
Figura 2.35 – Ligação viga-pilar típica para vigas com peitoril alto e delgado sujeitas à torção no apoio, opção com pilar posicionado para fora do edifício [SHOCKEY, 2008].....	78
Figura 2.36 – Detalhe da ligação típica entre vigas delgadas de seção “L” e pilares em estruturas de CPM [PCI, 1998]. .....	79
Figura 2.37 – Luva conectora para ligação entra vigas e pilares em estruturas de CPM (a) vista geral da ligação, (b) vista lateral, (c) vista superior e (d) vista frontal (corte 44). [BAUR; KEISER, 1995]. .....	81

Figura 2.38 - Dimensões mínimas e dispositivos utilizados na ligação viga-pilar pela empresa Clark Pacific dos EUA. (a) Elevação <sup>3</sup> ; (b)Planta <sup>4</sup> .....	82
Figura 2.39 – Ligação viga-pilar resistente à torção para situações em que não é feito recorte no pilar; a viga é apoiada verticalmente sobre consolo e restringida lateralmente por meio de placas e parafusos. <sup>5</sup> .....	83
Figura 2.40 – Sequência ótima de manuseio das vigas de seção “L” [adaptado de PCI (2010)]. .....	84
Figura 2.41 – Situações transitórias para vigas de seção “L”. (a) desmoldagem e/ou içamento para transporte; (b) levantamento e rotação para a posição vertical [ELLIOTT; JOLLY, 2013]. .....	85
Figura 2.42 – Exemplos de ligações resistentes à torção no apoio das vigas. (a) permanentes, (b) temporárias [ELLIOTT; JOLLY, 2013]. .....	86
Figura 2.43 – Escoramento temporário para prevenir a inclinação e a torção na viga durante a montagem de piso [FIB, 2008]. .....	88
Figura 3.1 - Dimensões características de vigas de seção “L” de peitoril alto e delgado. Tipo de apoio para laje: (a) mesa inferior corrida; (b) consolos individuais; e (c) recortes. ....	90
Figura 3.2 – Ilustração de referência para cálculo das propriedades da seção “L”. (a) centroide; (b) momentos de inércia e produto de inércia; e (c) orientação dos eixos principais. .....	91
Figura 3.3 – Relação entre os adimensionais $h/b$ e $W_{\min}/W_z$ para seções “L” de várias dimensões. ....	94
Figura 3.4 – Posição do centro de cisalhamento (CC) para seções “L”, a partir do ponto de intersecção (I) das linhas de centro da alma e da aba inferior [adaptado de Young e Budynas (2002)]. .....	95
Figura 3.5 - Relação entre os adimensionais $e_x/b_w$ e $h/h_1$ para seções “L” de várias dimensões. .....	96

Figura 3.6 – Esquema de cargas gravitacionais (azul) e suas respectivas reações (vermelho) para vigas em que a torção é equilibrada no apoio [adaptado de Raths (1984)].....	98
Figura 3.7 – Esquema de cargas gravitacionais para vigas em que a torção é equilibrada pela ligação viga-laje ao longo do eixo longitudinal (a) vista transversal das opções com laje alveolar e com laje TT e (b) vista longitudinal da opção com laje alveolar [adaptado de Bachmann e Steinle (2011) e FIB (2008)]. .....	98
Figura 3.8 – Modos para resistir ao carregamento horizontal (impacto de veículos): (a) “viga em balanço”, (b) viga biapoiada entre apoios extremos e (c) laje com 3 bordas apoiadas e 1 livre. [adaptado de Elliott e Jolly (2013), Jolly (2001) e Raths (1984)] .....	102
Figura 3.9 – Influência do tipo de apoio para equilibrar a torção. (a) carregamento P e reação R alinhados (consolo invertido), (b) carregamento P e reação R não alinhados e (c) dente de concreto nas extremidades [adaptado de Raths (1984)].....	103
Figura 3.10 – Efeitos das cargas aplicadas na aba de vigas de seção “L”: (a) laje TT; (b) laje alveolar; zonas 1, 2 e 3 são fissuras potenciais [adaptado de El Debs (2000) e Raths (1984)]. .....	105
Figura 3.11 – Exemplo de reações provenientes da ação de variação de temperatura [adaptado de Raths (1984)].....	106
Figura 3.12 – Possíveis forças de reações para vigas que são parte integrante de pórtico rígido. $D_m$ é a deformabilidade da ligação [adaptado de El Debs (2000)]. .....	107
Figura 3.13 – Modelos para análise computacional de ligações de pórtico em vigas altas de seção “L”: (a) opção incorreta; (b) opção 1 correta; (c) opção 2 correta [RATHS, 1984].....	108
Figura 3.14 – Carregamento gravitacional atuando nas direções principais de inércia.....	110
Figura 3.15 – Posição da seção crítica para o cisalhamento em vigas. (a) apoio direto; (b) apoio indireto. [adaptado de ACI 318:2014]. .....	111
Figura 3.16 – Esquema de armaduras transversais e distribuição de tensão de cisalhamento [ELLIOTT; JOLLY, 2013]. .....	111

Figura 3.17 – Modelo de treliça generalizada para verificação da segurança de elementos lineares à força cortante[MC 2010-FIB, 2012].	112
Figura 3.18 – Regiões genéricas identificados no modelo racional [LUCIER et al., 2010].	113
Figura 3.19 – Possíveis planos de ruptura na região de extremidade [LUCIER et al., 2010].	114
Figura 3.20 – Possível plano de ruptura na região de transição [LUCIER et al., 2010].	114
Figura 3.21 – Definição da altura útil $d_w$ : medida da face externa até o centroide da armadura da face interna [LUCIER et al., 2010].	114
Figura 3.22 – Componentes do momento de torção $T_{sd}$ agindo ao longo da fissura diagonal na região de extremidade [LUCIER et al., 2010].	115
Figura 3.23 – Distribuição linear de tensões de cisalhamento na seção transversal inclinada [LUCIER et al., 2010].	116
Figura 3.24 – Direções das tensões de força cortante e de torção (flexão de placa) atuando na seção transversal da viga de seção “L” [LUCIER et al., 2011b].	117
Figura 3.25 – Geometria e armadura necessária para aba/mesa inferior.	118
Figura 3.26 – Modelo de bielas e tirantes para vigas de seção “L”: (a) principal; (b) secundário [WHITTLE, 2013].	119
Figura 3.27 - Modelo de treliça adotado para dimensionamento da aba/mesa inferior.	119
Figura 3.28 – Largura efetiva de propagação das cargas da laje para a alma da viga – vista lateral da viga [adaptado de Collins e Mitchell (1997)].	121
Figura 3.29 – Perímetro a ser considerado para punção [adaptado de Elliott e Jolly (2013)].	123
Figura 3.30 – Perímetro crítico a ser considerado quando a largura da viga é menor que a projeção do perímetro crítico inicial.	124
Figura 3.31 – Aba/mesa inferior de uma viga de seção “L”[WHITTLE, 2013].	127

Figura 3.32 – Detalhe para aba de vigas de seção “L” com tensão máxima característica de compressão ( $\sigma_k$ ) no aparelho de apoio menor que $0,08 \cdot f_{ck}$ [BACHMANN; STEINLE, 2011]	128
Figura 3.33 – Forças transversais atuando em um corpo livre da aba [KLEIN, 1986]	130
Figura 3.34 – Efeitos da aplicação de força concentrada na aba: (a) flexão longitudinal [KLEIN, 1986]; (b) fendilhamento [ELLIOTT; JOLLY, 2013]	134
Figura 3.35 – Flexão da alma/peitoril quando a torção é equilibrada ao longo do vão através da ligação viga-laje.	135
Figura 3.36 – Flexão da alma/peitoril quando a torção é equilibrada nos apoios extremos da viga.	135
Figura 3.37 – Esquema para cálculo da tensão principal de tração devido à força cortante.	139
Figura 3.38 - Esquema para cálculo da tensão de tração devido à flexão de placa.	140
Figura 3.39 – Configuração da deformação de viga de seção “L” sob ação de cargas verticais [MERCAN et al., 2013].	143
Figura 3.40 – Vigas retangulares carregadas excêntrica (a) Carregamento real e (b) Carregamento equivalente (c) Posição dos deslocamentos laterais máximos para vigas restringidas e não restringidas [MERCAN, 2011].	144
Figura 3.41 – Comportamento de vigas de seção “L” com abas individuais (a) e com recortes (b) para o apoio das lajes [MERCAN et al., 2012].	146
Figura 3.42 – Produção de vigas de seção “L” de concreto pré-moldado [LUCIER et al., 2010]	148
Figura 4.1 – Forma e cortes do edifício considerado no exemplo	150
Figura 4.2 – Geometria de pilares e lajes	151
Figura 4.3 – Geometria de vigas	151
Figura 4.4 – Esforços solicitantes para o carregamento último.	153



Figura 4.5 – Posição de fios e cordoalhas protendidos. Medidas em cm. ....	154
Figura 4.6 – Regiões da viga de seção “L” .....	155
Figura 4.7 – Parâmetros para o dimensionamento da aba .....	158
Figura 4.8 – Cordoalhas protendidas conhecidos nos EUA como “Barrier Cables”. <sup>6</sup> .....	163
Figura 4.9 – Defesa semimaleável removível simples [ABNT NBR 6971:2012]. .....	164
Figura 4.10 – Configuração de cordoalhas para fornecer a resistência adequada para o impacto de veículos .....	165
Figura 4.11 – Configuração final da armadura para viga de seção “L” do exemplo.....	166



## LISTA DE TABELAS

---

Tabela 1.1 – Relação entre população e frota veicular para as 10 maiores cidades do Brasil segundo dados do IBGE (2013a;2013b) e do DENATRAN (2013). .....	29
Tabela 1.2 – Cidades brasileiras com mais veículos por habitantes segundo dados do IBGE (2013a;2013b) e do DENATRAN (2013). .....	30
Tabela 2.1 – Recomendações simplificadas para ligações com restrição parcial à rotação da laje no apoio de borda [adaptado de FIB (2008)]. .....	56
Tabela 3.1 – Comparação entre $W_{\min}/W_z$ para várias geometrias de seção “L” .....	93
Tabela 3.2 – Valores de $\beta_{fl}$ de acordo com a ABNT NBR 6118:2014. ....	136
Tabela 3.3 – Comparação entre a força cortante de fissuração prevista e observada nos ensaios [LUCIER et al., 2010]. .....	141
Tabela 3.4 – Comparação entre a força cortante de fissuração prevista e observada nos ensaios - [adaptado de Lucier et al. (2010)]. .....	142



# SUMÁRIO

---

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>29</b>
1.1	PRELIMINARES .....	29
1.2	OBJETIVOS .....	39
1.3	JUSTIFICATIVAS.....	39
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	41
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>43</b>
2.1	COMPORTAMENTO DE VIGAS DE SEÇÃO “L” DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO .....	48
2.1.1	Preliminares .....	48
2.1.2	Modelo com torção de equilíbrio.....	57
2.1.3	Demais modelos .....	65
2.2	LIGAÇÕES VIGA-PILAR RESISTENTES À TORÇÃO .....	73
2.3	SITUAÇÕES TRANSITÓRIAS .....	83
<b>3</b>	<b>RECOMENDAÇÕES DE PROJETO .....</b>	<b>89</b>
3.1	GEOMETRIA.....	89
3.1.1	Dimensões .....	89
3.1.2	Influência da orientação dos eixos principais de inércia .....	91
3.1.3	Centro de cisalhamento .....	95
3.2	AÇÕES E EFEITOS A CONSIDERAR.....	97
3.2.1	Ações verticais (gravitacionais).....	97
3.2.2	Ações horizontais (impacto de veículos).....	99
3.2.3	Efeitos do tipo de apoio .....	103
3.2.4	Efeitos na aba/mesa inferior .....	104
3.2.5	Efeitos de restrição de movimentos.....	105
3.3	DIMENSIONAMENTO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO .....	108
3.3.1	Momento fletor .....	109
3.3.2	Força cortante .....	110
3.3.3	Momento de torção .....	112
3.3.4	Dimensionamento da aba/mesa inferior .....	118
3.3.5	Flexão lateral da alma/peitoril .....	134
3.3.6	Instabilidade lateral.....	136

3.4	VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO .....	137
3.4.1	Formação de fissuras nas extremidades .....	137
3.4.2	Deformação lateral excessiva.....	143
3.5	COMPARAÇÃO ENTRE OS REQUISITOS DE DETALHAMENTO DE ARMADURA DE TORÇÃO PELO MÉTODO DE LUCIER <i>ET AL.</i> (2011B) E PELA ABNT NBR 6118:2014.....	146
<b>4</b>	<b>EXEMPLO DE APLICAÇÃO .....</b>	<b>149</b>
4.1	VERIFICAÇÃO DE DIMENSÕES DA VIGA QUANTO À RESISTÊNCIA AO FOGO .....	151
4.2	ESFORÇOS SOLICITANTES.....	152
4.3	MOMENTO FLETOR .....	154
4.4	FORÇA CORTANTE.....	154
4.5	MOMENTO DE TORÇÃO .....	155
4.6	DIMENSIONAMENTO DA ABA.....	158
4.7	FLEXÃO LATERAL DA ALMA/PEITORIL .....	162
4.8	RESUMO DA ARMADURA .....	165
4.9	FORMAÇÃO DE FISSURAS NAS EXTREMIDADES .....	167
4.10	DEFORMAÇÃO LATERAL EXCESSIVA.....	167
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES .....</b>	<b>169</b>
<b>6</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>175</b>

# 1 INTRODUÇÃO

---

## 1.1 Preliminares

As vigas de seção “L” de concreto pré-moldado (CPM) com peitoril alto e delgado são conhecidas, no Brasil, como vigas-suporte peitoril, vigas de apoio de cobertura, vigas de platibanda ou ainda vigas de fechamento de fachada. Na América do Norte e na Europa, a nomenclatura dessas vigas pode sofrer variações de um local para o outro, os nomes mais comuns são: “Ledger beams”, “L-shaped edge beams”, “Facade beams” ou “Spandrel beams”. Esse tipo de viga é, na maioria das vezes, encontrado em edifícios garagem de concreto pré-moldado, isto é, estacionamentos de estrutura multi-pavimentos em CPM. A demanda por esse tipo de edifício vem aumentando a cada ano no Brasil.

Várias cidades brasileiras poderiam ser classificadas como de primeiro mundo, caso essa classificação considerasse exclusivamente a quantidade de habitantes por veículo. Nos países desenvolvidos, esse índice é frequentemente menor que 2 pessoas por automóvel. Essa densidade já é comum em municípios brasileiros e o porte deles é fator indiferente nesse índice como pode ser notado na Tabela 1.1 e na Tabela 1.2. Nestas tabelas, os dados da população são estimativas do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) para o ano de 2013 e os dados da frota são de Dezembro de 2013 do Departamento Nacional de Trânsito (Denatran).

*Tabela 1.1 – Relação entre população e frota veicular para as 10 maiores cidades do Brasil segundo dados do IBGE (2013a;2013b) e do DENATRAN (2013).*

UF	Cidades	População 2013	Frota 2013	Habitantes por veículo
SP	São Paulo	11.821.873	7.010.508	1,686
RJ	Rio de Janeiro	6.429.923	2.451.155	2,623
BA	Salvador	2.883.682	785.257	3,672
DF	Brasília	2.789.761	1.511.110	1,846
CE	Fortaleza	2.551.806	908.074	2,810
MG	Belo Horizonte	2.479.165	1.596.081	1,553
AM	Manaus	1.982.177	581.179	3,411
PR	Curitiba	1.848.946	1.429.534	1,293
PE	Recife	1.599.513	609.765	2,623
RS	Porto Alegre	1.467.816	802.932	1,828

Tabela 1.2 – Cidades brasileiras com mais veículos por habitantes segundo dados do IBGE (2013a;2013b) e do DENATRAN (2013).

UF	Cidades	População 2013	Frota 2013	Habitantes por veículo
MG	Santa Bárbara do Monte Verde	2.972	4.187	0,710
MG	Rio Preto	5.487	6.385	0,859
ES	Bom Jesus do Norte	10.095	10.305	0,980
MG	Carmésia	2.567	2.407	1,066
ES	Iconha	13.548	11.987	1,130
SP	São Caetano do Sul	156.362	136.215	1,148
SC	Rio Fortuna	4.557	3.946	1,155
SC	Pedras Grandes	4.110	3.532	1,164
SC	Treze de Maio	7.036	5.916	1,189
SC	Botuverá	4.785	4.005	1,195

O aumento da população brasileira não acompanhou a expansão da frota veicular brasileira que quase triplicou desde o começo do século XXI segundo dados do IBGE (2013a; 2013b) e do DENATRAN (2013). Na Figura 1.1 é possível observar que o crescimento da frota veicular é maior que o crescimento da população do Brasil no período entre os anos 2000 e 2013. O crescimento da renda pessoal e a falta ou má qualidade do transporte coletivo ajudam o cidadão a optar pelo veículo particular no momento de se locomover. O resultado dessa escolha é a escassez de locais para estacionar, especialmente em áreas centrais das cidades.

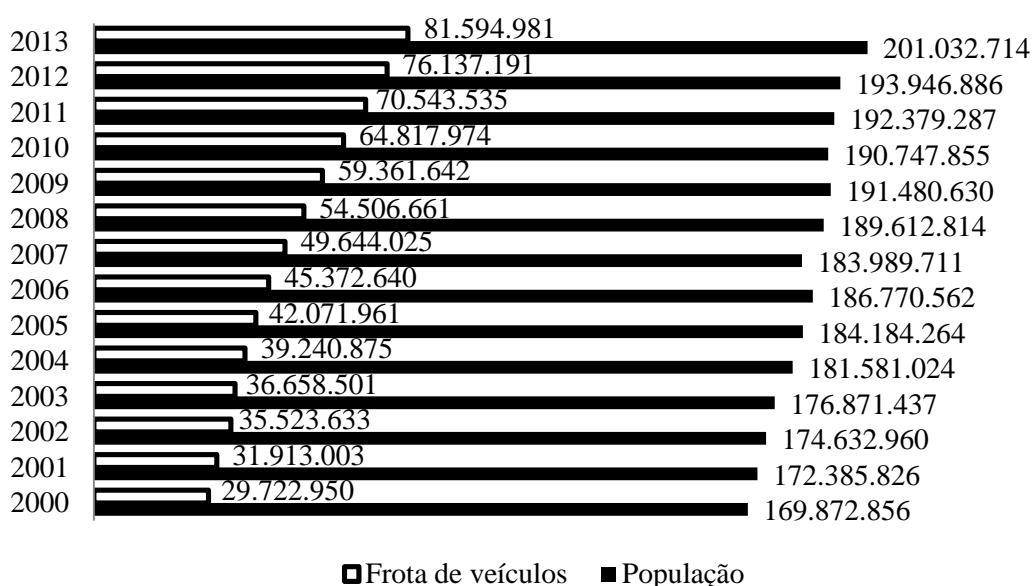


Figura 1.1 – Evolução do número total de veículos e de habitantes no Brasil entre os anos 2000 e 2013 segundo dados do IBGE (2013a;2013b) e do DENATRAN (2013).



Com a crescente dificuldade de encontrar vagas nas ruas e com os estacionamentos particulares cada vez mais caros, muitas pessoas viram uma oportunidade de investimento nessa situação. Segundo Yazbek (2013), em cidades como São Paulo e Rio de Janeiro, a compra e venda de vagas em edifícios garagem se tornou um negócio lucrativo. Esse tipo de investimento ainda não é muito conhecido no Brasil, mas é prática antiga em países europeus como a Itália (YAZBEK, 2013).

A construção de edifícios garagem aumentou devido a esses motivos e é cada vez mais comuns vê-los espalhados pelas cidades brasileiras, tanto em centros comerciais como em centros empresariais. Em geral, as estruturas desses edifícios são compostas por pilares, vigas de apoio e de travamento, painéis de laje e elementos de fechamento. A tecnologia empregada na construção pode variar entre o aço, o concreto moldado no local e o concreto pré-moldado. A utilização do CPM é vantajosa por motivos como: retorno financeiro rápido para o investidor e flexibilidade caso seja necessário promover alterações ou ampliações. A Figura 1.2 mostra as seções de vigas comumente usadas em estacionamentos com estrutura multi-pavimento em CPM no Brasil. Dentre as vigas citadas por Marin (2013), é notável a ausência das vigas de seção “L” de concreto pré-moldado com peitoril alto e delgado.

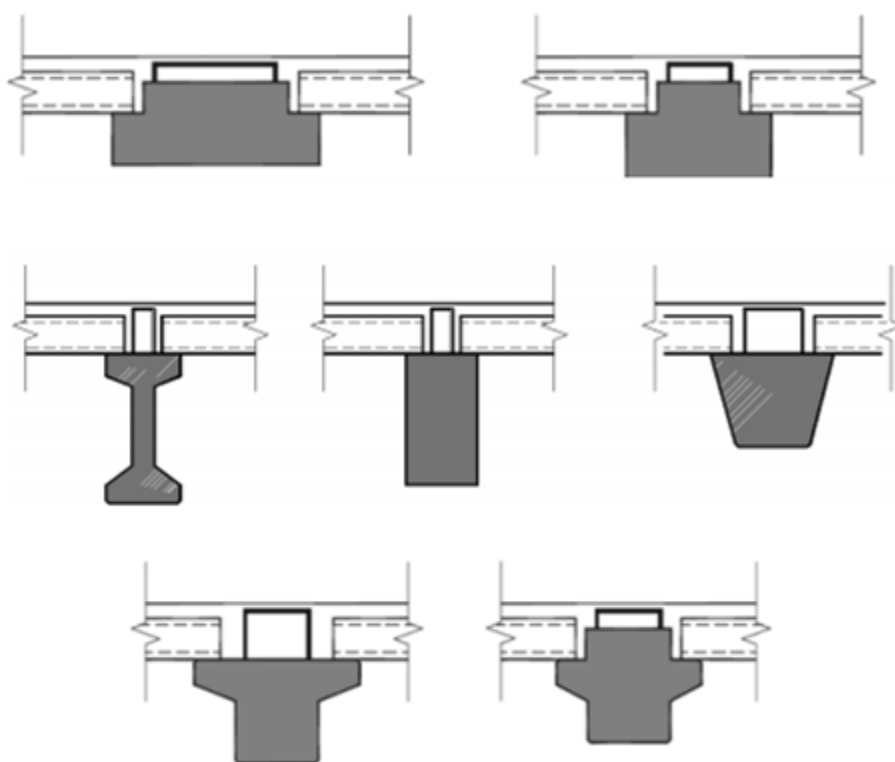


Figura 1.2 – Seções usuais de vigas em CPM nos edifícios garagem do Brasil [MARIN, 2013]

O edifício garagem do aeroporto de San Jose na Califórnia nos Estados Unidos é um exemplo do uso de vigas de seção “L” com peitoril alto e delgado em CPM na fachada (Figura 1.3). A magnífica estrutura, de aproximadamente 167.000 m<sup>2</sup>, 8 pavimentos e 3.350 vagas de estacionamento, foi totalmente desenvolvida em concreto pré-moldado. O volume de concreto, dos 3.817 componentes de CPM, quase chegou a 25.000 m<sup>3</sup>. As peças de CPM utilizadas foram painéis de laje TT, vigas de seção “L” nas fachadas, vigas de seção “T” invertido no apoio interno dos vãos, vigas de transição, vigas “coletoras” do diafragma, pilares e painéis (SHUTT, 2011).



*Figura 1.3 – Fases distintas do estacionamento de múltiplos andares acoplado ao terminal do aeroporto de San Jose, CA, EU. [SHUTT, 2011].*

Shutt (2011) ainda destaca que a opção pelo uso do sistema estrutural todo em concreto pré-moldado propiciou uma redução de mais de 4 meses no cronograma geral da obra do Aeroporto San Jose. Vigas de seção “L” de CPM também foram utilizadas no projeto do edifício garagem do Cassino Red Hawk em Shingle Springs, CA, EUA. Com números não

menos impressionantes que a de San Jose, a estrutura de 8 pavimentos e de quase 112.000 m<sup>2</sup> do estacionamento de Shingle Springs foi concebida e executada usando concreto pré-moldado em sua totalidade (Figura 1.4). Desse modo, foi possível entregar toda estrutura em 10 meses (CLARK PACIFIC, 2013).



(a) prédio em funcionamento, pode ser notado que o acesso aos pavimentos é realizado por rampas internas;



(c) detalhe da ligação adicional entre a viga de seção “L” e os pilares da rampa interna, a cantoneira possibilita que a ligação seja resistente à intensidade da torção considerada no projeto.



(b) detalhe da ligação viga-pilar e do apoio da laje TT sobre a viga de seção “L”;

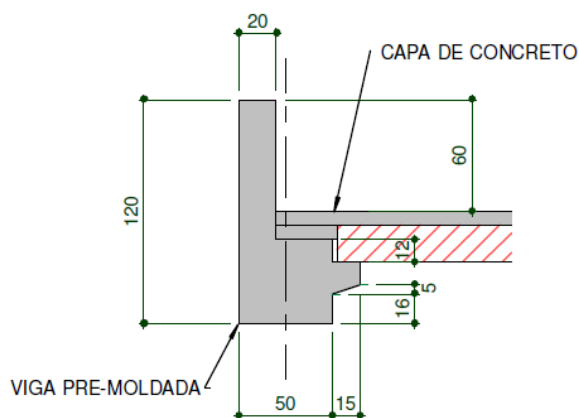
*Figura 1.4 – Fotos do edifício garagem do cassino Red Hawk em Shingle Springs, CA, EUA) [CLARK PACIFIC, 2013].*

No Brasil, a ampliação da capacidade de passageiros do aeroporto de Guarulhos, principalmente devido à Copa do Mundo de 2014 e aos Jogos Olímpicos de 2016, provocou aumento da procura por vagas de estacionamentos no entorno do aeroporto. Sendo assim, nessa região, edifícios garagem foram construídos para atender esta demanda como mostram as apresentações de Marin (2013) e Millen e Laginha Neto (2014).

O edifício garagem 1 do aeroporto internacional de Guarulhos é um dos poucos exemplos do uso de vigas delgadas de seção “L” na fachada em construções brasileiras (Figura 1.5). O estacionamento de 7 pavimentos e de 90.000 m<sup>2</sup> com 2600 vagas para veículos utilizou o sistema estrutural em concreto pré-moldado composto por pilares, vigas com abas para o apoio interno, vigas “L” com peitoril alto nas fachadas, painéis de lajes alveolares e ligações viga-pilar rígidas. Segundo Millen e Lagina Neto (2014), o período entre o início das obras e das operações do edifício garagem 1 foi de aproximadamente 22 meses.



(a) edifício pronto para funcionamento;



(b) vigas “L” da fachada;



(c) montagem de viga para apoio interno;



(d) vista interna do estacionamento.

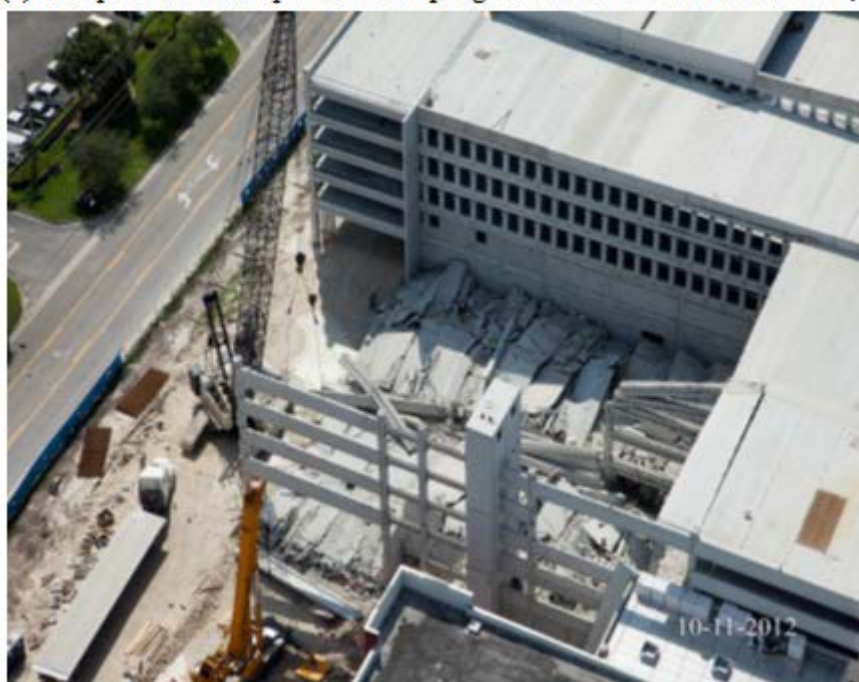
Figura 1.5 – Imagens do edifício garagem 1 do aeroporto internacional de Guarulhos (GRU Airport) [MILLEN; LAGINHA NETO, 2014].

Por outro lado, um projeto mal desenvolvido ou uma execução mal feita desse tipo de viga e suas ligações com os demais elementos do sistema estrutural pode levar a péssimas consequências. A Figura 1.6 e a Figura 1.7 mostram o colapso de edifício garagem ocorrido no dia 10 de outubro de 2012 na cidade de Miami nos Estados Unidos. No dia do incidente, as cargas no pilar B3 aumentaram consideravelmente excedendo a capacidade do seu apoio e, por consequência, ocorreu o colapso progressivo de cinco pavimentos do edifício garagem.

Apesar do motivo principal do colapso ter sido a falta de grauteamento entre a base do pilar B3 e sua sapata de fundação, as lajes TT não foram soldadas nas vigas de seção “T” invertido e de seção “L” em alguns pavimentos. A falta de ligação entre a laje TT e essas vigas contribuiu para a instabilidade da estrutura do estacionamento (AYUB, 2013).

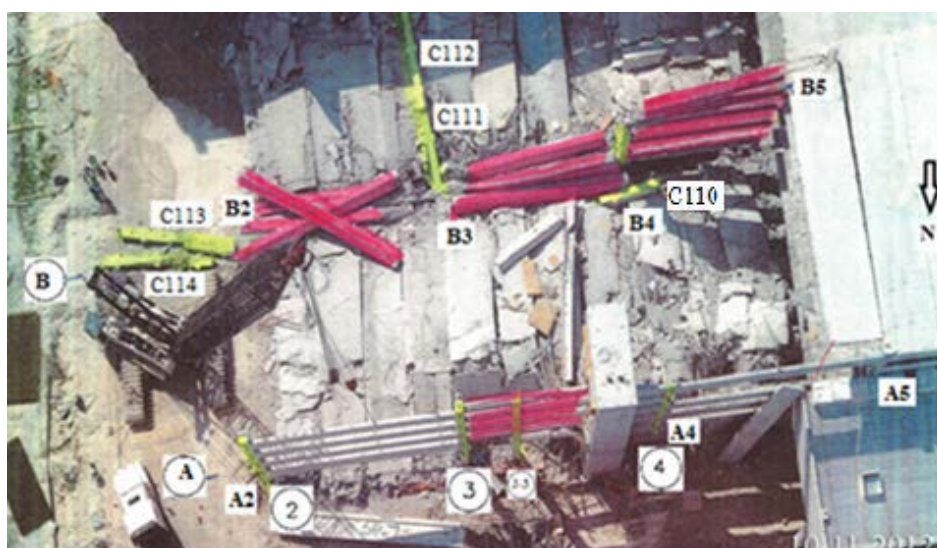


(a) foto pré-incidente que mostra o progresso da obra em 25/09/2012;



(b) vista aérea do local do colapso.

*Figura 1.6 – Colapso de edifício garagem do Miami Dade College ainda em construção ocasionando a morte de 4 trabalhadores e deixando outros 3 feridos [AYUB, 2013].*



(a) posição dos pilares (amarelo) e das vigas de seção “T” invertido (vermelho) após o colapso;



(b) inspeção na base do pilar 3 comprovou que não houve grauteamento entre o calço (25 x25 cm<sup>2</sup>) e a sapata.

*Figura 1.7 – Fotos referentes à investigação das causas do colapso da estrutura de edifício garagem do Miami Dade College [AYUB, 2013].*

Outro colapso progressivo de proporções menores ocorreu em um dos edifícios garagem do Instituto de Tecnologia da Geórgia na cidade de Atlanta nos Estados Unidos em junho de 2009. Desta vez, o edifício não estava em construção e sim em pleno funcionamento no momento do colapso, o que poderia ter causado a morte de várias pessoas. Por sorte, nenhuma pessoa se encontrava na área da garagem que colapsou e o dano foi somente financeiro. Borden (2013) explica que a ligação entre a viga de seção “L” do 4º andar e o pilar falhou, causando o deslizamento da viga para fora da construção. Com o deslocamento da viga, as lajes TT ficaram apoiadas na borda exterior da mesa inferior, o que provocou lascamento e

fragmentação do concreto ao lado da almofada de apoio (Figura 1.8f). Em consequência, as lajes TT perderam seu apoio e empurraram a viga para fora do prédio ao mesmo tempo em que caíram (Figura 1.8b). Os elementos de piso do 3º andar não suportaram a queda do piso superior, produzindo um colapso progressivo dos pavimentos inferiores que somente parou no térreo como mostra a Figura 1.8a. De acordo com Borden (2013), a falha na ligação entre a viga e o pilar (Figura 1.8c,d) ocorreu devido a instalação executada de forma errada. O modo como a ligação foi feita, restringiu inadvertidamente os movimentos da ligação, produzindo forças indesejadas nos componentes, o que gerou ruptura por cisalhamento em um dos parafusos (Figura 1.8e).

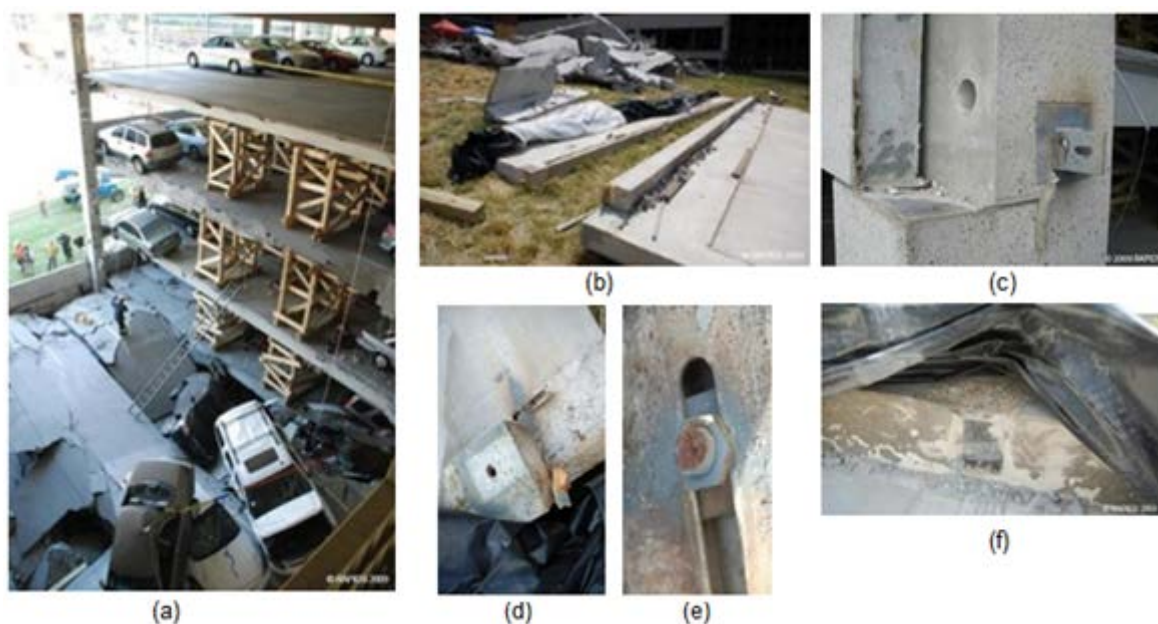


Figura 1.8 – Colapso de parte do edifício garagem Centergy em Atlanta nos EUA [BORDEN, 2013].

A montagem da ligação viga-pilar foi a causa de outro acidente em edifício garagem. Em agosto de 2012, o estacionamento da loja de departamento Burlington Coat Factory sofreu colapso parcial do 2º pavimento enquanto a loja passava por reforma. Por esta razão, não houve feridos ou vítimas e os prejuízos materiais foram reduzidos. Segundo Attrino (2012), o engenheiro Neil Wexler, que investigou o evento, concluiu que o colapso ocorreu pela falta de parafuso na ligação viga-pilar em uma das extremidades da viga de fachada de seção “L” excentricamente carregada. Segundo Wexler, a extremidade esquerda da viga foi deslocada para fora do pilar, provocando o mesmo efeito na extremidade da direita e, conseqüentemente, as lajes TT perderam o apoio em um dos lados, provocando o colapso e a queda das mesmas (Figura 1.9).



(a) vista superior da parte do estacionamento destruída; o colapso da viga de fachada de seção “L” e dos elementos de piso não afetaram as demais partes do estacionamento e do edifício da loja ao lado;



(b) vista frontal do local do colapso.

*Figura 1.9 – Colapso do edifício garagem da loja de departamento Burlington Coat Factory na cidade de Woodbridge, NJ, EUA em agosto de 2012.<sup>1</sup>*

O colapso destas estruturas de concreto pré-moldado evidencia o cuidado que deve ser tomado tanto na execução quanto nos projetos dos elementos estruturais de CPM e das ligações entre eles para que todo o sistema estrutural funcione corretamente. A falha de um dos componentes do sistema pode levar a ruína da estrutura e, conseqüentemente, levar a

<sup>1</sup> (a): [disponível em <http://www.nbcnewyork.com/news/local/Woodbridge-Mall-Parking-Garage-Collapse-166951096.html>. Acesso em 20 de abril de 2014.]; (b): [disponível em <http://patch.com/new-jersey/woodbridge/questions-raised-about-cause-of-deck-collapse>. Acesso em 20 de abril de 2014.]



perda material e, em muitos casos, a perda irreparável de vidas humanas como aconteceu no acidente do Miami Dade College em que três trabalhadores morreram e quatro ficaram feridos.

## 1.2 Objetivos

O comportamento de vigas de seção “L” de concreto pré-moldado pode variar conforme as dimensões da seção transversal, os tipos de ligações e as magnitudes das cargas aplicadas excentricamente.

Esses fatores influenciam, de maneira diferente, nos deslocamentos verticais e laterais, padrões de fissuração e modos de ruptura dessas vigas. Eventualmente, os códigos atuais de projeto que desconsiderem estas informações podem não abordar o método mais adequado, dependendo das características da estrutura pilar, viga de seção “L” e laje que se quer projetar.

Esta pesquisa tem como objetivo principal realizar uma análise crítica dos estudos já desenvolvidos na literatura técnica para que os projetos de vigas de seção “L” de concreto pré-moldado sejam racionais, econômicos e seguros.

Os objetivos específicos estão alinhados a seguir:

- Descrever o comportamento de vigas de seção “L”;
- Reunir os requisitos de projeto e prática atuais para determinar o estado da arte do projeto de vigas de seção “L” de concreto pré-moldado;
- Desenvolver um exemplo de cálculo para vigas de seção “L” de concreto pré-moldado baseado nas normas brasileiras de projeto.

## 1.3 Justificativas

O comportamento e as diretrizes de projeto das vigas de seção “L” são temas antigos de discussão entre os engenheiros estruturais. O projeto estrutural dessas vigas é um dos mais complexos dentre os elementos da indústria de pré-moldados, devido a vários fatores como assimetria da seção transversal, carregamento excêntrico, ligações entre viga-pilar e viga-laje e outros. O carregamento excêntrico resulta em um comportamento estrutural complexo, o qual pode ser agravado com cargas pesadas advindas, por exemplo, de lajes TT de edifícios

garagem, e que pode resultar em projetos com estribos fechados poucos espaçados e excesso de armaduras longitudinais, de acordo com alguns códigos de projeto atuais baseados em um modelo resistente à torção de treliça espacial como é o caso da ABNT NBR 6118:2014.

Nos Estados Unidos, alguns representantes e projetistas da indústria de concreto pré-moldado observaram, ao passar dos anos, que as vigas de seção “L”, tipicamente encontradas em fachadas arquitetônicas, poderiam estar sendo concebidas e armadas erroneamente. As falhas das vigas de seção “L” de concreto pré-moldado observadas, na prática, não refletiam os modos de ruptura que as normas de projeto se basearam para definir suas metodologias de dimensionamento e projeto.

A última revisão do ACI-318 indica uma nova metodologia de projeto proposta para vigas delgadas de seção “L” com relação altura da viga/largura da alma maior que 4,5 baseado em um equilíbrio de forças nos possíveis planos de rupturas. Essa nova metodologia proporciona uma maior eficiência na montagem da armação, pois não é necessário utilizar estribos fechados, que geralmente atrapalham o processo de montagem da armadura da viga. Como essa nova metodologia é recente, ainda não há normalização brasileira que a aborde. Além disso, observa-se que vigas de seção “L” com peitoril alto e delgado não têm sido empregadas nas construções brasileiras de concreto pré-moldado, talvez em função da literatura técnica do Brasil não apresentar estudos sobre este tipo de viga. Logo, esta pesquisa visa cobrir a lacuna de recomendações de projeto para vigas de seção “L” com base nas normas de projeto brasileiras.

O assunto não é simples, pois as vigas de seção “L” de concreto pré-moldado podem ter diferentes configurações devido à variação nas dimensões da seção (delgada ou compacta, peitoril alto ou baixo), diferentes tipos de lajes apoiadas nela (alveolar ou TT) e distintas ligações viga-pilar e viga-laje. Desse modo, o comportamento e o modo de falha podem ser diferentes para os diversos tipos de vigas de seção “L” de concreto pré-moldado. Além disso, é importante para o projetista saber qual é a diferença de comportamento em serviço de suas possíveis escolhas, isto é, conhecer as vantagens e limitações de cada conjunto de ligação disponível.

Os acidentes estruturais, descritos na introdução, mostram que a falta de conhecimento do sistema estrutural utilizado e/ou o descuido no seu projeto e execução pode levar a grandes prejuízos financeiros e, lamentavelmente em alguns casos, a perda de vidas humanas que

valem muito mais que todos os danos materiais causados. Portanto, este trabalho que diz a respeito ao projeto de vigas de seção “L” de CPM é importante não só para a comunidade da construção civil como também para a sociedade em geral.

#### **1.4 Estrutura da dissertação**

O capítulo 1 introduz o assunto e, também, apresenta os objetivos e a justificativa para o desenvolvimento desta dissertação, mostrando a importância do tema para a sociedade.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica dos fatores envolvidos no projeto estrutural de vigas de seção “L” com peitoril alto e delgado. Os tópicos abordados, na sequência, são: características de vigas de seção “L”, modelos de comportamento, ligações viga-pilar resistente à torção e considerações durante situações transitórias.

O capítulo 3 aborda as diretrizes para a realização de um bom projeto de vigas de seção “L” com peitoril alto e delgado. O texto apresenta recomendações de projeto desde a geometria e carregamento das vigas até a verificação dos Estados Limites Últimos e de Serviços.

O capítulo 4 realiza exemplo de aplicação com base nas recomendações apresentadas no capítulo 3 e seguindo as indicações da ABNT NBR 6118:2014.

Os capítulos 5 e 6 apresentam, respectivamente, as conclusões deste trabalho e as referências bibliográficas consultadas nesta dissertação.



## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

As vigas de seção “L” de CPM são geralmente vigas externas localizadas no perímetro das edificações, especialmente em edifícios garagem, porém, conforme Elliott e Tovey (1992), elas podem ser posicionadas internamente caso a diferença entre níveis de pisos adjacentes ultrapasse 75 cm e, assim, a viga T invertido não pode ser usada. Em grande parte dos edifícios de estacionamento, as vigas de seção “L” têm um peitoril alto e delgado que compõe a fachada, o que contribui para aumentar a economia da obra pela eliminação da necessidade de painéis de fechamento. A Figura 2.1 ilustra a montagem dessas vigas junto ao pilar e, também, a utilização de pilares arquitetônicos sem função estrutural no meio do vão, um artifício usado para atenuar o choque visual da fachada.



(a) detalhes da montagem;



(b) pilares falsos podem ser adicionados no meio do vão para modificar o impacto visual.

*Figura 2.1 – Vigas de seção “L” com peitoril alto e delgado usualmente fazem parte da fachada para aumentar a economia [PCI, 2010].*

Na Figura 2.1a pode ser visto que o piso é formado por elementos de laje TT de grande vão. Em edifícios garagem, os vãos de piso podem variar entre 12 e 20 m, mas é comum que ultrapassem 16 m (CHREST, 2001; LUCIER *et al.* 2011a). Segundo ISE (2002), os elementos de laje do tipo alveolar são geralmente utilizados para vãos menores, todavia podem acomodar vãos até 15,5 metros e, após este valor, é mais comum o uso de lajes TT.

Entretanto, a empresa irlandesa OranPrecast divulga que usa lajes alveolares para vãos de até 18 m como indicado na Figura 2.2. Nos Estados Unidos, a laje alveolar não é utilizada nem para vãos pequenos (12 m) nos edifícios garagem, pois, de acordo com os códigos normativos daquele país, os elementos alveolares disponíveis na indústria local não possuem capacidade portante suficiente para resistir às ações indicadas para obras desta natureza (PCI, 2010).

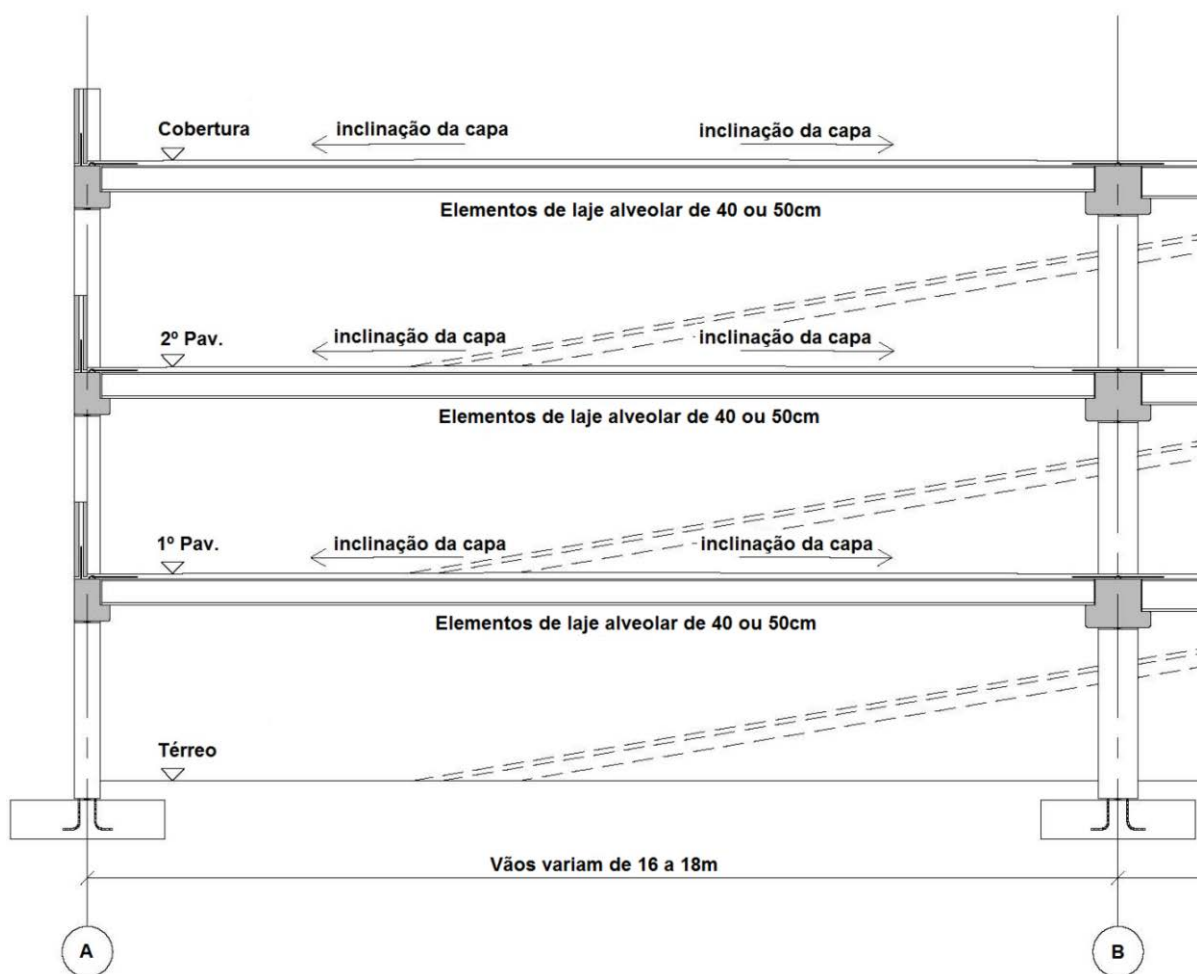


Figura 2.2 – Exemplo de utilização de vigas de seção “L” e lajes alveolares em edifícios garagem na Europa.<sup>2</sup>

Em algumas estruturas de concreto, a altura máxima das vigas é um fator limitante de projeto e a protensão é uma alternativa utilizada nestas situações para que o dimensionamento seja adequado. Não é o caso de vigas de seção “L”, pois sua localização, na parte externa dos edifícios, faz com que a altura da viga não seja restringida a um valor máximo. Além disso, a protensão de vigas com seções transversais assimétricas pode levar a deformações indesejadas. Entretanto, a protensão pode ser benéfica em algumas situações como no momento de retirar a viga da forma ou ainda quando não há acabamento na face externa das

<sup>2</sup> [disponível em <http://www.oranprecast.ie/>. Acesso em 25 de abril de 2014.]

vigas, isto é, a fachada arquitetônica é em concreto aparente (Figura 2.3), logo a abertura de fissuras deve ser mínima ou não existir.

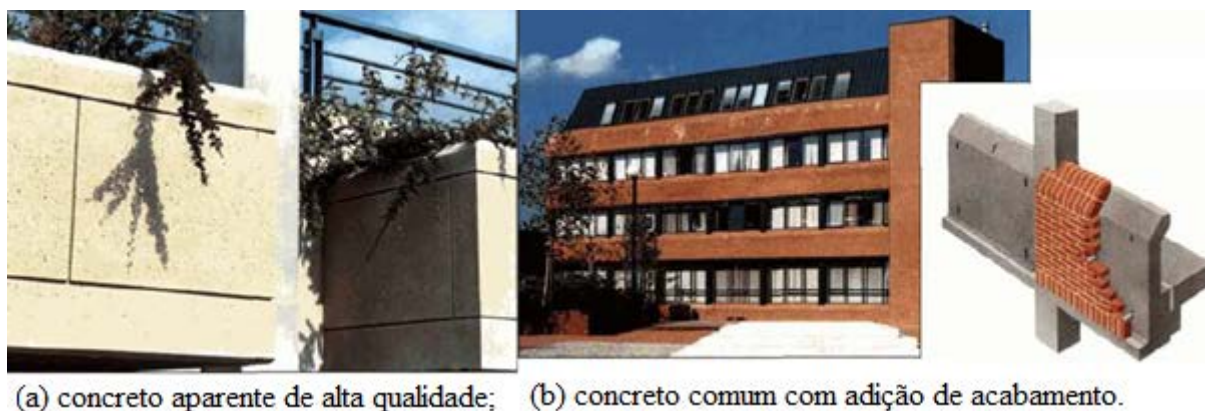


Figura 2.3 – Tipos de vigas de seção “L” que podem compor fachadas de edifícios de CPM [ELLIOTT; TOVEY, 1992].

A parte da viga de seção “L” que apoia a laje é chamada de mesa inferior ou aba (em inglês “boot” ou “ledge”), enquanto que a parte acima é chamada de peitoril (em inglês “upstand”). Conforme Elliott (2002), as vigas de seção “L” podem ser divididas em tipo I, em que o peitoril largo é parte da seção estrutural (Figura 2.4a) e tipo II, em que o peitoril estreito serve como forma permanente para o elemento de laje e é considerado ligado monoliticamente com concretagem local nas extremidades dos elementos de lajes.

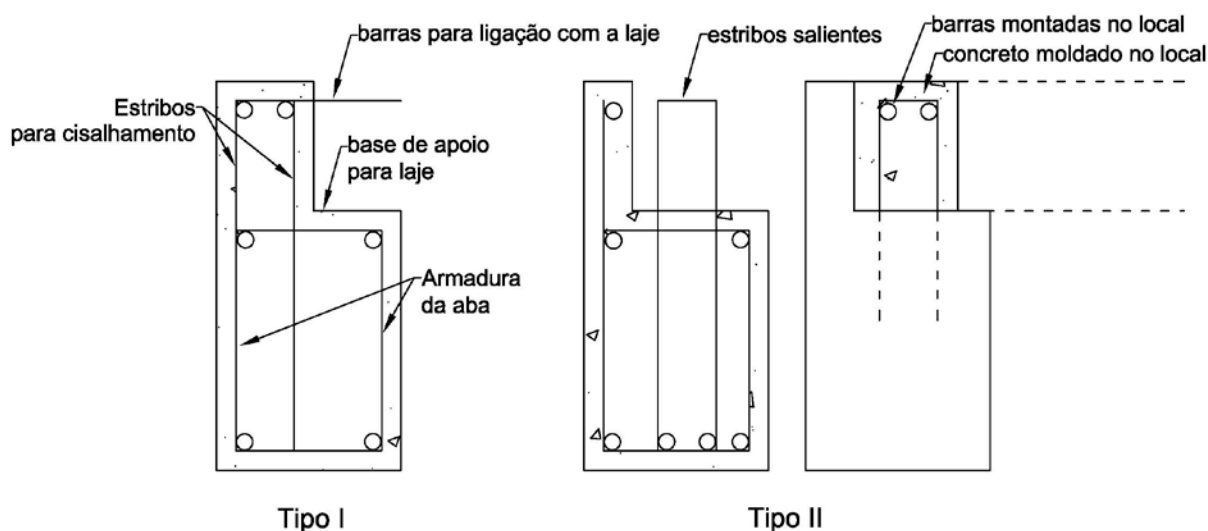


Figura 2.4 – Seção típica das vigas de seção “L” de tipo I e II [ELLIOTT, 2002; ELLIOTT; JOLLY, 2013]

As vigas de seção “L” podem tanto estar contidas na largura do pilar ou projetadas para fora dele (Figura 2.5b,c). As indústrias de concreto pré-moldado norte-americanas e europeias não

utilizam os mesmos tipos de seções e as diferenças nos formatos e dimensões podem ser notadas na Figura 2.5 e na Figura 2.6.

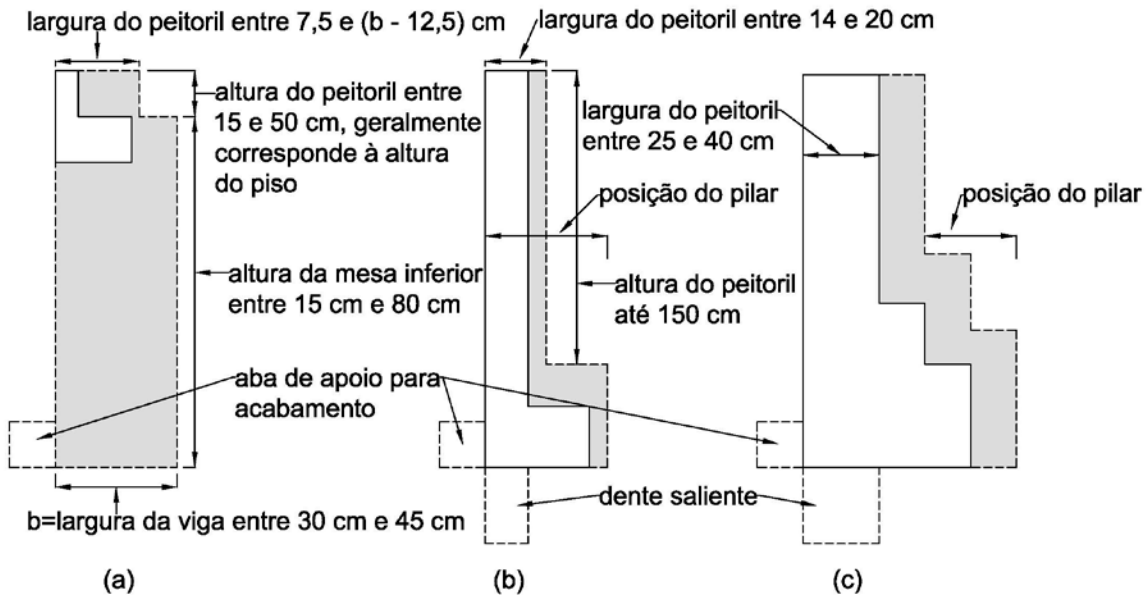


Figura 2.5 - Dimensões típicas das vigas de seção “L” – Europa: (a) peitoril baixo; (b) peitoril alto (c) peitoril alto projetado para fora do pilar [adaptado de Elliott e Tovey (1992) e Elliott (2002)].

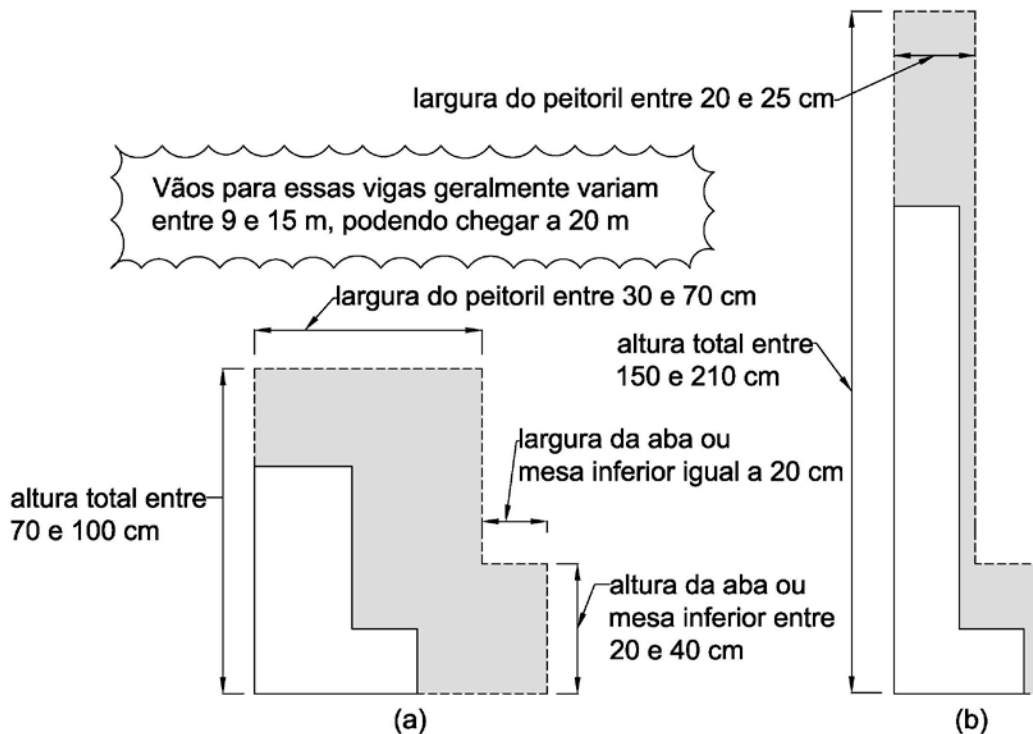


Figura 2.6 – Dimensões típicas das vigas de seção “L” – América do Norte: (a) peitoril baixo/médio e compacto, a altura do peitoril corresponde à altura do piso; (b) peitoril alto e delgado [adaptado de Lucier et al. (2007); Hariharan (2008); PCI (2010) e Mercan (2011)].



A Figura 2.7 mostra as variações de vigas de seção “L” com peitoril alto e delgado utilizadas nos Estados Unidos. As vigas mais comuns são as que apoiam as lajes TT através de uma mesa corrida (Figura 2.7b), mas, segundo Mercan (2011), as vigas com vãos mais longos (15 a 18 m) frequentemente são com mesas individuais (Figura 2.7a) ou com recortes (Figura 2.7c) para diminuir o peso do elemento e, no caso das vigas com recortes, para diminuir a excentricidade das cargas advindas da laje.

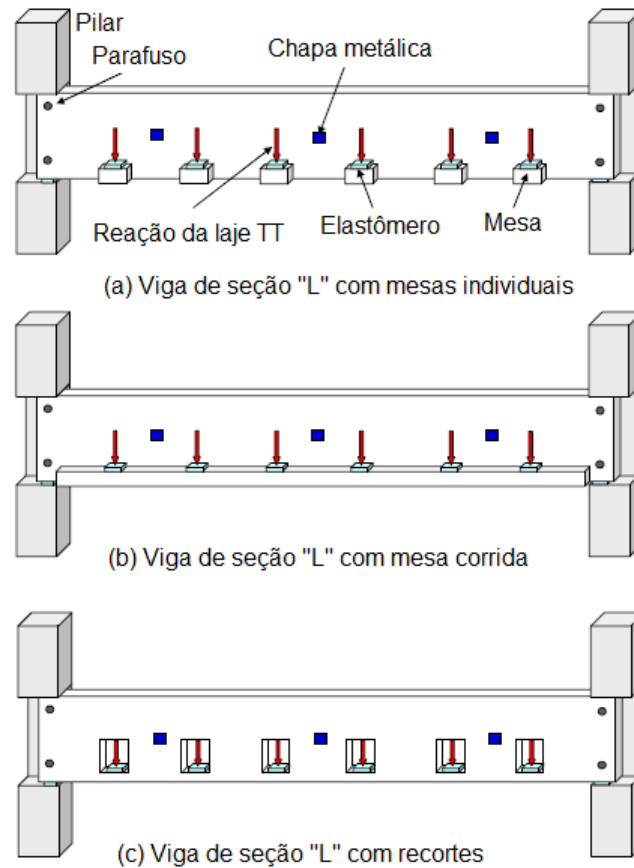


Figura 2.7 – Diferentes tipos de vigas de seção “L” com peitoril alto e delgado [MERCAN, 2011].

As vigas de seção “L” como na Figura 2.7, são simplesmente apoiadas através de material elastomérico posicionado entre a base de suas extremidades e o pilar, sendo assim consideradas biapoiadas para carregamentos verticais. A restrição à torção é dada por meio de ligações rosqueáveis (por exemplo; parafusos) entre a alma da viga e o pilar em cada extremidade. As chapas metálicas presentes entre o peitoril da viga e a laje TT não têm capacidade suficiente para impedir a rotação da viga, portanto sua função é prevenir deslocamentos laterais excessivos.

As vigas de seção “L”, devido ao formato da seção transversal, são submetidas simultaneamente a esforços de flexão, cortante e torção que resulta da ação excêntrica das

reações dos elementos de piso em relação ao centro de cisalhamento da viga. Estes fatores podem produzir um padrão complexo de deformação que inclui deslocamentos verticais e laterais e, ainda, giros da seção transversal. Caso seja utilizada protensão, este padrão de deformação pode se tornar ainda mais complexo. Portanto, o projeto dessas vigas não é uma tarefa direta, sendo imprescindível analisar o comportamento conjunto de vigas e suas ligações em cada caso.

### **2.1 Comportamento de vigas de seção “L” de concreto pré-moldado**

#### **2.1.1 Preliminares**

O carregamento excêntrico nas vigas de seção “L” de CPM gera um momento de torção que deve ser transferido para os apoios das vigas. A maneira como essa torção é levada até o apoio é o que difere os modos de comportamento como será explicado mais adiante. Entretanto, como a torção é fator preponderante nesse processo de entendimento, é importante definir e diferenciar seus efeitos dentro de um sistema estrutural.

Em muitas situações como, por exemplo, vigas de borda em edifícios de concreto armado moldado no local, os projetistas podem desprezar os efeitos da torção e contam com a redistribuição interna de tensões para que haja um caminhamento alternativo para as cargas dentro da estrutura. A intensidade da torção pode ser diminuída no elemento, uma vez que a rigidez à torção é reduzida em razão da fissuração causada pelo momento de torção. Nesses casos, a torção é chamada de torção de compatibilidade, o problema é estaticamente indeterminado e é influenciado pela rigidez e ductilidade dos elementos e ligações que interagem dentro do sistema estrutural. Vale lembrar que essa redistribuição de tensões deve ser estudada com cautela, pois pode vir acompanhada de fissuração excessiva e grandes deformações locais.

Para algumas estruturas, a torção não pode ser desprezada como é o caso de marquises e algumas vigas de pontes em seção celular. Nessas situações, caso a torção não seja considerada, a redistribuição de tensões não irá ocorrer, pois não há caminho alternativo para as forças e, conseqüentemente, haverá ruína do elemento. Nesses casos, a torção é dita torção de equilíbrio, o problema é estaticamente definido e, sendo assim, a distribuição e intensidade dos momentos de torção dependem somente das condições de equilíbrio.

Em estruturas de concreto pré-moldado, a torção de equilíbrio pode ocorrer em situações transitórias como, por exemplo, durante as etapas de montagem e de solidarização entre os elementos do sistema. Durante a montagem dos elementos de piso, se o carregamento e a reação não estão alinhados, a viga é submetida a um momento de torção que deve ser resistido por ligações nos apoios ou outros dispositivos como escoramento. Como mostra a Figura 2.8, a viga é submetida à torção de equilíbrio, pois as cargas, advindas das lajes nela apoiadas, atuam excêntrica ao centro de cisalhamento da viga, produzindo um torque que pode forçar o giro da viga caso não seja resistido apropriadamente. Neste caso, as restrições à torção são necessárias, pelo menos, até a montagem completa dos elementos de piso do vão adjacente.

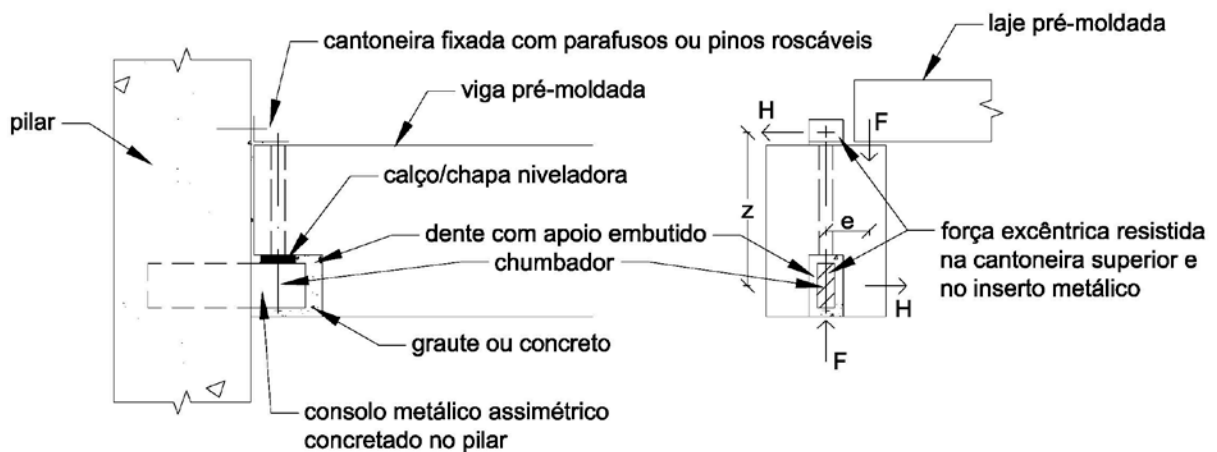
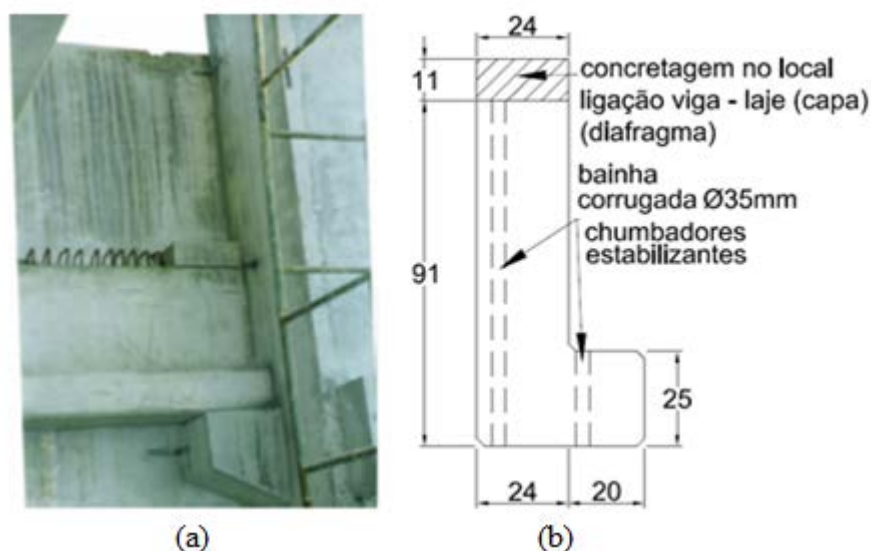


Figura 2.8 – Mecanismo de resistência à torção desenvolvido em ligação viga-pilar com consolo metálico embutido no dente de concreto [ELLIOTT, 2002; ELLIOTT; JOLLY, 2013].

O caso da viga de seção “L” de CPM não é diferente. Durante a fase de montagem até a etapa anterior à realização da ligação entre a viga e a laje, devem ser providenciados dispositivos de modo a evitar o tombamento da peça que pode ocorrer devido ao carregamento excêntrico nela aplicado. Um exemplo desse caso foi mostrado por Mota (2005) com a utilização de dois chumbadores (Figura 2.9b), que penetram nos consolos através de bainhas colocadas na alma e na aba da viga, garantindo a estabilidade da viga de seção “L” nesta etapa de construção. Outro fator que contribui positivamente para o não tombamento é o fato da mesa inferior da viga estar apoiada na largura total do consolo (Figura 2.9a), possibilitando que a reação da viga fique excêntrica ao seu centro de cisalhamento e diminuindo ou anulando (quando estiver alinhado com as cargas advindas das lajes) o momento de torção produzido pelo carregamento excêntrico dos elementos de piso.

Ainda durante a etapa anterior à solidarização da ligação entre viga-laje, a torção de equilíbrio pode ocorrer devido à ação de carregamentos horizontais tais como de vento e impacto. Um exemplo é o caso de viga de seção “L” com peitoril alto simplesmente apoiada nos pilares, em que a ação horizontal é resistida nas ligações de apoio da viga por atrito ou outros mecanismos. Neste caso, como as cargas e as reações podem não atuar no mesmo nível, a viga é submetida, simultaneamente, a esforços de torção, cortante e flexão.

El Debs (2000) comenta que, além da torção causada pelo vento e cargas assimétricas, os erros de posicionamento e desvios de geometria na montagem dos elementos de CPM também podem produzir este tipo de solicitação. Devido à essas incertezas, recomenda-se que os apoios das vigas sejam projetados para valores mínimos de torção mesmo quando a viga possua vínculos que restrinjam a rotação ao longo do seu vão.



*Figura 2.9 – Detalhe da ligação viga-pilar e da ligação entre as placas de fechamento e viga de seção “L” utilizadas na obra do Instituto do Câncer do Estado do Ceará em 2001 [MOTA, 2005].*

A análise da torção de compatibilidade em estruturas de CPM é igual ou mais complexa de que em estruturas moldadas no local. O manual da FIB (2008) indica que os parâmetros influentes nesta análise são, principalmente, as rigidezes dos elementos estruturais, o comportamento dos apoios desses elementos (flexível, semirrígido e rígido) e as ligações entre eles dentro do sistema. O tipo e o comportamento das ligações das peças estruturais não variam muito em estruturas convencionais como edifícios de concreto moldado no local, enquanto que em estruturas de concreto pré-moldado, a situação é oposta visto que o uso da tecnologia do concreto pré-moldado possibilita ao engenheiro a escolha da ligação que mais

convém ao seu interesse. Dessa forma, não é possível generalizar o comportamento da torção de compatibilidade em uma estrutura de CPM, pois cada caso tem suas características e requer considerações específicas para análise da interação da torção entre os elementos do sistema estrutural. Mais informações e análises de torção em estruturas de CPM podem ser encontradas no manual da FIB (2008) e em Lündgren (1999).

Para facilitar o funcionamento e evitar um comportamento complexo do esquema estrutural, existem dois tipos de abordagens para considerar o carregamento excêntrico em vigas de seção “L” de CPM que levam a diferentes comportamentos estruturais. O manual da FIB (2008) os define como:

(A) - com torção de equilíbrio: A laje é considerada simplesmente apoiada na viga (Figura 2.10a). A torção, que resulta do carregamento excêntrico, deve ser resistida pela viga e o momento de torção deve ser balanceado nos apoios. Neste caso, nenhuma armação especial é necessária na ligação viga-laje para resistir ao carregamento excêntrico.

(B) – sem torção de equilíbrio: A laje é firmemente ligada à viga e a viga é considerada como parte integrante do piso, o que significa que o vão teórico do piso aumenta como mostrado na Figura 2.10b. A ligação viga-laje é projetada para o carregamento excêntrico. Neste caso, os apoios da viga não devem ser aptos para resistir à torção mas livres para rotacionar em torno do eixo do centro de gravidade.

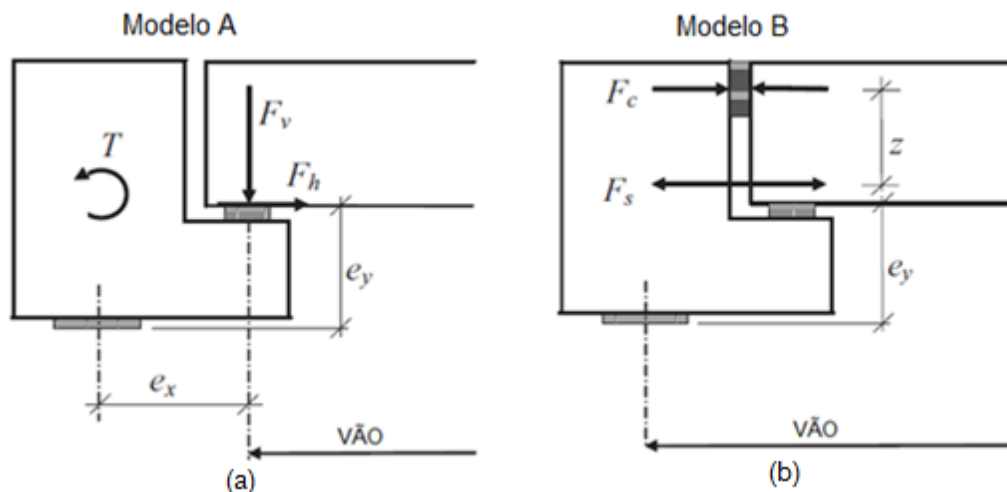


Figura 2.10 – Diferentes maneiras de considerar o carregamento excêntrico nas vigas de seção “L”, (a) Modelo com torção de equilíbrio em que os elementos de laje são simplesmente apoiados nas vigas, (b) Modelo sem torção de equilíbrio em que os elementos de laje são fortemente ligados à viga [FIB, 2008].

Para que o modelo com torção de equilíbrio (modelo A) funcione corretamente, as ligações entre a viga e a laje devem ser articuladas, isto é, não devem restringir a rotação da laje, tal como ocorre com a ligação mostrada na Figura 2.11, onde a chapa metálica, por ter uma

espessura pequena, não possui rigidez suficiente para impedir a rotação da laje TT. Os dispositivos dessa ligação têm como função principal transferir as forças de tração da laje para a viga e evitar que a viga se deforme livremente no plano horizontal (FIB, 2008). O momento de torção é balanceado nos apoios da viga e a Figura 2.11 mostra o dispositivo superior da ligação que é responsável por formar o binário de forças resistente a este torque. Além disso, a ligação entre viga e laje ao longo do vão pode ser vista em detalhe nesta figura.

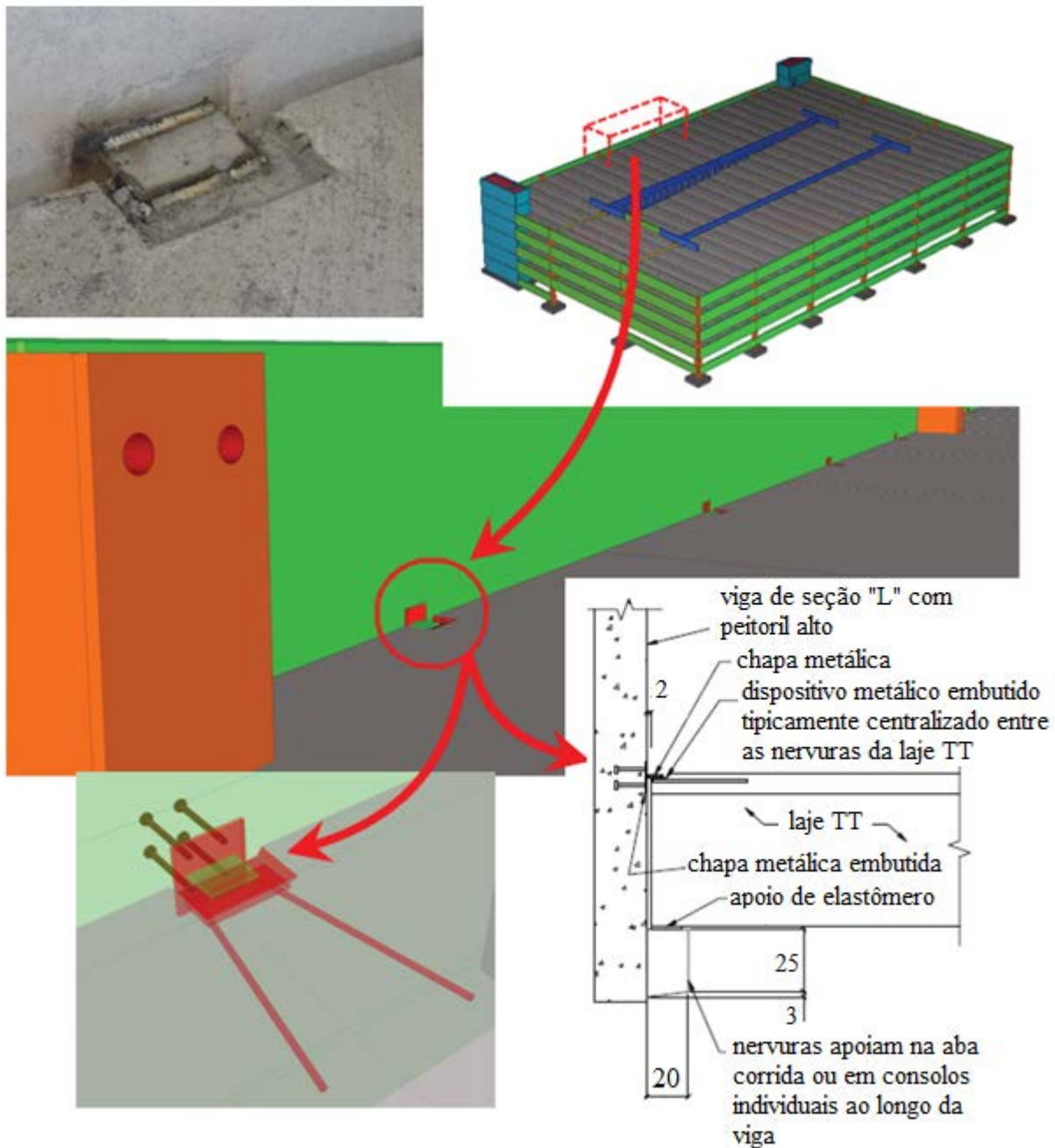


Figura 2.11 – Detalhe de indústria americana de concreto pré-moldado para as ligações típicas encontradas em uma viga de seção “L” projetada segundo o modelo com torção de equilíbrio (modelo A) [SHOCKEY, 2008].

Conforme Van Acker (2002), as ligações soldadas são mais comuns na América do Norte. Essa realidade é oposta a da Europa, em que este tipo de ligação é limitado, principalmente, pelas regulamentações exigentes para uso de soldagem em campo. Por esta razão, as vigas de seção “L”, projetadas segundo o modelo com torção de equilíbrio, são tipicamente encontradas nos EUA e Canadá.

A alternativa para evitar o uso de ligações soldadas em vigas de seção “L” de CPM pode ser a utilização do modelo sem torção de equilíbrio (modelo B) em que parte da ligação viga-laje é feita através de concretagem ou grauteamento, proporcionando assim uma interação mais forte entre viga e laje, forçando-as a trabalhar em conjunto. Deve ser alertado que, neste caso, o uso de escoramento temporário (Figura 2.12a) é obrigatório tal como recomenda o manual de boas práticas da FIB (2008).

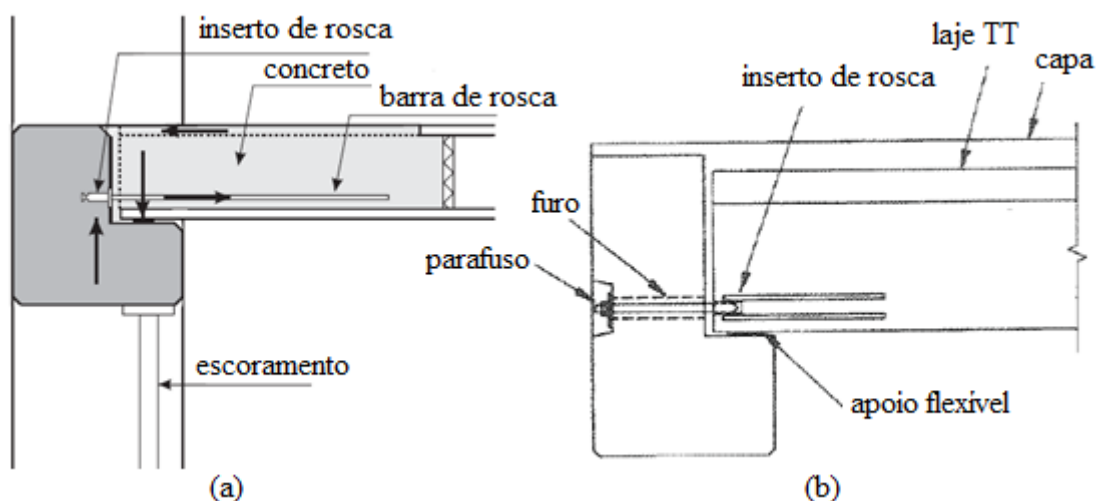


Figura 2.12 - Ligação viga-laje com restrição à torção, (a) laje alveolar, (b) laje TT [FIB, 2008].

O propósito do modelo sem torção de equilíbrio (modelo B) é anular o momento de torção aplicado pela laje ao longo vão e não somente nas extremidades da viga como no modelo com torção de equilíbrio (modelo A). Consequentemente é necessário existir dispositivos, na ligação viga-laje, capazes de estabelecer um binário de forças para este fim. Deve ser salientado que a ligação viga-laje também deve considerar a ação de diafragma da laje e as possíveis forças advindas da retração e dos efeitos de temperatura no concreto. Conforme FIB (2008), a ligação viga-laje do modelo sem torção de equilíbrio pode ser dividida em duas partes (Figura 2.12b).

- Inferior: responsável por transferir a força de tração do binário através de dispositivos como placas e chapas metálicas soldadas, barras de aço roscáveis ou laços de armaduras, ancorados pelo grauteamento das juntas e dos alvéolos.
- Superior: responsável pela transferência da força de compressão do binário a partir do uso de dispositivos metálicos (chapas, placas, insertos, etc.) ou, de modo mais frequente, através de preenchimento com graute ou concreto do espaço existente entre a alma da viga e a laje.

Apesar de os elementos de piso serem projetados como simplesmente apoiados, as armaduras de tração da ligação viga-laje podem transferir algum momento (flexão-laje; torção-viga) para a viga. Sendo assim, seria mais apropriado tratá-las como semirrígidas (Lündergren, 1999). Nesse caso, a torção passa a ser de compatibilidade e depende de vários fatores dentro do sistema estrutural como já dito anteriormente. Para maiores detalhes sobre o comportamento da ligação viga-laje do modelo sem torção de equilíbrio podem ser consultados Engström (1992), Bäckström (1993), Lündergren e Engström (1994a), Lündergren e Engström (1994b) e Lündergren (1995).

Há ainda outro tipo de ligação viga-laje para vigas de seção “L” que não se encaixa em nenhum dos modelos propostos pelo manual da FIB (2008), como mostrado na Figura 2.13. Pode ser considerada uma adaptação do modelo sem torção de equilíbrio (modelo B), todavia convém denominá-lo modelo com restrição parcial de rotação (modelo C) para não haver dúvida a que modelo está se referindo. Neste modelo, a armadura da ligação não é dimensionada para o carregamento excêntrico e sim como um tirante longitudinal localizado no apoio com o objetivo principal de transferir as ações horizontais provenientes do piso para a viga.



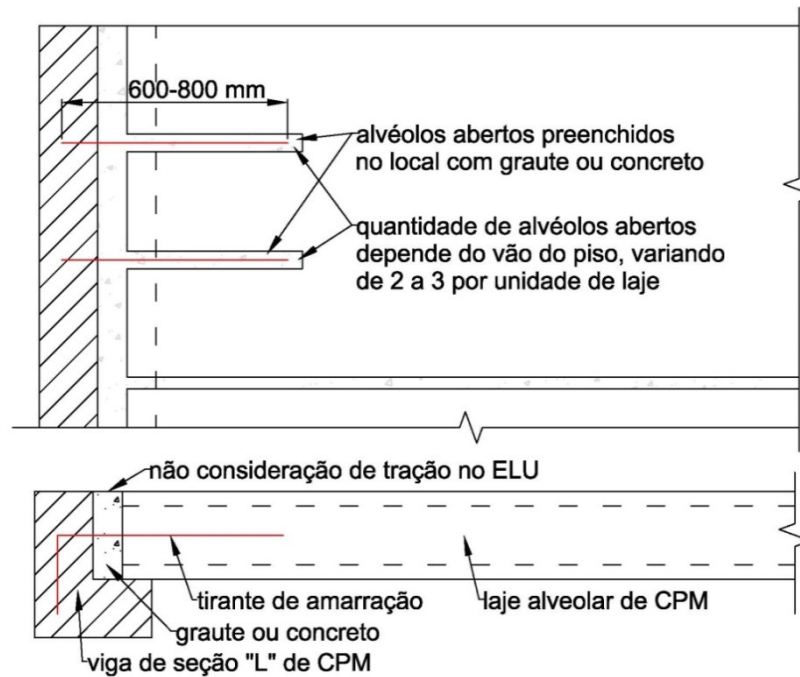


Figura 2.13 – Ligação viga-laje com restrição parcial à rotação do piso [adaptado de Elliott (2002) e FIB (2008)].

Este tipo de ligação é considerada articulada (em inglês “Pinned-jointed connections”) e, assim, é projetada para não transmitir momento fletor entre os elementos estruturais. Entretanto, Elliott (2002) afirma que, na verdade, momentos de restrição de pequena intensidade devem ocorrer para carregamentos no ELS em razão dos efeitos de intertravamento causados pelo grauteamento, atrito, etc., porém a capacidade da ligação logo será superada, sendo capaz apenas de transferir forças normais e cortantes.

Existem algumas recomendações para que esse tipo de ligação funcione apropriadamente, tais como: número mínimo de alvéolos armados preenchidos com graute por elemento de laje; posicionamento correto, comprimento mínimo de ancoragem e diâmetros mínimo e máximo da barra de armadura do tirante. A Tabela 2.1 resume algumas indicações encontradas na literatura técnica.

Tabela 2.1 – Recomendações simplificadas para ligações com restrição parcial à rotação da laje no apoio de borda [adaptado de FIB (2008)].

Dados por unidade de elemento de laje alveolar	Elliott (1996)		FIB (2008)	
Número mínimo de alvéolos abertos e juntas com armadura:	2		vão < 6 m	2
			6 ≤ vão < 10 m	2 a 3
			vão ≥ 10 m	3
Comprimento da barra de armadura projetada nos alvéolos e juntas:	Elliott (1996)	mínimo 600 mm	vão < 6 m	500 mm - alvéolos
	Van Acker (2002)	600 a 800 mm alvéolos		700 mm - juntas
	Elliott e Tovey (1992) Elliott (2002)	Obs.*	vão ≥ 6 m	600 a 750 mm - alvéolos 0,1 a 0,125 x vão - juntas
Área de aço (mm <sup>2</sup> ) - barra colocada nos alvéolos	-		0,0025 x M / h	
Diâmetro máximo - barra colocada nos alvéolos	-		menor entre $6 + h / 25$ , $c / 3$ e $c - 20$	
Área de aço (mm <sup>2</sup> ) - barra colocada na capa estrutural	-		0,0025 x M / (h + t)	
Diâmetro máximo - barra colocada na capa estrutural	-		menor entre $6 + (h + t) / 25$ e $t / 3$	
Diâmetro mínimo - barra colocada nos alvéolos ou na capa estrutural	12 mm		-	

Obs.\* maior entre o comprimento de ancoragem e o comprimento de transferência da força de protensão. Legenda: M é o momento fletor negativo no apoio no ELS (unidade: Nmm), h é a altura da laje (mm), t é a espessura da capa (mm), c é a largura do alvéolo ou da junta (mm).

O posicionamento do tirante de amarração na ligação viga-laje é importante para que as hipóteses de projeto adotadas sejam mantidas. Para evitar problemas relacionados com restrição não intencional entre viga e laje, é aconselhável, segundo Van Acker (2002), colocar as barras de armadura no meio da seção transversal. Já o manual da FIB (2008) recomenda posicionar os tirantes na localização mais baixa possível, idealmente no último terço da seção transversal. Nos casos em que a barra de armadura do tirante é posicionada na capa estrutural da laje (Figura 2.14), o manual da FIB (2008) indica colocar material flexível – como o poliestireno - entre o peitoril da viga e a laje alveolar ou, no caso das lajes TT, deixar folga mínima neste local, para que a rotação da laje no apoio não seja restringida, evitando o desenvolvimento de momento negativo na ligação.

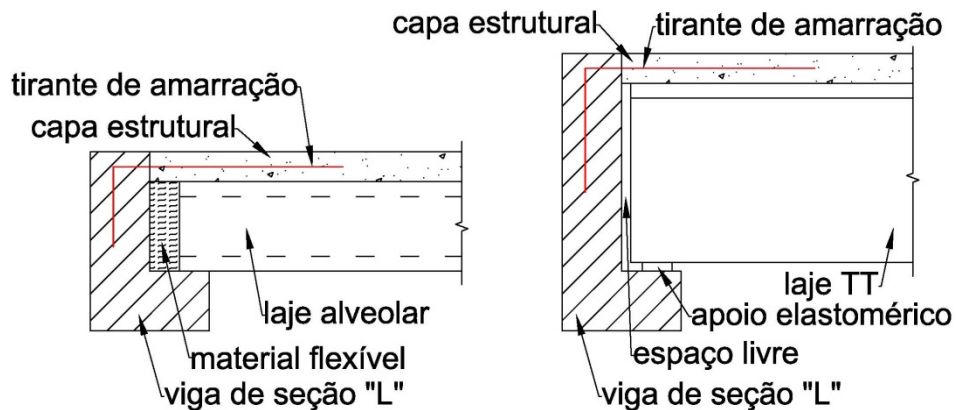


Figura 2.14 – Ligação viga-laje sem restrição à rotação da laje, (a) laje alveolar, (b) laje TT [adaptado de FIB (2008)].

Seguindo as recomendações anteriores, a possibilidade do aparecimento de fissuras grandes e indesejáveis se torna pequena, diminuindo a chance de ocorrência de patologias estéticas e funcionais causadas pela restrição indesejada da rotação da laje no apoio, assim garantindo a integridade estrutural da ligação.

### 2.1.2 Modelo com torção de equilíbrio

O manual de 2010 do PCI (Precast/ Prestressed Concrete Institute) exige procedimentos de projeto para vigas de seção “L” de concreto pré-moldado, que assumem as tensões de torção como modo de falha na capacidade última para ação combinada de força cortante e momento de torção. Sendo assim, o manual indica armadura apropriada para resistir a essas tensões. Os procedimentos variam em complexidade, porém todos resultam na necessidade de grande quantidade de aço e de detalhes (Figura 2.15) que podem ser onerosos em relação aos custos de material e mão-de-obra para fabricação das peças (LOGAN, 2007).

Para seções retangulares constituídas de material frágil submetido à torção, a teoria clássica de Saint Venant prevê fissuras em espiral nas superfícies, o que resulta em fragmentação do concreto (Figura 2.17). Através da observação de estruturas correntes, Raths (1984) relatou que não há evidências de tensões de torção em vigas de seção “L” de concreto pré-moldado. Adicionalmente, Klein (1986) observou que não ocorrem fissuras em espiral nem fragmentação do concreto em vigas de seção “L” de concreto pré-moldado submetidas a carregamento excêntrico.



*Figura 2.15 - Detalhes de armação segundo as recomendações do ACI 318:2011 e do PCI (2010). [LOGAN, 2007].*

A superfície interna das vigas de seção “L” de concreto pré-moldado ensaiadas por Klein (1986) apresentou sinais de modo de falha por flexão com fissuras em arco (Figura 2.18) o que é esperado para vigas delgadas. A face externa mostrou sinais de flexão lateral causado pela componente  $P \sin \theta$  (Figura 2.16) da carga excêntrica aplicada  $P$ . Pode ser observado Figura 2.18 também, na face interna das extremidades, a formação de fissuras inclinadas (45 graus) oriundas da flexão fora do plano causada pelas forças das ligações da viga com o pilar e que evitam o tombamento da viga de seção “L” de concreto pré-moldado.

O modo de falha real das vigas de seção “L” de concreto pré-moldado (Figura 2.19) é resultado da fissuração inclinada a 45 graus perto do apoio. A flexão fora do plano na alma resulta em abertura das fissuras que, por sua vez, diminuem significadamente a rigidez da alma e, assim, a alma é incapaz de transmitir o momento de torção para a seção transversal restante. Portanto, as tensões internas de torção são evitadas e a fissuração inclinada da alma torna-se o primeiro modo de falha dessas vigas.

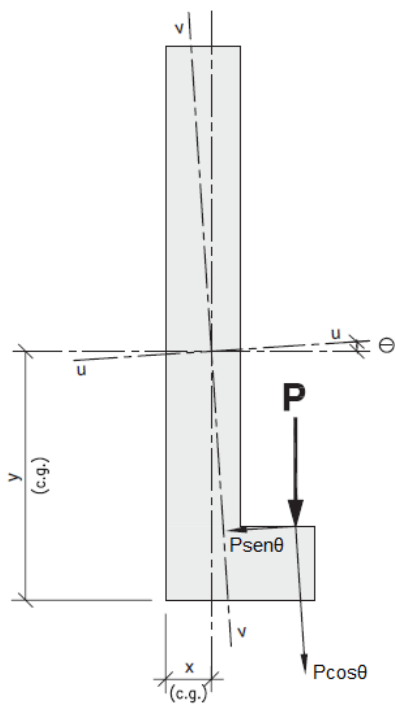


Figura 2.16 - Componentes da força excêntrica aplicada a uma seção "L" inclinada de  $\theta$  [LOGAN, 2007].

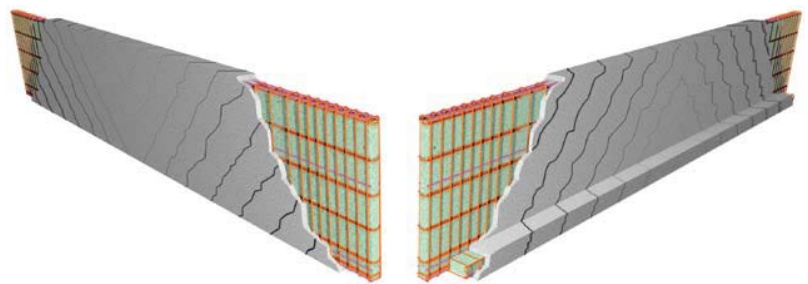


Figura 2.17 - Fissuração em espiral e fragmentação do concreto na superfície [LOGAN, 2007].

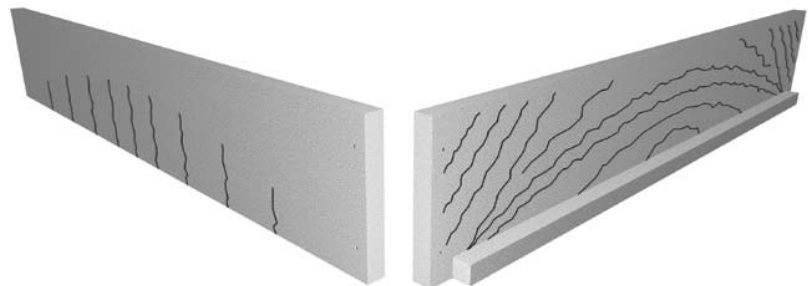


Figura 2.18 - Fissuração observada em ensaios realizados por Klein (1986) [LOGAN, 2007].

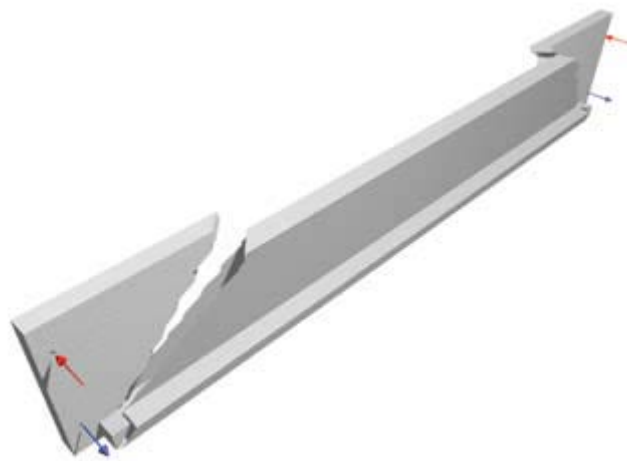


Figura 2.19 – Mecanismo de falha de vigas de seção "L" de concreto pré-moldado [LOGAN, 2007].

Como nenhum detalhe adicional de armação é requerido para a condição especial de simultaneidade de força cortante e de momento de torção, não são necessários os estribos fechados com ganchos a  $135^\circ$  graus e as barras longitudinais adicionais. A Figura 2.20 ilustra um exemplo de como a armação das vigas de seção "L" de concreto pré-moldado ficaria mais simples sem esses detalhes.

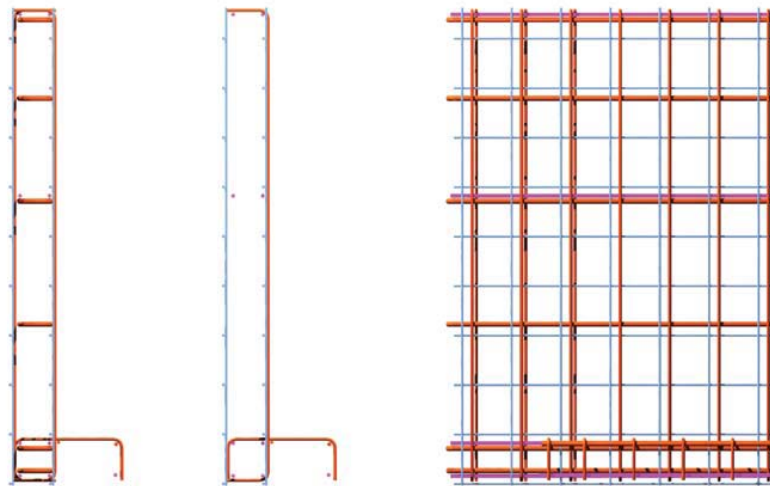


Figura 2.20 – Configuração da armadura necessária para resistir ao momento de torção (flexão fora do plano) [LOGAN, 2007].

Um conjunto de quatro vigas de seção “L” de concreto pré-moldado suportando lajes TT foram ensaiadas por Lucier *et al.* (2007). Nenhuma das vigas foi armada com estribos fechados; diferentes arranjos de barras de aço em L, tela soldada e barras longitudinais foram previstos para resistir à flexão fora do plano e cortante. Outros detalhes de armadura foram previstos para tratar casos específicos como punção na alma, ligação alma-mesa inferior e flexão na mesa inferior. As quatro vigas se comportaram satisfatoriamente em todas as etapas de carregamentos. Um ponto que deve ser destacado é a influência do atrito no apoio da laje TT que pode ter um papel importante na determinação do comportamento fora do plano da viga de seção “L”. Outro fator importante nesse comportamento fora do plano é a ligação entre a superfície interna da viga e a laje apoiada. As forças transmitidas através dessas ligações têm potencial para influenciar nesse comportamento.

Hassan *et al.* (2007) apresentaram resultados de análise não linear em elementos finitos realizada para modelar o comportamento de vigas de seção “L” de concreto pré-moldado com armadura aberta na alma. O modelo numérico foi calibrado utilizando resultados experimentais de vigas delgadas de seção “L” de concreto pré-moldado ensaiadas por Lucier *et al.* (2007). A capacidade do modelo em representar o comportamento real das vigas de seção “L” delgadas foi demonstrada através de correlações e comparações entre os modelos numérico e experimental. A viabilidade do uso de armadura aberta na alma em vigas compactas de seção “L” também foi estudada com cinco arranjos diferentes de armadura transversal para entender o comportamento em relação aos esforços simultâneos de cortante e torção nessas vigas.

As vigas compactas de seção “L” com relação h/b (relação altura dividida pela largura do peitoril) de 1,75 com vão de 13,7 metros foram projetadas e armadas conforme o ACI 318:2005. O modo de falha para todos os casos foi primeiramente por esmagamento do concreto na seção do meio do vão. Para evitar esse modo de falha e estudar o modo de falha por força cortante e momento de torção, as vigas compactas de seção “L” foram reforçadas com armaduras de flexão. Com a adição de barras de reforço no meio do vão, o modo de falha passou a ser o esmagamento do concreto em bielas de compressão nas extremidades das vigas.

A análise de parâmetros como deslocamentos verticais e laterais, rotações, padrão de fissuração e tensões de cisalhamento conduziu às seguintes conclusões (HASSAN *et al.*, 2007):

- O comportamento de vigas compactas de seção “L” de concreto pré-moldado, em relação à flexão fora do plano, é altamente dependente da configuração da armadura transversal. A ausência de ganchos nas armaduras abertas na alma pode resultar em uma grande deformação lateral em comparação com as vigas armadas com estribos fechados.
- A ligação entre o peitoril das vigas de seção “L” e as lajes apoiadas reduz o deslocamento lateral induzido nas vigas de seção “L” de concreto pré-moldado pela flexão sobre o menor eixo da viga. Entretanto, a presença dessa ligação não tem efeito significativo na capacidade de carga última ou modo de falha das vigas.
- O uso de armadura transversal aberta com ganchos superiores e inferiores a 90 graus não tem nenhum efeito prejudicial nas tensões de cisalhamento induzidas nas extremidades das vigas de seção “L” comparado com o uso de estribos fechados.
- Houve variação da redução da capacidade portante à força cortante devido às diferentes configurações de armadura transversal. O uso de telas soldadas (armaduras sem ganchos) provocou redução de 17% em relação às vigas armadas com estribos fechados, enquanto que a redução foi de 8% quando foi utilizada armadura transversal aberta com ganchos a 90°.

Os resultados e as análises mostraram que o uso de armadura transversal aberta pode ser efetivo tanto nas vigas compactas de seção “L” com grandes vãos quanto nas vigas delgadas de seção “L” de concreto pré-moldado.

Lucier *et al.* (2011a) realizaram trabalho experimental extensivo no qual doze vigas de seção “L” de concreto pré-moldado em escala real foram ensaiadas até a ruptura. Com a adição dos resultados das vigas ensaiadas por Lucier *et al.* (2007), uma base de dados de dezesseis vigas de seção “L” de concreto pré-moldado foi feita e assim foi possível fazer uma análise dos parâmetros que influenciam no comportamento dessas vigas. As vigas foram configuradas para estudar falhas nas extremidades (Figura 2.21). Os resultados indicaram que a extremidade armada com estribos fechados tem a capacidade de carga aumentada em 10% quando comparada com extremidades armadas com estribos abertos. Entretanto, a capacidade de carga de vigas com estribos abertos é suficientemente conservadora e, no mínimo, 25% maior que a carga majorada de projeto. É importante comparar a capacidade de carga das duas alternativas, pois a fabricação da armação proposta no experimento (estribos abertos) economizou 30% em aço e 50% em tempo de trabalho quando comparada com a armação fechada indicada pelos códigos de projeto aceitos atualmente como o manual do PCI (2010) (LUCIER *et al.*, 2008).

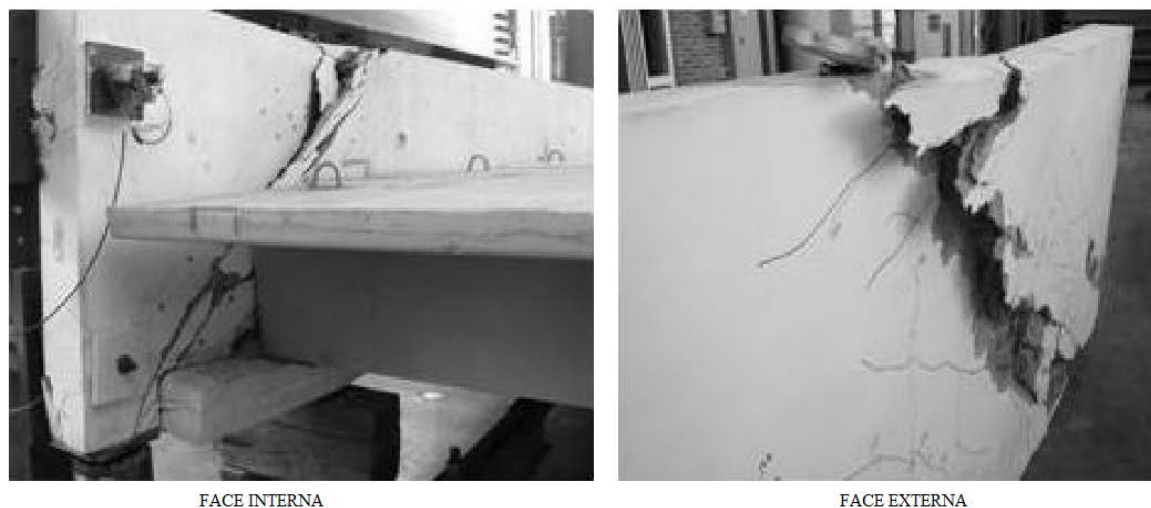
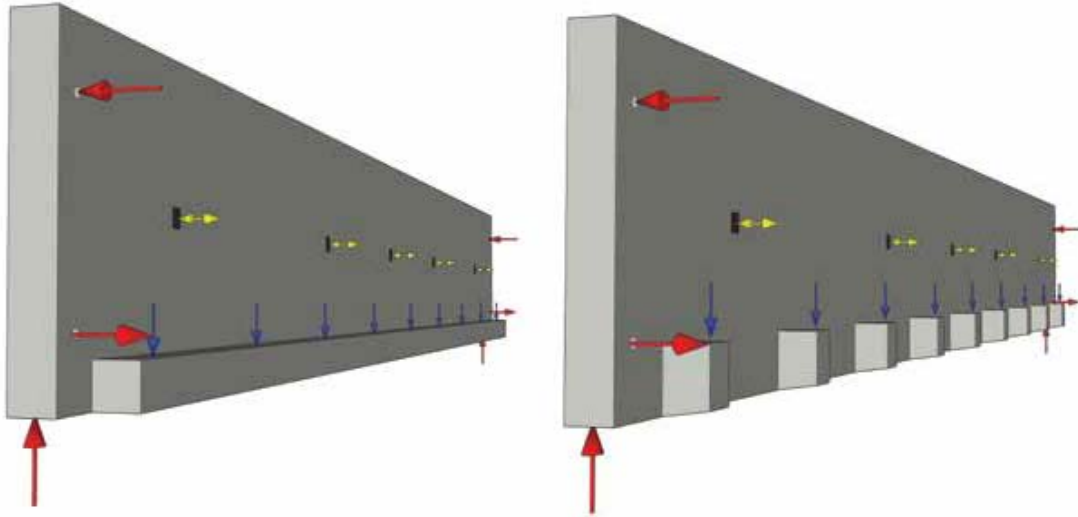


Figura 2.21- Falhas nas extremidades de viga delgada de seção de “L” de concreto pré-moldado [LUCIER *et al.*, 2008].

As vigas delgadas de seção “L” ensaiadas por Lucier *et al.* (2011a) eram de dois tipos, em que a diferença estava na forma do apoio das lajes TT. O apoio das lajes era em forma de mesa corrida em treze vigas delgadas de seção “L”, enquanto que em outras três o apoio era em forma de várias mesas individuais, tal como pode ser visto na Figura 2.22. A relação entre a



altura da viga dividida pela espessura do peitoril era 7,5 em catorze delas e outras duas tinham relação de 4,6. A armação das vigas também diferiu para que o comportamento das vigas delgadas de seção “L” de concreto pré-moldado com armadura transversal aberta ou fechada pudesse ser estudado.



*Figura 2.22 – Tipos de vigas de seção “L” comumente encontradas em edificações americanas [LUCIER et al., 2011a].*

O padrão de fissuração, na face interna das vigas delgadas de seção “L”, foi o de fissuras em arco, anteriormente documentado por Raths (1984), Klein (1986), Logan (2007) e Lucier *et al.* (2007). Na face externa (Figura 2.23), as fissuras se dividiram em três regiões: a região de extremidade situada perto dos apoios das vigas com extensão de 1,5 vezes a altura da viga, a região de flexão no meio do vão e a região restante situada entre elas. As regiões foram definidas e discutidas em Lucier *et al.* (2011b).

Diversos modos de falhas foram observados como falha na ligação alma-aba, falha por cortante, falha na extremidade ao longo de uma fissura oblíqua, falha por flexão no meio do vão, falha por punção na alma e falha do consolo no meio do vão. O modo de falha mais importante para o estudo foi a falha através de um plano de fissuração oblíqua ocorrida nas extremidades de sete das dezesseis vigas delgadas de seção “L” ensaiadas. Essas sete vigas foram reforçadas com excesso de armadura à flexão e projetadas para evitar possíveis modos de falhas localizados. As falhas nas extremidades das vigas foram observadas nos dois tipos de vigas estudadas com as duas relações de esbeltez (4,6 e 7,5) (LUCIER *et al.*, 2011a).



Figura 2.23 – Fissuração observada na face externa de viga de seção “L” pré-moldada de concreto [LUCIER *et al.*, 2011a].

Lucier *et al.* (2011a) mostraram que falhas fora das extremidades irão controlar a resistência das vigas de seção “L” de concreto pré-moldados sem adição de reforço para flexão, independentemente do uso de armadura transversal aberta ou fechada. Outro fator importante observado foi que ocorreram várias falhas nas abas em cargas abaixo das previstas pelo manual de projeto do PCI (2010). Esse comportamento foi observado anteriormente por Klein (1986). A interação entre os esforços internos na aba, flexão e cisalhamento globais parece reduzir significativamente a capacidade à punção. Nafadi (2013) discutiu os parâmetros envolvidos na capacidade resistente da aba das vigas de seção “L” e que não são considerados pelo manual do PCI (2010).

Os modos de ruptura observados nas extremidades formaram a base da metodologia racional de projeto introduzida por Lucier *et al.* (2011b). Essa metodologia racional é específica para o projeto de vigas delgadas de seção “L” de concreto pré-moldado com relação geométrica (altura dividida pela espessura do alma/peitoril) de 4,5 ou mais. O novo processo de cálculo proposto reduz o peso de aço da armadura transversal de 30% a 50% em comparação com os métodos tradicionais. As vigas armadas com essa metodologia economizam aço transversal e,

ainda, proporcionam o mesmo nível de confiança e segurança das vigas projetadas tradicionalmente. Essa metodologia poderá vir a ser usada para vigas compactas de seção “L” de concreto pré-moldado, porém a validação dessa metodologia para este fim ainda carece de mais estudos.

A metodologia de projeto apresentada por Lucier *et al.* (2011b) é destinada ao caso específico de vigas delgadas de seção “L” de concreto pré-moldado com as características da indústria americana, isto é, peitoril alto e delgado e presença de ligações resistentes à torção junto aos pilares. Cabe ressaltar que outras variações nas configurações de seção transversal de viga, nos tipos de ligação viga-pilar e de ligação viga-laje, nos tipos de lajes (alveolar, TT, etc) e na localização da reação de apoio das lajes em relação ao centro geométrico da seção existem na prática atual. Consequentemente, os conceitos dessa metodologia poderão ou não ser aplicados, devendo o projetista decidir se são aplicáveis para cada caso de projeto.

### **2.1.3 Demais modelos**

A literatura técnica apresenta poucas pesquisas relacionadas aos modelos sem torção de equilíbrio e com restrição parcial de rotação. Além disso, alguns destes estudos não estão escritos em inglês, o que dificulta ainda mais o acesso a este material. Neste texto, foram reunidas as principais investigações desses modelos em um único tópico em vez de discuti-los separadamente como foi feito com o modelo com torção de equilíbrio.

Elliott, Davies e Adlparvar (1993) estudaram o comportamento da ligação entre vigas de seção “L” e lajes alveolares de CPM com solidarização realizada com concretagem feita no local. Apesar de o carregamento excêntrico aplicar um toque à viga de apoio a qual supostamente deveria ser projetada para torção, os projetistas não consideram este efeito, afirmando que a laje alveolar fornece uma força de sustentação que restringe rotações e deslocamentos horizontais da viga (ELLIOTT; TOVEY, 1992). Isto só funcionará caso seja desenvolvida uma ação composta através de mecanismos de transferência de cisalhamento nas juntas e alvéolos moldados no local e nas superfícies de contato e, também, a ligação viga-pilar deve prover uma reação de apoio (equilíbrio), a qual permitirá que a força sustentadora  $R$  seja efetiva (ELLIOT; DAVIES; ADLPARVAR, 1993). A Figura 2.24 mostra que essa ação composta depende do desenvolvimento de forças de sustentação na laje e na continuidade estrutural entre viga e laje.

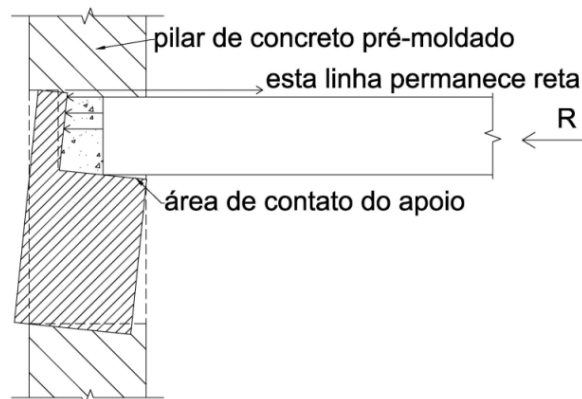


Figura 2.24 – Ação composta desenvolvida pela força de sustentação ( $R$ ) e pela continuidade estrutural da ligação viga-laje [ELLIOTT; DAVIES; ADLPARVAR, 1993].

Os ensaios experimentais de Elliott, Davies e Adlparvar (1993) foram divididos em três séries: A) vigas sem solidarização com a laje e ligações viga-pilar rígidas, B) idem A, mas ligações viga-pilar semirrígidas e C) vigas com solidarização local entre o peitoril da viga e a laje e ligações viga-pilar semirrígidas. Dois tipos de seções transversais de viga foram usados, tinham 60 cm de altura total com 20 cm de peitoril e largura total de 30 cm, o que as diferenciam é a largura do peitoril: 7,5 cm ou 16,5 cm. As vigas ensaiadas não foram projetadas para o esforço de torção.

Os testes das séries A e B, sem ação composta do piso, mostraram que houve escoamento de barras transversais e longitudinais nas extremidades das vigas, o padrão de fissuração (Figura 2.25) foi em espiral e a viga sofreu grandes deslocamentos laterais na parte superior, sendo considerado o modo de ruptura por torção. Entretanto, a intensidade do momento de torção em que se iniciou a fissuração, isto é, o momento em que a deformação de cisalhamento passa do concreto para a armadura, é duas vezes maior que o momento de torção de projeto. O comportamento de vigas com ligações rígidas (série A) e semirrígidas (série B) foi semelhante.

A série C de ensaios mostrou que a rotação da laje diminuiu para valores três vezes menores que nas séries A e B. As fissuras observadas (Figura 2.26) foram causadas por esforços de flexão (meio do vão) e de cortante (perto da ligação viga-pilar), diferentemente das séries A e B em que a fissuração era, predominantemente, por torção com espaçamento entre fissuras igual ao espaçamento das armaduras transversais. É importante notar que a falha dos ensaios da série C não ocorreu por torção e, sim, por cisalhamento na laje alveolar e flexão na viga.

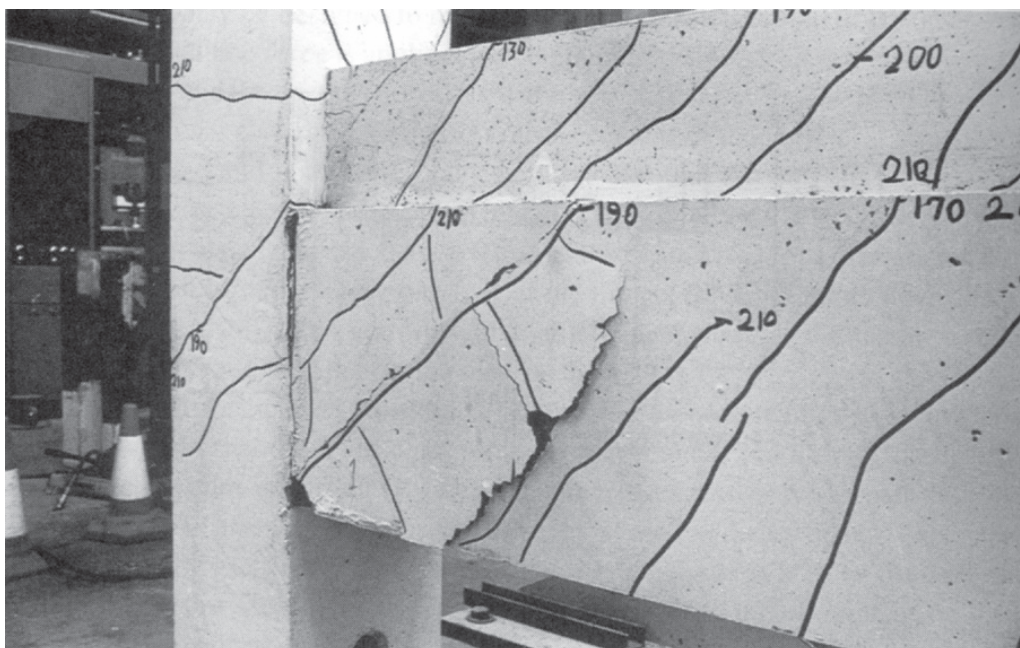


Figura 2.25 – Padrão de fissuração presente no ensaio B1 [ELLIOTT; DAVIES; ADLPARVAR, 1993].

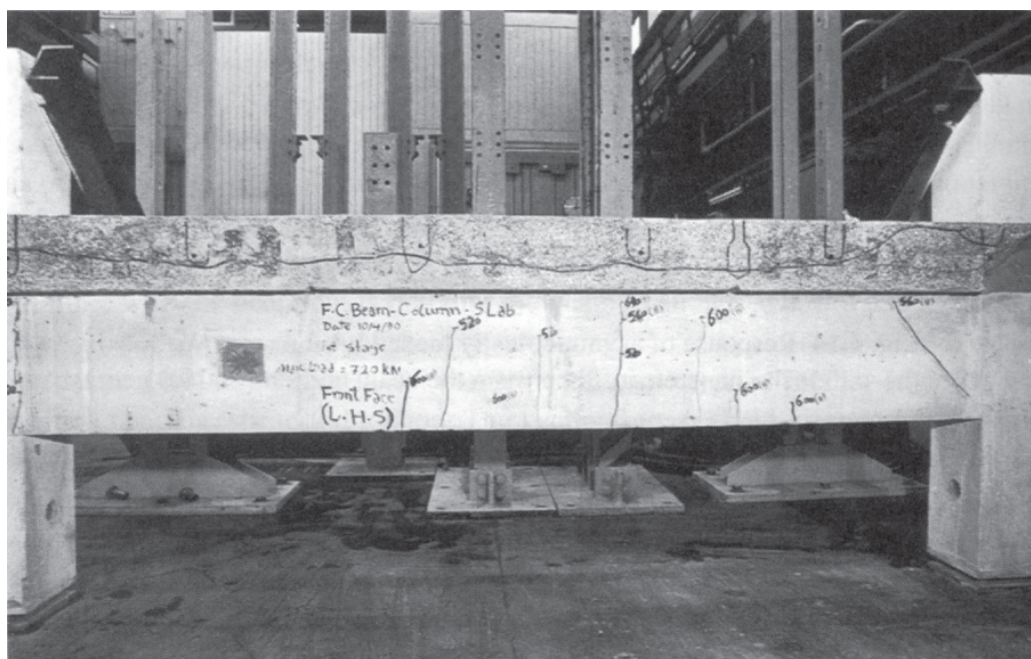


Figura 2.26 – Padrão de fissuração em viga de seção “L” com solidarização com a laje alveolar [ELLIOTT; JOLLY, 2013].

De acordo com Elliott, Davies e Adlparvar (1993), a força de sustentação fornecida pela laje (Figura 2.27) e a redução da excentricidade da reação do piso (Figura 2.28) são os principais fatores responsáveis pela eliminação dos momentos de torção nas vigas de borda de seção “L”. A força de sustentação é proporcionada pela laje através de forças de cisalhamento na interface entre os elementos individuais de laje alveolar que são suficientes para manter o

equilíbrio (Figura 2.27). Já a redução da excentricidade ocorre devido à solidarização entre viga e laje com concretagem local, a qual aumenta a dimensão de apoio e desloca o centro de cisalhamento do ponto A para o B (Figura 2.28).

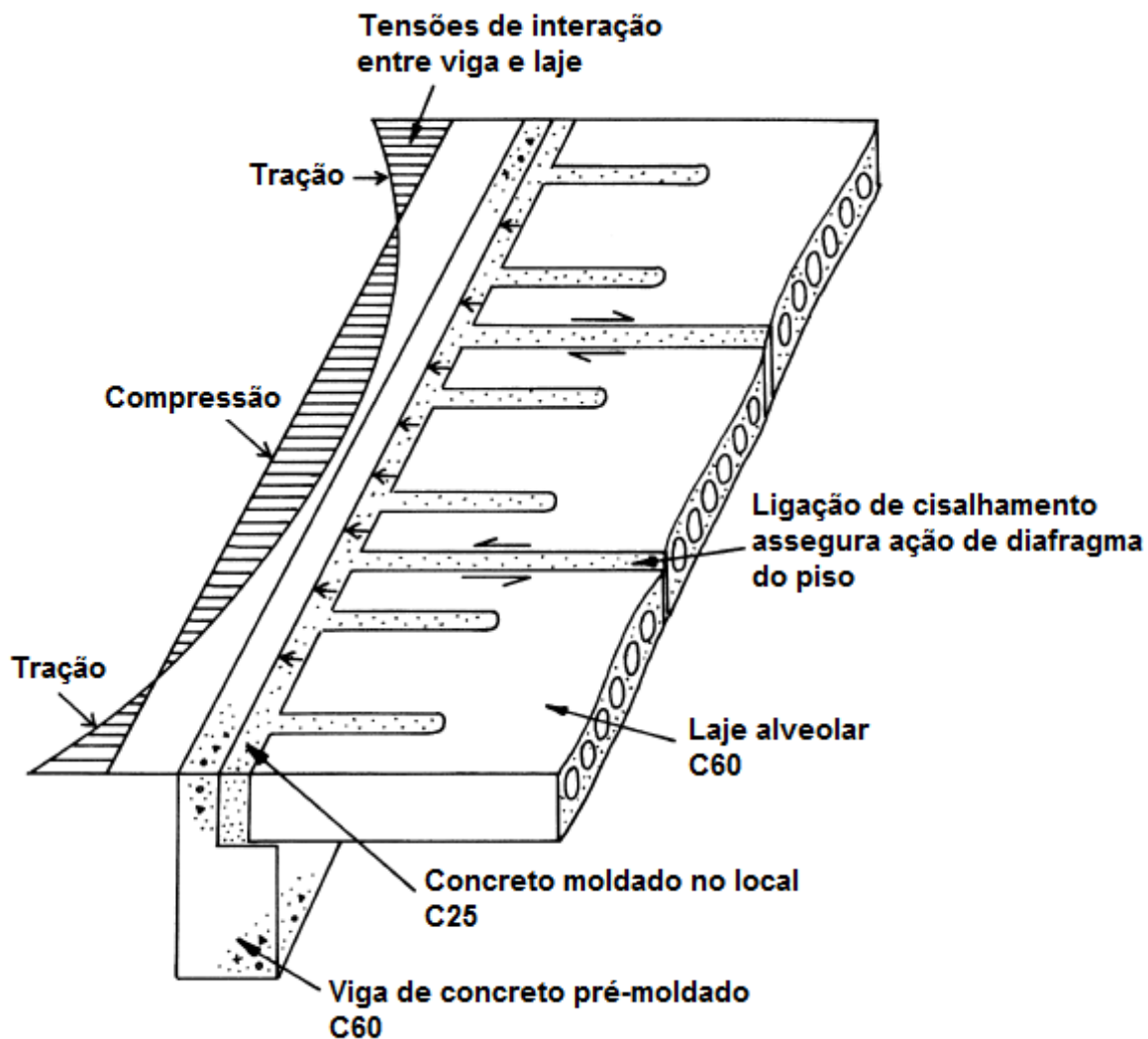


Figura 2.27 – Distribuição de tensões horizontais na interface entre laje alveolar e viga de seção "L" causada pela força de sustentação [ELLIOTT; DAVIES; ADLPARVAR, 1993; ELLIOTT; JOLLY, 2013].

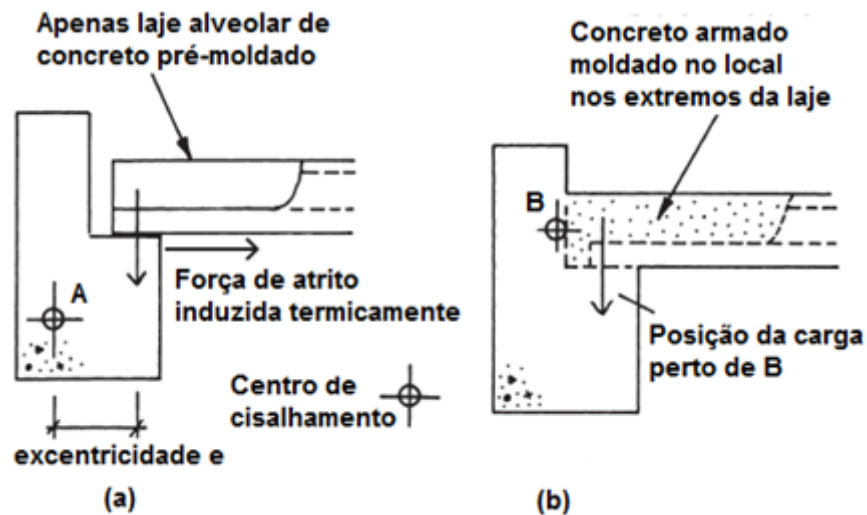


Figura 2.28 – Excentricidade entre a reação do piso e o centro de cisalhamento. (a) sem solidarização, (b) com solidarização [ELLIOTT; JOLLY, 2013].

Em situação transitória, a viga de seção “L” ainda não estará conectada à laje alveolar, sendo assim somente o atrito entre a mesa de apoio e a laje alveolar evitará rotações. Todavia, os ensaios de Elliott, Davies e Adlarparvar (1993) mostraram que a fissuração por torção foi iniciada para momento de torção duas vezes maior que o momento de torção de projeto. Considerando o fato que, nessa situação transitória, a torção é 30% da torção total em serviço, a intensidade da carga não é suficiente para causar fissuras devido à torção nesta fase.

Entretanto, Elliott e Jolly (2013) afirmam que a torção não pode ser desconsiderada até a ligação entre viga e laje estar concluída (concreto/graute atingir a resistência necessária) nas seguintes situações: 1) cargas e/ou vãos da laje sejam elevados, como é geralmente o caso quando lajes TT são usadas; 2) a ligação entre viga e laje for realizada somente pela capa estrutural, neste caso não é possível justificar a eliminação da torção pelo desenvolvimento de forças de sustentação na capa pelos problemas práticos em estabelecer um mecanismo de transferência de cisalhamento eficiente. As recomendações simplificadas de projeto sobre a necessidade ou não de armar as vigas de seção “L” de CPM para a torção devem sempre especificar os vãos e as rigidezes para os quais são válidas (LÜNDGREN, 1999).

Consolidando as recomendações de Elliott e Tovey (1992), Elliott, Davies e Adlparvar (1993) e Elliott e Jolly (2013), as vigas de seção “L” de concreto pré-moldado do modelo com restrição parcial de rotação da laje não precisam ser armadas para o esforço de torção, caso os seguintes critérios sejam seguidos:

- Elemento de laje deve ser do tipo alveolar;

- Cargas e/ou vãos de pisos não sejam elevados;
- Dimensão mínima de comprimento de apoio de laje igual a 75 mm;
- Ligação entre viga e laje deve proporcionar uma força horizontal de tração de, no mínimo, 40 kN/m;
- Presença de alvéolos abertos (2 ou 3 por elemento) preenchidos localmente com concreto ou graute;
- Largura dos alvéolos abertos deve ter dimensão mínima suficiente para que haja boa compactação do concreto com uso de vibrador de pequeno diâmetro;
- Características das barras de armadura de ligação (tirantes):
  - Aço CA-50;
  - Diâmetro mínimo de 12 mm;
  - Espaçamento mínimo entre tirantes de 600 mm, medido a partir do centróide da armadura.
  - Devem ser emendadas ou ancoradas na viga de apoio ou nas armaduras salientes da mesma, tais como estribos e laços;
  - Devem ter comprimento de ancoragem de, pelo menos, 500 mm dentro dos alvéolos abertos a serem preenchidos localmente.
  - Resistência à compressão mínima do concreto moldado no local utilizado deve ser 25 MPa.

Lündgren (1999) analisou o comportamento de uma fachada típica de edificações em concreto pré-moldado na Suécia através de estudo teórico de interação entre os elementos de piso, vigas de apoio e pilares, sendo modelo calibrado com os resultados experimentais de Lündgren (1994a). A fachada analisada é parte de um sistema flexível em que os pilares não interferem no espaço livre. O sistema flexível é composto de pilares mistos com perfil “H” de aço preenchido com concreto e vigas delgadas de seção “L” de concreto pré-moldado que apoiam elementos de laje alveolar. As características da estrutura de 8 pavimentos estudada



são mostradas na Figura 2.29 nos seguintes itens: (a) elementos integrantes da fachada; (b) seção transversal das vigas (concreto C55, vão igual a 6 m); (c) seção transversal dos pilares (rigidez à flexão igual  $8 \text{ MNm}^2$  na região da ligação e excentricidade ( $e_c$ ) igual a 19 mm); (d) forças horizontais distribuídas provenientes da transferência do momento de torção para o pilar; (e) ligação viga-pilar rígida; (f) ligação semirrígida convencional entre viga e laje alveolar (vão igual a 12 metros) com concreto (C20) moldado no local.

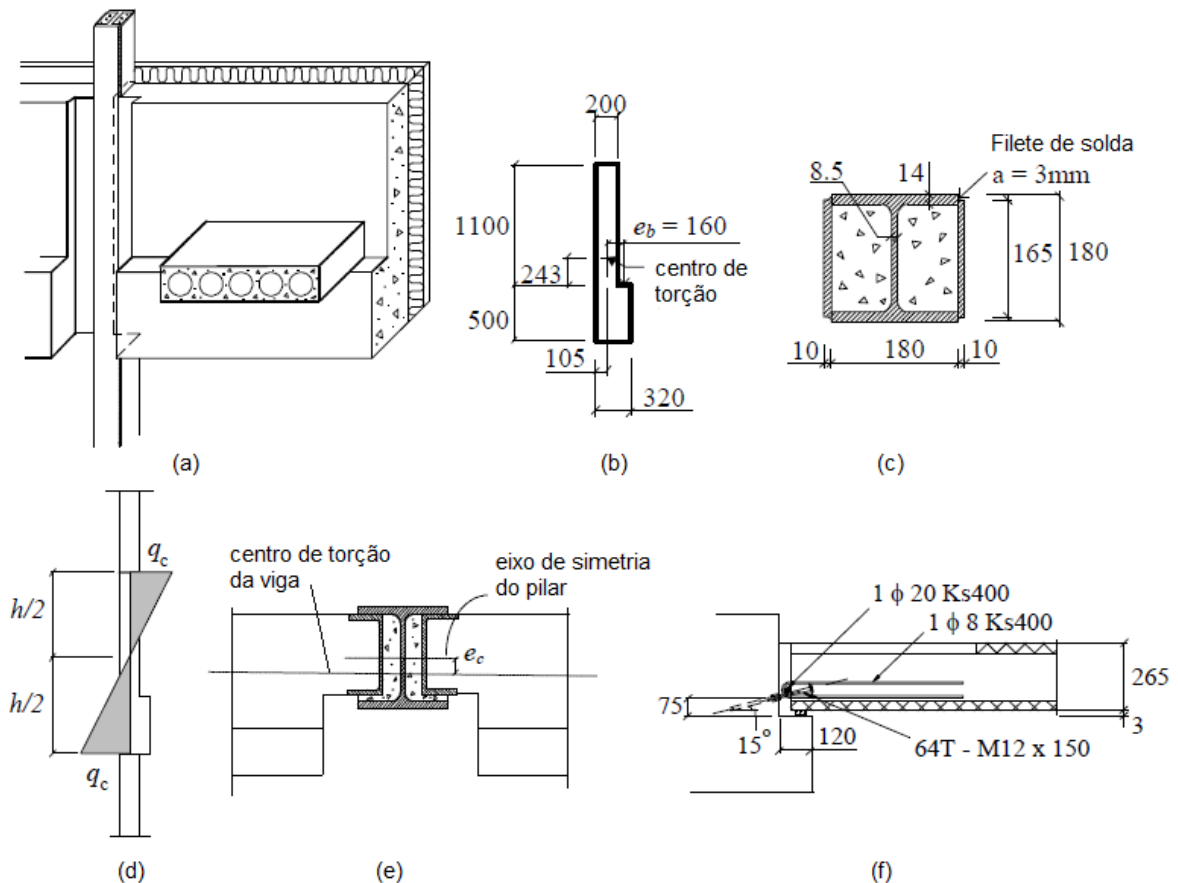


Figura 2.29 – Características da estrutura do edifício estudado [LÜNDGREN, 1999].

O objetivo do estudo era avaliar o comportamento dos elementos estruturais da fachada quando submetidos a situações excepcionais (acidentes) que poderiam levar a estrutura ao colapso progressivo. Três casos foram analisados (Figura 2.30): A) ligação viga-laje convencional atingiu sua capacidade máxima; B) todos elementos de piso em um pavimento perderam seu apoio em um lado interno; nesta simulação foram usadas dois tipos de ligações: uma com deformabilidade alta e ductilidade e outra com deformabilidade grande mas com resistência convencional; C) todos elementos de piso de um andar ruíram devido ao fogo ou outra ação semelhante, neste caso foram testados os mesmos tipos de ligações de B.

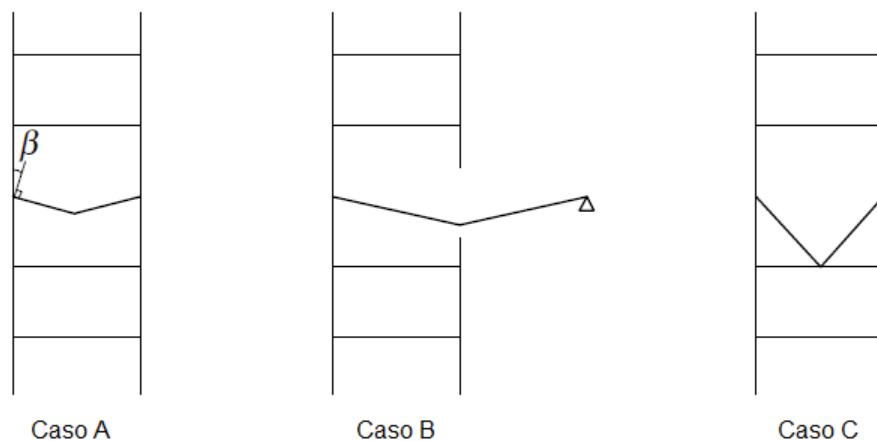


Figura 2.30 – Situações excepcionais consideradas: A) Capacidade da ligação é atingida; B) Perda dos apoios dos elementos de piso em um lado; C) Colapso dos elementos de piso [LÜNDGREN, 1999]

O programa desenvolvido por Lündgren (1999) considera a não-linearidade dos elementos mas realiza simplificações em outros efeitos, tais como não considerar: a) transferências de forças horizontais ao longo da viga e sim nos apoios; b) redução da excentricidade da carga vertical do piso quando a viga gira; e c) efeitos de longa duração como retração e fluência que podem exercer um papel importante no comportamento da estrutura.

A partir da simulação dos casos A, B e C, Lündgren (1999) chegou às seguintes conclusões:

- A torção na viga aumentou devido ao comportamento semirrígido das ligações viga-laje em todos os casos de carregamentos usuais estudados. Considerando a ligação semirrígida, a intensidade do momento de torção é duas vezes maior que o caso quando os elementos de laje são considerados simplesmente apoiados. A transferência de momentos de torção através da ligação viga-laje é assegurada até o início da fissuração da mesma. Para casos de carregamento usuais, o momento de torção resultante tem intensidade suficiente para induzir fissuras de torção nas vigas delgadas de seção “L”;
- As ligações viga-laje com resistência convencional não são capazes de evitar o colapso progressivo de elementos de laje, pois ocorreria ruptura dos tirantes em situações excepcionais como os casos B e C. Conseqüentemente, os elementos de laje de um pavimento cairiam sobre o próximo que provavelmente não resistiria ao impacto da carga, causando grande destruição da estrutura;

- As ligações com alta deformabilidade e ductilidade podem prevenir o colapso progressivo de elementos de laje em um edifício. Entretanto, a alta capacidade última dessa ligação resultou em momentos de torção muito elevados nas vigas de seção “L”. Essa situação pode ser perigosa, dependendo da capacidade de deformação das vigas. Sendo assim, nas situações em que são exigidas ligações com alta deformabilidade e ductilidade, a capacidade última dessas ligações deve ser limitada para evitar momentos de torção de grande intensidade nas vigas, ao mesmo tempo em que permanece suficientemente elevada para retardar a queda dos elementos de laje.

## 2.2 Ligações viga-pilar resistentes à torção

Como visto nas seções anteriores, pode ser necessário que as vigas de seção “L” de CPM tenham apoios de extremidade que restrinjam o esforço de torção. Existem diferentes tipos de ligações viga-pilar para este fim, que variam em muitos fatores como técnicas de execução e manutenção (concretagem, grauteamento, soldagem, etc.), natureza de material (metálica e/ou à base de cimento), forma de equilíbrio da torção (reação excêntrica ou binário), sentido das forças do binário de equilíbrio (vertical ou horizontal), componentes utilizados (elastômeros; chumbadores; insertos, placas, chapas, e cantoneiras metálicas); entre outros. Entretanto, no Brasil e na Europa existe preferência pelas ligações por meio de elastômeros e chumbadores, pois sua execução é de maior simplicidade quando comparado com outras que utilizam soldagem no local.

Em vigas compactas de seção “L”, a ligação viga-pilar pode ser formada somente por elastômero simples e, por consequência, o momento de torção será equilibrado pela reação excêntrica desenvolvida no apoio. Conforme El Debs (2000), os chumbadores podem ser dispensados nas situações em que não há ocorrência de fenômenos de tombamento e instabilidade lateral como é o caso de vigas baixas e largas, ou quando outros dispositivos garantem a segurança contra esses problemas.

Para vigas altas e delgadas e/ou momentos de torção de maior intensidade, somente a reação excêntrica pode não ser suficiente para resistir ao torque solicitante. Nesses casos, é necessário que esse torque seja equilibrado por um binário de forças (verticais ou horizontais), estabelecido por meio de mecanismos de tração, compressão ou cortante.

Uma possibilidade é utilizar o binário de forças fornecido pelo uso de um ou mais chumbadores verticais presentes no peitoril e/ou na mesa inferior da viga. A Figura 2.31 mostra a transmissão de momentos de torção, oriundo da atuação excêntrica das reações  $R$  dos elementos de piso, por meio do uso de elastômero e de chumbadores. O caso mais simples é ilustrado pela parte (a), em que o momento de torção é resistido somente pela reação excêntrica da viga concentrada na aba da viga. O não uso de chumbadores pode causar inclinações indesejadas da viga na região oposta à da reação da viga, o que pode prejudicar a etapa de montagem de outros elementos. O uso de um chumbador posicionado entre o meio do peitoril e a face externa da viga pode evitar esse problema e, além disso, a flexão deste chumbador ajuda a resistir ao momento de torção (Figura 2.31b). Para momentos de torção de maior intensidade, pode ser necessário o uso de dois chumbadores como mostra a Figura 2.31c,d. Nesta situação, o momento de torção é equilibrado por meio do binário fornecido pelas forças desenvolvidas nos chumbadores.

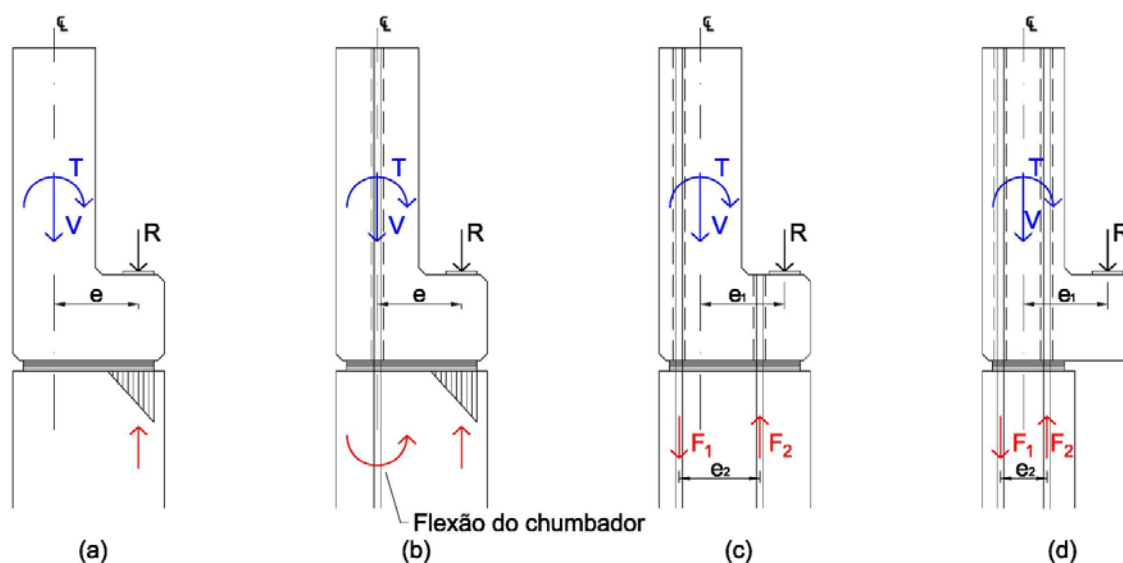
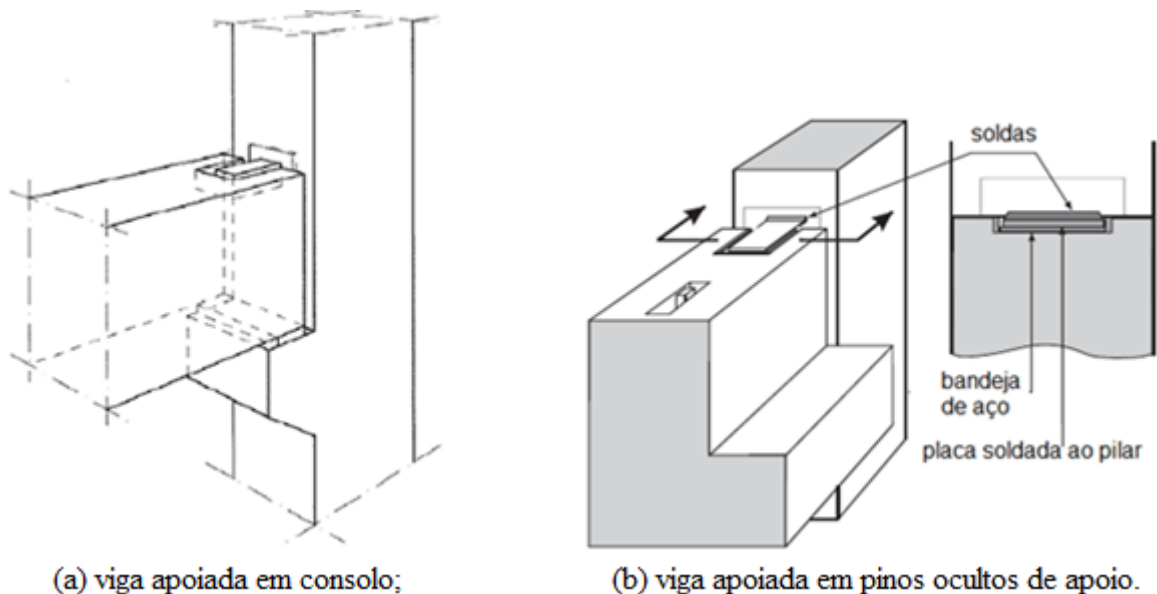


Figura 2.31 – Formas de transmissão de momentos de torção na ligação viga-pilar com elastômero e chumbadores. (a) Sem chumbador; (b) Com um chumbador; (c) Com dois chumbadores e com dimensão de apoio igual a largura da mesa inferior; (d) Com dois chumbadores e com dimensão de apoio igual a largura do peitoril [adaptado de El Debs (2000)].

A Figura 2.31d mostra o caso em que o apoio (elastômero) das vigas é limitado à largura do peitoril, o uso de chumbadores pode ser inviável em situações como estas, pois o tamanho do braço de alavanca necessário para o equilíbrio do torque pode ser maior que o espaço disponível para acomodação dos chumbadores. Para essas situações, a opção é utilizar ligações viga-pilar que possibilitem que forças horizontais produzam o torque necessário para resistir ao momento de torção advindo da ação excêntrica dos elementos de piso.

Uma alternativa é utilizar dispositivos metálicos que oferecem a possibilidade de estabelecer forças horizontais para transferência de momentos de torção. A Figura 2.32 mostra exemplos em que placas de aço se projetam da superfície do pilar até um recorte no topo da viga. Para evitar o desenvolvimento de indesejáveis momentos negativos de flexão, a placa de aço soldada no pilar pode deslizar na bandeja presente na parte superior da viga. O binário de forças para equilibrar o torque é formado pela força de contato desenvolvida entre a viga e o detalhe saliente de aço fixado no seu topo e pela força horizontal oposta produzida no apoio inferior da viga. Para forças com intensidade pequena, a placa de aço e a bandeja podem ser utilizadas, porém, em casos de forças com maior intensidade, devem ser trocadas por um conjunto de seções vazadas de aço, em que a seção soldada no pilar se encaixa na outra incorporada na viga (FIB, 2008).



*Figura 2.32 – Exemplos de ligações resistentes à torção em que forças horizontais equilibram o momento de torção nos apoios das vigas [FIB, 2008].*

Para a situação em que a ligação viga-pilar pode ser rígida, existe a opção de utilizar perfis metálicos soldados e/ou parafusados no topo e na base da viga junto aos apoios como mostra a Figura 2.33. As ligações de topo usadas nos níveis de piso e de cobertura empregam soldas que, segundo Raths (1984), exigem detalhes especiais para limitar a magnitude das forças advindas da variação de volume da viga, conseqüentemente a mão-de-obra especializada necessária na soldagem em campo pode fazer com que esse tipo de ligação seja preterida no Brasil em favor de outros que são de execução mais simples.

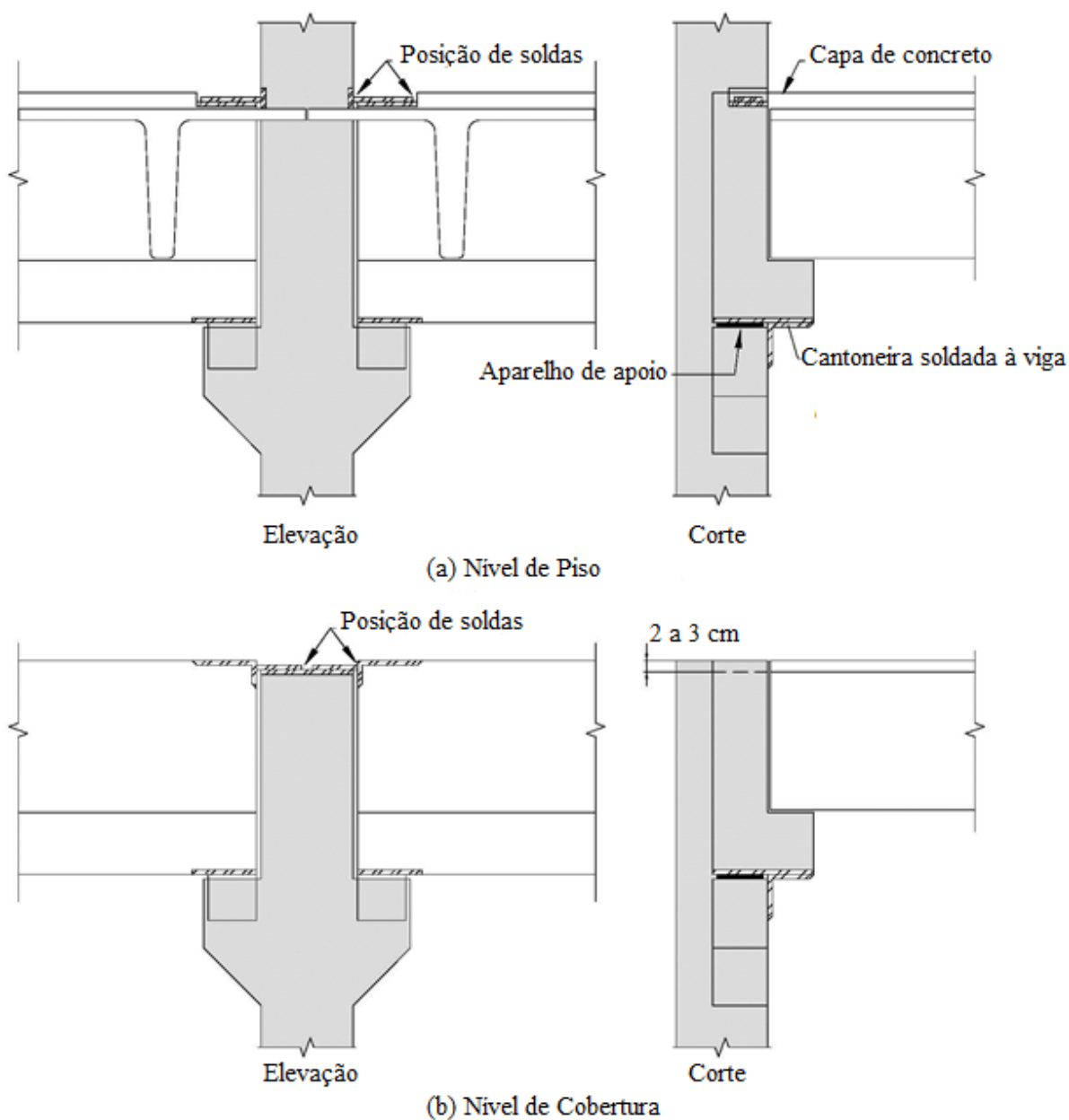


Figura 2.33 – Ligações viga-pilar rígidas que fornecem um binário de forças horizontais para resistir ao momento de torção nos apoios de vigas de seção “L” de CPM [RATHS, 1984].

A Figura 2.34 mostra o tipo de ligação viga-pilar mais comum utilizada em vigas de seção “L” pela indústria americana de concreto pré-moldado para resistir à torção. Neste caso, um binário de forças horizontais equilibra o momento de torção resultante do não alinhamento entre as cargas aplicadas na mesa inferior da viga e a reação no pilar. Os componentes da ligação, responsáveis pela transmissão do momento de torção da viga para o pilar, são um inserto com uma chapa metálica embutida na parte superior da viga e outro inserto idêntico na parte inferior. Os dois insertos possibilitam o desenvolvimento de forças horizontais que compõe o binário responsável para resistir ao torque produzido pelo carregamento excêntrico.

Os elastômeros horizontais são usados para a transmissão da força cortante, além de ter outras funções como absorver forças horizontais provenientes da variação de comprimento da viga em consequência da retração e da fluência do concreto ou variação de temperatura. Há ainda uma almofada elastomérica (indicada em azul na Figura 2.34 e Figura 2.35) posicionada entre o peitoril da viga e o pilar junto ao inserto rosqueável e a chapa metálica embutida na parte superior e inferior da ligação, este elastômero evita o apoio direto do peitoril no pilar e, também, pode absorver forças oriundas da variação de volume da ligação viga-pilar.

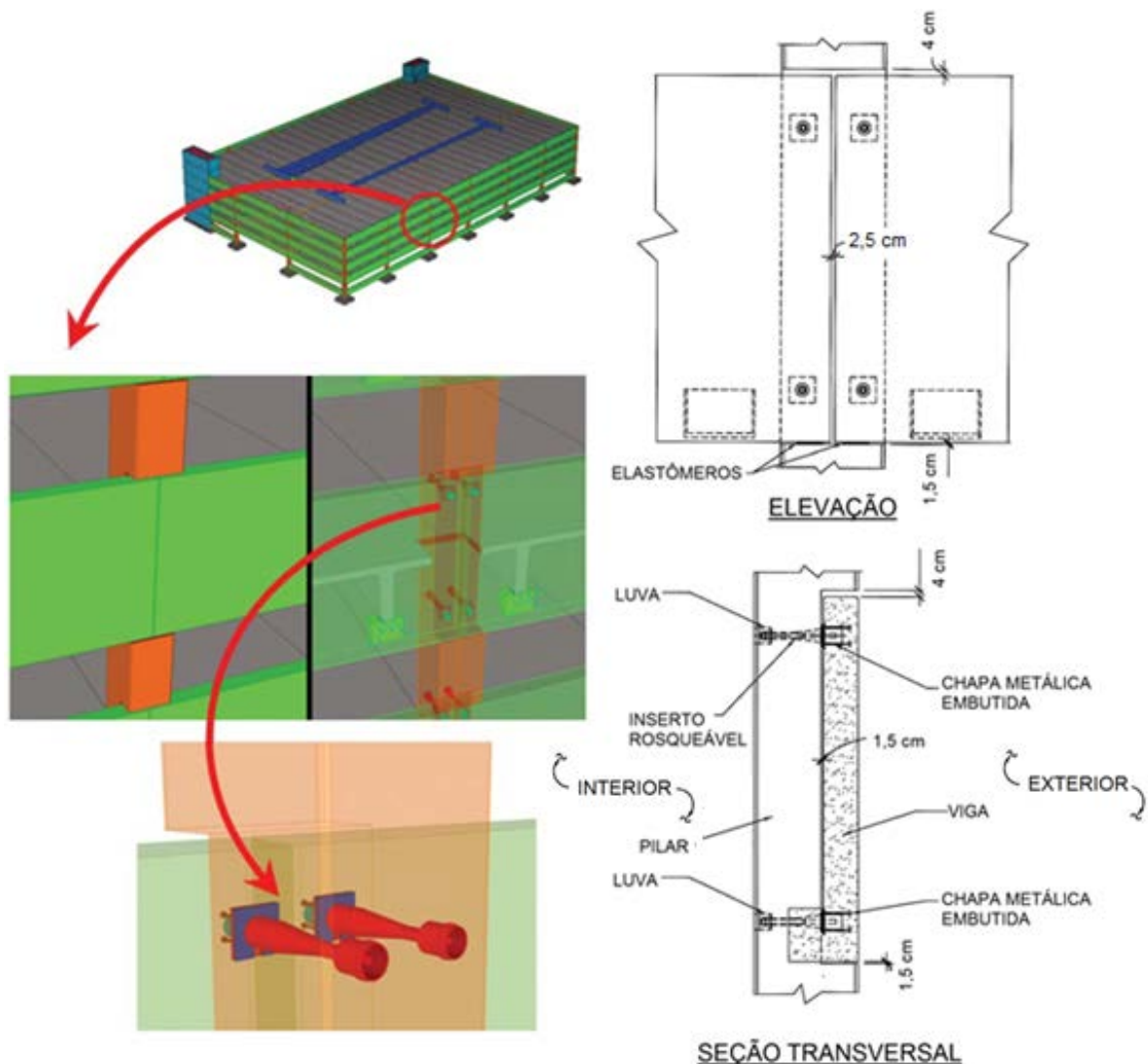


Figura 2.34 – Ligação viga-pilar típica para vigas com peitoril alto e delgado sujeitas à torção no apoio, opção com pilar posicionado para dentro do edifício [SHOCKEY, 2008].

Apesar de menos comum, a Figura 2.35 ilustra outra opção de composição da fachada com o mesmo tipo de ligação viga-pilar, a maior diferença é o pilar posicionado para fora do edifício neste arranjo, justamente a situação oposta da mostrada na Figura 2.34. Na opção com o pilar para fora da fachada, os mesmos componentes da situação anterior são usados, mas são

notadas algumas pequenas diferenças como: recorte no pilar locado para dentro do edifício, a chapa metálica com pinos de ancoragem é embutida no pilar e, conseqüentemente, o comprimento do parafuso e da luva são menores. A Figura 2.35 mostra essas diferenças e mais detalhes desta configuração.

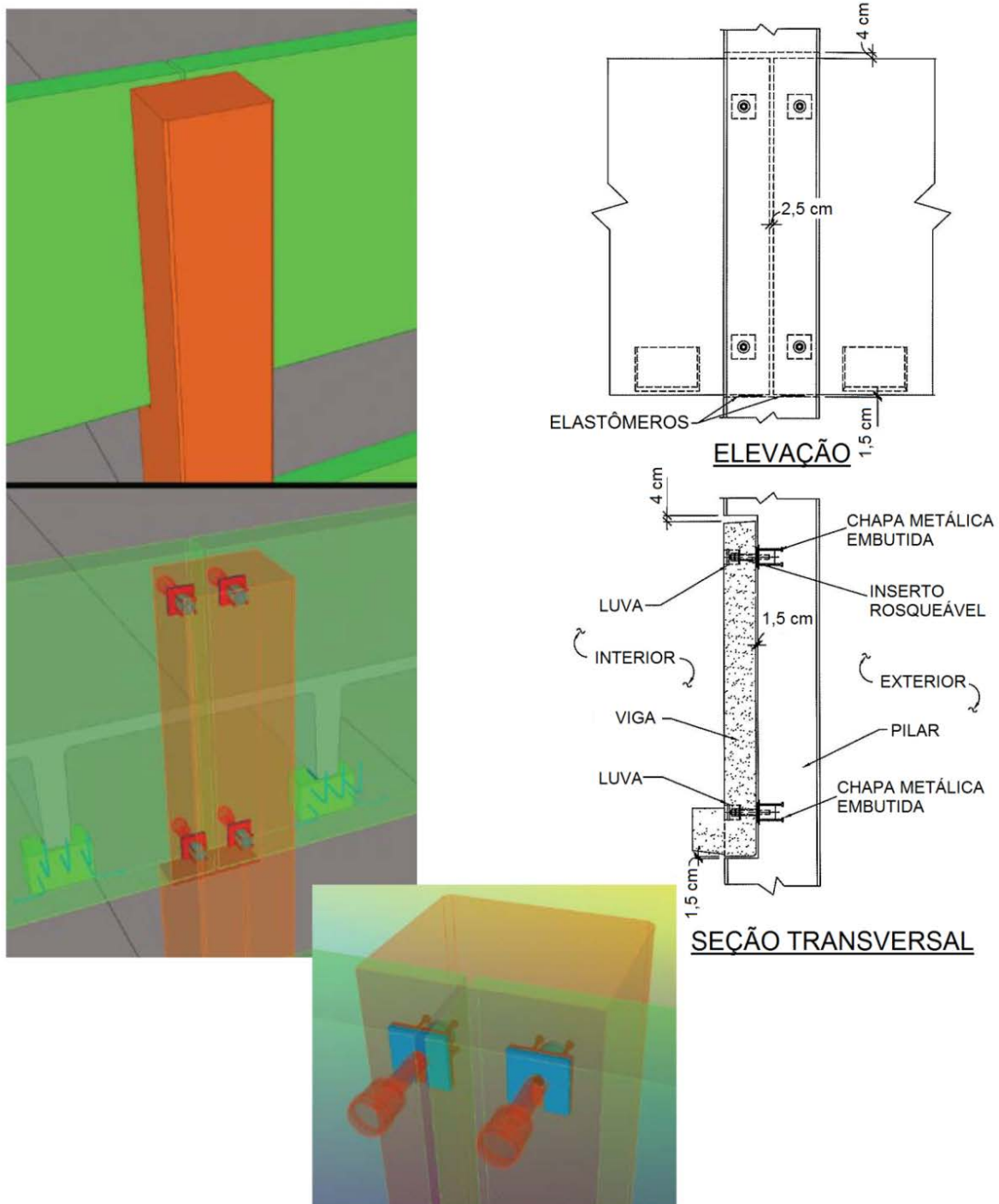


Figura 2.35 – Ligação viga-pilar típica para vigas com peitoril alto e delgado sujeitas à torção no apoio, opção com pilar posicionado para fora do edifício [SHOCKEY, 2008].



Para melhor entendimento do tipo de ligação mostrado na Figura 2.34 e na Figura 2.35, a Figura 2.36 ilustra os componentes envolvidos de forma detalhada para o caso mais comum com o pilar posicionado para dentro da edificação. As vigas são moldadas com chapas de encaixe colocadas nas partes superior e inferior para garantir a ligação resistente à torção. Essas chapas de encaixe são formadas por pinos de ancoragem e uma chapa metálica com abertura rosqueável posicionada para dentro da viga. Antes do içamento das vigas nos pilares, os parafusos são rosqueados nestas aberturas das chapas.

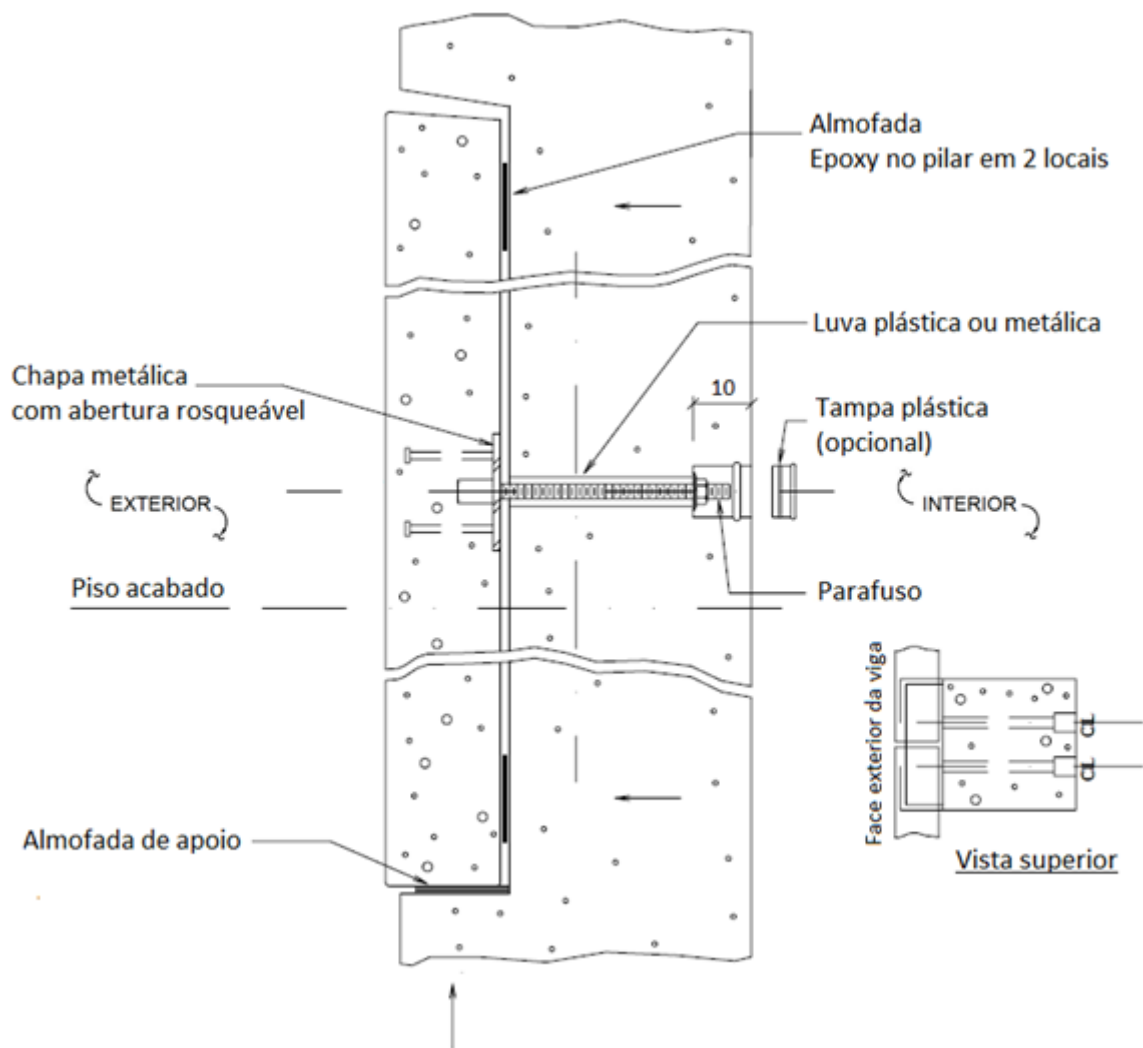


Figura 2.36 – Detalhe da ligação típica entre vigas delgadas de seção “L” e pilares em estruturas de CPM [PCI, 1998].

A viga é montada nos recortes de um par de pilares do seguinte modo: a viga é içada, as partes inferiores das extremidades da viga são posicionadas nos recortes destes pilares e, depois, a viga é rotacionada para dentro dos recortes. As almofadas de apoio são colocados em 3 lugares em cada recorte, uma horizontal posicionada entre a base da viga e o pilar e as

outras duas verticais localizadas junto ao parafuso entre o peitoril da viga e o pilar. Durante a montagem, as extremidades livres dos parafusos são empurradas para dentro das luvas conectoras pela rotação da viga no recorte e devem estar posicionadas dentro das regiões tubulares perto da superfície interna dos pilares ao final desta etapa.

Com a viga colocada nos recortes e as extremidades livres dos parafusos corretamente posicionadas nessas regiões tubulares, arruelas circulares convencionais são encaixadas sobre os parafusos e, em seguida, porcas são fortemente rosqueadas nas extremidades dos parafusos. Logo em sequência, tampas plásticas são inseridas nas extremidades abertas das regiões tubulares para proteger a ligação das intempéries do tempo e apresentar melhor acabamento estético para as superfícies dos pilares voltadas para o interior do edifício. As tampas plásticas são removíveis para permitir ajustes e manutenções locais das ligações ou, ainda, possibilitar que as porcas sejam desenroscadas para desmontagem da viga quando for necessário.

A Figura 2.36 indica que a luva conectora pode ser metálica e que o diâmetro interno é constante ao longo do comprimento da luva. Entretanto, as luvas com essas características podem dificultar a montagem da viga. De acordo com Baur e Keiser (1995), a primeira dificuldade é que as extremidades dos parafusos devem ser dirigidas para o começo das luvas antes de liberar a colocação da viga nos recortes dos pilares, o que aumenta o tempo e diminui a produtividade da montagem; o segundo problema é que as extremidades dos parafusos podem ser danificadas ao entrar em contato com as paredes internas da luva devido ao coeficiente de atrito do aço, as roscas dos parafusos podem ficar deformadas e impedir o rosqueamento correto das porcas nas extremidades dos parafusos; o último entrave é que, devido às tolerâncias de moldagem, os parafusos podem ser ligeiramente locados fora de alinhamento com as luvas e, com isso, podem precisar ser fletidos durante a montagem para chegar à posição final dentro da luva, o que pode ser difícil pelo formato e material da luva conectora.

Para superar as desvantagens deste tipo de luva, Baur e Keiser (1995) desenvolveram a luva conectora ilustrada na Figura 2.37. A luva conectora, feita de polímero, tem uma abertura inicial grande para facilitar o direcionamento inicial da extremidade livre do parafuso enquanto a viga é colocada e rotacionada nos recortes. A parte em funil da luva se estende da região inicial ampliada até a região de menor dimensão que têm a função de guiar o parafuso; essa região guia é prolongada até a segunda região de grande dimensão localizada na superfície do pilar no lado oposto ao do recorte.

A parte em funil direciona a extremidades livre dos parafusos para a região guia de menor dimensão até a segunda região de grande dimensão de modo que quando a viga é totalmente colocada no recorte, a extremidade do parafuso estará posicionada dentro dessa região final da luva a uma curta distância da superfície do pilar. Durante a rotação da viga nos recortes, a extremidade livre do parafuso entra em contato com as paredes interiores da luva sem causar grandes danos ao corpo do parafuso devido ao baixo coeficiente de atrito do polímero. Outra característica importante da luva é o formato interno que facilita o processo de colocação dos parafusos. A luva assegura que a extremidade do parafuso chegue a posição final desejada e permite uma possível flexão do parafuso enquanto a viga é montada dentro do recorte do pilar (BAUR; KEISER, 1995).

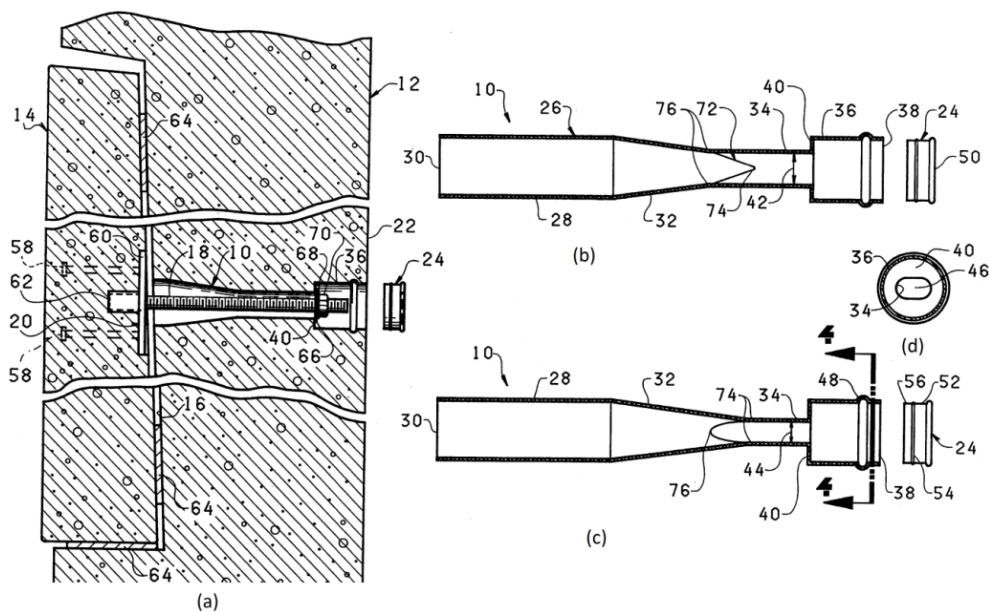


Figura 2.37 – Luva conectora para ligação entre vigas e pilares em estruturas de CPM (a) vista geral da ligação, (b) vista lateral, (c) vista superior e (d) vista frontal (corte 44). [BAUR; KEISER, 1995].

A Figura 2.38 mostra um detalhe da ligação viga-pilar com as dimensões mínimas e os dispositivos usados pela empresa norte-americana de concreto pré-moldado CLARK PACIFIC. Nota-se que essa empresa utiliza um dispositivo com abertura rosqueável diferente da chapa de encaixe mostrada nas figuras anteriores. A função desempenhada por este dispositivo é a mesma da chapa e não altera o processo de montagem da viga explicado anteriormente. Outro componente da ligação a ser destacado é a luva conectora que é idêntica a da Figura 2.37, o que facilita a montagem da viga nos recortes dos pilares e evita as dificuldades provenientes da utilização de luvas como a da Figura 2.36. Por último, é

importante destacar a nota para o montador de modo que as porcas sejam fixadas corretamente nos parafusos e a ligação não sofra afrouxamento.

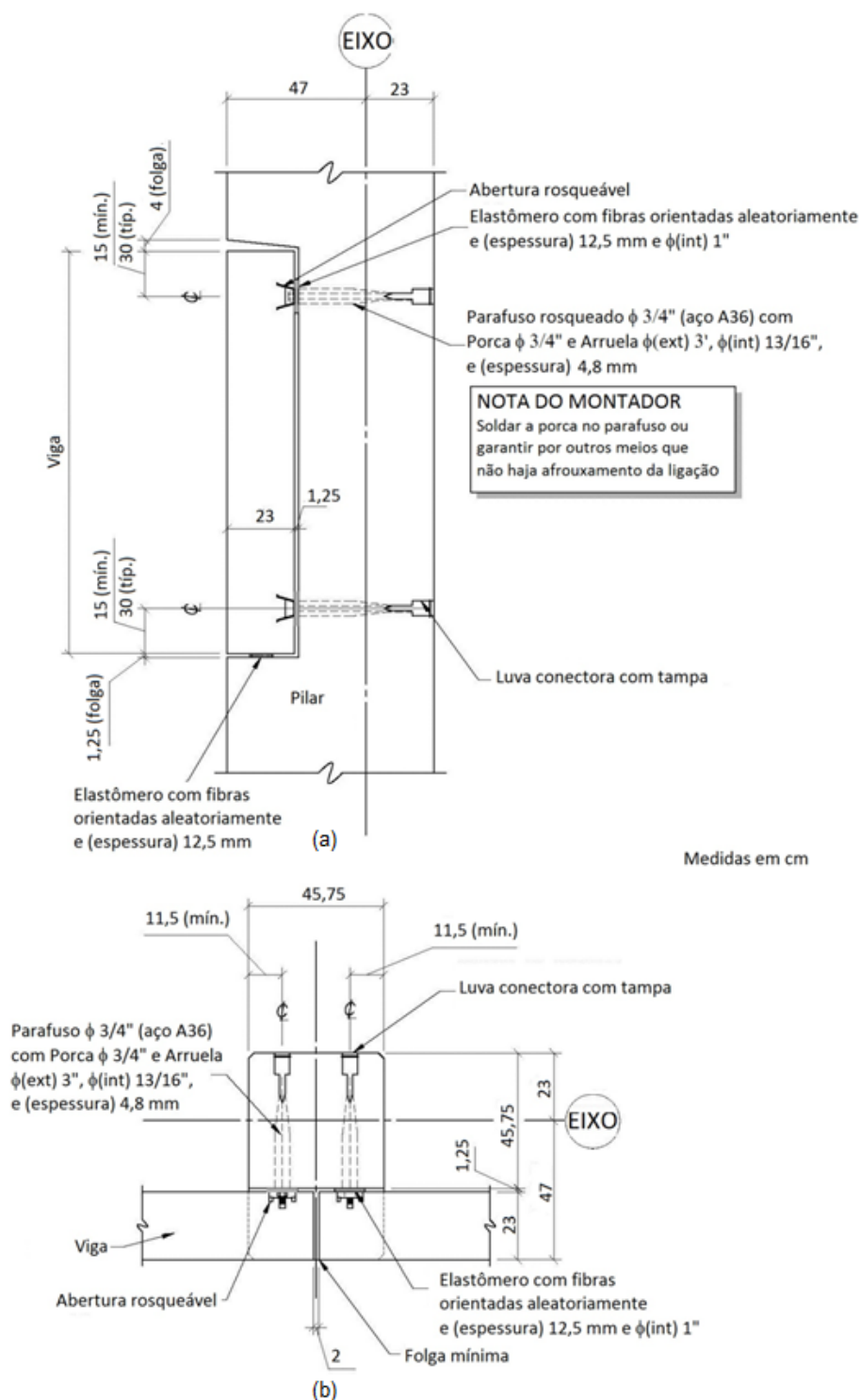
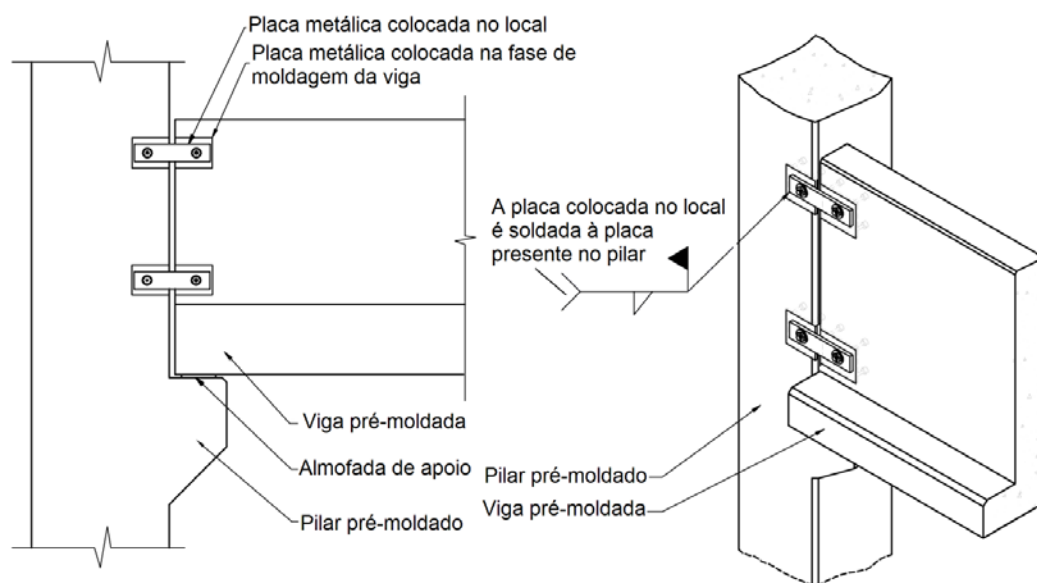


Figura 2.38 - Dimensões mínimas e dispositivos utilizados na ligação viga-pilar pela empresa Clark Pacific dos EUA. (a) Elevação<sup>3</sup>; (b)Planta<sup>4</sup>.

<sup>3</sup> [disponível em <http://www.clarkpacific.com/content/documents/SpandreltoColumn-Section.pdf>. Acesso em 30 de abril de 2014.]

<sup>4</sup> [disponível em <http://www.clarkpacific.com/content/documents/SpandreltoColumn-Plan.pdf>. Acesso em 30 de abril de 2014.]

A armação dos pilares com recortes pode ser um fator complicador na produção destes elementos e pode ser que se opte por outras ligações. A Figura 2.39 mostra um tipo de ligação viga-pilar em que a viga é apoiada em consolos para carregamentos verticais e uma combinação de placas e parafusos resiste a carregamentos horizontais e ao momento de torção no apoio. O equilíbrio da torção no apoio é feito por meio de binário de forças horizontais de forma semelhante aos tipos de ligação como da Figura 2.38.



*Figura 2.39 – Ligação viga-pilar resistente à torção para situações em que não é feito recorte no pilar; a viga é apoiada verticalmente sobre consolo e restringida lateralmente por meio de placas e parafusos.<sup>5</sup>*

É fato que existem outros tipos de ligação viga-pilar resistentes à torção que não foram indicados aqui, porém o objetivo desta seção não é indicar e detalhar todas as ligações possíveis e existentes. A intenção é mostrar as diferentes formas de resistir à torção no apoio (reação excêntrica, binário de forças verticais e horizontais, etc.), reunir as ligações viga-pilar mais usadas pela indústria brasileira e estrangeira de concreto pré-moldado e divulgar as informações técnicas destas ligações de modo que os engenheiros possam escolher o tipo de ligação mais apropriado para seus projetos.

### 2.3 Situações transitórias

As estruturas de concreto pré-moldado podem apresentar vários esquemas estruturais ao longo do seu processo construtivo, o que pode levar a solicitações distintas em natureza, sentido e

<sup>5</sup> [disponível em <http://precast.org/wp-content/uploads/2012/10/spandreltocolumnconnection.gif>. Acesso em 05 de maio de 2014.]

direção daquelas esperadas para a estrutura pronta. Além disso, o concreto em algumas etapas de construção pode ainda não ter atingido a resistência de projeto. Para evitar problemas estéticos ou estruturais, o projetista deve realizar as verificações da segurança estrutural dos elementos de CPM em todas as situações transitórias (desmoldagem, manuseio, transporte, içamento e montagem) com atenção, segundo El Debs (2000), para os seguintes aspectos: efeito dinâmico ao movimentar os elementos, coeficientes específicos de segurança para cada situação, esforços solicitantes em cada etapa, fenômenos como tombamento e transporte em razão de vínculos incompletos e projeto dos dispositivos de içamento.

O caso de vigas de seção “L” de peitoril alto e delgado é um exemplo em que o elemento de CPM apresenta esforços solicitantes de sentidos diferentes nas fases transitórias e na definitiva. Conforme o PCI (2010), a sequência ótima de manuseio (Figura 2.40) dessas vigas é: moldagem/desmoldagem (horizontal), rotação para a posição vertical (definitiva), armazenagem, transporte e montagem no edifício. Em alguns casos, segundo Elliott e Jolly (2013), a viga pode ser transportada para a construção na posição horizontal. Entretanto, isso não é comum visto que uma área da obra deve ser disponibilizada para armazenamento das vigas e a rotação deverá ser feita no local antes da montagem na posição final, o que pode acarretar em perda de tempo já que estes processos poderiam ter sido realizados na fábrica. Durante a desmoldagem, as vigas de seção “L” são submetidas a esforço de flexão no plano de menor inércia como mostra a Figura 2.41a. O levantamento e rotação para a posição final, na qual a viga estará pronta para armazenamento e/ou colocação na estrutura, é realizada por meio de dispositivo presente na parte superior do peitoril e também provoca flexão no plano de menor inércia (Figura 2.41b).

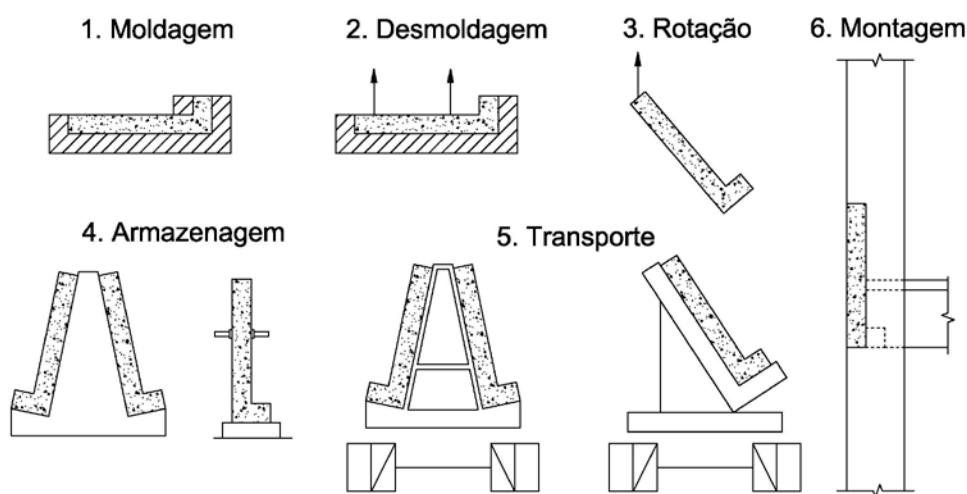


Figura 2.40 – Sequência ótima de manuseio das vigas de seção “L” [adaptado de PCI (2010)].

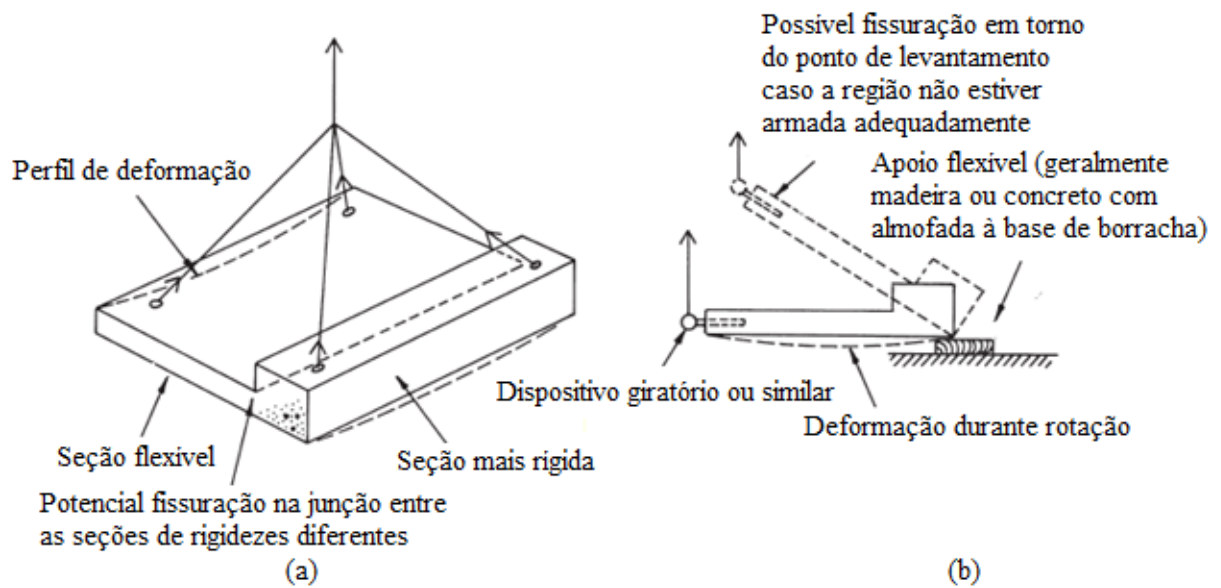


Figura 2.41 – Situações transitórias para vigas de seção “L”. (a) desmoldagem e/ou içamento para transporte; (b) levantamento e rotação para a posição vertical [ELLIOTT; JOLLY, 2013].

Durante as fases transitórias, as vigas de CPM podem estar sujeitas a problemas de instabilidade lateral, especialmente aquelas com rigidez à torção e rigidez à flexão lateral de pequena intensidade. As vigas de seção “L” de peitoril alto e delgado com vãos extensos reúnem tais características, porém os resultados dos ensaios de Cleland e Baber (1986) não indicaram claramente a presença de problemas de instabilidade. Notou-se por estes ensaios que os deslocamentos horizontais, devido à rotação do eixo principal, podem ser duas vezes maiores que os verticais e podem causar problemas severos de serviço e de segurança como fissuração das superfícies acabadas ou aumento da carga excêntrica. A prevenção desse comportamento pode ser atingida com a limitação da relação  $L/b$  (vão/largura da seção), do vão ou cuidado especial nas etapas de transporte e içamento impedindo o deslocamento lateral (CLELAND; BABER, 1986).

Apesar de não comprovada nos ensaios de Cleland e Baber (1986), a instabilidade lateral pode ocorrer em vigas de seção “L” de CPM e, conseqüentemente, a estabilidade lateral deve ser verificada. Esta verificação pode ser feita pelas recomendações do item 15.10 da ABNT NBR 6118:2014, entretanto, os procedimentos nela indicados são simplificados e podem ser muito conservadores. Para análise mais detalhada e realista, é recomendado utilizar métodos e processos indicados por Lima (2002) e Krahl (2014).

Outra situação importante a ser verificada nas fases temporárias é a perda de equilíbrio como corpo rígido. Na fase anterior à ligação completa entre viga e laje, a ação do vento e a não-

linearidade da viga podem causar o tombamento da viga para o lado interno da construção. Para garantir a segurança contra o tombamento, vínculos laterais temporários podem ser necessários. Elliott e Jolly (2013) advertem que nem todo tipo de dispositivo é recomendável para esta situação visto que a viga será submetida à flexão no plano de menor inércia pelo efeito do vento e, portanto, a ligação viga-pilar deve ser capaz de resistir a forças horizontais de cisalhamento.

O uso de dispositivos não definitivos pode ser necessário para garantir a estabilidade temporária como comentado anteriormente e/ou prevenir a inclinação dos apoios da viga durante a montagem do pavimento, como é o caso de vigas com seção assimétrica e vigas altas (altura maior que 90 cm). A Figura 2.42 mostra exemplos de algumas soluções para estabilizar vigas altas e delgadas, em que peças de aço como cantoneiras curtas e abraçadeiras são afixadas temporariamente com parafusos curtos em insertos ou com parafusos longos passando em furos nos pilares. A desvantagem deste tipo de solução é que os pilares devem ter insertos com rosca ou furos, o que dificulta a produção destes elementos (FIB, 2008). Segundo Elliott e Jolly (2013), as ligações podem permanecer expostas caso seja usado aço inoxidável ou devem ser grauteadas para evitar o processo de corrosão das peças metálicas.

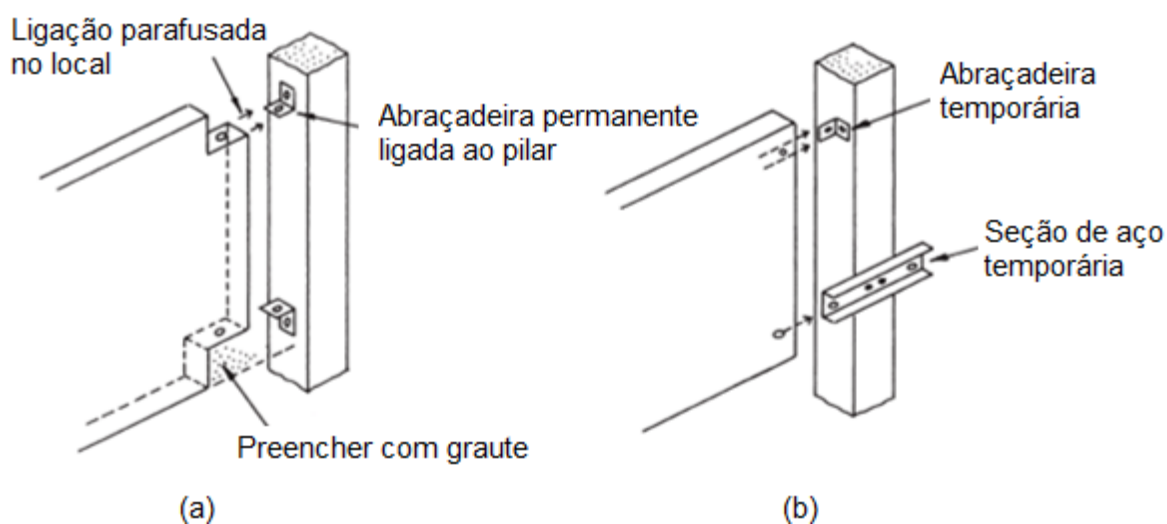


Figura 2.42 – Exemplos de ligações resistentes à torção no apoio das vigas. (a) permanentes, (b) temporárias [ELLIOTT; JOLLY, 2013].

Nas ligações resistentes à torção que dependem de material (graute, concreto, etc) preenchido no local, é prudente esperar um tempo para que este material desenvolva uma resistência mínima de modo que a viga possa ser carregada e a montagem dos elementos de piso ser feita com segurança. Elliott e Jolly (2013) recomendam, pelo menos, um período de 24 horas de maturidade e uma resistência mínima de 10 MPa do graute para que a viga possa ser

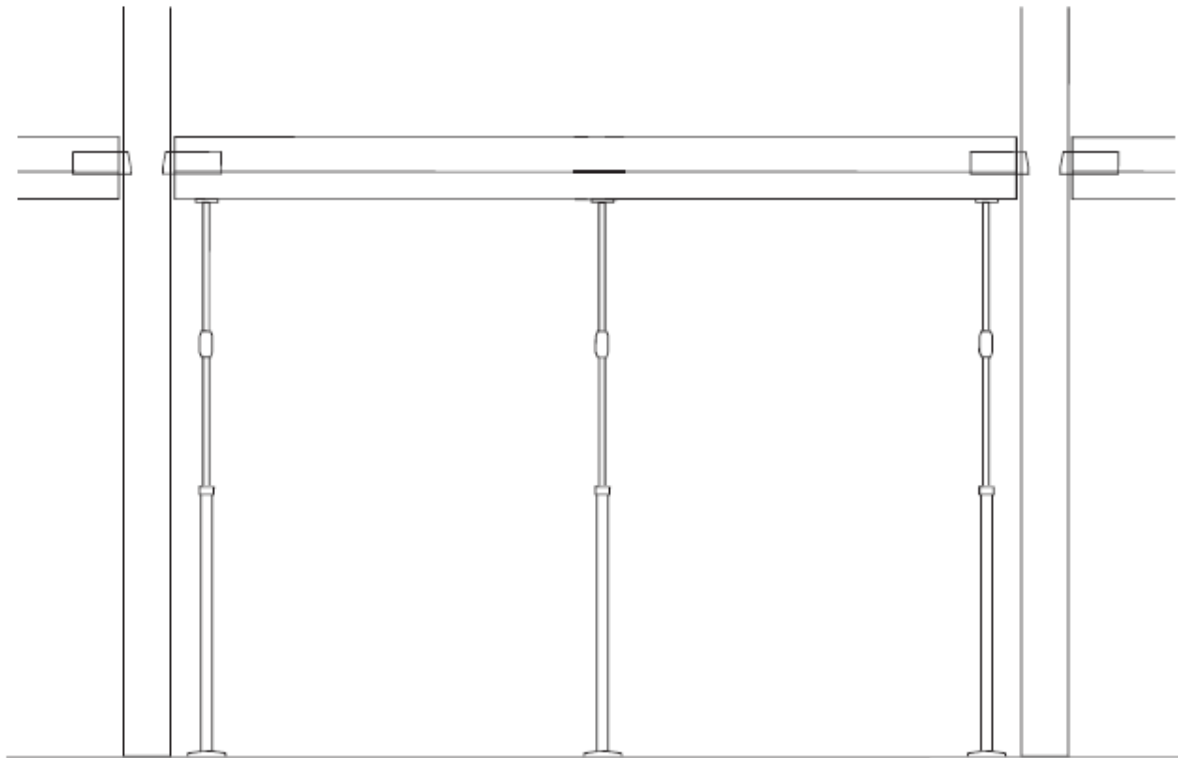


carregada. Este prazo para maturação da ligação pode atrapalhar o cronograma de algumas construções como é o caso de edifícios com poucas vigas por pavimento. Para não prejudicar o andamento desse tipo de obra, a viga pode ser escorada e a montagem dos elementos de piso pode ser liberada imediatamente, caso contrário deve se escolher ligações que ofereçam resistência à torção de imediato (ELLIOTT; JOLLY, 2013).

Para prevenir torção significativa nas vigas de apoio de seção “L” de concreto pré-moldado relacionadas à laje e evitar problemas durante a montagem, o manual de boas práticas da FIB (2008) recomenda que um dos seguintes procedimentos deva ser tomado, dependendo das condições e das características do sistema estrutural:

- 1 Colocação de escoramentos ou outros modos de estabilização durante a montagem de piso, estabelecimento de ligações viga-laje rígidas para evitar deformações relativas; se necessário, estabelecimento de ligações resistentes à torção nos apoios das vigas e remoção do escoramento.
- 2 Estabelecimento de ligações temporárias resistentes à torção para evitar a inclinação das extremidades da viga durante a montagem, montagem do piso, estabelecimento de ligações viga-laje rígidas para evitar deformações relativas adicionais e remoção das ligações temporárias.
- 3 Procedimento semelhante ao 2, porém neste caso com ligações resistentes à torção permanentes.

No procedimento 1, a viga é colocada e escorada (Figura 2.43) e, em seguida, os elementos de laje são colocados e ligados à viga. Deste modo, a inclinação e o giro da viga em relação à laje são prevenidos durante toda a montagem. O objetivo, segundo a FIB (2008), é evitar problemas durante a colocação dos elementos de piso e evitar que a viga gira em relação à laje. Nos procedimentos 2 e 3, a viga é colocada e fixada em seus apoios de modo que o momento de torção que surge durante a montagem do pavimento possa ser resistido pelos dispositivos de ligação temporários ou permanentes. Neste caso, o escoramento da viga ou estabilização por outros meios não é necessário. Sendo assim, a viga gira e os momentos de torção são equilibrados nos apoios quando os elementos de laje são colocados (FIB, 2008).



*Figura 2.43 – Escoramento temporário para prevenir a inclinação e a torção na viga durante a montagem de piso [FIB, 2008].*

### 3 RECOMENDAÇÕES DE PROJETO

---

Neste capítulo, são apresentadas as diretrizes para o projeto de vigas de seção “L” de peitoril alto e delgado. As recomendações de projeto foram feitas a partir de: revisão de literatura apresentada anteriormente; manuais de projeto em estruturas de CPM, tal como o PCI (2010); normas internacionais de projeto, tal como a EN 1991 1-1:2002 e literatura técnica em geral, seguindo e adaptando o que preconiza as normas brasileiras de projeto de estruturas.

#### 3.1 Geometria

Esta seção apresenta as características da geometria de vigas de seção “L” que podem vir a ter um papel fundamental no projeto desses elementos. Primeiramente, as dimensões características de cada tipo de viga são mostradas e discutidas em termos de valores típicos usados atualmente nos mercados americano e europeu e de dimensões mínimas a serem adotadas para que os Estados Limites e as normas vigentes sejam respeitados. A influência dos eixos principais de inércia também é discutida para avaliar os tipos de vigas em que as direções principais podem ser desprezadas na análise de flexão. Por último, a posição do centro de cisalhamento é determinada para seções do tipo “L”.

##### 3.1.1 Dimensões

As dimensões características dos 3 tipos mais comuns de vigas de seção “L” de concreto pré-moldado, mostradas na Figura 3.1, podem ser definidas como:  $b_w$  é a largura do alma/peitoril,  $b_1$  é a largura da aba,  $h$  é a altura total da viga,  $h_1$  é a altura da aba/mesa inferior de apoio,  $h_{1\text{mín}}$  é a altura mínima da aba/mesa inferior de apoio,  $h_{1\text{m}}$  é a altura média da aba/mesa inferior de apoio,  $b_2$  é a largura da seção no recorte e  $h_2$  é a altura do recorte. Os valores típicos para cada dimensão e para o vão das vigas de seção “L” de CPM são:

- Vão (distância entre apoios): 6 a 20 m;
- Largura da alma/peitoril ( $b_w$ ): 15 a 30 cm, dependendo do vão e das exigências estruturais de cada caso;
- Largura da aba/mesa de apoio inferior ( $b_1$ ): 15 a 20 cm;
- Altura da viga ( $h$ ): 100 a 250 cm;
- Altura da aba/mesa de apoio inferior ( $h_1$ ): 20 a 60 cm;

- Altura mínima do consolo inferior de apoio ( $h_{1\text{mín}}$ ): maior que  $\frac{h_1}{2}$ ;
- Largura da seção no recorte ( $b_2$ ) e altura do recorte ( $h_2$ ): dependem das características dos elementos de piso junto ao apoio, lembrando que a largura  $b_2$  mínima deve ser igual a 2 cobrimentos de armadura mais os diâmetros da armadura longitudinal e transversal nessa seção.

É importante lembrar que os valores citados acima devem respeitar as dimensões mínimas para vigas do item 8.2.1 da ABNT NBR 15200:2012 referente ao projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Além disso, esses valores podem ser afetados após a verificação dos Estados Limites Últimos e de Serviços da viga, tais como a punção na aba (seção 3.3.4.2) que pode influenciar a altura  $h_1$  da aba/mesa inferior.

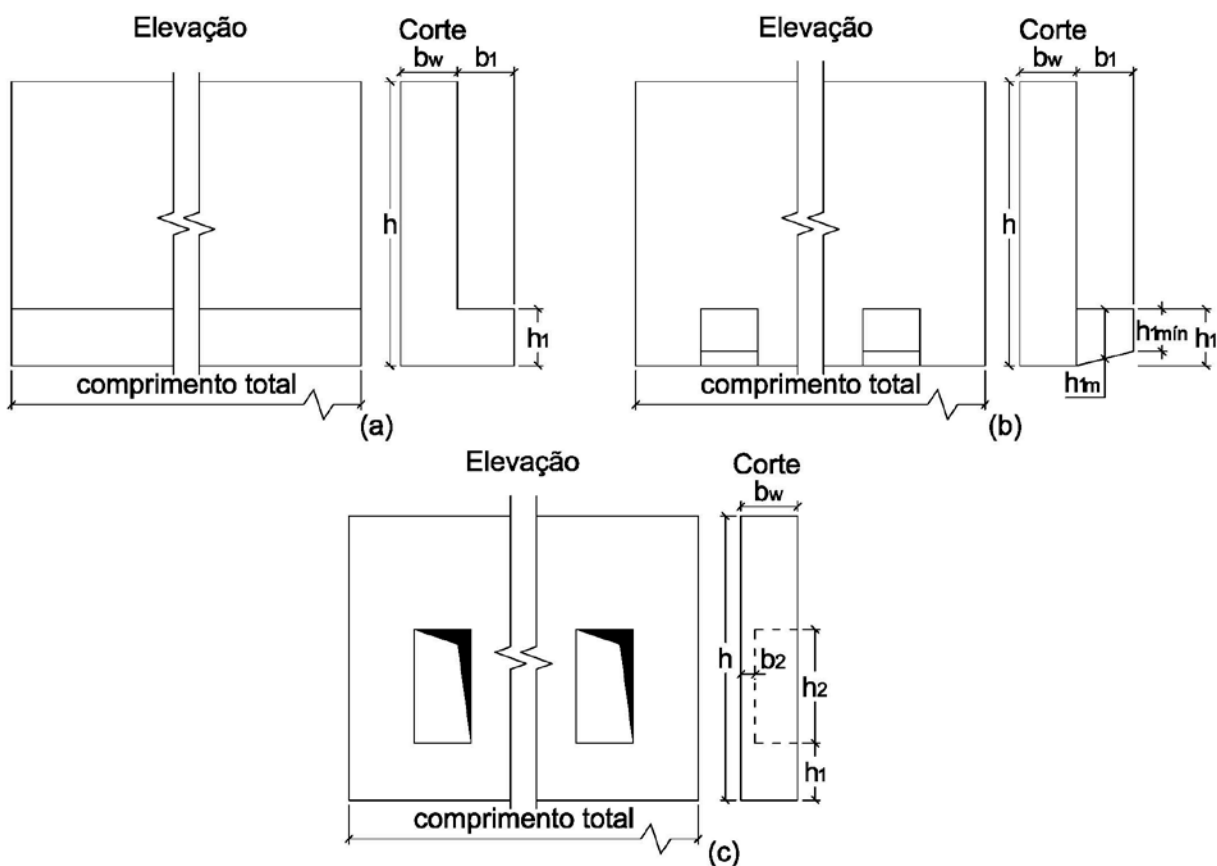


Figura 3.1 - Dimensões características de vigas de seção “L” de peitoril alto e delgado. Tipo de apoio para laje: (a) mesa inferior corrida; (b) consolos individuais; e (c) recortes.

### 3.1.2 Influência da orientação dos eixos principais de inércia

Pelo formato da seção ser assimétrico, a análise de flexão de vigas de seção “L” pode requerer considerar a influência dos eixos principais de inércia. Para as fases transitórias, isto é, em que a viga ainda não está ligada aos elementos de piso, ou ainda para situações definitivas em que a ligação viga-laje não restrinja rotações da viga, a orientação dos eixos principais pode ser fundamental para a determinação correta das tensões elásticas em serviço, especialmente para casos com vigas protendidas e de pequena altura. Entretanto, a análise de flexão segundo as direções principais podem ser desprezadas para vigas altas como veremos a seguir.

Para saber se a orientação dos eixos principais pode ser desconsiderada, convém comparar os valores do módulo de resistência mínimo ( $W_{\min}$ ) e o módulo de resistência segundo o eixo de flexão (por exemplo, eixo z) e verificar se a diferença entre eles é desprezível, isto é, verificar se a relação  $W_{\min}/W_z$  fica próximo ao valor 1. Para fazer essa comparação, é necessário calcular as propriedades geométricas da seção “L”, o que é simples, pois a geometria é regular e composta por retângulos. A partir da Figura 3.2, foram determinados: a posição do centroide (equações [3.1] e [3.2]), os momentos de inércia em relação aos eixos z e y (equações [3.3] e [3.4]), o produto de inércia (equação [3.5]), a orientação dos eixos principais (equação [3.6]), os momentos principais de inércia (equação [3.7]), a posição de um ponto na seção segundo os eixos principais (equação [3.8]) e, finalmente, os módulos resistentes da seção segundo os eixos de interesse (equação [3.9]).

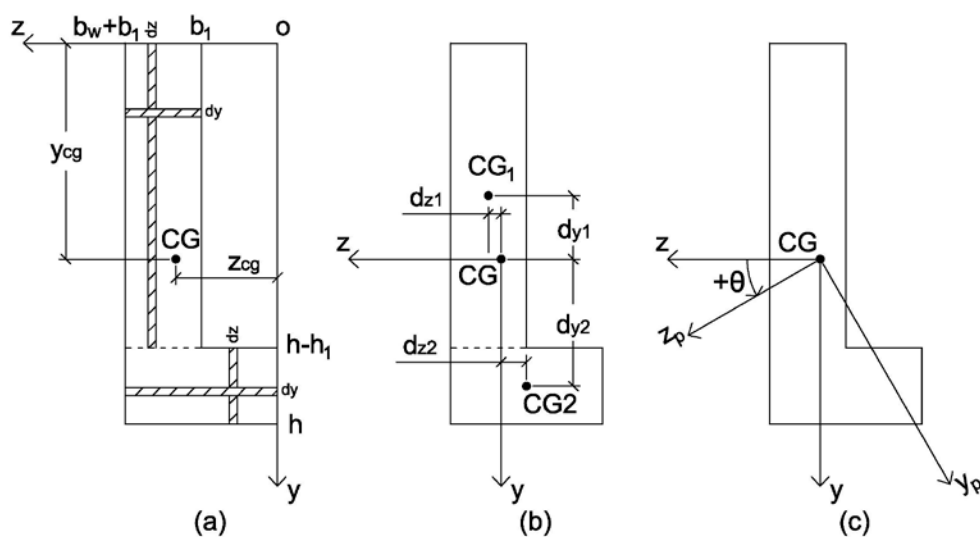


Figura 3.2 – Ilustração de referência para cálculo das propriedades da seção “L”. (a) centroide; (b) momentos de inércia e produto de inércia; e (c) orientação dos eixos principais.

$$y_{cg} = \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{b_w \cdot h^2 + b_1 \cdot [h^2 - (h - h_1)^2]}{b_w \cdot h + b_1 \cdot h_1} \right) \quad [3.1]$$

$$z_{cg} = \frac{1}{2} \cdot \left[ \frac{b_w^2 \cdot h + b_1^2 \cdot h_1}{b_w \cdot h + b_1 \cdot h_1} \right] \quad [3.2]$$

$$I_z = b_w \cdot (h - h_1) \cdot \left[ \frac{(h - h_1)^2}{12} + \left( \frac{h - h_1}{2} - y_{cg} \right)^2 \right] + (b_w + b_1) \cdot h_1 \cdot \left[ \frac{h_1^2}{12} + \left( h - \frac{h_1}{2} - y_{cg} \right)^2 \right] \quad [3.3]$$

$$I_y = (h - h_1) \cdot b_w \cdot \left[ \frac{b_w^2}{12} + \left( b_1 + \frac{b_w}{2} - z_{cg} \right)^2 \right] + h_1 \cdot (b_1 + b_w) \cdot \left[ \frac{(b_1 + b_w)^2}{12} + \left( \frac{b_1 + b_w}{2} - z_{cg} \right)^2 \right] \quad [3.4]$$

$$I_{yz} = b_w \cdot (h - h_1) \cdot \left( \frac{h - h_1}{2} - y_{cg} \right) \cdot \left( b_1 + \frac{b_w}{2} - z_{cg} \right) + (b_1 + b_w) \cdot h_1 \cdot \left( h - \frac{h_1}{2} - y_{cg} \right) \cdot \left( \frac{b_1 + b_w}{2} - z_{cg} \right) \quad [3.5]$$

$$\theta = \frac{1}{2} \cdot \tan^{-1} \left( \frac{2 \cdot I_{yz}}{I_y - I_z} \right) \quad [3.6]$$

$$I_{\min}^{\max} = \frac{I_z + I_y}{2} \pm \sqrt{\left( \frac{I_z - I_y}{2} \right)^2 + I_{yz}^2} \quad [3.7]$$

$$\begin{pmatrix} z^p \\ y^p \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \theta & \text{sen} \theta \\ -\text{sen} \theta & \cos \theta \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} z \\ y \end{pmatrix} \quad [3.8]$$

$$W_z = \frac{I_z}{y} \quad \text{ou} \quad W_{\min} = \frac{I_{\min}}{y^p} \quad [3.9]$$

A Tabela 3.1 foi construída, a partir das propriedades geométricas expressa pelas equações [3.1] até [3.9] para analisar como a relação  $W_{\min}/W_z$  se comporta com a variação dos parâmetros da seção transversal ( $b_w$ ,  $h$ ,  $b_1$ ,  $h_1$ ). A escolha dos valores destes parâmetros foi baseado nas possíveis dimensões a serem usadas no projeto de vigas de seção “L”. Deste modo, os valores (em centímetros) para cada parâmetro foram fixadas em: 1) largura da alma/peitoril ( $b_w$ ): 20 e 30; 2) altura da viga ( $h$ ): 60, 120 e 180; 3) largura da aba inferior ( $b_1$ ): 15 e 20; 4) altura da aba inferior ( $h_1$ ): 20 e 40 – totalizando 24 combinações diferentes.

Tabela 3.1 – Comparação entre  $W_{\min}/W_z$  para várias geometrias de seção “L”

Caso	$b_w$ (cm)	$h$ (cm)	$b_1$ (cm)	$h_1$ (cm)	$\frac{h}{b}$	$\theta$ (graus)	$\frac{W_{\min}}{W_z}$
1	20	60	15	20	1,7	13	90%
2	20	60	15	40	1,7	12	91%
3	20	60	20	20	1,5	18	85%
4	20	60	20	40	1,5	18	87%
5	20	120	15	20	3,4	4	98%
6	20	120	15	40	3,4	5	97%
7	20	120	20	20	3,0	6	97%
8	20	120	20	40	3,0	7	96%
9	20	180	15	20	5,1	2	99%
10	20	180	15	40	5,1	3	99%
11	20	180	20	20	4,5	3	99%
12	20	180	20	40	4,5	4	98%
13	30	60	15	20	1,3	16	85%
14	30	60	15	40	1,3	17	86%
15	30	60	20	20	1,2	22	81%
16	30	60	20	40	1,2	27	81%
17	30	120	15	20	2,7	4	97%
18	30	120	15	40	2,7	6	97%
19	30	120	20	20	2,4	5	96%
20	30	120	20	40	2,4	8	95%
21	30	180	15	20	4,0	2	99%
22	30	180	15	40	4,0	3	99%
23	30	180	20	20	3,6	3	99%
24	30	180	20	40	3,6	4	98%

A relação entre  $W_{\min}/W_z$  e  $\theta$  é inversamente proporcional, o que é lógico visto que os eixos principais tendem a se manter na mesma posição para pequenas rotações  $\theta$  e, assim, aquela relação fica próximo de 1. Observa-se também que o ângulo  $\theta$  diminui conforme a altura  $h$  aumenta, pois as dimensões da aba inferior passam a ter menor importância à medida que a altura da viga aumenta, a assimetria diminui e a seção tende a se comportar como retangular.

Pode ser observado que para viga baixa, uma pequena variação dos parâmetros  $b_1$  e  $b_w$  conduz a reduções da ordem de 5% do valor  $W_{\min}/W_z$ . Para vigas mais altas, as relações  $b_1/h$  e  $b_w/h$  ficam cada vez menores e a variação de  $b_1$  e  $b_w$  não causa grandes diferenças nos valores de  $W_{\min}$  e  $W_z$ . Do mesmo modo, a variação do parâmetro  $h_1$  tem influência mínima nos valores de  $W_{\min}/W_z$  para vigas altas. O efeito da variação  $h_1$  aumenta para vigas mais baixas, porém ainda continua baixo com mudança da ordem de 2% no valor de  $W_{\min}/W_z$ .

A altura da viga é o parâmetro que tem o maior intervalo de variação e, por consequência, é o fator mais importante na comparação dos valores de  $W_{\min}$  e  $W_z$ . A Tabela 3.1 mostra que quanto maior for a altura, menor é a diferença entre esses valores. A explicação, mais uma

vez, é a mesma, a assimetria da seção é reduzida conforme a altura aumenta e a orientação dos eixos principais é praticamente igual aos eixos originais. Para as vigas altas (180 cm), a relação  $W_{\min}/W_z$  é quase 1, enquanto que essa relação é menor que 0,9 para as vigas baixas (60 cm).

Como visto anteriormente, o nível de assimetria da seção é o ponto chave para saber se a análise de flexão, segundo os eixos principais, pode ser desprezada. Um parâmetro importante para avaliar a assimetria de seções “L” é a relação  $h/b$  entre a altura e a largura total ( $b_w + b_f$ ). A fim de observar melhor este parâmetro, a Figura 3.3 foi construída a partir das combinações da Tabela 3.1 e com novas combinações adicionando novos valores para altura  $h$  (70 até 210 cm) e largura de alma  $b_w$  (25 cm). A tabela completa com as 184 seções de diferentes dimensões não é mostrada neste texto por brevidade.

Considerando que pode ser aceita uma tolerância de 5% no valor real do módulo resistente da seção ( $W$ ), a análise de flexão, segundo os eixos principais poderia ser dispensada para vigas com relação  $h/b$  maior que 2,5. Entretanto, a Figura 3.3 mostra que pode haver algumas seções com relação  $h/b$  entre 2,2 e 2,5 em que a relação  $W_{\min}/W_z$  é maior que 0,95. A análise individual de cada caso mostra que para relações entre 2,2 e 2,5, a orientação dos eixos principais só poderia ser desconsiderada para seções com altura maior que 110 cm (casos 19 e 20 da Tabela 3.1). Para relações  $h/b$  menor que 2,2 (ou menor que 2,5 e altura menor que 110 cm), a orientação das direções principais não pode ser desprezada na análise de flexão.

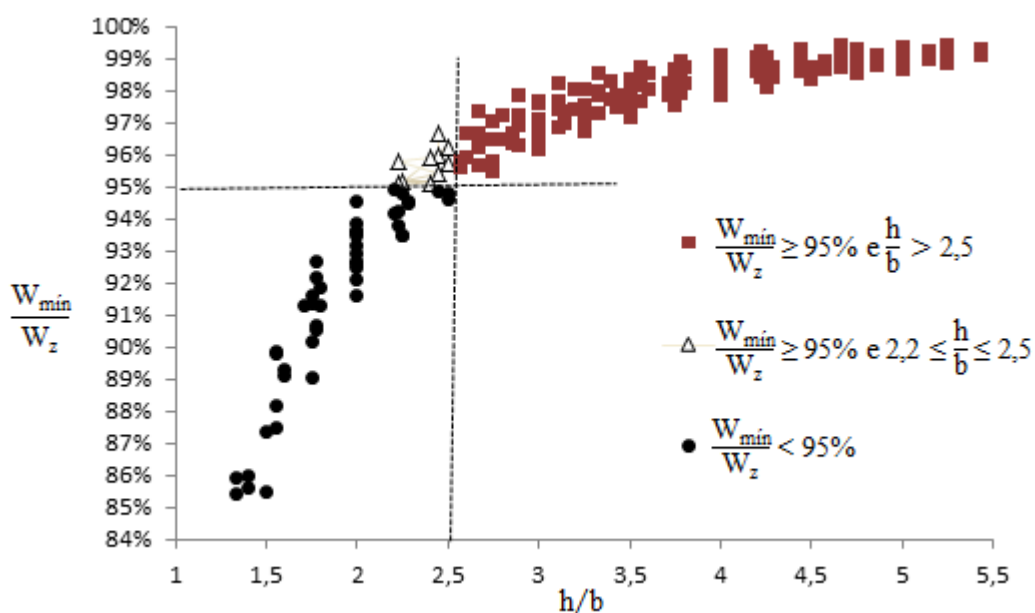


Figura 3.3 – Relação entre os adimensionais  $h/b$  e  $W_{\min}/W_z$  para seções “L” de várias dimensões.



### 3.1.3 Centro de cisalhamento

Por definição na mecânica dos sólidos, o centro de cisalhamento (ou centro de torção) é um ponto no plano da seção transversal no qual qualquer força nele aplicada não produz torção, isto é, a carga somente produzirá flexão e cisalhamento por cortante com rotação nula da seção.

Em seções simétricas, o centro de cisalhamento está localizado no eixo de simetria, logo, o centroide e o centro de cisalhamento estão no mesmo eixo para seções com um plano de simetria e coincidem em seções duplamente simétricas. Para seções não simétricas, a posição do centro de torção pode ser calculada por métodos analíticos ou métodos numéricos como elementos finitos.

Para casos mais simples, o centro de cisalhamento pode ser determinado com o seguinte procedimento: admitir um fluxo de cisalhamento em cada membro da seção; calcular suas respectivas forças resultantes e, em seguida, aplicar o conceito de rotação nula para determinar a posição do centro de cisalhamento.

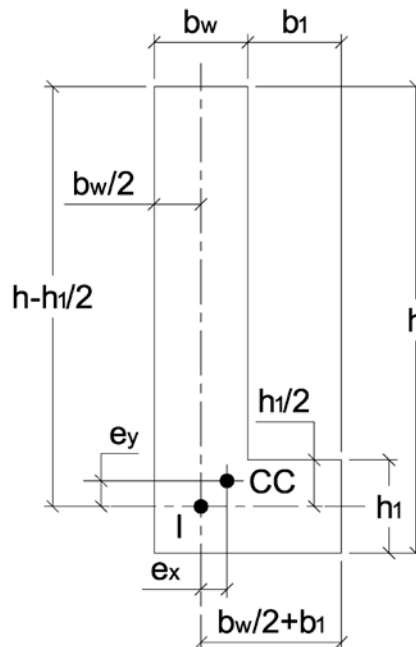


Figura 3.4 – Posição do centro de cisalhamento (CC) para seções “L”, a partir do ponto de intersecção (I) das linhas de centro da alma e da aba inferior [adaptado de Young e Budynas (2002)].

Em seções “L”, o centro de cisalhamento é deslocado de  $e_x$  na horizontal e  $e_y$  na vertical a partir das linhas de centro da alma e da aba inferior como mostra a Figura 3.4. As distâncias  $e_x$  e  $e_y$  são definidas pelas equações [3.10] e [3.11]. Por maior rapidez e comodidade, muitos

projetistas adotam o ponto I como centro de cisalhamento para carregamentos verticais, o que é uma atitude conservadora que não tem grande influência no cálculo desde que o valor de  $e_x$  seja pequeno, isto é, seções com grande relação  $h/h_1$  como pode ser notado pela Figura 3.5. Os dados utilizados para construção da Figura 3.5 foram os mesmos usados para Figura 3.3.

$$e_x = \frac{\left(\frac{b_w}{2} + b_1\right) \cdot \left(\frac{b_w}{4} + \frac{b_1}{2}\right)}{\left(\frac{b_w}{2} + b_1\right) + \frac{b_w}{h_1^3} \cdot \left(h - \frac{h_1}{2}\right)^3} \quad [3.10]$$

$$e_y = \frac{\left(h - \frac{h_1}{2}\right) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{h_1}{4}\right)}{\left(h - \frac{h_1}{2}\right) + \frac{h_1}{b_w^3} \cdot \left(\frac{b_w}{2} + b_1\right)^3} \quad [3.11]$$

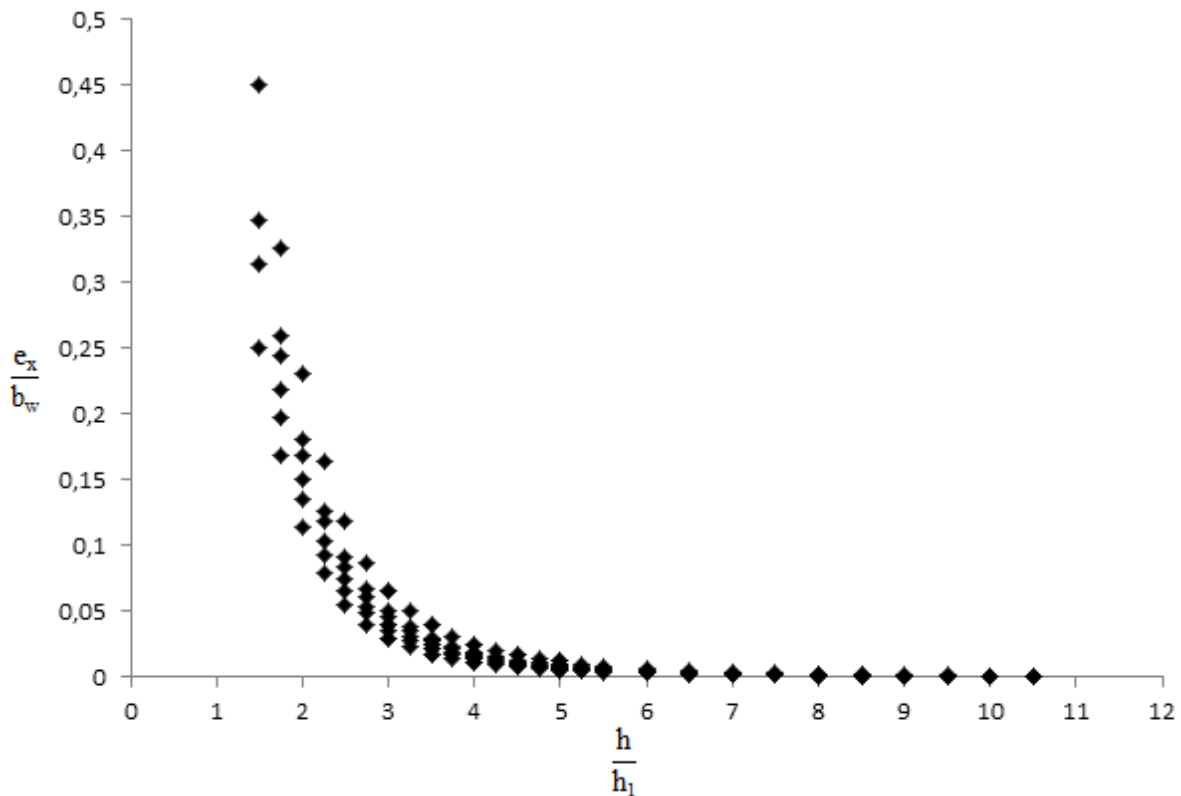


Figura 3.5 - Relação entre os dimensionais  $e_x/b_w$  e  $h/h_1$  para seções “L” de várias dimensões.

### 3.2 Ações e efeitos a considerar

Esta seção apresenta possíveis ações e efeitos que devem ser considerados no projeto de vigas de seção “L” de concreto pré-moldado. Como outras estruturas, essas vigas estão sujeitas a ações permanentes e acidentais que dependem de fatores como: função do edifício (residência, garagem, hospital, entre outros), ambiente em que a viga está situada (banheiro, sala, etc.), equipamentos e aparelhos, acesso ou não de público, etc. Os carregamentos em vigas de seção “L” de CPM são resultados de ações verticais (gravitacionais), ações horizontais (impacto de veículos), efeitos do tipo de apoio (reações alinhadas ou não), efeitos na aba/mesa inferior (cargas concentradas e distribuídas) e efeitos de restrição de movimentos (variação de volume e pórtico rígido). Esta seção considera as vigas como elementos estruturais simplesmente biapoiados, exceto no item 3.2.5 em que as vigas são parte do pórtico resistente às ações laterais.

#### 3.2.1 Ações verticais (gravitacionais)

Em vigas de seção “L” de CPM, os carregamentos verticais são provenientes dos elementos de laje apoiados na aba/mesa inferior de apoio. Estas cargas podem ser concentradas ou distribuídas dependendo do tipo de elemento de piso (alveolar ou TT). A Figura 3.6 mostra a configuração geral das cargas verticais aplicadas ao longo da viga e suas respectivas reações nos apoios.

O carregamento vertical é excêntrico ao centro de cisalhamento da viga e, conseqüentemente, provoca momento de torção ao longo da viga. O dimensionamento da viga à torção pode ser dispensado caso existam dispositivos na ligação viga-laje para produzir um binário de reações horizontais que equilibra esta torção como mostra a Figura 3.7. Nos casos em que não há este tipo de ligação viga-laje, a viga estará sujeita à torção e este efeito deve ser considerado apropriadamente no projeto.

A Figura 3.6 mostra que pode haver um momento de torção a ser equilibrado no apoio ( $T_{ap}$ ). Nestas situações, deve existir ligações que produzam este torque de reação, com exceção dos casos em que a excentricidade da reação ( $R_{ap}$ ) é igual ou maior que a excentricidade das cargas da laje ( $P$  ou  $p$ ), onde nenhuma ligação é necessária para equilibrar o momento de torção oriundo das cargas verticais.

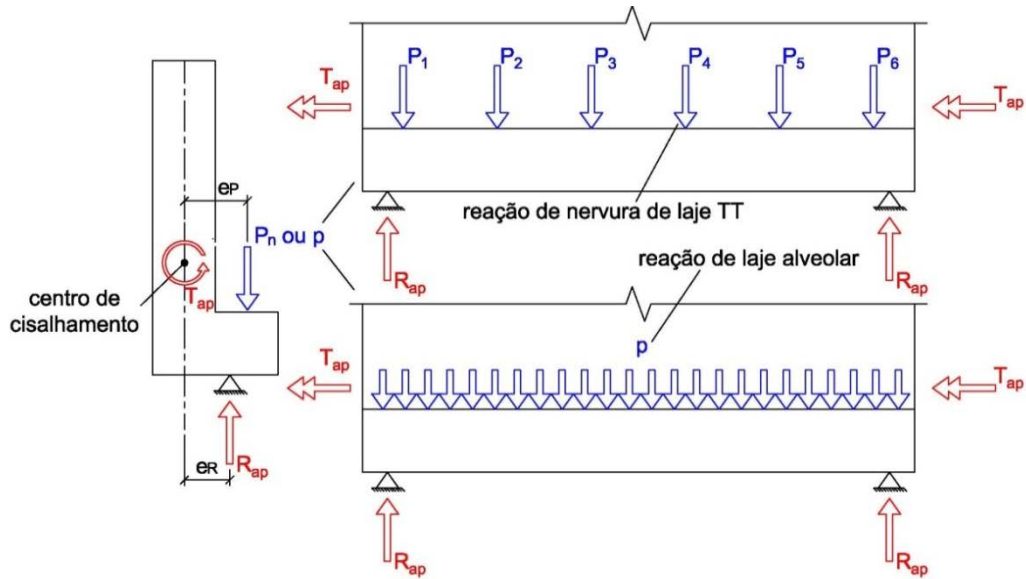


Figura 3.6 – Esquema de cargas gravitacionais (azul) e suas respectivas reações (vermelho) para vigas em que a torção é equilibrada no apoio [adaptado de Raths (1984)].

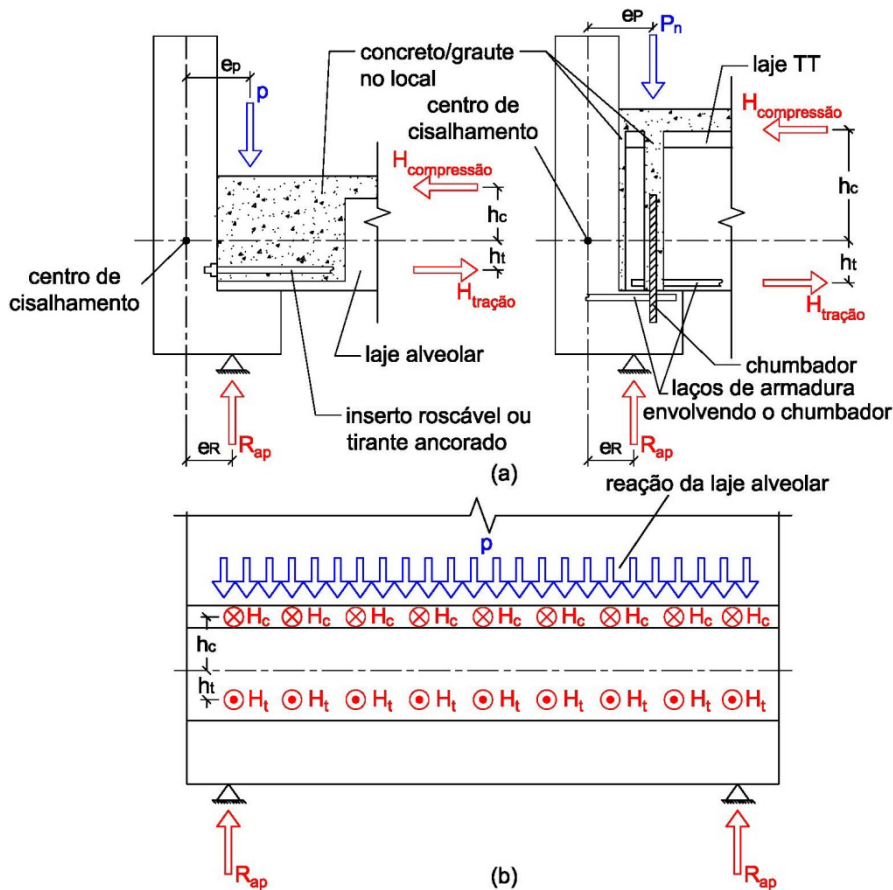


Figura 3.7 – Esquema de cargas gravitacionais para vigas em que a torção é equilibrada pela ligação viga-laje ao longo do eixo longitudinal (a) vista transversal das opções com laje alveolar e com laje TT e (b) vista longitudinal da opção com laje alveolar [adaptado de Bachmann e Steinle (2011) e FIB (2008)].

### 3.2.2 Ações horizontais (impacto de veículos)

Por serem usadas principalmente em edifícios garagem, as vigas de seção “L” de peitoril alto são muitas vezes utilizadas como barreiras de proteção contra a colisão de veículos para impedir que estes ultrapassem os limites da edificação. Esta função é importante visto que os edifícios garagem geralmente são construídos em áreas centrais de cidades onde há maior concentração de pessoas nas ruas.

A força de impacto de um veículo sobre uma barreira pode ser calculada pelo princípio de conservação de energia. As hipóteses para o cálculo desta força são: o veículo está se movimentando em linha reta, o impacto é essencialmente plástico e o veículo para completamente seu movimento após a colisão. Sendo assim, a força de impacto (equação [3.14]) é obtida igualando a energia cinética do veículo antes da colisão (equação [3.12]) e o trabalho realizado (equação [3.13]) pela força  $H$  durante o impacto. A equação [3.14] não fornece a força máxima sofrida pela barreira que dura alguns milisegundos e, sim, uma força média que age sobre ela durante o impacto (IQBAL, 2008).

$$E.C. = \frac{m \cdot v^2}{2} \quad [3.12]$$

$$T = H \cdot \delta_t = H \cdot (\delta_c + \delta_b) \quad [3.13]$$

$$H = \frac{m \cdot v^2}{2 \cdot (\delta_c + \delta_b)} \quad [3.14]$$

Em que: E.C. = energia cinética, T = trabalho realizado pela força de impacto, H = força de impacto, m = massa do veículo, v = velocidade do veículo no impacto,  $\delta_t$  = deslocamento total no impacto,  $\delta_c$  = deslocamento do veículo no impacto e  $\delta_b$  = deslocamento da barreira no impacto.

As normas técnicas brasileiras não indicam critérios para a escolha dos parâmetros que definem a força de impacto, isto é, veículo tipo de projeto (massa e altura do para-choque), velocidade do veículo no impacto, etc. Para o caso específico de defensas rodoviárias de concreto, a DNIT 109:2009 indica que uma força mínima de 200 kN deve ser aplicada na borda superior da barreira de dentro para fora da pista, enquanto que a ABNT 7188:2013 recomenda que o dispositivo de contenção deve ser dimensionado para força de 100 kN

perpendicular à direção de tráfego e carga concomitante de 100 kN. Para ações em estruturas de garagem, o item 7.3.2 da ABNT NBR 7118:2013 indica utilizar os mesmos critérios de dispositivos de contenção de pontes e viadutos (item 5.2.3.4 desta mesma norma).

As vigas de seção “L” de CPM, quando têm função de contenção de veículos, estão localizadas em edifícios garagem. Deste modo, a utilização das normas técnicas brasileiras referidas acima pode não representar adequadamente a realidade visto que elas foram feitas para colisões de veículos em barreiras rodoviárias cujas características de impacto são geralmente diferentes das de choques que ocorrem em estacionamentos.

Para a determinação da força de impacto  $H$  em vigas de seção de “L” convém utilizar os critérios definidos pela norma europeia EN 1991 1-1:2002, os quais são designados para o caso específico de impacto de veículos em barreiras presentes em estacionamentos. De acordo com o EN 1991 1-1:2002, a força horizontal característica de impacto é aplicada na direção perpendicular à barreira (normal ao eixo da viga), distribuída em um comprimento de 1,5 metros e é dada pela equação [3.14]. Os parâmetros  $m$ ,  $v$ ,  $\delta_c$  e  $\delta_b$  para o cálculo da força de impacto são:

- a) Estacionamentos projetados para veículos não excedendo 2500 kg

Para o cálculo do impacto, é considerada redução de massa de 2500 para 1500 kg baseado no uso de uma massa estatisticamente mais provável de veículo carregado.

$m = 1500$  kg;  $v = 4,5$  m/s (16 km/h);  $\delta_c = 100$  mm exceto quando melhores evidências estão disponíveis;  $\delta_b = 0$  (barreira rígida).

$\therefore$  A força característica de impacto é igual a 150 kN para veículos com massa bruta real menor ou igual a 2500 kg.

- b) Estacionamentos projetados para veículos excedendo 2500 kg

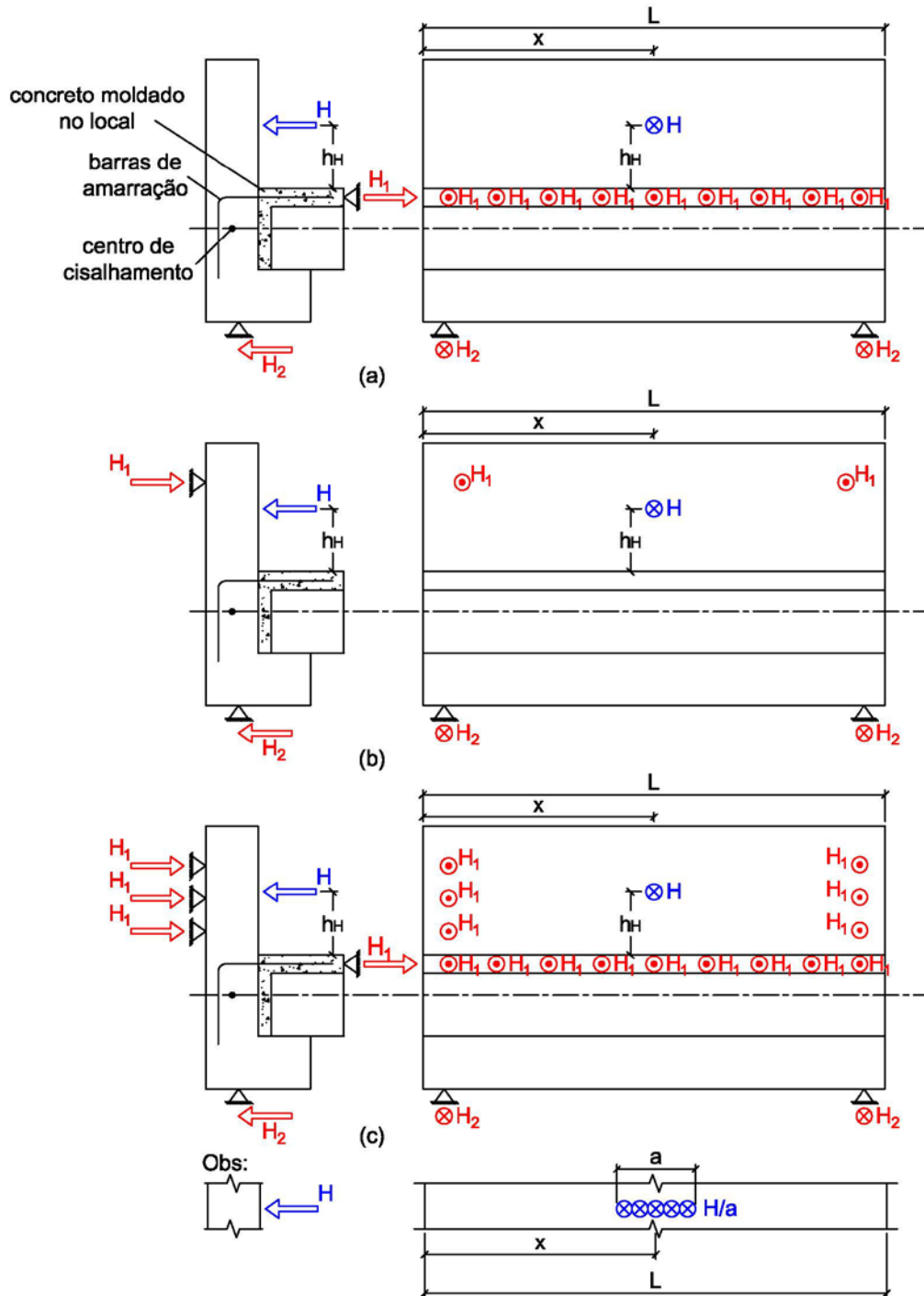
$m =$  massa bruta real do veículo para qual o estacionamento foi projetado;  $v = 4,5$  m/s (16 km/h);  $\delta_c = 100$  mm exceto quando melhores evidências estão disponíveis;  $\delta_b = 0$  (barreira rígida)

A força de impacto  $H$  pode ser considerada aplicada na altura do para-choque do veículo que é a primeira parte do auto a atingir a barreira. Entretanto, este valor varia dependendo do tipo e modelo de veículo, como critério de projeto para a altura de aplicação da força de impacto pode-se tomar o valor recomendado pelo EN 1991 1-1:2002 de 37,5 cm acima do nível do pavimento. Convém informar que este valor pode estar subdimensionado para os padrões de

veículos atuais, principalmente com a popularização de utilitários esportivos (SUVs). Jolly (2001) já alertava para este fato quando propôs a mudança da altura de impacto para 44,5 cm baseado em uma pesquisa realizada na Inglaterra. O aumento da altura de impacto pode resultar em exigências mais onerosas para as barreiras, especialmente àquelas que são apoiadas em balanço a partir do piso (Figura 3.8a).

Ainda segundo o EN 1991 1-1:2002, barreiras posicionadas no acesso de rampas de estacionamentos devem resistir à metade da força calculada pela equação [3.14] aplicada na altura de 61 cm acima da rampa. Barreiras, localizadas opostas ao final de rampas para descida de veículos e que excedem 20 metros em comprimento, devem ser dimensionadas para resistir o dobro da força calculada pela equação [3.14] aplicada 61 cm acima da rampa.

A Figura 3.8 mostra três modos para equilibrar a força de impacto  $H$ . O modo mais comum para resistir a este carregamento horizontal é o método de viga em balanço (Figura 3.8a), em que os tirantes do diafragma (reação  $H_1$ ) e as ligações nos apoios (reação  $H_2$ ) são os elementos que equilibram a força de impacto. Outros modos possíveis para resistir ao carregamento horizontal de impacto são considerar a viga como biapoiada (Figura 3.8b) entre as ligações de extremidades ou ainda considerar que a viga atua como uma laje apoiada em três lados (Figura 3.8c). Para consideração de cada um destes modos, é necessário verificar as ligações do sistema estrutural e as condições de contorno em cada caso para saber qual é o método mais apropriado para resistir à força de impacto  $H$ . É importante lembrar que caso haja outros dispositivos a serem usados como barreiras de contenção como, por exemplo, cabos ou fios de aço e seções tubulares de aço, as vigas de seção “L” não têm função de barreira veicular e, assim, o dimensionamento dessas vigas não precisa considerar o impacto de veículos.



Legenda: H (azul) - força de impacto;  $H_1$  e  $H_2$  (vermelho) – reações;  $h_H$  – altura de aplicação da força H;  $x$  – posição de aplicação da força H;  $L$  – comprimento total da viga;  $a$  – comprimento em que a força H é distribuída.

Figura 3.8 – Modos para resistir ao carregamento horizontal (impacto de veículos): (a) “viga em balanço”, (b) viga biapoiada entre apoios extremos e (c) laje com 3 bordas apoiadas e 1 livre. [adaptado de Elliott e Jolly (2013), Jolly (2001) e Rath (1984)]



### 3.2.3 Efeitos do tipo de apoio

Em geral, existem muitas possibilidades para a ligação entre elementos estruturais de concreto pré-moldado. Para a vinculação entre vigas de seção “L” e pilares não é diferente, porém neste caso específico, por razões de simplicidade, as ligações podem ser divididas em três tipos:

- 1) Figura 3.9a: Este tipo é relacionado com o comportamento do apoio como um consolo invertido. O carregamento  $P$  advindo da laje e a reação  $R$  da viga são alinhados e, portanto, não são necessários vínculos adicionais para equilibrar a torção provocada pelo carregamento excêntrico (ação gravitacional).
- 2) Figura 3.9b: Este tipo é associado às vigas em que o carregamento  $P$  da laje e a reação  $R$  não estão alinhados e, assim, a torção causada pela carga  $P$  excêntrica deve ser resistida por vínculos horizontais possibilitando a formação de binário de forças de reação  $H$ .
- 3) Figura 3.9c: Este tipo é semelhante ao 2, porém o apoio é em viga com recorte nas extremidades, isto é, um dente de concreto (dente Gerber) é utilizado para apoio da viga.

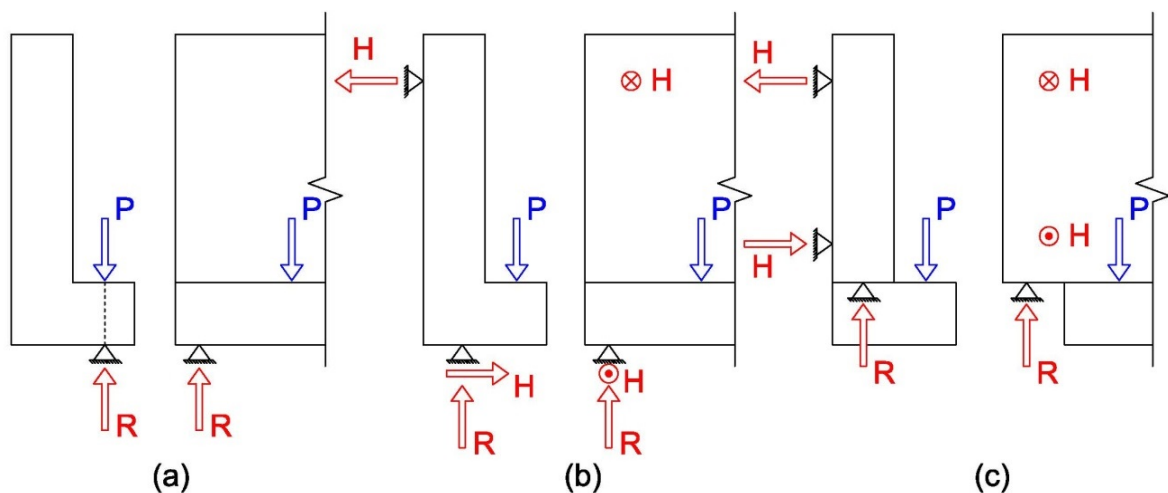


Figura 3.9 – Influência do tipo de apoio para equilibrar a torção. (a) carregamento  $P$  e reação  $R$  alinhados (consolo invertido), (b) carregamento  $P$  e reação  $R$  não alinhados e (c) dente de concreto nas extremidades [adaptado de Raths (1984)].

O tipo 1 requer um cuidado especial na armação do apoio, pois a aba na extremidade se comporta como um consolo invertido e este efeito deve ser considerado apropriadamente. Além disso, o projetista deve ficar atento a outras possíveis ações, além da gravitacional, que

possam interferir no equilíbrio da viga. Ações como, por exemplo, vento ou impacto de veículos podem exigir vínculos adicionais para manter a viga em equilíbrio.

As ligações do tipo 2 e 3 induzem o binário de forças H, para equilibrar a torção gerada pelo carregamento excêntrico P, que atua na alma das vigas. A força H do vínculo superior tende a fletir a alma da viga, essa ação provoca tensões de flexão que combinadas com as tensões de cisalhamento e torção nessa região, resultam no padrão de fissuração inclinada à 45 graus na face interior perto do apoio como já mostrado no capítulo anterior (Figura 2.18, Figura 2.19, Figura 2.21). O dente Gerber da ligação do tipo 3 demanda um melhor entendimento por parte do projetista de todos efeitos envolvidos na região, isto é, da combinação da ação das forças de equilíbrio e do efeito do dente de concreto na extremidade como ilustra a Figura 3.9c.

As forças induzidas nas ligações do apoio de vigas de seção “L” ainda podem ser provocadas por outros efeitos como fluência e retração do concreto ou ainda variação de temperatura como é mostrado mais adiante na seção 3.2.5.

#### **3.2.4 Efeitos na aba/mesa inferior**

A aba ou mesa inferior é a parte da viga encarregada por transferir as forças oriundas da laje para a alma da viga, a qual é responsável por transmitir essas forças até a extremidade nos apoios das vigas. A partir da Figura 3.10, podem ser identificados os mecanismos de transferências dessas forças: flexão da alma (zona 1) e da aba (zona 2), cisalhamento (direto e punção na alma/aba – zona 3) e tração direta (zonas 1 e 2).

Nas situações em que a laje TT é usada (Figura 3.10a), a aba/mesa inferior deve ser verificada para o modo de falha de punção, uma vez que as altas cargas concentradas têm potencial para causar este tipo de ruptura. As superfícies de ruptura dependem da posição da nervura (interna ou externa). Caso seja localizada internamente, a falha é similar ao punctionamento de pilares em lajes lisas e a parte da aba rompida tem a forma de um cone largo de concreto.

A região da aba em torno dos carregamentos P e N é um caso especial de dente de concreto (dente Gerber invertido) e também é considerada uma região de descontinuidade. O dimensionamento dessas áreas, conhecidas como regiões “D” de concreto armado, geralmente é feito pelo método de bielas e tirantes visto que as hipóteses de Bernoulli não são válidas nessas regiões (seção não se mantém plana após deformação). As diretrizes para projetar a aba/mesa inferior são mostradas na seção 3.3.4.

As cargas  $P$  são oriundas das reações da laje que resultam da ação gravitacional aplicada sobre os elementos de piso. Já as forças horizontais  $N$  são consequência de possíveis movimentações das lajes (por exemplo, variação de temperatura) que provocam um atrito entre a superfície superior da aba e a superfície inferior da laje no apoio. A intensidade da força  $N$  é dada por  $\mu P$ , em que  $\mu$  é o coeficiente entre as superfícies de contato, mas, segundo Elliott e Jolly (2013), essa força horizontal pode ser ignorada no dimensionamento da aba/mesa inferior caso haja alguma ligação entre viga e laje capaz de gerar essa força  $N$  (por exemplo; barras de aço posicionadas em alvéolos abertos preenchidos com concretagem local).

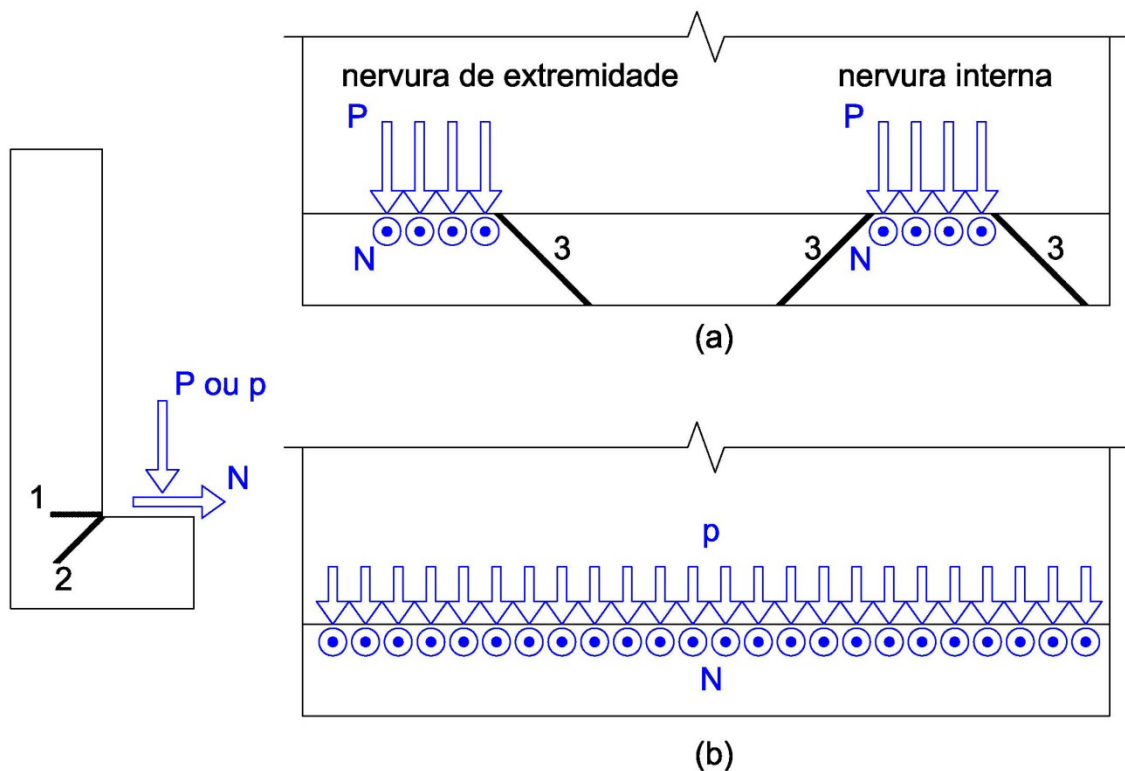


Figura 3.10 – Efeitos das cargas aplicadas na aba de vigas de seção “L”: (a) laje TT; (b) laje alveolar; zonas 1, 2 e 3 são fissuras potenciais [adaptado de El Debs (2000) e Raths (1984)].

### 3.2.5 Efeitos de restrição de movimentos

Em estruturas de concreto pré-moldado, grande parte da retração e fluência do concreto ocorre nas fábricas antes da montagem dos elementos pré-fabricados e, assim, o efeito global desses fenômenos é consideravelmente reduzido na estrutura final. Além disso, a maioria dos projetistas busca usar ligações que ajudem a atenuar os efeitos de variação de volume dos elementos estruturais, isto é, escolher ligações que pouco ou nada restrinjam os movimentos de variação de volume.

As forças induzidas pela variação de volume dos elementos de CPM somente se desenvolverão caso as deformações associadas com variações de volume sejam restringidas. O uso de concreto moldado no local e graute ou soldagem nas ligações de CPM pode restringir os movimentos devido a essa variação, o que pode levar a fissuração indesejável na estrutura. A abertura de fissuras, se não tratada, pode vir a ser suficientemente grande para permitir a entrada de agentes de deterioração da estrutura como água e gases e, portanto, conduzir a consequências maiores como a corrosão do aço das peças estruturais, principalmente protendidas.

Um exemplo de forças induzidas pela variação de volume que pode ocorrer em vigas de seção “L” localizadas na borda de edifícios é mostrada na Figura 3.11. A exposição ao sol pode levar a expansão da viga pelo aumento da temperatura e gerar as forças  $N_L$  (vermelho) e as forças  $N_{laje}$  (azul). Além disso, a face superior e a face inferior não são expostas igualmente ao sol, isto é, a temperatura na face superior é maior que na face inferior, o que pode criar um momento fletor positivo na viga e, assim, induzir um binário de forças  $H_L$  (vermelho) de reação. Outros efeitos como retração e fluência podem produzir forças e rotações em direções contrárias às reações geradas pela variação de temperatura.

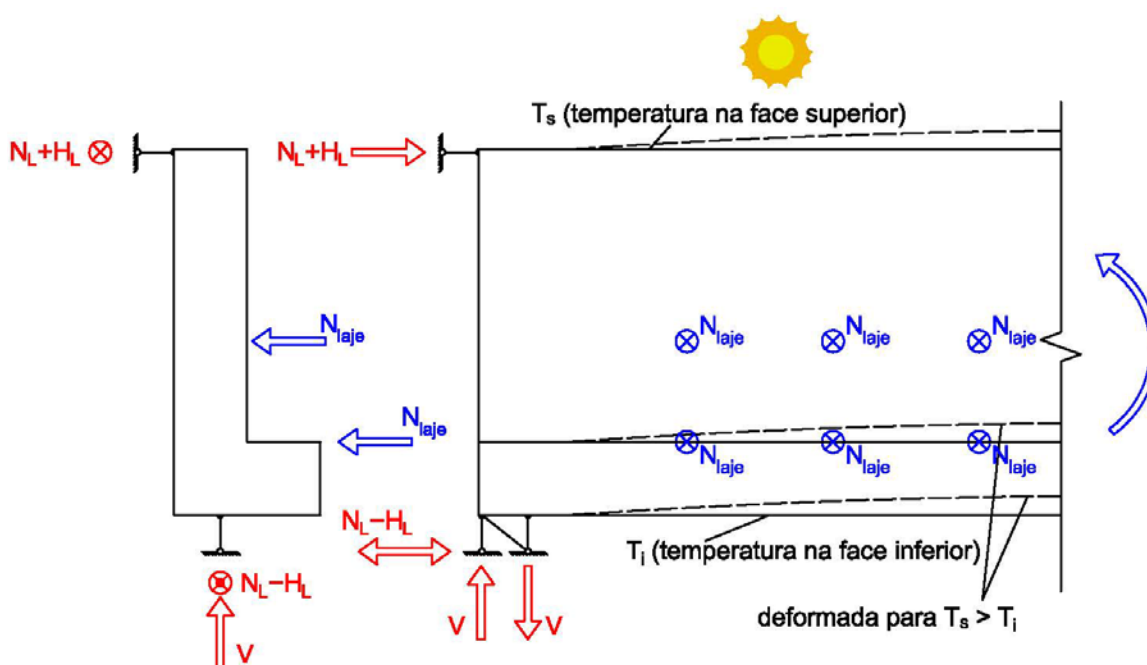


Figura 3.11 – Exemplo de reações provenientes da ação de variação de temperatura [adaptado de Raths (1984)].

Apesar de não ser comum, as vigas de seção “L” podem ser parte integrante do pórtico que resiste às ações laterais como o vento (Figura 3.12). Nessas situações, o conjunto de ligações

(topo e base da viga) possibilita o desenvolvimento de um binário de forças horizontais ( $H_p$ ) para resistir aos carregamentos laterais. A intensidade e a direção dessas forças horizontais dependem de fatores como: configuração deformada do pórtico, deslocamentos e tipo de ação lateral. Vale lembrar que as cargas verticais (gravitacionais) também vão gerar binários de forças que devem ser combinadas com as demais forças horizontais do pórtico produzidas por outros efeitos.

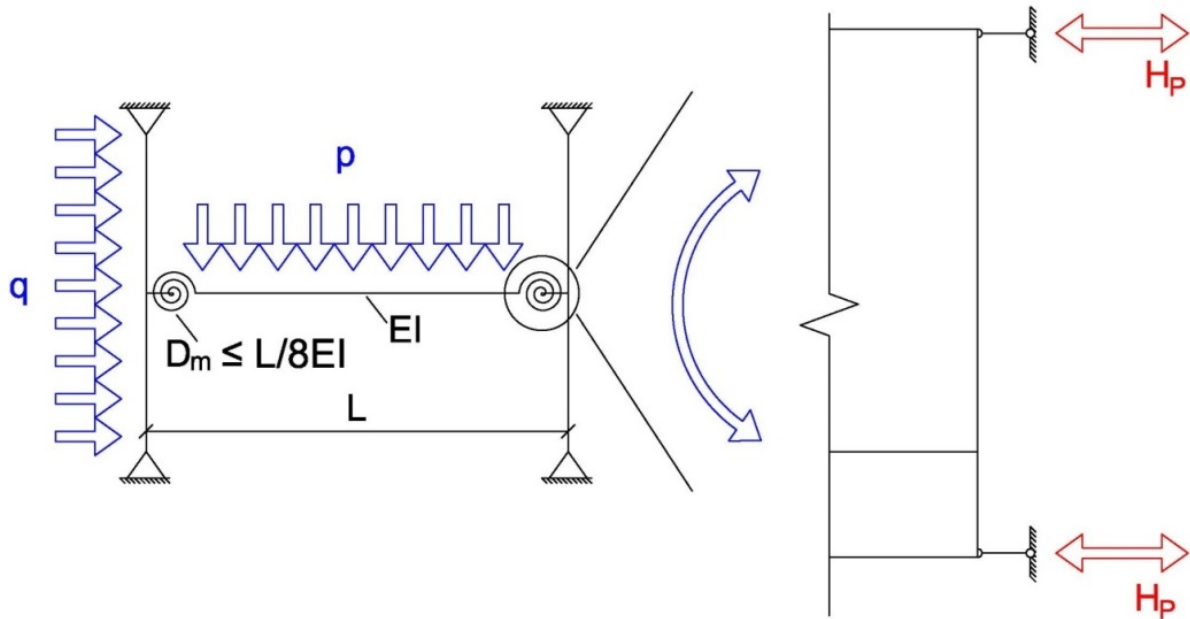
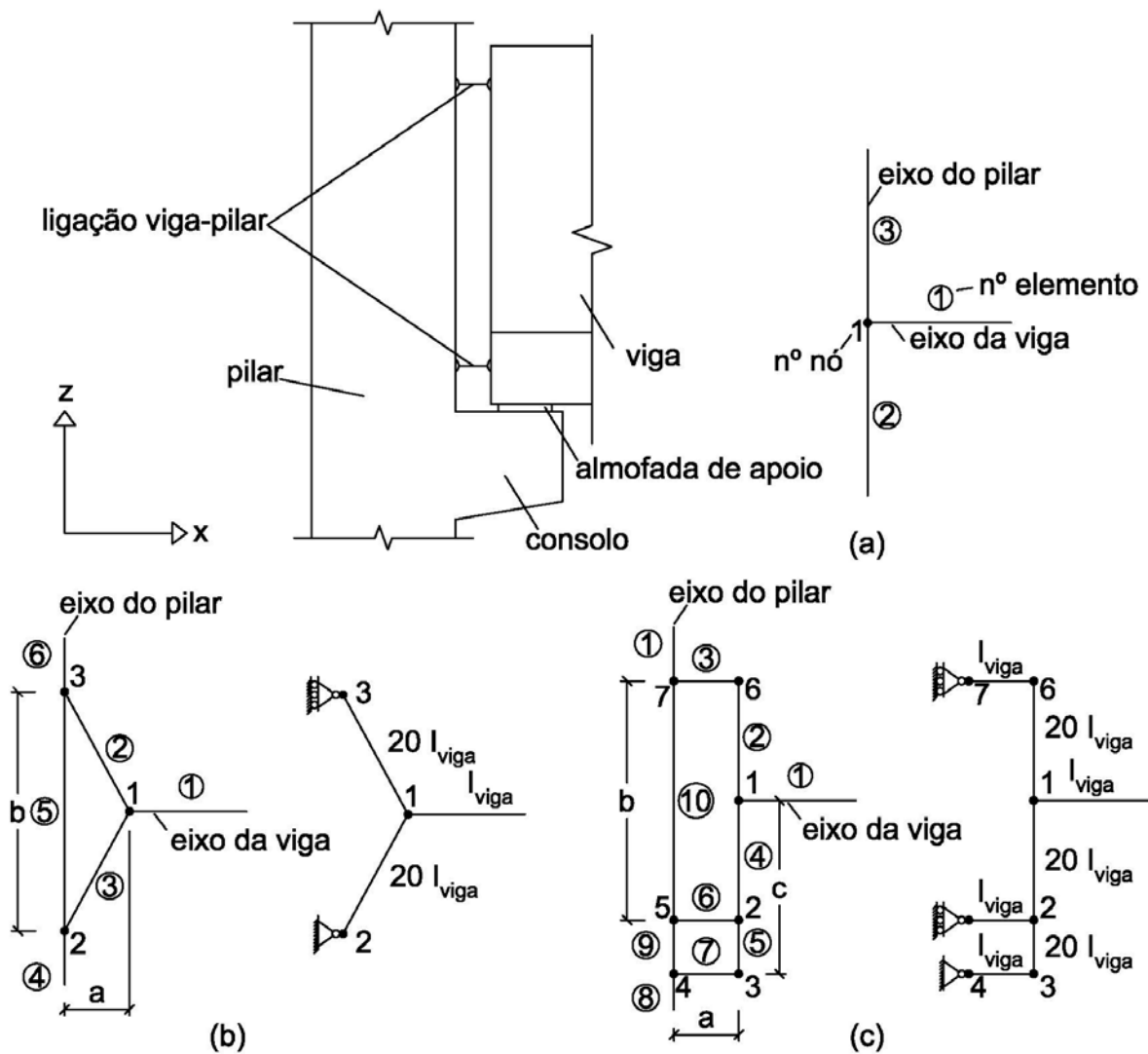


Figura 3.12 – Possíveis forças de reações para vigas que são parte integrante de pórtico rígido.  $D_m$  é a deformabilidade da ligação [adaptado de El Debs (2000)].

É importante salientar que os modelos computacionais usados para análise de pórtico devem considerar corretamente as diferentes dimensões dos elementos envolvidos. O modelo mais conveniente ilustrado na Figura 3.13a não pode ser usado, uma vez que não corresponde à realidade. O uso desse modelo conduzirá a erros na determinação de esforços e deformações da viga e do pilar. Para análise de pórtico, o correto é usar os modelos b ou c da Figura 3.13 indicados por Raths (1984).

Outro fator a ser alertado é a modelagem no plano zy, que não é mostrada na Figura 3.13, mas também deve considerar corretamente as características de elementos e ligações do sistema estrutural. Dependendo do arranjo e da vinculação de componentes entre viga e pilar, viga e laje e/ou laje e pilar, a análise para determinação das forças nestas ligações pode ser bastante complexa. A não consideração de todos os efeitos, dimensões e vinculações de modo correto, pode resultar em falha da ligação e, por consequência, em necessidade de reparos que geralmente têm alto custo financeiro. Mais detalhes podem ser vistos em Raths (1984).



Legenda:  $a$  é a distância do eixo do pilar até a reação da viga;  $b$  é a distância entre as ligações superior e inferior;  $c$  é a distância do eixo até a face inferior da viga

Figura 3.13 – Modelos para análise computacional de ligações de pórtico em vigas altas de seção “L”: (a) opção incorreta; (b) opção 1 correta; (c) opção 2 correta [RATHS, 1984].

### 3.3 Dimensionamento no Estado Limite Último

Esta seção apresenta a prática atual para o dimensionamento de vigas de seção “L” com peitoril alto e delgado de acordo com as normas e manuais internacionais de projeto de estruturas. As considerações e os requisitos que não são abordados pelas normas brasileiras, foram adaptados do ACI 318:2014, do manual do PCI (2010) e de outros textos da literatura técnica. A consideração da segurança do ACI e do PCI, que é baseada no ACI, é realizada de forma diferente das normas brasileiras e europeias, que são fundamentadas com os mesmos princípios de segurança. Algumas partes desta seção fazem referência a formulações adotadas

pelo ACI e pelo PCI, por isso, para melhor entendimento deste texto, embora não necessário pode ser útil consultar o anexo B de El Debs (2000) que aborda os princípios de segurança adotados por essas entidades americanas.

As considerações e requisitos apresentados nesta seção são destinados às solicitações em situações definitivas, isto é, que ocorrem após serem estabelecidas todas as ligações entre a viga de seção “L” e os demais elementos da estrutura (painéis, pilares, vigas, lajes, etc.), com exceção do Estado Limite Último de Instabilidade Lateral apresentado no item 3.3.6. Alguns Estados Limites não foram abordados neste texto, pois não há novidades ou diferenças para o caso de vigas de seção “L” com peitoril alto e delgado e demais vigas em concreto pré-moldado. Entretanto, esses Estados Limites devem ser verificados, inclusive aqueles que ocorrem em situações transitórias devido ao uso da tecnologia de concreto pré-moldado.

### **3.3.1 Momento fletor**

As vigas de seção “L” de concreto pré-moldado não possuem simetria tanto em relação ao eixo horizontal quanto em relação ao eixo vertical. Os eixos principais de inércia são levemente rotacionados na direção anti-horária a partir dos eixos vertical e horizontal como mostra a Figura 3.14. Na seção 3.1.2 foi demonstrado que a influência da rotação dos eixos principais não é significativa e pode ser desprezada para vigas altas e delgadas. Para vigas mais baixas e compactas, a orientação dos eixos principais pode ser crítica e deve ser considerada.

A rotação dos eixos principais de inércia pode ser importante para os deslocamentos laterais de vigas de seção “L”. A componente da carga vertical, que atua sobre o eixo de menor inércia, induz um deslocamento horizontal de dentro da construção para fora como mostra o deslocamento do ponto A para a posição A’ (Figura 3.14). Além disso, as cargas verticais atuantes na aba podem tombar a viga para o lado interno da construção na região do meio do vão e, portanto, é importante ligar os elementos de piso com a viga durante ou rapidamente após a montagem.

Segundo o item 22.4.1 da ABNT NBR 6118:2014, as vigas biapoiadas devem ter o vão menor ou igual duas vezes a altura para serem consideradas vigas parede. Apesar de altura de algumas vigas de seção “L” de CPM chegar a 2 metros, geralmente o menor vão usado para essas vigas é superior a 6 metros e, assim, as vigas de seção “L” com peitoril alto e delgado não são vigas parede. Portanto, a hipótese de Bernoulli de distribuição linear de deformações

ao longo da seção é válida e a viga pode ser dimensionada pela teoria clássica de viga. Entretanto, essa hipótese não é válida para todas as regiões da viga, as áreas em que ocorrem descontinuidades estáticas (introdução de cargas concentradas) e geométricas (dentes de concreto, aberturas, etc) devem ser dimensionadas por outros métodos como, por exemplo, o de Bielas e Tirantes.

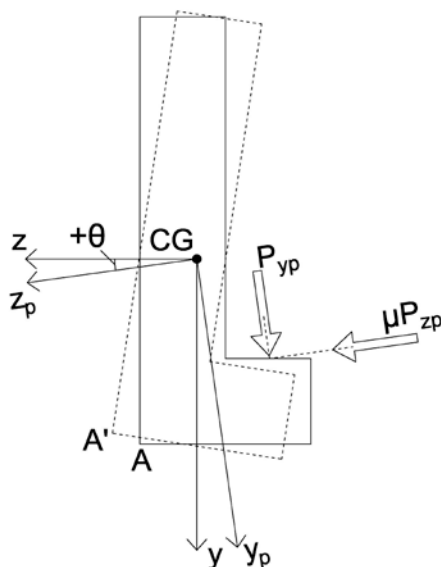


Figura 3.14 – Carregamento gravitacional atuando nas direções principais de inércia.

### 3.3.2 Força cortante

Para vigas de concreto armado e protendido carregadas diretamente, isto é, aquelas em que as cargas são aplicadas na sua parte superior, a ABNT NBR 6118:2014 indica, no item 17.4.1.2.1, que as seções entre a face do apoio e a seção crítica distante  $d/2$  do apoio podem ser dimensionadas para a força cortante desta seção crítica (Figura 3.15a). Esta redução pode ser realizada, pois as cargas aplicadas entre a face do apoio e a seção crítica são transmitidas até o apoio por efeito de arco, isto é, por um campo de compressão na alma em forma de arco localizado acima das fissuras inclinadas.

Entretanto, diferente da maioria das vigas, as vigas de seção “L” são carregadas indiretamente, isto é, as cargas são aplicadas em aba de apoio na parte inferior (Figura 3.15b) e a seção crítica é a face do apoio. Neste caso, a redução não pode ser permitida como indicado na ABNT NBR 6118:2014, pois as cargas devem ser transmitidas através das fissuras inclinadas na alma e, assim, a força cortante na seção crítica deve considerar todas as cargas aplicadas abaixo destas fissuras.



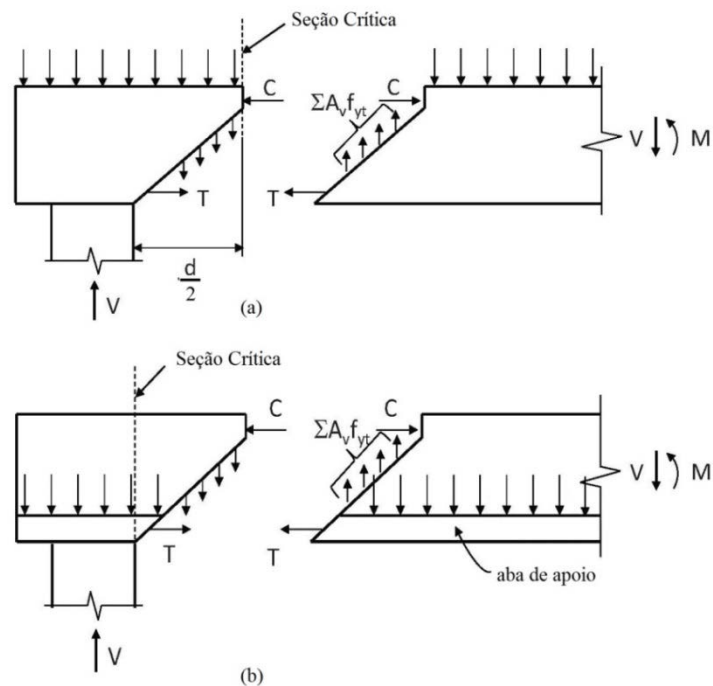


Figura 3.15 – Posição da seção crítica para o cisalhamento em vigas. (a) apoio direto; (b) apoio indireto. [adaptado de ACI 318:2014].

Na mecânica dos sólidos, para vigas de material elástico, homogêneo e não fissurado, a distribuição de tensões na seção transversal é parabólica, começa em zero no topo e atinge o valor máximo no centroide da seção como mostra a Figura 3.16. Após a fissuração, a distribuição de tensões de cisalhamento é diferente (Figura 3.16) e, segundo o MC 2010 – FIB (2012), a força cortante é resistida por meio da combinação de intertravamento de agregados, biela de compressão e efeito de pino da armadura transversal.

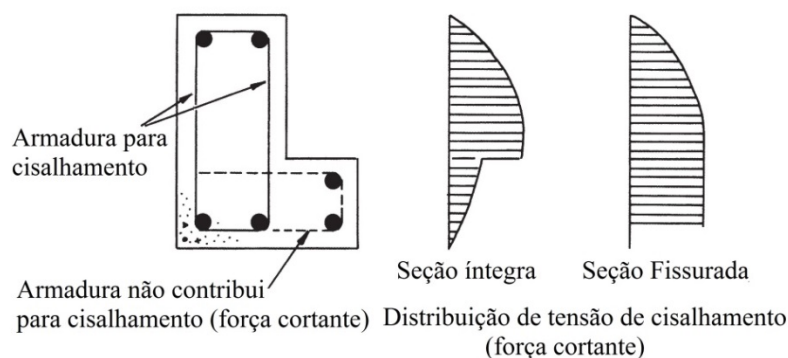


Figura 3.16 – Esquema de armaduras transversais e distribuição de tensão de cisalhamento [ELLIOTT; JOLLY, 2013].

O dimensionamento de vigas de seção “L” com peitoril alto e delgado não é diferente das demais vigas de concreto armado e protendido e, portanto, também é baseado na análise de treliça generalizada (Figura 3.17). Conforme a ABNT NBR 6118:2014, podem ser adotados

dois modelos de cálculo: Modelo I com ângulo da biela ( $\theta$ ) igual a  $45^\circ$  em que a parcela de contribuição do concreto ( $V_c$ ) é constante e Modelo II em que  $\theta$  varia entre  $30^\circ$  e  $45^\circ$  e a parcela de contribuição do concreto ( $V_c$ ) é variável; em ambos, a inclinação de estribos ( $\alpha$ ) pode variar entre  $45^\circ$  e  $90^\circ$ . A seção 17.4 da ABNT NBR 6118:2014 deve ser seguida para verificação da segurança de vigas solicitadas por força cortante.

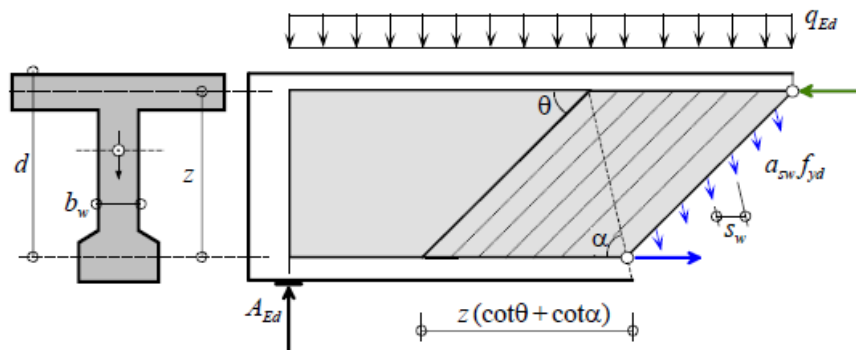


Figura 3.17 – Modelo de treliça generalizada para verificação da segurança de elementos lineares à força cortante [MC 2010-FIB, 2012].

### 3.3.3 Momento de torção

O modelo resistente à torção baseado em uma treliça espacial não é o ideal para vigas de seção “L”. Como já mostrado na revisão de literatura em Raths (1984), Klein (1986), Logan (2007), Lucier *et al.* (2007) e Lucier *et al.* (2011a), o mecanismo de ruptura para vigas de seção “L” submetidas a flexão, cortante e torção, será através de uma superfície diagonal inclinada a  $45^\circ$  com a horizontal, com a zona comprimida na face lateral externa. Este modo de ruptura não apresenta a fissuração em espiral e a fragmentação explosiva da superfície do concreto como prevê a ABNT NBR 6118:2014. Sendo assim, o método de Lucier *et al.* (2011b) desenvolvido exclusivamente para o caso de vigas de seção “L” de peitoril alto e delgado pode ser usado como alternativa a ABNT NBR 6118:2014. Este método já é recomendado pelo ACI 318:2014 para vigas de seção “L” com relação altura/peitoril ( $h/b_w$ ) maior que 4,5.

O método de Lucier *et al.* (2011b) é baseado no equilíbrio de forças na diagonal distorcida do plano de falha observados no programa experimental de Lucier *et al.* (2011a). Este procedimento somente pode ser usado para vigas com as seguintes características: 1) alma/peitoril restringido em 2 pontos em cada extremidade; 2) relação altura/peitoril ( $h/b_w$ ) maior que 4,5 e 3) cargas aplicadas são igualmente distribuídas ao longo da aba/mesa inferior.

Com a análise do padrão de fissuração das vigas ensaiadas, Lucier *et al.* (2011b) dividiu a viga em três zonas distintas (Figura 3.18):

- Região de extremidade: definida como a parte da viga situada entre a extremidade até uma distância  $h$  da face do apoio. Os resultados das vigas ensaiadas indicam que o ângulo da fissura diagonal crítica, desenvolvida na face interna da alma, é de 45 graus. O modo de falha observado indicou que flexão de placa e cisalhamento vertical e lateral dominam a resposta da região de extremidade, visto que a força cortante e momento de torção são maiores nessa região.
- Região de transição: se estende a uma distância  $2h$  além da região de extremidade. Os resultados dos testes indicam que o ângulo da primeira fissura é de 30 graus. A força cortante e o momento de torção são reduzidos nessa região, enquanto que o momento fletor sofre um aumento comparado com a região de extremidade.
- Região de flexão: situa-se entre a região de transição e o meio do vão. O comportamento dessa região é marcado por fissuras verticais nas faces internas e externas da alma devido às flexões dentro e fora do plano. As intensidades de força cortante e de momento de torção são relativamente pequenas, enquanto que a intensidade de momento fletor é relativamente alta.

A Figura 3.19 mostra os planos de ruptura que podem ser desenvolvidos na região de extremidade, enquanto que a Figura 3.20 ilustra o possível plano de ruptura para a região de transição. A Figura 3.21 mostra a altura útil da alma/peitoril. Nessas figuras, as seguintes abreviações são usadas:  $h$  é a altura da viga;  $a$  é a altura da parte inferior da viga até a ligação lateral inferior;  $\theta$  é o ângulo entre o plano de ruptura e a horizontal; e  $l_{ch}$  é a projeção horizontal do plano de ruptura.

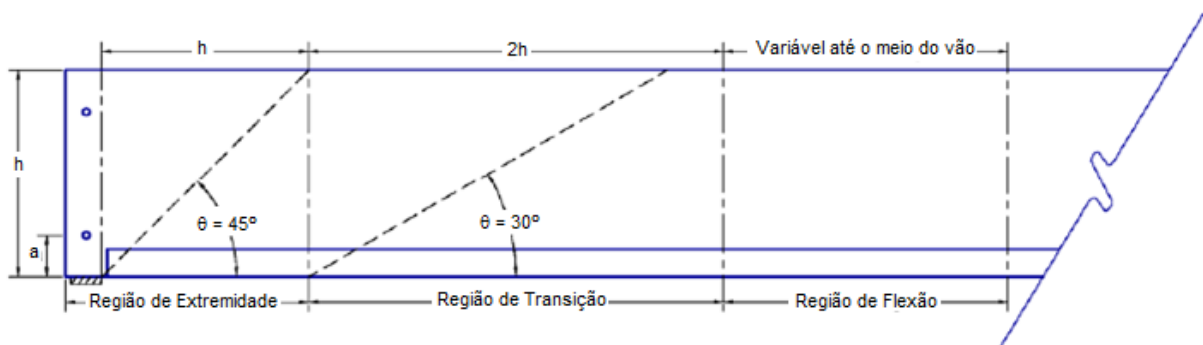


Figura 3.18 – Regiões genéricas identificados no modelo racional [LUCIER *et al.*, 2010].

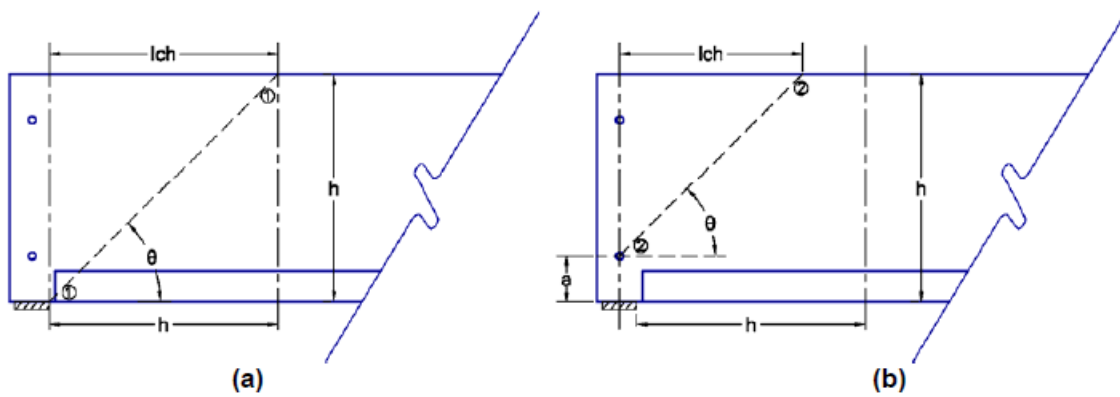


Figura 3.19 – Possíveis planos de ruptura na região de extremidade [LUCIER et al., 2010].

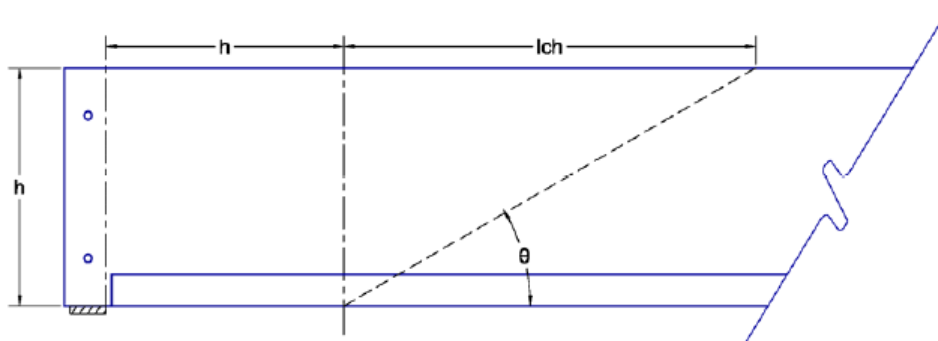


Figura 3.20 – Possível plano de ruptura na região de transição [LUCIER et al., 2010].

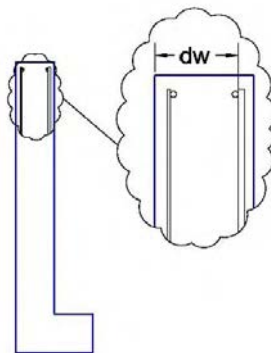


Figura 3.21 – Definição da altura útil  $d_w$  : medida da face externa até o centroide da armadura da face interna [LUCIER et al., 2010].

O equilíbrio de forças no plano diagonal de ruptura é feito para as duas componentes do momento de torção  $T_{Sd}$  (Figura 3.22). As componentes decompostas são: 1)  $T_{Sd,placa}$  que tende a fletir lateralmente a alma da viga e 2)  $T_{Sd,cis}$  que tende a cisalhar a seção da viga no plano diagonal de ruptura.

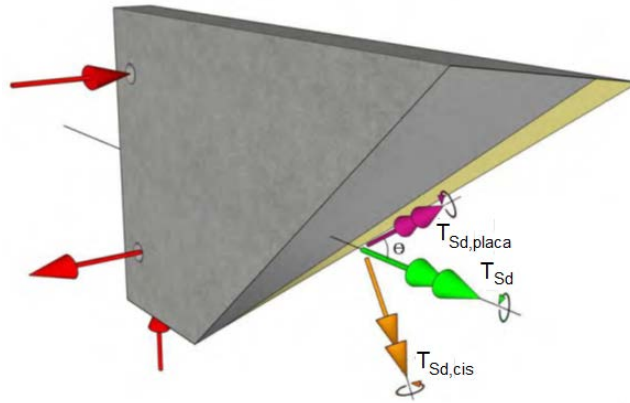


Figura 3.22 – Componentes do momento de torção  $T_{Sd}$  agindo ao longo da fissura diagonal na região de extremidade [LUCIER *et al*, 2010]

A componente  $T_{Sd,cis}$  é resistida pela seção de concreto no plano de ruptura, considerando que a distribuição de tensões é linear e atinge um valor máximo ( $f_{c,cis}$ ) nos extremos da seção na superfície de falha (Figura 3.23). A seção transversal no plano de ruptura tem as dimensões  $h/\text{sen}\theta$  e  $b_w$  como pode ser visto na Figura 3.23. A tensão máxima de cisalhamento ( $f_{c,cis}$ ) foi calibrada pelos ensaios experimentais de Lucier *et al.* (2011a) e é igual a  $0,2 \cdot \sqrt{f_{ck}}$  em MPa. O momento de torção resistente é dado pela resultante das tensões de cisalhamento, considerando uma distribuição linear, logo a resistência em relação ao cisalhamento da componente  $T_{Sd,cis}$  é assegurada se a equação [3.15] for satisfeita.

$$\begin{aligned}
 T_{Sd,cis} &\leq T_{Rd,cis} = H_{Rd,cis} \cdot L_{cis} \\
 H_{Rd,cis} &= \frac{1}{2} \cdot \frac{h}{\text{sen}\theta} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_w \cdot \frac{f_{c,cis}}{\gamma_c} \\
 L_{cis} &= \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{\text{sen}\theta} \\
 f_{c,cis} &= 0,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \\
 T_{Sd,cis} = T_{Sd} \cdot \text{sen}\theta &\leq T_{Rd,cis} = \frac{1}{2} \cdot \frac{h}{\text{sen}\theta} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_w \cdot \frac{0,2 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{\text{sen}\theta} \\
 T_{Sd} &\leq T_{Rd,cis} = \frac{0,2 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot \frac{d_w \cdot h^2}{6 \cdot \text{sen}^3\theta} \quad [3.15]
 \end{aligned}$$

A verificação da ruptura por cisalhamento da componente  $T_{Sd,cis}$  é dispensada na região de transição, pois não é crítico visto que a seção resistente no plano de ruptura a  $30^\circ$  é maior e o esforço solicitante de torção é menor que na região de extremidade. A verificação sobre o

plano 2-2 na região de extremidade (Figura 3.19) pode ser dispensada caso o espaçamento entre as ligações horizontais entre a viga e o pilar ultrapassar a distância vertical de  $0,6 \cdot h$ .

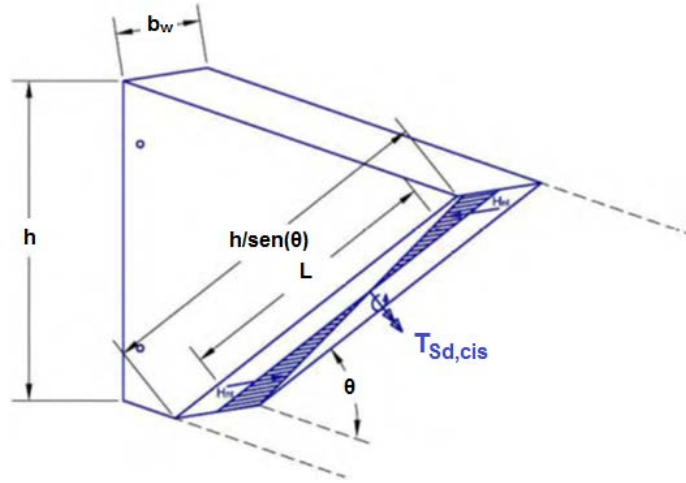


Figura 3.23 – Distribuição linear de tensões de cisalhamento na seção transversal inclinada [LUCIER et al., 2010]

A resistência à flexão lateral de placa é dada pelo momento fornecido pela força na armadura  $A_s''$  que cruza o plano de ruptura na face interna (tracionada). A armadura  $A_s''$  pode ser calculada com a equação [3.16].

$$T_{Sd,placa} = T_{Sd} \cdot \cos \theta \leq T_{Rd,placa} = A_s'' \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_w$$

$$A_s'' \geq \frac{T_{Sd} \cdot \cos \theta}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_w} \quad [3.16]$$

A armadura  $A_s''$  deve ser decomposta nas direções transversais e longitudinais e ser distribuída sobre o comprimento da projeção do plano de ruptura. As equações [3.17] e [3.18] calculam, respectivamente, a armadura transversal e longitudinal para resistir à flexão de placa em qualquer região de interesse.

$$A_{sv} = A_s'' \cdot \cos \theta ; l_{ch} = \frac{h - a}{\tan \theta}$$

$$A_s'' \geq \frac{T_{Sd} \cdot \cos \theta}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_w} \rightarrow \frac{A_{sv}}{\cos \theta} \geq \frac{T_{Sd} \cdot \cos \theta}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_w}$$

$$A_{sv} \geq \frac{T_{Sd} \cdot \cos^2 \theta}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_w} \rightarrow \frac{A_{sv}}{s} \geq \frac{\frac{T_{Sd} \cdot \cos^2 \theta}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_w}}{\frac{h - a}{\tan \theta}}$$

$$\frac{A_{sv}}{s} \geq \frac{T_{Sd} \cdot \cos \theta \cdot \text{sen} \theta}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_w \cdot (h - a)} \quad [3.17]$$

$$A_{sl} = A_s'' \cdot \text{sen} \theta ; l_{\text{ch, vertical}} = h - a$$

$$A_s'' \geq \frac{T_{Sd} \cdot \cos \theta}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_w} \rightarrow \frac{A_{sl}}{\text{sen} \theta} \geq \frac{T_{Sd} \cdot \cos \theta}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_w}$$

$$A_{sl} \geq \frac{T_{Sd} \cdot \cos \theta \cdot \text{sen} \theta}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_w} \rightarrow \frac{A_{sl}}{s} \geq \frac{\frac{T_{Sd} \cdot \cos \theta \cdot \text{sen} \theta}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_w}}{h - a}$$

$$\frac{A_{sl}}{s} \geq \frac{T_{Sd} \cdot \cos \theta \cdot \text{sen} \theta}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_w \cdot (h - a)} \quad [3.18]$$

As tensões de cisalhamento (força cortante) e de flexão de placa (torção) atuam na mesma direção na face interna e em direção oposta na face externa como pode ser visto na Figura 3.24. Portanto, a armadura transversal calculada para a flexão de placa (equação [3.17]) deve ser somada com metade da armadura calculada para força cortante na face interna. Na face externa, apesar da tensão de flexão de placa reduzir a de torção, é recomendado adotar, pelo menos metade da armadura calculada para força cortante. Deve ser notado que a armadura mínima de cisalhamento (item 17.4.1.1 da ABNT NBR 6118:2014) pode comandar o dimensionamento para força cortante.

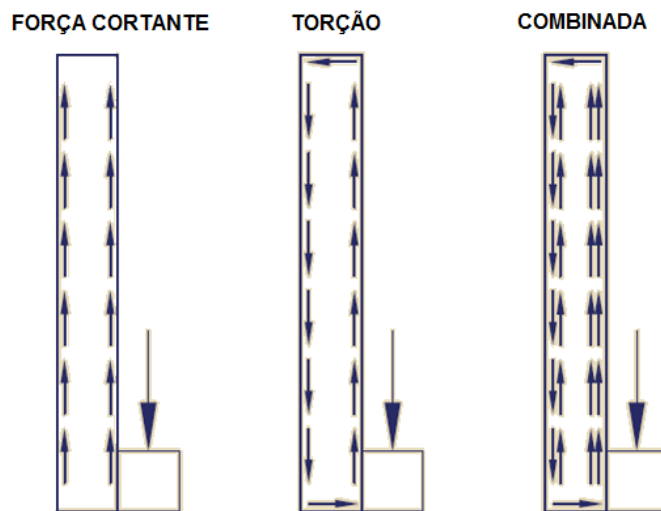


Figura 3.24 – Direções das tensões de força cortante e de torção (flexão de placa) atuando na seção transversal da viga de seção “L” [LUCIER et al., 2011b].

A armadura longitudinal calculada com a equação [3.18] deve ser disposta nas faces interna e externa. As barras da face externa ajudam a prevenir uma possível flexão lateral nesta face e,

também, fornecem forças adicionais na resistência ao cisalhamento da componente  $T_{Sd,cis}$  por ação de pino da armadura, o que é benéfico principalmente na região de extremidade.

### 3.3.4 Dimensionamento da aba/mesa inferior

A aba/mesa inferior de vigas de seção “L” pode ser armada tanto com estribos fechados quanto com uma combinação de barras em L e barras em C (Figura 3.25). As armaduras necessárias para esta região são: suspensão na face interna da alma, tirante transversal na face superior da aba e barras longitudinais colocadas na face lateral interna da aba como indicado na Figura 3.25.

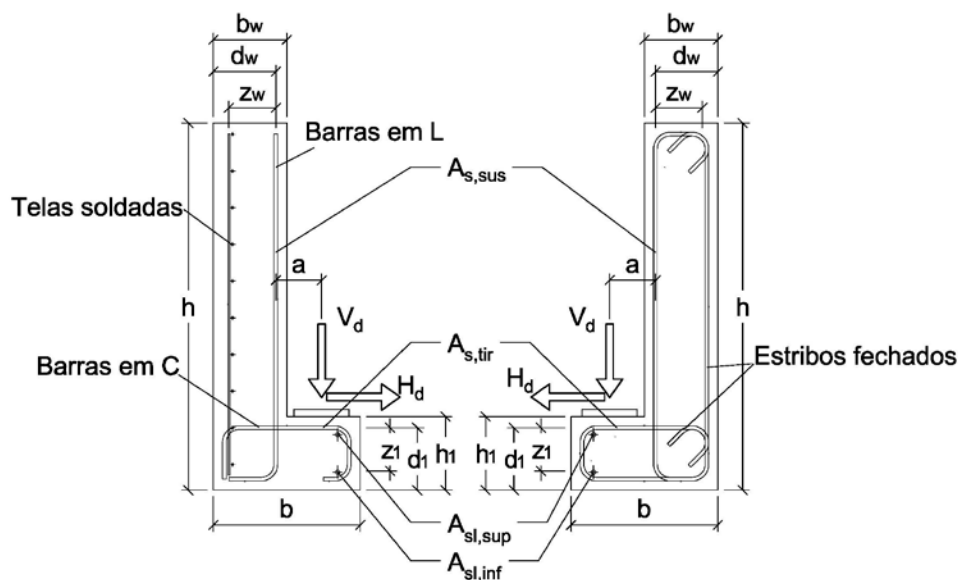


Figura 3.25 – Geometria e armadura necessária para aba/mesa inferior.

A aba é considerada uma região D (descontinuidade), em que as hipóteses de Bernoulli não são válidas e, portanto, a teoria clássica de vigas não é válida para esta região. Desta forma, o dimensionamento pode ser realizado com uso de modelos de bielas e tirantes. Teoricamente, desde que o equilíbrio da treliça adotada esteja garantido, qualquer modelo poderia ser adotado para esta região. Entretanto, é notório que o modelo que represente o caminhamento de cargas mais direto será aquele em que haverá menor fissuração e distorção.

A Figura 3.26a mostra o principal modelo de biela e tirante utilizado para o dimensionamento da aba/mesa inferior de vigas de seção “L”. De acordo com Whittle (2013), a trajetória de forças adotada é próxima daquela de um modelo elástico para esta região e causará a menor distorção para atingir o equilíbrio. Entretanto, para cargas elevadas como, por exemplo, travessas de pontes de seção “L” ou “T” invertido, um segundo modelo (Figura 3.26b) pode



ser superposto ao principal para fornecer a resistência necessária para as cargas no estado limite último. Contudo, como o segundo modelo causará maior fissuração e distorção, é importante assegurar que o modelo principal seja suficiente para resistir às cargas de serviço, com cuidado para não ultrapassar os estados limites de serviço tal como o de abertura de fissuras (WHITTLE, 2013).

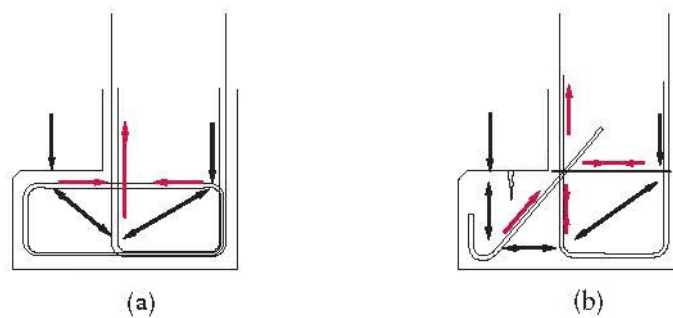


Figura 3.26 – Modelo de bielas e tirantes para vigas de seção “L”: (a) principal; (b) secundário [WHITTLE, 2013].

Para vigas de seção “L” de edifícios de concreto pré-moldado não é usual utilizar dois modelos de bielas e tirantes, pois as cargas não são tão elevadas como para o caso de pontes. A Figura 3.27 mostra o principal modelo de bielas e tirantes adotado para o dimensionamento da aba/mesa inferior. A seguir, as forças nos dois tirantes e na biela AB serão calculadas por equilíbrio estático da treliça adotada.

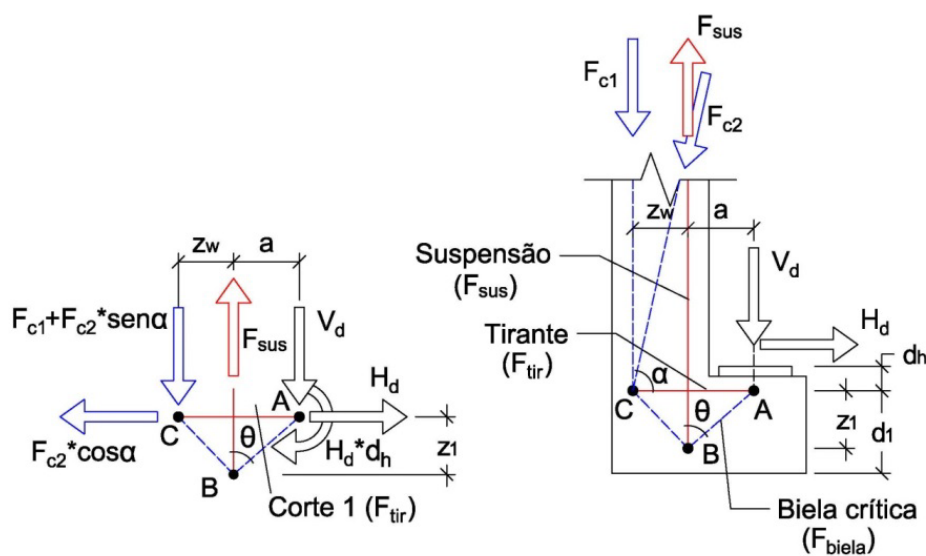


Figura 3.27 - Modelo de treliça adotado para dimensionamento da aba/mesa inferior.

Para o dimensionamento da aba é necessário conhecer as forças nos tirantes vertical e horizontal e na biela AB, resolvendo a treliça idealizada da Figura 3.27. A força de suspensão (equação [3.19]) pode ser obtida com equilíbrio de momentos em relação ao ponto C:

$$\begin{aligned}\sum C = 0: \quad & F_{\text{sus}} \cdot z_w - V_d \cdot (z_w + a) - H_d \cdot d_h = 0 \\ F_{\text{sus}} = & V_d \cdot \left(1 + \frac{a}{z_w}\right) + H_d \cdot \frac{d_h}{z_w} \quad [3.19]\end{aligned}$$

Para obter a força no tirante horizontal (equação [3.20]), é necessário conhecer as forças de compressão  $c_1$  e  $c_2$  através do corte 1 indicado na Figura 3.27 e impor equilíbrio de momentos em relação ao ponto B, sendo a força na biela AB (equação[3.21]) calculada com o equilíbrio de forças verticais no nó A. A determinação dessas forças é mostrada abaixo:

Para o corte 1 e o ponto B:

$$\begin{aligned}\sum F_x = 0: \quad & F_{c_2} \cdot \cos \alpha = H_d \\ \sum F_y = 0: \quad & F_{c_1} + F_{c_2} \cdot \text{sen} \alpha - F_{\text{sus}} + V_d = 0 \\ & F_{c_1} + F_{c_2} \cdot \text{sen} \alpha = \frac{V_d \cdot a + H_d \cdot d_h}{z_w} \\ \sum M_B = 0: \quad & F_{\text{tir}} \cdot z_1 = (F_{c_1} + F_{c_2} \cdot \text{sen} \alpha) \cdot z_w + F_{c_2} \cdot \cos \alpha \cdot z_1 \\ & F_{\text{tir}} \cdot z_1 = \left( \frac{V_d \cdot a + H_d \cdot d_h}{z_w} \right) \cdot z_w + H_d \cdot z_1 \\ & F_{\text{tir}} = \frac{V_d \cdot a + H_d \cdot (d_h + z_1)}{z_1} \quad [3.20]\end{aligned}$$

De modo, semelhante, para o ponto A pode ser imposto:

$$\begin{aligned}\sum F_y = 0: \quad & F_{\text{biela}} \cdot \cos \theta = V_d \\ F_{\text{biela}} = & \frac{V_d}{\cos \theta} \quad [3.21]\end{aligned}$$

O dimensionamento da aba/mesa inferior considerando as forças encontradas acima é mostrado e discutido nos próximos itens desta seção. Vale ressaltar que para o caso de vigas de seção “L” que recebem cargas concentradas na aba, o modelo de bielas e tirantes deve levar em conta a largura efetiva de propagação das cargas como indicado na Figura 3.28. O espriamento dessas cargas concentradas ocorre, de acordo com Elliott e Jolly (2013), em

uma distância igual a largura do apoio elastomérico mais duas vezes a altura útil da aba para cada lado ( $b_p + 4 \cdot d_1$ ) e que, geralmente, é igual a 80 cm para casos usuais. O manual do PCI (2010) indica uma largura maior igual a largura do apoio de elastômero mais 6 vezes a altura da aba para cada lado ( $b_p + 12 \cdot h_1$ ), mas que, segundo Elliott e Jolly (2013), é um valor aparentemente alto que ultrapassa os limites de propagação das cargas.

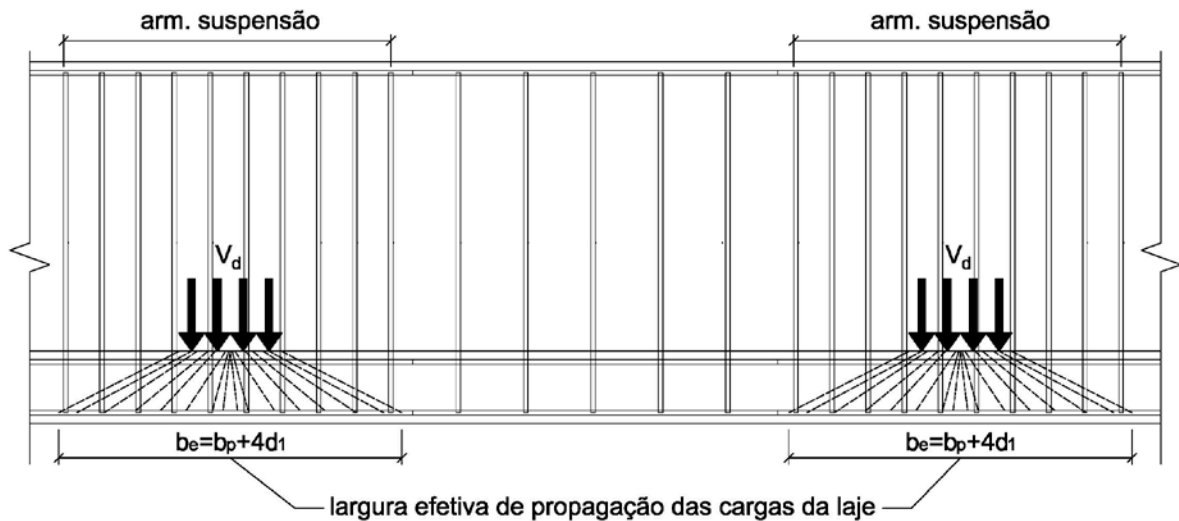


Figura 3.28 – Largura efetiva de propagação das cargas da laje para a alma da viga – vista lateral da viga [adaptado de Collins e Mitchell (1997)].

### 3.3.4.1 Verificação da biela crítica

De acordo com Elliott e Jolly (2013), a força na biela crítica AB deve ser resistida na região não fissurada da aba, que de acordo com o item 14.6.4.3 da ABNT NBR 6118:2014, pode ser estendida até  $0,45 \cdot d_1$  a partir da parte inferior para concretos com  $f_{ck}$  menor ou igual 50 MPa e até  $0,35 \cdot d_1$  para concretos com  $f_{ck}$  entre 50 e 90 MPa, sendo assim a altura da biela é igual a  $0,45 \cdot d_1 \cdot \text{sen}\theta$  ou  $0,35 \cdot d_1 \cdot \text{sen}\theta$ . A resistência à compressão desta biela pode ser tomada igual a  $0,6 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$  como indicado no item 22.3.2 da ABNT NBR 6118:2014, pois possui mais de 1 tirante ancorado e, portanto, a capacidade resistente da biela por unidade de comprimento é dada pela equação [3.22]. Combinando as equações [3.21] e [3.22], temos que a segurança da biela comprimida é verificada caso a expressão [3.23] seja satisfeita. Para o caso de cargas concentradas (laje TT), a verificação da biela comprimida é feita pela expressão [3.24], considerando a largura efetiva de propagação das cargas da laje.

$$F_{\text{biela}} = k \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot d_1 \cdot \text{sen}\theta \quad [3.22]$$

$$V_d \leq V_{Rd,b} = k \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot d_1 \cdot \text{sen}\theta \cdot \text{cos}\theta \quad [3.23]$$

$$V_d \leq V_{Rd,b} = k \cdot \alpha_{v2} \cdot b_e \cdot f_{cd} \cdot d_1 \cdot \text{sen}\theta \cdot \text{cos}\theta \quad [3.24]$$

Sendo:

$k = 0,27$ , para concretos com  $f_{ck} \leq 50$  MPa ;

$k = 0,21$ , para concretos com  $50 < f_{ck} \leq 90$  MPa ;

$\alpha_{v2} = 1 - f_{ck}/250$ , com  $f_{ck}$  em MPa;

$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$  ;

$b_e = b_p + 4 \cdot d_1$  ;

Em que:  $V_d$  é a reação de cálculo da laje;  $f_{cd}$  é a resistência à compressão de cálculo;  $d_1$  e  $\theta$  são, respectivamente, a altura útil da aba e o ângulo da biela de compressão definidos na Figura 3.27;  $b_e$  é a largura efetiva de propagação das cargas da laje e  $b_p$  é a largura da almofada de apoio.

Para satisfazer os requisitos acima e os de punção explicados a seguir, Elliott e Jolly (2013) recomendam altura mínima da aba ( $V_d$ ) igual a 25 cm para reações de lajes ( $V_d$ ) maiores que 200 kN e altura mínima igual a 20 cm para reações menores que 150 kN.

### 3.3.4.2 Verificação da punção

Para vigas de seção “L” que recebem cargas concentradas ao longo da aba, como é o caso quando lajes TT são utilizadas para o piso, existe a necessidade de verificar a possibilidade de ruptura por punção na aba/mesa inferior. Para realizar esta verificação, a primeira tarefa e, talvez, a mais importante é definir o perímetro crítico a ser considerado na punção.

O caso de cargas concentradas na aba de uma viga de seção “L” é semelhante ao caso de punção em pilares próximos a uma borda livre. A ABNT NBR 6118:2014 e o EN 1992 1-1:2004, respectivamente, nos itens 19.5.2.3 e 6.4.2 (4), definem o perímetro crítico de punção como aquele distante  $2d_1$  do contorno da área carregada. Já a norma inglesa BS 8110:1997 tem uma abordagem um pouco mais prática e defini o perímetro crítico de punção com um

formato quadrado distante  $1,5d_1$  da área carregada, porém como é visto comparando as equações [3.25] e [3.26], os valores finais do perímetro crítico são semelhantes para as duas abordagens. A Figura 3.29 ilustra o perímetro crítico (expressões [3.25] e [3.26]) a ser considerado na verificação de punção conforme as normas ABNT NBR 6118:2014, EN 1992 1-1:2004 e BS 8110:1997. É importante lembrar que a definição de perímetro crítico de punção só é permitida caso cada plano seja atravessado por armaduras (ELLIOTT; JOLLY, 2013) como mostra a Figura 3.29.

$$u = 2 \cdot (b_1 + c) + b_p + \pi \cdot 2 \cdot d_1$$

$$u = b_p + 2 \cdot b_1 + 6,3 \cdot d_1 + 2 \cdot c \quad \text{ABNT NBR 6118:2014} \quad [3.25]$$

$$u = 2 \cdot (b_1 + c + 1,5 \cdot d_1) + b_p + 2 \cdot 1,5 \cdot d_1$$

$$u = b_p + 2 \cdot b_1 + 6 \cdot d_1 + 2 \cdot c \quad \text{BS 8110:1997} \quad [3.26]$$

Em que:  $u$  é o perímetro crítico de punção;  $b_p$  é a largura da almofada de apoio,  $b_1$  é o comprimento da almofada de apoio,  $c$  é a distância entre a almofada de apoio e a borda da viga e  $d_1$  é a altura útil da aba. Estes parâmetros são mostrados na Figura 3.29.

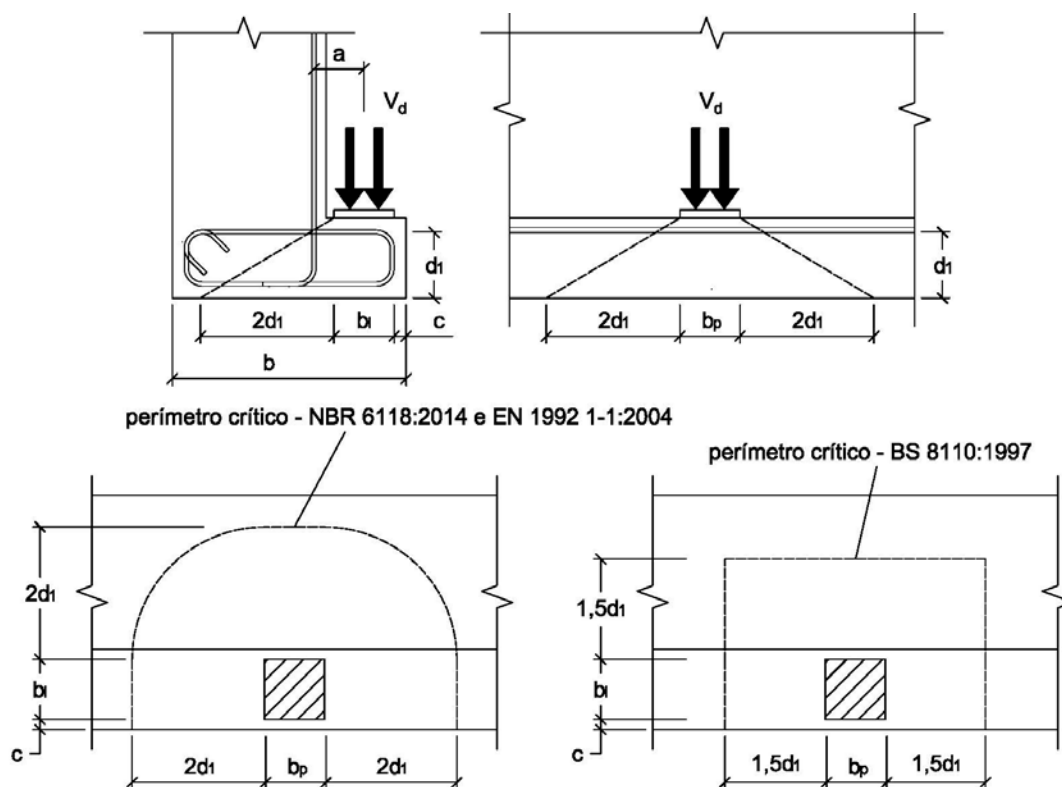


Figura 3.29 – Perímetro a ser considerado para punção [adaptado de Elliott e Jolly (2013)].

A Figura 3.30 mostra que o perímetro crítico típico definido acima pode não estar contido dentro na largura da viga, para essas situações que podem ocorrer frequentemente, o perímetro a ser considerado é definido pelas expressões [3.27] e [3.28]. Nesta situação, por meio da comparação dessas duas expressões, pode ser notado que a abordagem de perímetro crítico da BSI 8110 (1997) é mais prática e simples que a ABNT NBR 6118:2014.

$$u = 2 \cdot (b_1 + c) + b_p + 2 \cdot 2 \cdot d_1 \cdot \cos \alpha + 2 \cdot 2 \cdot d_1 \cdot \alpha$$

$$\alpha = \arcsen\left(\frac{b - b_1 - c}{2 \cdot d_1}\right)$$

$$u = b_p + 2 \cdot b_1 + 4 \cdot d_1 \cdot (\cos \alpha + \alpha) + 2 \cdot c \quad \text{ABNT NBR 6118:2014} \quad [3.27]$$

$$u = 2 \cdot b + b_p + 3 \cdot d_1 + 2 \cdot c \quad \text{BS 8110:1997} \quad [3.28]$$

Em que:  $u$  é o perímetro crítico de punção;  $b_p$  é a largura da almofada de apoio;  $b_1$  é o comprimento da almofada de apoio;  $c$  é a distância entre a almofada de apoio e a borda da viga;  $d_1$  é a altura útil da aba e  $\alpha$  é o ângulo entre o raio  $2d_1$  e a horizontal. Estes parâmetros são mostrados na Figura 3.29 e na Figura 3.30.

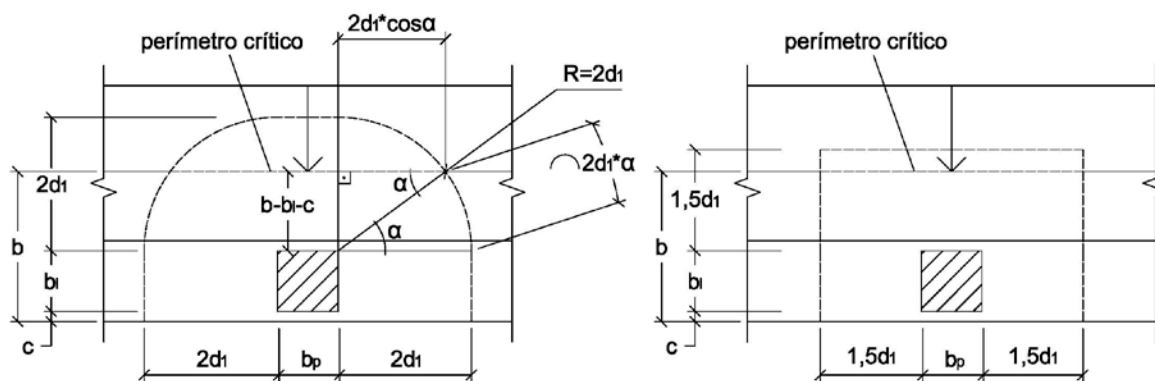


Figura 3.30 – Perímetro crítico a ser considerado quando a largura da viga é menor que a projeção do perímetro crítico inicial.

A verificação da punção pode ser realizada de modo semelhante aos itens 19.5.3.2 da ABNT NBR 6118:2014 e 6.4.4 da EN 1992 1-1:2004, em que a tensão de sollicitação deve ser menor ou igual a tensão resistente na superfície crítica. A tensão sollicitante na superfície crítica é definida pelas equações [3.29] e [3.30]. Caso a expressão [3.31] seja satisfeita, a aba estará segura contra ruptura por punção e não precisa de armaduras adicionais para este efeito. Entretanto, se a verificação não for satisfeita, existem duas opções: 1) alterar as características da aba, por exemplo, aumentando a altura da aba ou a resistência do concreto ( $f_{ck}$ ); 2)

adicionar armadura específica para a punção, armadura essa calculada como no caso de punção em lajes lisas e seguindo o disposto nos itens 19.5.3.3 e 19.5.3.4 da ABNT NBR 6118:2014.

$$\tau_{Sd} = \frac{V_d}{u \cdot d} \cdot \frac{0,5}{2} \quad \text{para } \frac{a}{d_1} \leq 0,5 \quad [3.29]$$

$$\tau_{Sd} = \frac{V_d}{u \cdot d} \cdot \frac{a}{2 \cdot d_1} \quad \text{para } 0,5 < \frac{a}{d_1} \leq 2,0 \quad [3.30]$$

Sendo:

$$d = (d_x + d_y)/2 ;$$

Em que:  $V_d$  é a reação de cálculo da laje;  $u$  é o perímetro crítico de punção;  $d$  é a altura útil média nas duas direções ortogonais da aba,  $a$  é a distância entre a reação da laje e o centroide da armadura de suspensão e  $d_1$  é a altura útil da aba, medida a partir da borda inferior até o centroide da armadura do tirante.

$$\begin{aligned} \tau_{Sd} &\leq \tau_{Rd,1} \\ \tau_{Rd,1} &= 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{20/d}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,10 \cdot \sigma_{cp} \geq \tau_{\min} + 0,10 \cdot \sigma_{cp} \end{aligned} \quad [3.31]$$

Sendo:

$$d = (d_x + d_y)/2 ;$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} ;$$

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{c,x} + \sigma_{c,y})/2, \quad \sigma_{c,x} = N_{d,x}/A_{c,x}, \quad \sigma_{c,y} = N_{d,y}/A_{c,y} ;$$

$$1 + \sqrt{20/d} \leq 2,0 ;$$

$$\tau_{\min} = 0,0035 \cdot \left(1 + \sqrt{20/d}\right)^{3/2} \cdot (f_{ck})^{1/2} ;$$

Em que:  $d$  é a altura útil média nas duas direções ortogonais da aba, em cm;  $\rho$  é a taxa geométrica de armaduras;  $\rho_x$  é a taxa geométrica de armaduras segundo a direção x (utilizar as

armaduras longitudinais de flexão), calculadas na largura igual à dimensão da largura da viga ou da largura da almofada de apoio acrescida de  $3d_1$ ;  $\rho_y$  é a taxa geométrica de armaduras segundo a direção  $y$  (utilizar as armaduras do tirante da aba), calculada na largura igual à dimensão da almofada de apoio acrescida de  $3d_1$  para cada lado;  $\sigma_{c,x}$  e  $\sigma_{c,y}$  são as tensões normais (compressão com sinal positivo) nas seções críticas longitudinal e transversal, em MPa,  $N_{d,x}$  e  $N_{d,y}$  são os esforços normais (carregamentos externos ou protensão) nas seções que atravessam o perímetro crítico ( $A_{c,x}$  e  $A_{c,y}$ );  $f_{ck}$  é a resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

Segundo Lucier *et al.* (2010) e Nadafi (2013), o procedimento atual para verificação ao cisalhamento (biela comprimida e punção) do manual do PCI (2010) não é seguro. Deste modo, este procedimento não será mostrado aqui. Atualmente, há pesquisa em andamento para atualizar esse procedimento, a parte inicial desse projeto pode ser encontrada em Nafadi (2013). As próximas revisões do manual do PCI devem contemplar o novo procedimento que, deve ser voltado especificadamente para o caso de vigas de seção “L” de concreto pré-moldado baseado em um extenso programa experimental indicado em Nafadi (2013).

### 3.3.4.3 Armadura do tirante

O cálculo da armadura do tirante é baseado no modelo de biela e tirante mostrado no início desta seção. Muitos projetistas não utilizam o modelo de bielas e tirantes e, sim, calculam a armadura no tirante com a teoria tradicional de vigas, considerando a aba engastada na alma da viga e livre na outra extremidade. Este procedimento, segundo Whittle (2013), não é correto e pode levar a ruína da viga.

O caminhamento das cargas, mostrado na Figura 3.31, ajuda a entender a razão de ser inseguro considerar a aba como viga em balanço. Whittle (2013) explica que a parte comprimida da viga estaria perto da borda inferior, provavelmente abaixo das armaduras longitudinais e do estribo na região retangular hachurada (em vermelho). Como a biela de compressão deve ser ancorada mecanicamente na armadura longitudinal de flexão, o cobrimento da armadura tem grande probabilidade de lascar e, por consequência, o braço de alavanca do momento resistente diminuiria, aumentando a tensão de tração na parte superior da aba para um valor maior do que o considerado inicialmente usando a teoria tradicional de vigas.



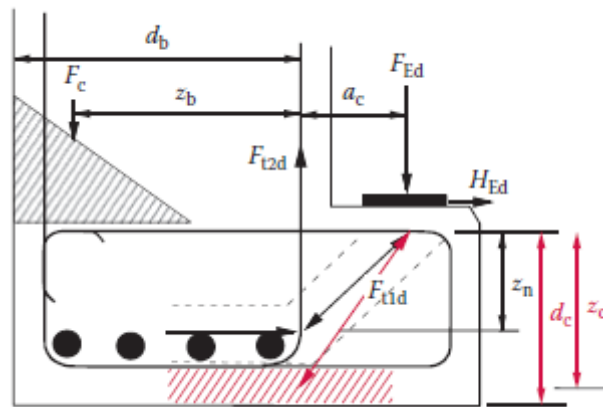


Figura 3.31 – Aba/mesa inferior de uma viga de seção “L” [WHITTLE, 2013].

A área de aço necessária na região do tirante, conforme o modelo de bielas e tirantes da Figura 3.27, pode ser calculada pela expressão [3.32]. O manual do PCI (2010) indica outra equação semelhante para cálculo do tirante, porém utiliza a altura da aba ( $h_1$ ) no lugar de  $d_h + z_1$  e considera o braço  $z_1$  igual à altura útil  $d_1$  da aba.

$$A_{s,tir} = \frac{F_{tir}}{f_{yd}} = \frac{V_d \cdot a + H_d \cdot (d_h + z_1)}{z_1 \cdot f_{yd}} = \frac{V_d \cdot a + H_d \cdot (d_h + z_1)}{z_1 \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,tir} = \frac{V_d \cdot a + H_d \cdot (d_h + z_1)}{z_1 \cdot f_{yd}} \quad [3.32]$$

Sendo:

$$H_d = \mu \cdot V_d \geq 0,2 \cdot V_d$$

Em que:  $\mu$  é o coeficiente de atrito entre a face inferior sobre a aba e a face superior do apoio, tomado não menor que 0,2;  $V_d$  é a reação vertical de cálculo da laje;  $H_d$  é a reação horizontal de cálculo da laje,  $a$  é a distância entre a reação vertical da laje e o centroide da armadura de suspensão,  $d_h$  é a distância entre a face superior da almofada de apoio e o centroide da armadura do tirante;  $z_1$  é o braço de alavanca da aba, geralmente tomado entre o centroide da armadura do tirante e o centroide da armadura longitudinal de flexão da viga, e  $f_{yd}$  é a resistência de cálculo ao escoamento do aço.

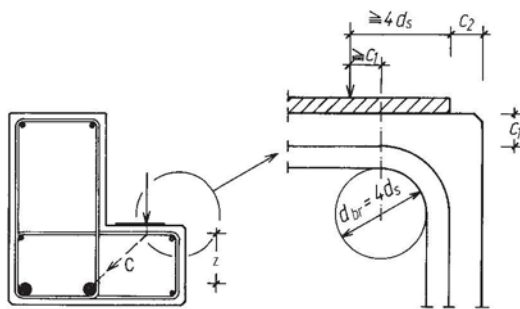
A armadura do tirante é geralmente composta de estribos ou barras verticais em forma de C, não é usual utilizar laços de armadura como é o caso de consolos e alguns dentes de concreto

e o aparelho de apoio geralmente é posicionado a uma pequena distância ( $c_2$ ) da borda livre da aba, o que pode dificultar a ancoragem do tirante. A ABNT NBR 9062:2006 indica, no item 7.3.3.4 (d), que para alças verticais como é o caso para essas abas, essa distância  $c_2$  deve respeitar a expressão [3.33]. Entretanto, Bachmann e Steinle (2011) indicam que para tensões máximas características ( $\sigma_k$ ) de compressão no aparelho de apoio menor que  $0,08f_{ck}$ , essa distância pode ser menor como mostra a Figura 3.32. Contudo, a resultante da reação da laje deve ser aplicada a uma distância  $c_1$  do início do dobramento da barra do tirante e a uma distância maior que  $4\phi_{tir}$  a partir da borda da almofada de apoio. Outra opção para a falta de espaço de ancoragem é soldar a armadura do tirante com a armadura longitudinal superior da aba e, assim, a distância  $c_2$  deve respeitar o disposto no item 7.3.3 (a) da ABNT NBR 9062:2006 conforme mostrado na expressão [3.34].

$$c_2 \geq c + 3,5 \cdot \phi_{tir} + 2 \text{ cm} , \text{ com } \phi_{tir} \leq 16 \text{ mm} \quad [3.33]$$

$$c_2 \geq c + \phi_{tir} \quad [3.34]$$

Em que:  $c_2$  é a distância entre a borda da almofada de apoio e a borda livre da aba,  $\phi_{tir}$  é a diâmetro da armadura do tirante e  $c$  é o cobrimento de armadura.



Legenda:  $c_2$  é a distância entre a borda da almofada de apoio e a borda livre da aba,  $d_s$  é o diâmetro da armadura do tirante ( $\phi_{tir}$ ),  $c_1$  é o cobrimento de armadura e  $d_{br}$  é o diâmetro de dobramento da armadura do tirante.

*Figura 3.32 – Detalhe para aba de vigas de seção “L” com tensão máxima característica de compressão ( $\sigma_k$ ) no aparelho de apoio menor que  $0,08 \cdot f_{ck}$  [BACHMANN; STEINLE, 2011]*

O espaçamento máximo longitudinal ( $s_{m\acute{a}x}$ ) dos tirantes deve seguir as mesmas recomendações para lajes maciças como indica Elliot e Jolly (2013). Sendo assim, de acordo com o capítulo 20 da ABNT NBR 6118:2014, o espaçamento máximo deveria ser  $2 \cdot h_1$  não maior que 20 cm, porém como a altura de aba é, no mínimo, igual a 15 cm, logo, o

espaçamento máximo é 20 cm para todas as situações. A EN 1992 1-1:2004, baseado nos itens 9.3.1.1 (3) e 9.3.2 (4), indica espaçamento máximo de  $0,75 \cdot d_1$ , restringindo a um valor máximo de 25 cm. Já a norma inglesa BS 8110:1997 na tabela 3.28 indica espaçamento máximo de 28 cm para barras lisas (CA-25) e de 15,5 cm para barras nervuradas (CA-50). Comparando com as normas internacionais, o espaçamento máximo (expressão [3.35]) indicado na ABNT NBR 6118:2014 é da mesma ordem de grandeza, logo é adequado adotar o espaçamento com valor máximo de 20 cm como recomenda a ABNT NBR 6118:2014.

$$s_{\text{máx}} = 20 \text{ cm} \quad [3.35]$$

Para o caso de cargas concentradas (por exemplo, lajes TT), a armadura do tirante deve ser distribuída ao longo da largura efetiva de propagação dessas cargas ( $b_p + 4 \cdot d_1$ ). Para a distância entre essas larguras efetivas, as armaduras do tirante devem ser distribuídas respeitando a taxa mínima de armadura indicada na seção 17.3.5 (tabela 17.3) da ABNT NBR 6118:2014. Por facilidades durante a montagem da armação, muitas vezes o espaçamento dos tirantes, nas duas regiões, é mantido constante mesmo quando não necessário. Elliott e Jolly (2013) recomendam colocar, pelo menos, uma barra de armadura nos primeiros 5 cm a partir da borda da almofada de apoio para evitar fissuras por cisalhamento abaixo do aparelho de apoio.

#### 3.3.4.4 Armadura de suspensão

O dimensionamento da armadura de suspensão é um tema em que não há concordância entre os projetistas. Alguns não consideram a excentricidade “a” entre a reação da laje “ $V_d$ ” e o centroide da armadura do tirante, admitindo que somente uma força de intensidade  $V_d$  é suspensa. Este procedimento é utilizado para dentes de concreto como pode ser visto em El Debs (2000). Outros projetistas seguem as recomendações de Raths (1984); Bachmann e Steinle (2011); e Whittle (2013); e consideram essa excentricidade “a”, assim resultando em uma força a ser suspensa igual à equação [3.19]. Também não há consenso se essa armadura de suspensão deve ser somada ou não com as armaduras transversais calculadas para cisalhamento e torção. Alguns autores como Elliott e Jolly (2013) e Whittle (2013) recomendam a adição das armaduras devido aos dois efeitos, enquanto outros como o manual do PCI (2010) indicam que somente a maior entre as armaduras de suspensão ou cisalhamento mais torção deve ser escolhida.

Considerar a força de suspensão igual à calculada pela expressão [3.19] pode ser muito conservador, porém admitir que a força a ser suspensa é apenas igual a reação da laje ( $V_d$ ) pode ser contra a segurança em alguns casos. Klein (1986) mostrou que a força a ser suspensa é menor que a expressão [3.19] e reduzida baseada em fatores como distribuição interna de tensões de cisalhamento, compatibilidade de deformações e outros.

A força de suspensão pode ser calculada pelo procedimento do manual do PCI (2010) baseado na pesquisa de Klein (1986), considerando as forças transversais que atuam em um corpo livre da aba como mostra a Figura 3.33. Com a geometria definida na Figura 3.25 e equilíbrio de momentos sobre a face externa da viga (Figura 3.33), a força de suspensão é dada pela expressão [3.36].

$$F_{\text{sus}} = \frac{V_d \cdot (a + d_w) - \Delta V_1 \cdot b/2 - \Delta T_1}{d_w} \quad [3.36]$$

Em que:  $V_d$  é a reação da laje na aba;  $\Delta V_1$  é a força cortante na aba;  $\Delta T_1$  é a torção na aba;  $a$  é a distância entre a reação da laje e o centroide da armadura de suspensão;  $d_w$  é a altura útil da alma, medida a partir da face externa da viga até o centroide da armadura de suspensão;  $b$  é a largura da viga.

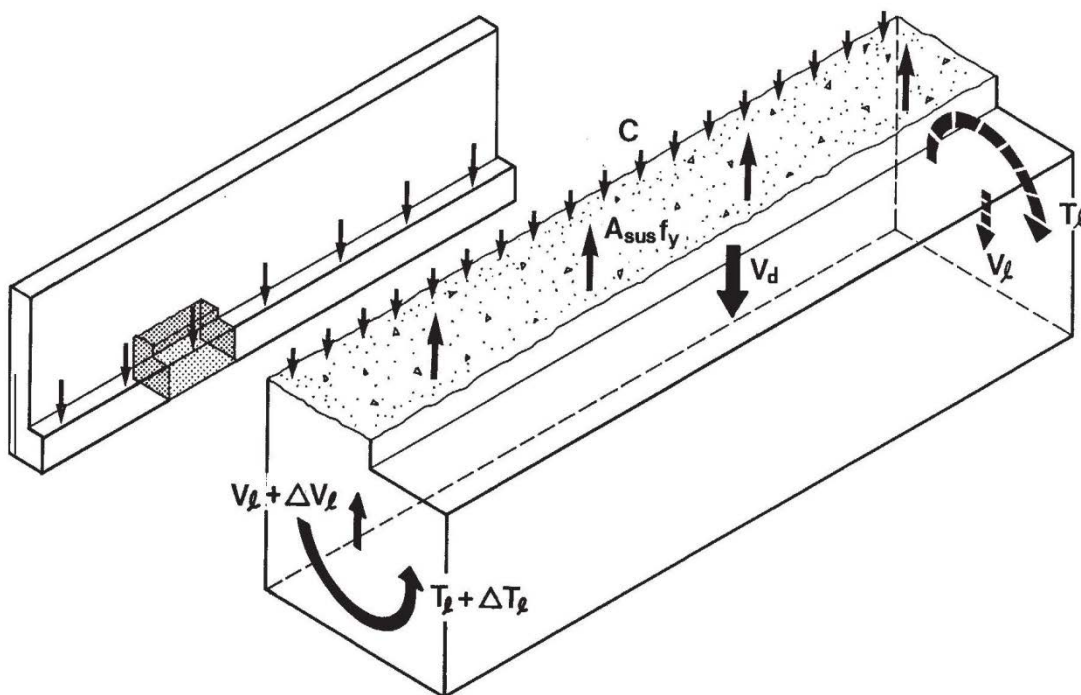


Figura 3.33 – Forças transversais atuando em um corpo livre da aba [KLEIN, 1986]

A parcela  $\Delta V_1$  (cortante na aba) depende da distribuição interna de tensões de cisalhamento e, segundo Klein (1986), a expressão [3.37] aproxima de modo conservador esta tensão de cisalhamento, admitindo distribuição parabólica e viga retangular. Caso o apoio da viga seja em dente de concreto, isto é, a aba não está totalmente apoiada, não há equilíbrio de  $V_1$  e esta parcela não pode ser considerada.

$$\Delta V_1 = V_d \cdot \left(3 - 2 \cdot \frac{h_1}{h}\right) \cdot \left(\frac{h_1}{h}\right)^2 \quad [3.37]$$

Em que:  $\Delta V_1$  é a força cortante na aba;  $V_d$  é a reação da laje na aba;  $h_1$  é a altura da aba e  $h$  é a altura da viga.

A parcela  $\Delta T_1$  (torção na aba) está relacionada com a rigidez à torção da aba comparada com a rigidez total à torção da viga. Sendo assim, conforme Klein (1986) pode ser calculada pela expressão [3.38] e, similarmente, ao caso da parcela de cortante na aba, a parcela  $\Delta T_1$  não pode ser considerada caso o apoio da viga seja em dente de concreto, pois não há equilíbrio de  $T_1$ . Além disso, de acordo com o manual do PCI (2010), essa parcela só pode ser considerada caso sejam utilizados estribos fechados na aba.

$$\Delta T_1 = V_d \cdot e \cdot \frac{(x^2 \cdot y)_{aba}}{\sum x^2 \cdot y} \quad [3.38]$$

Sendo:

$(x^2 \cdot y)_{aba}$  é o menor valor entre  $b \cdot h_1^2$  ou  $b^2 \cdot h_1$ ;

$\sum x^2 \cdot y$  é igual a  $(x^2 \cdot y)_{aba}$  mais  $b_w^2 \cdot (h - h_1)$ ;

Em que:  $\Delta T_1$  é a torção na aba;  $V_d$  é a reação da laje na aba;  $e$  é a excentricidade entre a reação da laje ( $V_d$ ) e o centro de cisalhamento da viga;  $x$  é a menor dimensão do retângulo considerado da seção transversal;  $y$  é a maior dimensão do retângulo considerado da seção transversal;  $h_1$  é a altura da aba;  $h$  é a altura da viga;  $b$  é a largura da viga e  $b_w$  é a largura da alma/peitoril.

Combinando as expressões [3.36], [3.37], [3.38] e introduzindo três coeficientes ( $\gamma_v, \gamma_t, \gamma_{red}$ ), a armadura de suspensão pode ser calculada pela expressão [3.39] que é recomendada pelo PCI (2010). O fator  $\gamma_v$  é introduzido, pois as parcelas  $\Delta V_1$  e  $\Delta T_1$  podem ser somente consideradas quando a face inferior da aba é totalmente apoiada nos apoios da viga, caso contrário esta parcela não pode ser considerada, como é a situação em que dentes Gerber são usados para apoio da viga. Já o fator  $\gamma_t$  é introduzido, pois a parcela  $\Delta T_1$  só pode ser utilizada quando são usados estribos fechados na aba. Finalmente, o fator  $\gamma_{red}$  corrige o erro em admitir o braço de alavanca do momento resistente interno igual à altura útil  $d_w$ .

$$A_{s,sus} = \frac{V_d}{f_{yd}} \cdot m \quad [3.39]$$

Sendo:

$$m = \frac{(a + d_w) - \gamma_v \cdot \left[ \left( 3 - 2 \cdot \frac{h_1}{h} \right) \cdot \left( \frac{h_1}{h} \right)^2 \cdot \frac{(b_w + b_1)}{2} - \gamma_t \cdot e \cdot \frac{(x^2 \cdot y)_{aba}}{\sum x^2 \cdot y} \right]}{\gamma_{red} \cdot d_w} \geq 0,6;$$

$(x^2 \cdot y)_{aba}$  é o menor valor entre  $b \cdot h_1^2$  ou  $b^2 \cdot h_1$ ;

$\sum x^2 \cdot y$  é igual a  $(x^2 \cdot y)_{aba}$  mais  $b_w^2 \cdot (h - h_1)$ ;

$\gamma_v = 1$  para quando a aba é totalmente apoiada nas extremidades da viga, caso contrário, como apoios em dentes de concreto,  $\gamma_v = 0$  ;

$\gamma_t = 1$  para estribos fechados na aba, caso contrário  $\gamma_t = 0$ ;

$\gamma_{red} = 0,8$ .

Em que:  $V_d$  é a reação da laje na aba;  $f_{yd}$  é a resistência de cálculo ao escoamento do aço;  $m$  é um fator multiplicador;  $a$  é a distância entre a reação da laje e o centroide da armadura de suspensão;  $d_w$  é a altura útil da alma, medida a partir da face externa da viga até o centroide da armadura de suspensão;  $\Delta V_1$  é a força cortante na aba;  $\Delta T_1$  é a torção na aba;  $e$  é a excentricidade entre a reação da laje ( $V_d$ ) e o centro de cisalhamento da viga;  $x$  é a menor

dimensão do retângulo considerado da seção transversal;  $y$  é a maior dimensão do retângulo considerado da seção transversal;  $h_1$  é a altura da aba;  $h$  é a altura da viga;  $b$  é a largura da viga e  $b_w$  é a largura da alma/peitoril.

A armadura de suspensão não deve ser somada com a armadura de cisalhamento e de torção. Deve ser escolhido o maior valor entre suspensão ou cisalhamento mais torção conforme recomenda o manual do PCI (2010). As barras de suspensão devem ser distribuídas na largura efetiva de propagação das cargas da laje igual à largura da almofada de apoio mais 2 vezes a altura útil da aba para cada lado do aparelho de apoio ( $b_p + 4 \cdot d_1$ ). Em geral, o espaçamento da armadura de suspensão é o mesmo adotado para a armadura do tirante por questões de montagem e fabricação da armação.

### 3.3.4.5 Armadura longitudinal da aba

As armaduras longitudinais da aba/mesa inferior são posicionadas no canto superior ( $A_{sl,sup}$ ) e no canto inferior ( $A_{sl,inf}$ ), dependendo da altura da aba pode ser necessário posicionamento de barras intermediárias entre a barra superior e a inferior.

Para cargas distribuídas ao longo da aba (lajes alveolares), as armaduras longitudinais da aba são meramente construtivas. Entretanto, para o caso de cargas concentradas (lajes TT), essas armaduras são necessárias devido a dois efeitos: flexão longitudinal da aba (Figura 3.34a) e fendilhamento (Figura 3.34b).

O manual do PCI (2010) indica que as armaduras longitudinais podem ser calculadas pela equação [3.40] e colocadas no canto superior e inferior da aba. Essas armaduras não devem ser consideradas para a resistência à flexão da viga. A armadura do canto superior deve respeitar a equação [3.41] para resistir às forças de fendilhamento causadas pela introdução de cargas concentradas na aba. De acordo com Elliott e Jolly (2013), uma única barra de aço de bitola de 8 ou 10 mm deve ser suficiente para este efeito, mas caso a altura da aba ultrapasse 50 cm, uma segunda barra de aço deve ser colocado abaixo da primeira, posicionada a 25 cm da armadura do canto superior.

$$A_{sl} = A_{sl,sup} + A_{sl,inf} = \frac{1,4 \cdot (b - b_w) \cdot d_1}{f_{yk}} \quad [3.40]$$

Em que:  $b$  é a largura total da viga;  $b_w$  é a largura da alma/peitoril;  $d_1$  é a altura útil da armadura;  $f_{yk}$  é a resistência característica ao escoamento do aço, em MPa.

$$A_{sl,sup} \geq \frac{F_{\text{fendilhamento}}}{f_{yd}} = \frac{\zeta \cdot V_d}{f_{yd}} = \frac{0,25 \cdot V_d}{f_{yd}} \quad [3.41]$$

Em que:  $\zeta$  é o coeficiente da força de fendilhamento de valor máximo igual a 0,25,  $V_d$  é a reação de cálculo da laje,  $f_{yd}$  é a resistência de cálculo ao escoamento do aço.

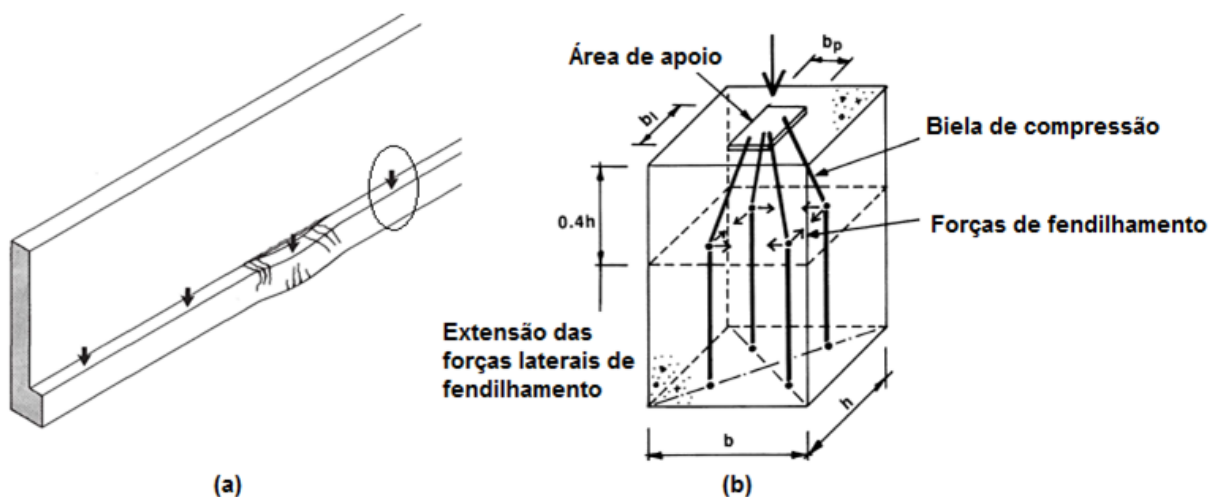


Figura 3.34 – Efeitos da aplicação de força concentrada na aba: (a) flexão longitudinal [KLEIN, 1986]; (b) fendilhamento [ELLIOTT; JOLLY, 2013].

### 3.3.5 Flexão lateral da alma/peitoril

Algumas situações podem causar a flexão da alma/peitoril. Uma das mais comuns é o caso em que a torção é balanceada ao longo da ligação viga-laje e não há ligações resistentes à torção no apoio das vigas (Figura 3.35a), as componentes  $H_{\text{comp}}$  e  $H_{\text{tração}}$  podem ser transferidas para a alma por flexão e, assim, uma armadura deve ser disposta na face interna da alma para resistir ao momento  $H_{\text{comp}} \cdot h_f$ . Uma situação similar é o possível impacto de veículos contra o peitoril (Figura 3.35b), porém, neste caso, as reações horizontais têm sentidos opostos ao da situação anterior. Para resistir ao impacto, uma armadura é dimensionada para o momento fletor  $H_{\text{impacto}} \cdot h_h$  que traciona a face interna da viga. Outra ação que pode fletir a alma da viga é a sobrepressão ou sucção de vento (Figura 3.35c), sendo o procedimento para cálculo da armadura similar ao dos casos anteriores. Entretanto, a ação de vento pode ocorrer tanto na fase definitiva quanto nas transitórias (Figura 3.35d) e o projetista deve prever como a viga resistirá ao vento enquanto a ligação viga-laje não está concluída e quais são os efeitos provocados pelo vento na viga. Uma alternativa é usar ligações provisórias nos apoios que sejam resistentes à torção. Neste caso, a viga estará segura contra o tombamento e,



dependendo da intensidade do carregamento de vento, pode necessitar de armadura para resistir à torção nas fases transitórias.

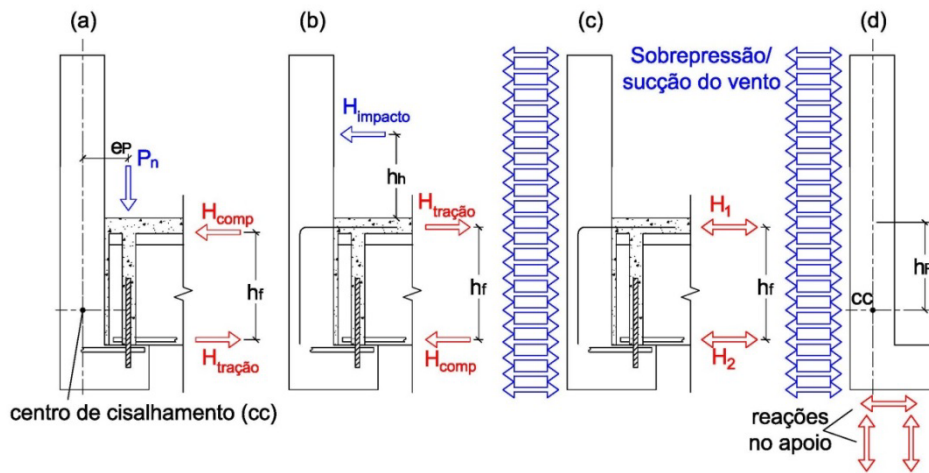


Figura 3.35 – Flexão da alma/peitoril quando a torção é equilibrada ao longo do vão através da ligação viga-laje.

Os requisitos de flexão da alma/peitoril (Figura 3.36c) podem ser completamente diferentes dos citados anteriormente caso os tipos de vinculação da viga com laje e da viga com o pilar sejam outros. A Figura 3.36 mostra o caso em que a viga equilibra a torção nos apoios e não ao longo do vão, nesta situação, a viga pode ser considerada biapoiada para os carregamentos de vento e impacto e não mais uma viga em balanço como citado no parágrafo anterior. Nesse caso, as armaduras de flexão são dimensionadas para momento longitudinal calculado considerando a alma/peitoril biapoiada com vão igual à distância entre as ligações nas extremidades opostas. Para a ação de vento nas fases transitórias, é preciso verificar se a armadura da alma, calculada para outros efeitos da fase definitiva, é suficiente, caso contrário barras adicionais devem ser colocadas para fornecer a resistência necessária nesta fase.

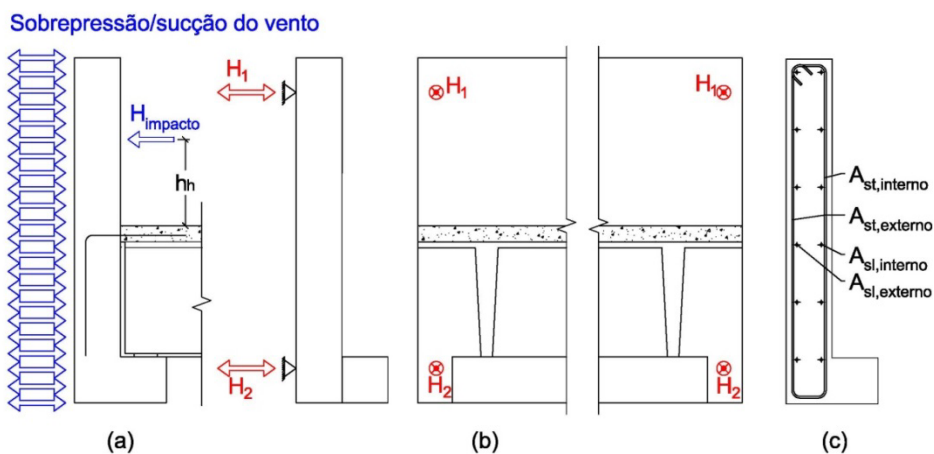


Figura 3.36 – Flexão da alma/peitoril quando a torção é equilibrada nos apoios extremos da viga.

### 3.3.6 Instabilidade lateral

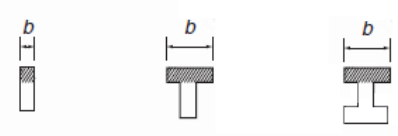
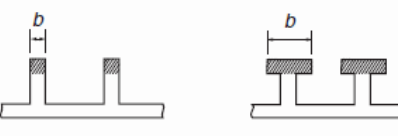

A ABNT NBR 6118:2014 indica que, como procedimento aproximado, para verificação do estado limite último de instabilidade lateral de vigas de concreto, as seguintes condições (equações [3.42] e [3.43]) devem ser atendidas:

$$b \geq \frac{l_0}{50} \quad [3.42]$$

$$b \geq \beta_{fl} \cdot h \quad [3.43]$$

Em que:  $b$  é a largura da zona comprimida;  $h$  é a altura total da viga;  $l_0$  é o comprimento do flange comprimido, medido entre suportes que garantem contraventamento lateral;  $\beta_{fl}$  é o coeficiente que depende da forma da viga (ver Tabela 3.2).

Tabela 3.2 – Valores de  $\beta_{fl}$  de acordo com a ABNT NBR 6118:2014.

Tipologia da viga	Valores de $\beta_{fl}$
	0,40
	0,20
onde  Zona comprimida	

O procedimento aproximado descrito acima é bastante conservador e, em muitas situações, vigas de concreto, com rigidez lateral mais do que suficiente para não sofrer instabilidade lateral, não passam na verificação por este método simplificado como indicado em Krahl (2014). Este também é o caso das vigas de seção “L” de peitoril alto e delgado de concreto pré-moldado, a largura da zona comprimida dessas vigas dificilmente é maior que 30 cm e, da equação [3.43], pode ser visto que a altura dessas vigas deveria ser menor que 75 cm para que esta condição seja atendida. Porém, na realidade, a altura dessas vigas é maior que 100 cm, chegando até a ultrapassar 200 cm em alguns casos e, ainda assim, essas vigas não apresentam sinais de instabilidade lateral. Portanto, o procedimento aproximado adotado na ABNT NBR

6118:2014 não é apropriado para as vigas de seção “L” de peitoril alto e delgado e outros métodos devem ser usados para garantir a segurança à instabilidade lateral dessas vigas.

A verificação do estado limite último de instabilidade lateral para vigas de concreto pré-moldado deve ser feito tanto para situações transitórias, que em geral são mais críticas, quanto para a situação definitiva, que corresponde à estrutura montada com todas as ligações completas. As situações transitórias, tais como içamento e transporte, são mais sujeitas à perda de estabilidade lateral, pois normalmente não possuem vínculos que restringem a rotação dos elementos estruturais. Como não é escopo deste trabalho, os diversos procedimentos para verificação da estabilidade lateral de vigas de concreto pré-moldado em cada fase de projeto (içamento, transporte e etapa em que a viga está montada na posição final, mas ainda não está completamente conectada com os demais elementos da estrutura) não são mostrados aqui. Esses procedimentos podem ser encontrados em Lima (2002) e Krahl (2014).

### **3.4 Verificações no Estado Limite de Serviço**

Esta seção trata da verificação dos Estados Limites de Serviço de vigas de seção “L” com peitoril alto e delgado de concreto pré-moldado. Como as demais vigas de concreto, as vigas de seção “L” estão sujeitas a problemas como deformações excessivas, vibrações excessivas, aberturas de fissuras excessivas e outros, que podem atrapalhar o uso funcional da estrutura como um todo. Esta seção trata da verificação dos Estados Limites de Serviço de Formação de Fissuras (ELS-F) na região de extremidade da viga e de Deformações Excessivas (ELS-DEF) com foco para as deformações laterais que podem ocorrer nessas vigas devido ao formato em “L” da seção transversal. Outros Estados Limites de Serviço podem ocorrer em vigas de seção “L” de concreto pré-moldado como ELS-W, ELS-F na região em que predomina os esforços fletores, ELS-DEF em relação aos deslocamentos verticais, entre outros, porém esses Estados Limites não foram abordados aqui por não apresentarem diferença dos casos das demais vigas de concreto.

#### **3.4.1 Formação de fissuras nas extremidades**

Pode ser de interesse do projetista identificar a intensidade de carga que causará fissuração nas extremidades das vigas de seção “L”. Essa região da viga é caracterizada por momentos fletores de baixa intensidade, enquanto que forças cortantes e momentos de torção têm

grandes valores. A partir dos ensaios de Lucier *et al.* (2011a), pode ser notado que, nessa região, as fissuras são desenvolvidas em um ângulo de, aproximadamente, 45° com a horizontal e o padrão dessas fissuras indica que são causadas por força cortante e flexão de placa fora do plano. A seguir será demonstrado como chegar à fórmula de Lucier *et al.* (2011b) indicada para o cálculo da força cortante de fissuração (equação [3.49]).

Em vigas de material elástico e homogêneo, dois tipos de tensões podem ocorrer: normal ( $\sigma$ ) e cisalhamento ( $\tau$ ) e podem ser aproximadas respectivamente pelas expressões [3.45] e [3.44]. Apesar do concreto armado e protendido não ser um material homogêneo, essas expressões podem ser usadas com certa precisão se o concreto ainda não estiver fissurado e a seção for homogeneizada, isto é, transformar a área de aço em uma área equivalente de concreto ou vice-versa.

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot z \quad [3.44]$$

Em que: M é o momento fletor em relação ao eixo de interesse, I é o momento de inércia em relação ao eixo de interesse, e z é a posição da fibra em se quer calcular a tensão normal.

$$\tau = \frac{V \cdot S}{I \cdot b} \quad [3.45]$$

Em que: V é a força cortante, S é o momento de inércia em relação ao eixo de interesse, I é o momento de inércia em relação ao eixo de interesse, e b é a largura da seção na posição em que se quer calcular a tensão de cisalhamento.

As distribuições de tensões normais devido à flexão e de tensões de cisalhamento devido à cortante são mostradas na Figura 3.37. Pode ser visto que a tensão máxima de cisalhamento acontece no centroide e, considerando a seção retangular, o valor desta tensão pode ser dado pela equação [3.46]. Para qualquer ponto no centroide, a tensão normal de flexão é zero e, da mecânica dos sólidos, sabe-se que para este estado de tensões, a tensão principal de tração é localizada a 45° com a horizontal e tem valor igual a tensão máxima de cisalhamento como mostra a equação [3.47].

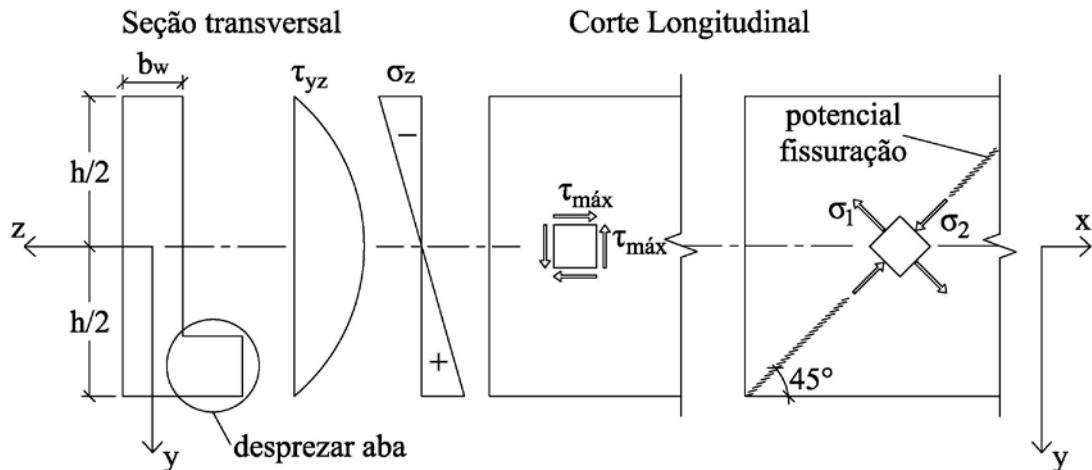


Figura 3.37 – Esquema para cálculo da tensão principal de tração devido à força cortante

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{V \cdot b_w \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4}}{\frac{b_w \cdot h^3}{12} \cdot b_w} = \frac{3 \cdot V}{2 \cdot b_w \cdot h} \quad [3.46]$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_z}{2}\right)^2 + \tau^2} = \pm \tau_{\text{máx}} = \pm \frac{3 \cdot V}{2 \cdot b_w \cdot h} \quad [3.47]$$

A tensão de tração causada pela flexão de placa fora do plano xy nas extremidades da viga também pode ser aproximada pela equação [3.44]. Para o cálculo desta tensão, o momento de torção T é decomposto em duas componentes como ilustra a Figura 3.38. A componente  $T \cos(45^\circ)$  tende a fletir a alma da viga contribuindo para a abertura de fissuras naquela direção. A equação [3.48] pode ser utilizada para a determinação da tensão de tração devido a esta flexão.

$$\sigma_t = \frac{M}{I_y} \cdot z = \frac{T \cdot \cos 45}{\frac{h}{\sin 45} \cdot \frac{b_w^3}{12}} \cdot \frac{b_w}{2} = \frac{3 \cdot T}{b_w^2 \cdot h} = \frac{3 \cdot V \cdot e}{b_w^2 \cdot h} \quad [3.48]$$

Para determinar o início de formação das fissuras, a tensão total de tração provocada pelos esforços solicitantes (soma das equações [3.47] e [3.48]) é igualada com a tensão limite de tração do concreto ( $f_{ct}$ ). A partir disso, chega-se a equação [3.49], de Lucier *et al.* (2011b), que indica a força cortante de fissuração.

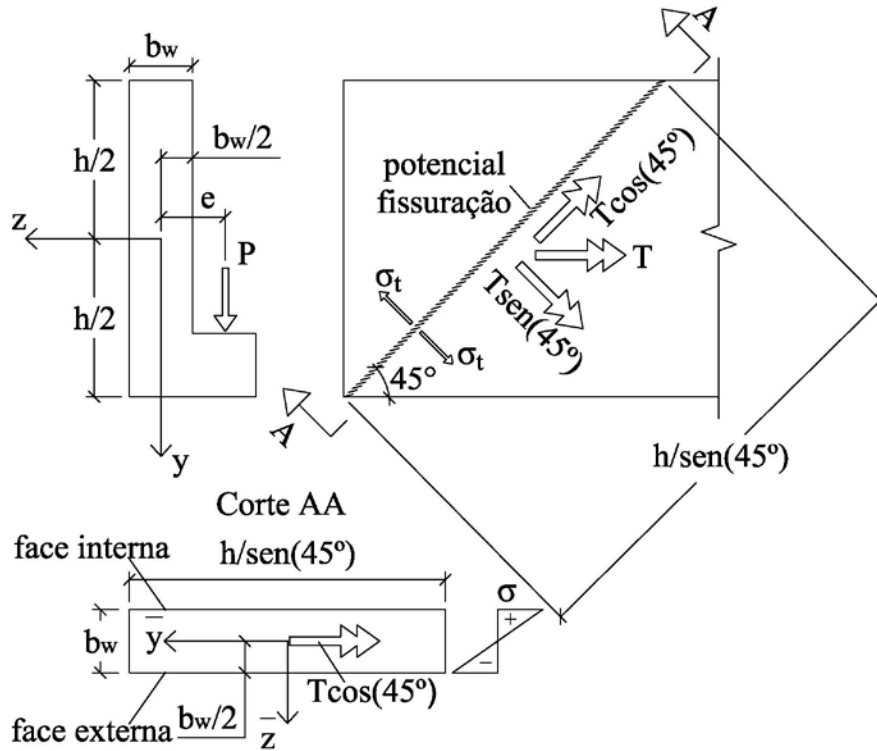


Figura 3.38 - Esquema para cálculo da tensão de tração devido à flexão de placa.

$$V_{cr} = \frac{2 \cdot f_{ct} \cdot b_w \cdot h}{3 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{e}{b_w}\right)} \quad [3.49]$$

Em que:  $V_{cr}$  é a força cortante de fissuração,  $f_{ct}$  é a tensão limite de tração do concreto,  $b_w$  é a largura da alma,  $h$  é a altura da viga,  $e$  é a excentricidade da carga aplicada (reação das lajes) na aba da viga em relação ao centro de cisalhamento.

Lucier *et al.* (2011b) assumem a tensão limite de tração no concreto, conforme indicado pelo ACI 318:2014, mostrada na equação [3.50] e, assim, a força de cortante de fissuração (equação [3.49]), quando comparado com os resultados experimentais, fornece uma estimativa conservadora como mostra a Tabela 3.3.

$$f_{ct} = 0,5 \cdot \sqrt{f'_c} \quad [3.50]$$

Em que:  $f'_c$  é a resistência à compressão do concreto (MPa)

Tabela 3.3 – Comparação entre a força cortante de fissuração prevista e observada nos ensaios [LUCIER *et al.*, 2010].

Viga	b <sub>w</sub> (mm)	h (mm)	e (mm)	f <sub>c</sub> (MPa)	f <sub>ct</sub> = 0,5√f' <sub>c</sub> (MPa)	V <sub>cr</sub> (kN)		Obs/Prev
						Previsto	Observado	
SP1	203,2	1524,0	165,1	51,7	3,6	282,8	261,1	0,92
SP2	203,2	1524,0	165,1	48,3	3,5	273,2	321,2	1,18
SP3	203,2	1524,0	165,1	40,0	3,2	248,7	391,4	1,57
SP4	203,2	1524,0	165,1	49,6	3,5	277,1	391,4	1,41
SP10	203,2	1524,0	165,1	46,9	3,4	269,3	293,6	1,09
SP11	203,2	1524,0	165,1	46,9	3,4	269,3	391,4	1,45
SP12	203,2	1524,0	165,1	46,9	3,4	269,3	391,4	1,45
SP13	203,2	1524,0	165,1	46,9	3,4	269,3	391,4	1,45
SP14	203,2	1524,0	165,1	41,4	3,2	252,9	293,6	1,16
SP15	203,2	1524,0	165,1	41,4	3,2	252,9	293,6	1,16
SP16	203,2	1524,0	165,1	35,9	3,0	235,5	293,6	1,25
SP17	203,2	1524,0	165,1	58,6	3,8	301,0	391,4	1,30
SP18	203,2	1524,0	165,1	55,2	3,7	292,1	391,4	1,34
SP19	203,2	1524,0	165,1	55,8	3,7	293,9	293,6	1,00
SP20	254,0	1168,4	190,5	46,9	3,4	270,9	391,4	1,44
SP21	254,0	1168,4	190,5	46,9	3,4	270,9	266,9	0,99
Média								1,26
Desvio Padrão								0,20
Coef. de Var.								0,16

Entretanto, a ABNT NBR 6118:2014 adota valores diferentes para a resistência à tração do concreto e, por meio do item 8.2.5 desta norma, indica que essa resistência pode ser avaliada por seu valor médio ou característico. O uso da resistência média à tração (equações [3.51] e [3.52]) mostra que a equação [3.49] conduz a valores menos conservadores que adotando a resistência à tração ([3.50]) usada por Lucier *et al.* (2011b).

$$f_{ct} = f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad [3.51]$$

Em que:  $f_{ct,m}$  é a resistência média à tração definida pelo item 8.2.5 da ABNT NBR 6118:2014 para concretos de classes até C50,  $f_{ck}$  é a resistência característica à compressão do concreto (MPa)

$$f_{ct} = f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}) \quad [3.52]$$

Em que:  $f_{ct,m}$  é a resistência média à tração definida pelo item 8.2.5 da ABNT NBR 6118:2014 para concretos de classes C55 até C90,  $f_{ck}$  é a resistência característica à compressão do concreto (MPa)

A Tabela 3.4 compara a força cortante de fissuração prevista pela equação [3.49] com a encontrada nos ensaios experimentais, assumindo a resistência à tração como na ABNT NBR 6118:2014 e mostrada nas equações [3.51] e [3.52]. A média da relação entre a força observada e a força prevista é de 1,12 contra 1,26 de Lucier *et al.* (2011b), e o coeficiente de variação, desvio padrão expresso em porcentagem da média, é igual. Portanto, a equação [3.49] com a resistência à tração do concreto definida pelas equações [3.51] e [3.52] fornece uma estimativa menos conservadora que assumindo a resistência à tração pela equação [3.50], porém com mesmo nível de precisão.

Tabela 3.4 – Comparação entre a força cortante de fissuração prevista e observada nos ensaios - [adaptado de Lucier *et al.* (2010)].

Viga	b <sub>w</sub> (mm)	h (mm)	e (mm)	f <sub>ck</sub> (MPa)	f <sub>ct,m</sub> (MPa)	V <sub>cr</sub> (kN)		Obs/Prev
						Previsto	Observado	
SP1	203,2	1524,0	165,1	51,7	4,2	327,5	261,1	0,80
SP2	203,2	1524,0	165,1	48,3	4,0	312,8	321,2	1,03
SP3	203,2	1524,0	165,1	40,0	3,5	275,9	391,4	1,42
SP4	203,2	1524,0	165,1	49,6	4,1	318,7	391,4	1,23
SP10	203,2	1524,0	165,1	46,9	3,9	306,8	293,6	0,96
SP11	203,2	1524,0	165,1	46,9	3,9	306,8	391,4	1,28
SP12	203,2	1524,0	165,1	46,9	3,9	306,8	391,4	1,28
SP13	203,2	1524,0	165,1	46,9	3,9	306,8	391,4	1,28
SP14	203,2	1524,0	165,1	41,4	3,6	282,2	293,6	1,04
SP15	203,2	1524,0	165,1	41,4	3,6	282,2	293,6	1,04
SP16	203,2	1524,0	165,1	35,9	3,3	256,5	293,6	1,14
SP17	203,2	1524,0	165,1	58,6	4,3	334,8	391,4	1,17
SP18	203,2	1524,0	165,1	55,2	4,1	326,0	391,4	1,20
SP19	203,2	1524,0	165,1	55,8	4,2	327,8	293,6	0,90
SP20	254,0	1168,4	190,5	46,9	3,9	308,7	391,4	1,27
SP21	254,0	1168,4	190,5	46,9	3,9	308,7	266,9	0,86
							Média	1,12
							Desvio Padrão	0,18
							Coef. de Var.	0,16

A fissuração pode ser influenciada por outros mecanismos como variações de volume, manuseio das vigas nas situações transitórias, concentração de tensões perto de algumas ligações e, assim, as fissuras podem aparecer antes do esperado na região de extremidade. Algumas ações podem contribuir para maior eficiência da viga contra a fissuração, como exemplo podem ser citados: aumento da espessura da alma, aumento da resistência à compressão do concreto e a distribuição de cordoalhas ao longo da altura da alma ao invés de colocar concentradas na parte inferior.



### 3.4.2 Deformação lateral excessiva

As vigas de seção “L” de concreto pré-moldado, devido ao carregamento excêntrico, estão sujeitas a deslocamentos laterais. Em geral, estes deslocamentos não são de grande preocupação para vigas de pequeno vão, pois, nestes casos, as vigas tem rigidez lateral suficiente para não permitir a instabilidade lateral da viga. Entretanto, com o avanço da tecnologia do concreto pré-moldado, o vão das vigas de seção “L” pode chegar a 20 m e, nessas situações, o estado limite de serviço pode ser alcançado antes de o estado limite último ser atingido. O estado limite de deformação lateral excessiva pode ser atingido de duas formas: 1) perda do apoio da laje devido ao deslocamento lateral excessivo da parte inferior (aba) da viga e 2) aceitabilidade sensorial (visual): deslocamento lateral visível no topo da viga. A Figura 3.39 mostra a deformada lateral da viga, a parte inferior (aba) da viga é deslocada para fora do edifício, enquanto que a parte superior é deslocada para dentro da construção em direção às lajes TT.

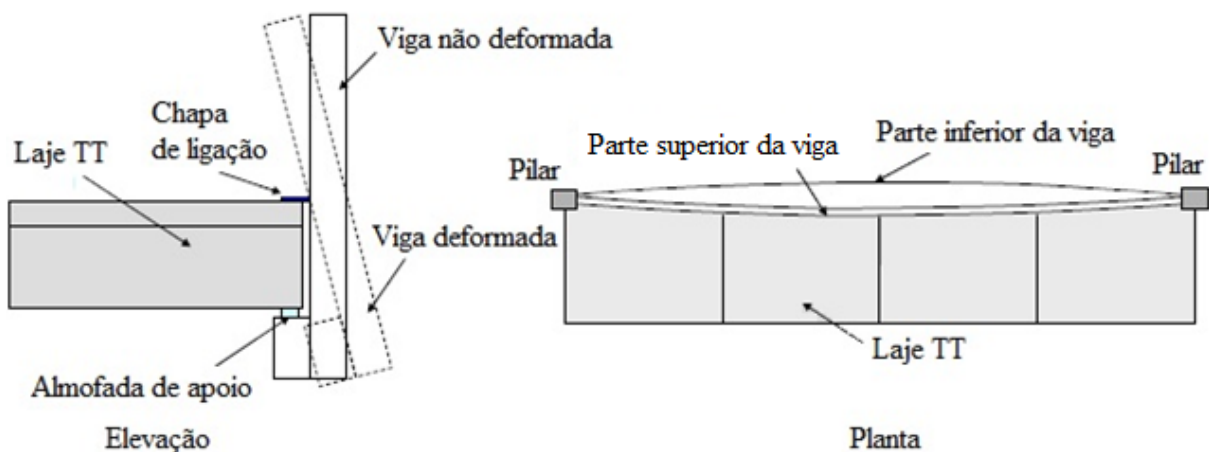


Figura 3.39 – Configuração da deformação de viga de seção “L” sob ação de cargas verticais [MERCAN *et al.*, 2013].

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta, em seu item 13.3, os limites para deslocamentos para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas de estruturas de concreto, porém nada especifica quanto a limites para deslocamento laterais visto que essa situação não é muito comum. Alternativamente, como nenhum critério é indicado na norma brasileira, o critério indicado na equação [3.53] e utilizado por Mercan *et al.* (2013) pode ser adotado. De acordo com Mercan *et al.* (2013), este critério é suficiente para evitar problemas como desconforto visual e colapso das lajes devido a perda de apoio.

$$u_{\text{lim}} = \frac{L}{500} \leq 2,5 \text{ cm} \quad [3.53]$$

Em algumas situações de projeto como o pré-dimensionamento de vigas, é interessante utilizar expressões analíticas para estimar os deslocamentos dos elementos estruturais. Para o caso de deslocamentos laterais de vigas de seção “L” com aba contínua, que são as vigas mais comuns utilizadas em edifícios de concreto pré-moldado, ainda não foi encontrada uma solução analítica para as equações diferenciais que governam este problema e, assim, uma análise numérica, por elementos finitos ou outro método, é necessária para avaliar os deslocamentos laterais dessas vigas. Entretanto, para vigas elásticas retangulares carregadas excentricamente, que é o caso de vigas de seção “L” com mesas individuais ou recortes para apoio da laje (Figura 2.3b e Figura 2.3c), podem ser utilizadas as expressões (equações [3.54] e [3.55]) desenvolvidas por Mercan *et al.* (2012). Para conseguir chegar a esta solução, Mercan *et al.* (2012) substituiu o carregamento real por um carregamento equivalente ilustrado na Figura 3.40. A carga  $q$  (reação das lajes) aplicada excentricamente é substituída por um momento equivalente de torção distribuída ( $m_o$ ) em torno do eixo  $z$ , resultado da ação excêntrica da carga equivalente  $q_o$  (modificada pelo fator de modificação  $C_b$  (equação [3.57]) para diagrama de momento fletor não uniforme definido pela ABNT NBR 8800:2008), e por um momento momento fletor equivalente ( $M_o$ ) sobre o eixo  $x$ .

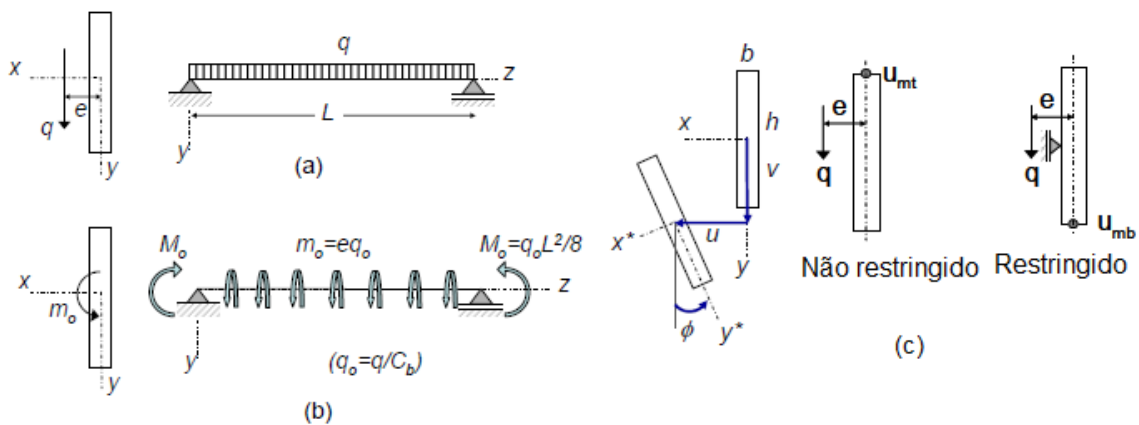


Figura 3.40 – Vigas retangulares carregadas excentricamente (a) Carregamento real e (b) Carregamento equivalente (c) Posição dos deslocamentos laterais máximos para vigas restringidas e não restringidas [MERCAN, 2011].

Para as situações em que a laje não está ligada à viga, tais como anteriormente à montagem dos pisos ou após a capacidade resistente da ligação viga-laje ser esgotada, o deslocamento lateral máximo ocorrerá no meio do vão, na parte superior da seção (Figura 3.40c) e pode ser aproximado pela expressão abaixo (equação [3.54]).

$$u_{\text{máx}} = u_{\text{mt}} = u_m \left( \frac{L}{2} \right) + \phi_m \left( \frac{L}{2} \right) \cdot \frac{h}{2} = e \cdot \left\{ \frac{\left[ \sec \left( \frac{\pi}{2} \cdot \frac{M_o}{M_{cr}} \right) - 1 \right] \cdot \left[ \frac{8/\pi^2}{(M_o/M_{cr})} + \frac{h}{L} \right]}{M_o/M_{cr}} - 1 \right\} \quad [3.54]$$

Em que:  $e$  é a excentricidade entre a carga  $q$  (reação laje) e o centro de cisalhamento,  $M_o$  é o momento fletor devido ao carregamento equivalente,  $M_{cr}$  é o momento crítico de instabilidade (equação [3.56]),  $h$  é a altura da seção e  $L$  é o vão da viga. Os parâmetros  $e$ ,  $M_o$ ,  $h$  e  $L$  são mostrados na Figura 3.40.

Para os casos em que a laje está ligada à viga, que é a situação em serviço, o deslocamento lateral máximo ocorrerá no meio do vão, nas partes inferior e superior da seção (Figura 3.40c) e pode ser aproximado pela expressão abaixo (equação [3.55]).

$$u_{\text{máx}} = u_{\text{mb}} = -u_{\text{mt}} = -\phi_m \left( \frac{L}{2} \right) \cdot \frac{h}{2} = e \cdot \left( -1.25 \cdot \frac{M_o}{M_{cr}} \cdot \frac{h}{L} \right) \quad [3.55]$$

Em que:  $e$  é a excentricidade entre a carga  $q$  (reação laje) e o centro de cisalhamento,  $M_o$  é o momento fletor devido ao carregamento equivalente,  $M_{cr}$  é o momento crítico de instabilidade (equação [3.56]),  $h$  é a altura da seção e  $L$  é o vão da viga. Os parâmetros  $e$ ,  $M_o$ ,  $h$  e  $L$  são mostrados na Figura 3.40.

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot J} \quad [3.56]$$

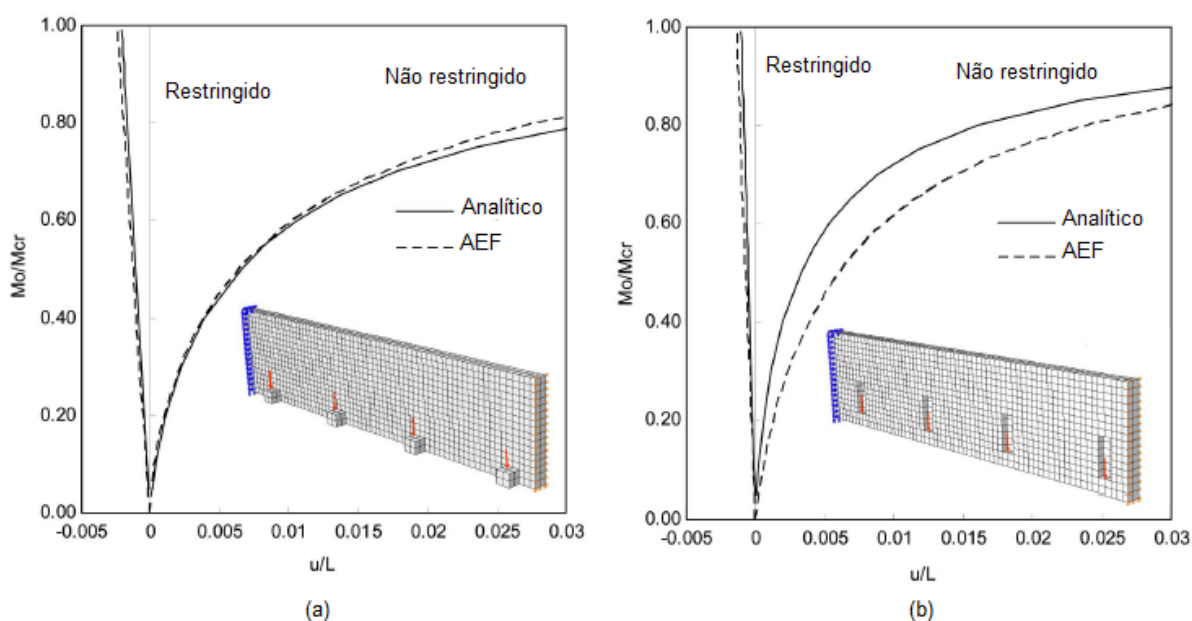
Em que:  $E$  é o módulo de elasticidade longitudinal,  $I_y$  é o momento de inércia sobre o eixo vertical (eixo  $y$  - menor inércia),  $G$  é o módulo de elasticidade transversal,  $J$  é o momento de inércia à torção e  $L$  é o vão da viga.

$$C_b = \frac{12.5 \cdot M_{\text{máx}}}{2.5 \cdot M_{\text{máx}} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \leq 3 \quad [3.57]$$

Em que:  $M_{\text{máx}}$  é o valor do momento fletor máximo solicitante de cálculo, em módulo, no comprimento destravado;  $M_A$  é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;  $M_B$  é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção central do comprimento destravado;  $M_C$  é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em

módulo, na seção situada a três quartos do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda.

As expressões analíticas [3.54] e [3.55] foram comparadas por Mercan *et al.* (2012) com uma análise numérica por elementos finitos para vigas de seção “L” com abas individuais (Figura 3.41a) e com recortes (Figura 3.41b). A Figura 3.41a mostra que os resultados analíticos e numéricos são próximos para vigas com abas individuais, porém a Figura 3.41b indica que as discrepâncias entre os resultados analíticos e numéricos podem ser grandes para o caso não restringido de vigas com recortes. Portanto, a expressão [3.55] pode ser utilizada para os dois tipos de vigas (abas individuais e recortes), mas a expressão [3.54] só pode ser usada para vigas com abas individuais.



Legenda: AEF – Análise por Elementos Finitos

Figura 3.41 – Comportamento de vigas de seção “L” com abas individuais (a) e com recortes (b) para o apoio das lajes [MERCAN *et al.*, 2012].

### 3.5 Comparação entre os requisitos de detalhamento de armadura de torção pelo método de Lucier *et al.* (2011b) e pela ABNT NBR 6118:2014

As expressões para dimensionamento de elementos lineares sujeitos à torção indicadas na ABNT NBR 6118:2014 são baseadas em modelo resistente de treliça espacial com uma seção vazada equivalente a do elemento que se quer dimensionar. Entretanto, esse modelo

pressupõe fissuração em espiral e fragmentação explosiva do concreto (“spalling”), fato que não ocorre em vigas de seção “L” de concreto pré-moldado com peitoril alto e delgado.

A adoção deste modelo de treliça espacial implica na necessidade de estribos fechados com extremidades ancoradas por meio de ganchos em ângulo de 45° e outros requisitos como indicado no item 18.3.4 da ABNT NBR 6118:2014. Entretanto, a obrigação de utilizar estribos fechados prejudica a eficiência da produção de vigas de seção “L” como explicado abaixo.

A montagem da armadura com estribos fechados é, conforme Lucier *et al.* (2010), realizada nos seguintes passos: 1) os estribos da alma e da aba são colocados dentro da forma vazia na sequência correta, mas não ainda em suas posições finais (Figura 3.42c); 2) as cordoalhas e as outras barras longitudinais são amarradas aos estribos com cuidado para não mudar a ordem dos estribos; 3) as cordoalhas são protendidas e 4) os estribos e as barras longitudinais passivas são posicionadas em seu lugar definitivo (Figura 3.42d). Estribos fora de lugar podem ser cortados e removidos, todavia, o desafio não é retirar e sim adicionar estribos faltantes. Em alguns casos, as guias laterais da forma podem ser removidas e os estribos dobrados em volta das cordoalhas já protendidas. No entanto, na maioria das vezes, algum erro na colocação dos estribos faz com que seja necessário desprotender a armadura ativa para corrigir o equívoco, o que é bastante custoso.

A sequência de produção de uma viga de seção “L” de concreto pré-moldado que utiliza armadura aberta na alma, considerando que a face externa da viga coincide com a parte inferior da forma, é a seguinte: 1) na forma vazia é colocada a tela soldada para a face externa; 2) cordoalhas são posicionadas e protendidas (Figura 3.42a); 3) a armadura aberta da alma (barras em forma de “L” ou “C”) são colocadas em suas posições definitivas; 4) a armadura da aba é colocada e amarrada às cordoalhas ou barras longitudinais e 5) as barras longitudinais em forma de U são posicionadas nas extremidades (Figura 3.42b). A grande vantagem da utilização de armadura aberta é a flexibilidade no momento da montagem, pois o espaçamento da armadura transversal é facilmente ajustado e, caso algum erro seja cometido na colocação de uma barra, esta pode ser removida e, se necessário, recolocada na posição correta sem precisar cortar nenhuma armadura. A montagem da armadura aberta consome de 30 a 50 % menos tempo que a armadura fechada (LUCIER *et al.*, 2010).



(a) início da montagem da armadura sem estribos fechados



(b) término da montagem da armadura sem estribos fechados



(c) início da montagem da armadura com estribos fechados



(d) término da montagem da armadura com estribos fechados

*Figura 3.42 – Produção de vigas de seção “L” de concreto pré-moldado [LUCIER et al., 2010]*

## 4 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

---

O exemplo apresentado a seguir foi criado a fim de ilustrar a aplicação das recomendações de projeto mostradas no capítulo anterior. Na escolha das características do exemplo foi tentado reproduzir ao máximo a realidade das construções brasileiras ao mesmo tempo em que o exemplo fosse completo e fizesse a aplicação do maior número possível de itens do capítulo 3. É importante salientar que o projeto da viga apresentada neste exemplo não está completo, pois não foi feito o dimensionamento do dente gerber do apoio, dos insertos horizontais (ligação viga-pilar) e de outros dispositivos e armaduras necessárias para fases transitórias como desforma, manuseio, transporte e montagem visto que não era objetivo deste trabalho.

A Figura 4.1 ilustra a geometria do edifício considerado, que para este exemplo, tem função de estacionamento para veículos com massa real menor que 2500 kg. Os painéis de piso têm dimensões nominais de 7,50 m por 11,25 m, formados por lajes TT (Figura 4.2). As vigas que recebem estas lajes têm altura total de 190 cm e largura de peitoril de 30 cm e relação  $h/b_w$  maior que 4,5 ( $h/b_w = 6,3$ ). Essas vigas estão posicionadas na face externa dos pilares e se apoiam em consolos salientes dos mesmos (Figura 4.2), para evitar redução de seção dos pilares. Além disso, como essas vigas compõem a fachada do edifício, os apoios extremos de viga são definidos em dentes de concreto para que o consolo não fique abaixo do nível da viga, o que pode causar uma estética desagradável. A Figura 4.3 define a geometria de uma viga típica. Foi considerado que a ligação viga-laje somente pela capa estrutural não é suficiente para assegurar a resistência à torção. Sendo assim, a torção é equilibrada nos apoios de extremidade por dois insertos horizontais como mostra a Figura 4.3. Para o carregamento vertical, a viga é considerada biapoiada. Todos elementos de concreto são pré-fabricados, exceto a capa estrutural da laje que é moldada no local.

O edifício garagem não tem janelas ou outro tipo de fechamento acima e abaixo das vigas de fachada, logo é considerado aberto lateralmente. Para o exemplo, o edifício foi considerado situado no centro da cidade de São Carlos – SP e com acesso liberado ao público. A altura total do edifício supera 30 m e não existe subsolo.

Outros dados necessários para o desenvolvimento do exemplo são: concreto estrutural da viga ( $f_{ck}$  40 MPa); cargas permanentes de 1,5 kN/m<sup>2</sup> (cargas de luminárias, forro, pavimentação, sem contabilizar peso próprio de vigas, lajes e capa estrutural); carga acidental de 3 kN/m<sup>2</sup>

## 150 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

conforme ABNT NBR 6120:1980; aço CA-50 ( $f_{yk}$  500 MPa); aço CA-60 ( $f_{yk}$  600 MPa), aço CP-190 RB ( $f_{ptk}$  1900 MPa) e CP-150 RN ( $f_{ptk}$  1500 MPa)

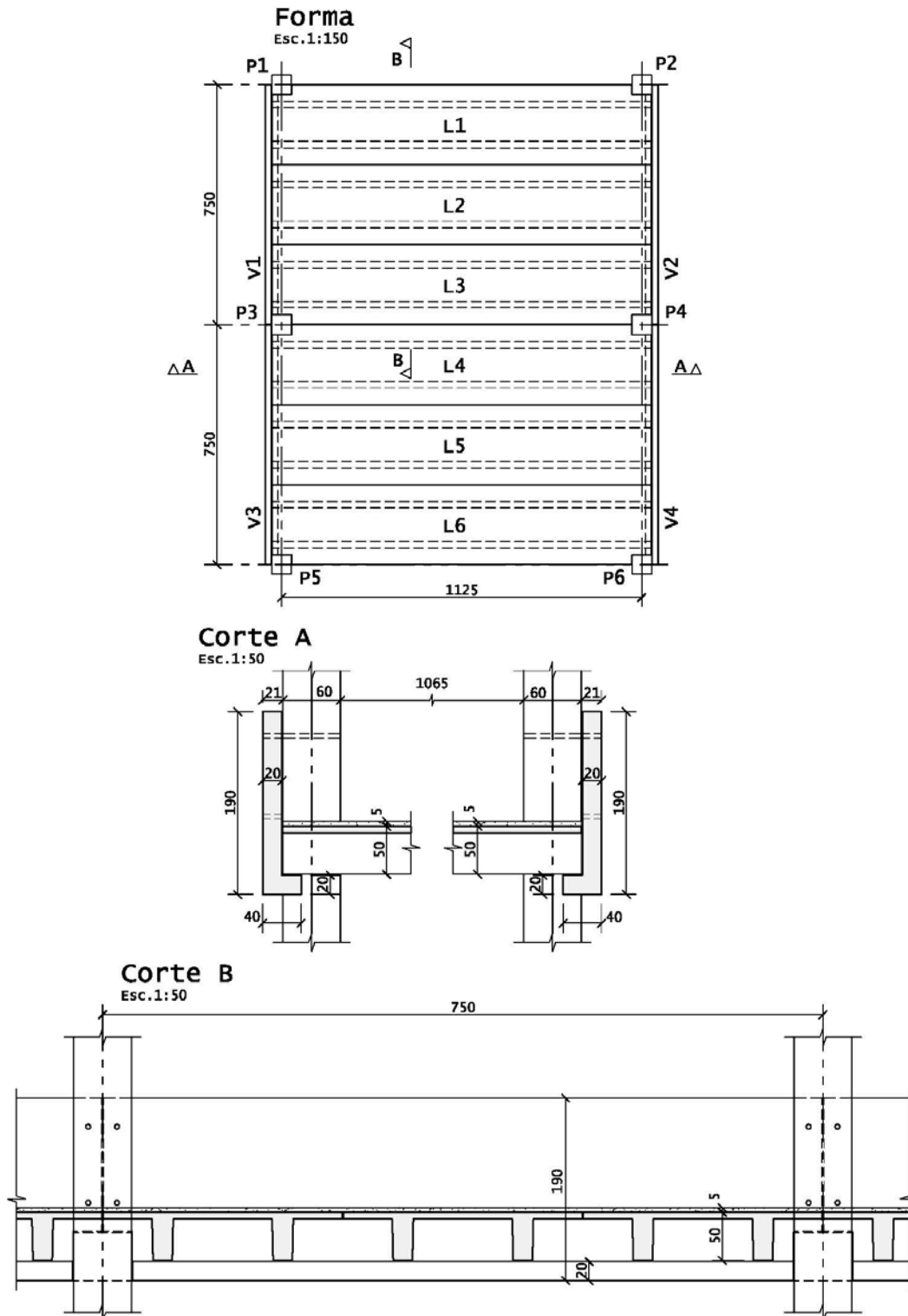


Figura 4.1 – Forma e cortes do edifício considerado no exemplo



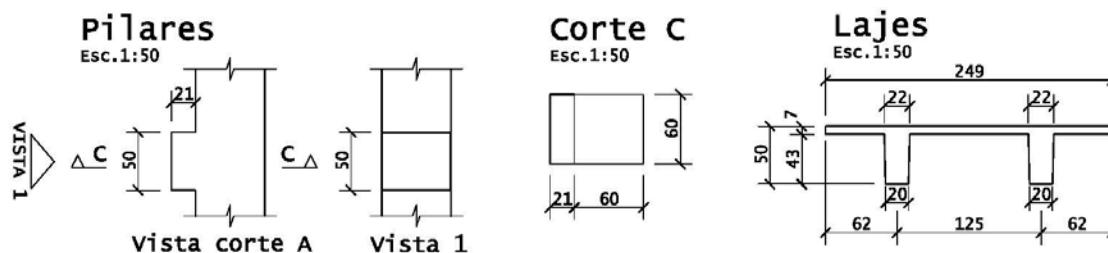


Figura 4.2 – Geometria de pilares e lajes

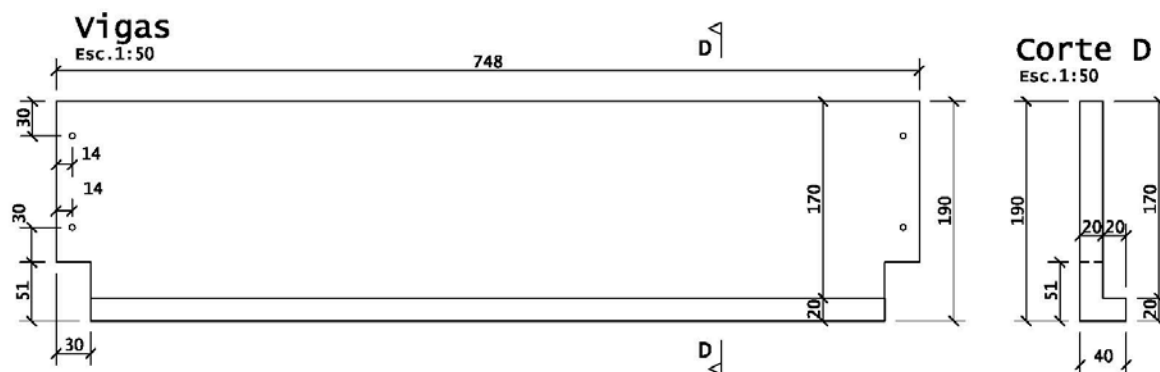


Figura 4.3 – Geometria de vigas

#### 4.1 Verificação de dimensões da viga quanto à resistência ao fogo

Com as características do edifício (estacionamento de veículos com mais de 30 metros de altura, sem subsolo e aberto lateralmente) e consultando as tabelas A.1 e B.1 da ABNT NBR 14432:2001, o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) necessário é de 60 minutos.

Considerando que a viga é protendida (concreto C40) e a classe de agressividade ambiental é moderada (II), o cobrimento mínimo de armadura a ser adotado é 2,5 cm de acordo com as tabelas 7.1 e 7.2 da ABNT NBR 6118:2014 e com a seção 9.2.1.1 da NBR 9062.

Para usar o método tabular da ABNT NBR 15200:2012, é necessário impor a distância entre a face inferior e o centroide da armadura longitudinal de flexão, denominada  $c_1$ . Geralmente para situações práticas, esse valor é aproximadamente 4 cm.

Com TRRF de 60 minutos e para uma distância  $c_1$  de 4 cm, a tabela 4 (vigas biapoiadas) da ABNT NBR 15200:2012 indica que a largura mínima da viga deve ser 12 cm, o que é respeitado com folga neste exemplo como pode ser verificado pelas dimensões da seção transversal (Figura 4.3).

## 4.2 Esforços solicitantes

Para calcular os esforços solicitantes, é preciso conhecer os carregamentos permanente e acidental da viga como mostrado abaixo.

Peso próprio da viga:  $g_{\text{viga}} = A_{\text{viga}} \cdot \rho_c = (0,2 \cdot 1,9 + 0,2 \cdot 0,2) \cdot 25 = 10,5 \text{ kN/m}$

Peso próprio da laje TT por nervura:  $G_{\text{pp,nerv}} = A_{\text{laje}}/2 \cdot \rho_c \cdot l_{\text{laje}}/2$   
 $G_{\text{pp,nerv}} = 0,35/2 \cdot 25 \cdot (0,6 + 10,65 + 0,6)/2 = 25,9 \text{ kN}$

Capa estrutural por nervura:  $G_{\text{capa,nerv}} = h_{\text{capa}} \cdot \rho_c \cdot b_{\text{laje}}/2 \cdot l_{\text{laje}}/2$   
 $G_{\text{capa,nerv}} = 0,05 \cdot 25 \cdot 2,5/2 \cdot 11,85/2 = 9,3 \text{ kN}$

Outras permanentes por nervura:  $G_{\text{perm,nerv}} = g_{\text{perm}} \cdot b_{\text{laje}}/2 \cdot l_{\text{laje}}/2$   
 $G_{\text{perm,nerv}} = 1,5 \cdot 2,5/2 \cdot 11,85/2 = 11,1 \text{ kN}$

Carga acidental por nervura:  $Q_{\text{ac,nerv}} = q_{\text{ac}} \cdot l_{\text{laje}}/2 \cdot \text{vão}_{\text{laje}}/2 = 3 \cdot 2,5/2 \cdot 11,85/2 = 22,2 \text{ kN}$

Para o estado limite último, os coeficientes  $\gamma_f$ , de acordo com a tabela 11.1 da ABNT NBR 6118:2014, são: 1,3 para peso próprio dos elementos pré-fabricados e capa estrutural, 1,4 para outras permanentes e 1,4 para a carga acidental. Sendo assim, o carregamento majorado é:

$$P_d = \gamma_{f,pp} \cdot g_{\text{viga}} = 1,3 \cdot 10,5 = 13,7 \text{ kN/m}$$

$$P_{d,nerv} = \gamma_{f,pp} \cdot G_{\text{pp,nerv}} + \gamma_{f,capa} \cdot G_{\text{capa,nerv}} + \gamma_{f,perm} \cdot G_{\text{perm,nerv}} + \gamma_q \cdot Q_{\text{ac,nerv}}$$

$$P_{d,nerv} = 1,3 \times 25,9 + 1,3 \times 9,3 + 1,4 \times 11,1 + 1,4 \times 22,2 = 91,2 \text{ kN}$$

Desprezando a torção do peso próprio da aba e considerando o centro de cisalhamento na linha de centro da alma e a excentricidade entre a carga nas nervuras e a linha de centro da alma igual a:  $e = b_w/2 + b_1 - b_1/2 - c_2 = 20/2 + 20 - 8/2 - 8 = 18 \text{ cm}$ , o momento de torção e a força cortante no apoio e o momento fletor no meio do vão podem ser calculados como a seguir. Para a determinação da excentricidade “e” é necessário conhecer as dimensões do aparelho de apoio e sua localização, o que é efetuado na seção 4.6 deste texto.

$$T_{sd} = 1/2 \cdot P_{d,nerv} \cdot e \cdot n_{\text{nerv}} = 1/2 \cdot 91,2 \cdot 0,18 \cdot 6 = 49,2 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 1/2 \cdot (p_d \cdot l_{\text{viga}} + P_{d,nerv} \cdot n_{\text{nerv}}) = 1/2 \cdot (13,7 \cdot 7,18 + 91,2 \cdot 6) = 322,8 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = p_d \cdot l_{\text{viga}} \cdot l_{\text{viga}} / 4 \cdot 0,5 + P_{d,\text{nerv}} \cdot (0,465 + 1,715 + 2,965)$$

$$M_{sd} = 13,7 \cdot 7,18 \cdot 7,18 / 4 \cdot 0,5 + 91,2 \cdot (0,465 + 1,715 + 2,965) = 557,5 \text{ kN.m}$$

De modo semelhante, os esforços solicitantes (momento fletor, força cortante e momento de torção) para as demais seções de interesse foram calculados e são mostrados na Figura 4.4.

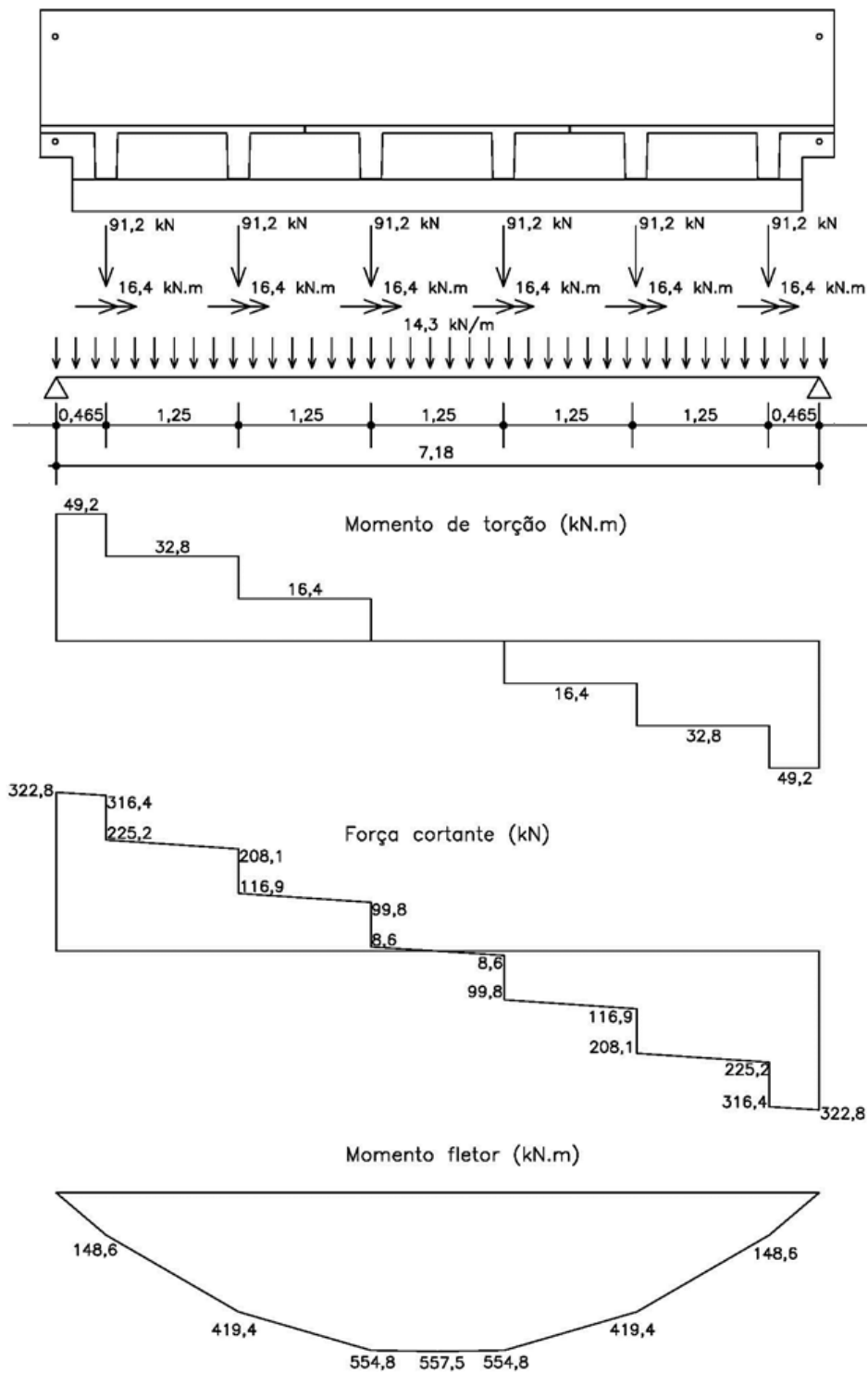


Figura 4.4 – Esforços solicitantes para o carregamento último.

### 4.3 Momento fletor

Os cálculos detalhados para a flexão não são mostrados aqui por brevidade e, também, por não apresentar diferenças de procedimento para outros tipos de vigas protendidas. Ao todo foram escolhidos 8 fios de 5 mm (CP-150 RN) e 6 cordoalhas de 9,5 mm (CP-190 RB), posicionados conforme mostra a Figura 4.5. As perdas totais de protensão foram estimadas em: 18,2% (iniciais: 1,7%, progressivas: 16,8%) para os fios de 5 mm e 10,2% (iniciais: 2,3%, progressivas: 8,8%) para as cordoalhas de 9,5 mm. O momento fletor resistente último da seção é 890 kN.m, o que verifica com folga o momento solicitante de cálculo de 558 kN.m. Vale salientar que esta configuração de armadura ativa atende a todos os requisitos da ABNT NBR 6118:2014.

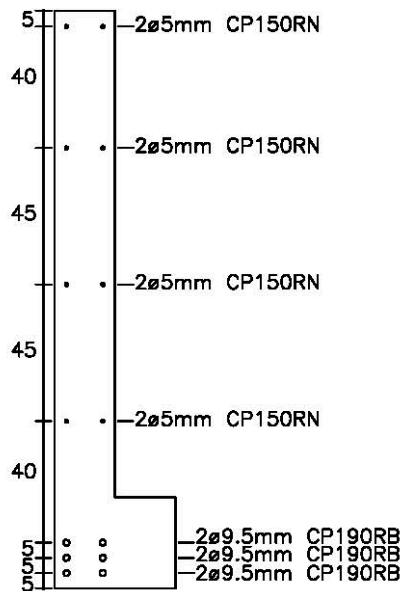


Figura 4.5 – Posição de fios e cordoalhas protendidos. Medidas em cm.

### 4.4 Força cortante

Para este exemplo, a contribuição da parcela de mecanismos complementares do concreto ( $V_c$ ) é alta devido à resistência do material (C40) e ao uso de protensão. Sendo assim, não é necessária armadura calculada para a força cortante. Entretanto, conforme o item 17.4.1.1.1 da ABNT NBR 6118:2014, deve ser disposta armadura transversal mínima como mostrado abaixo.

$$\frac{A_{sw,min}}{s \cdot b_w} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{yk}} = 20 \times 0,2 \times \frac{0,3 \cdot 40^{2/3}}{500} \times 100 = 2,82 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Para a face externa é adotada tela soldada de fios verticais e horizontais com diâmetro 4,2 mm espaçados a cada 10 cm tanto na vertical como na horizontal resultando em área de 1,38 cm<sup>2</sup>/m que é praticamente a área necessária como pode ser visto abaixo.

$$\frac{A_{sw,min}}{s \cdot b_w \cdot n_{face}} \geq \frac{2,82}{2} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \text{tela soldada Q138 (fios de 4,2mm x 4,2mm c/ 10 cm)}$$

Para a face interna, a armadura mínima de 1,41 cm<sup>2</sup>/m será somada com a armadura de flexão de placa calculada com o método de Lucier et. al. (2011b) como mostrado na próxima seção.

#### 4.5 Momento de torção

Inicialmente, é necessário verificar se a viga pode ser dimensionada pelo método de Lucier *et al.* (2011b) recomendado pelo ACI 318:2014 que só pode ser utilizado para vigas com relação altura/peitoril maior que 4,5 e que a alma seja restringida em dois pontos nas extremidades da viga. Para este exemplo, a relação  $h/b_w$  é 9,5 e a alma da viga é restringida em cada extremidade por dois insertos horizontais (um superior e um inferior), logo o método de Lucier *et al.* (2011b) pode ser usado.

A seguir a viga é subdividida em regiões de extremidade, de transição e de flexão (se existir). Pelo grande altura de viga adotada neste exemplo, não haverá região de flexão, o que não traz nenhum prejuízo visto que a torção (flexão de placa) não é verificada nessa região. A Figura 4.6 mostra as regiões e os possíveis planos de ruptura que devem ser considerados.

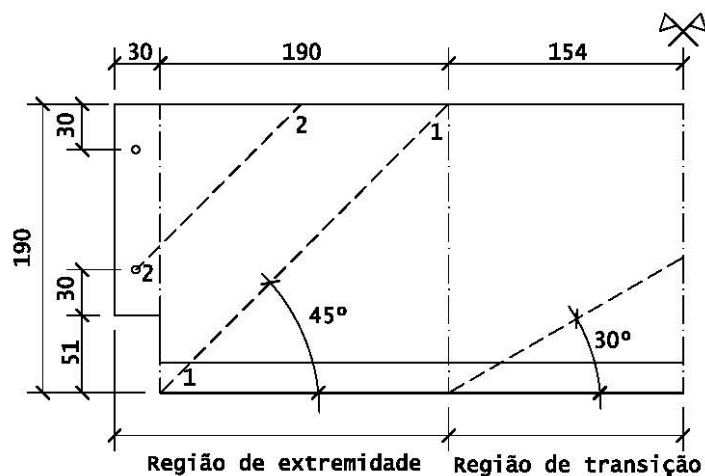


Figura 4.6 – Regiões da viga de seção “L”

Com as regiões definidas, a primeira verificação é confirmar se a seção transversal pode suportar a componente de torção que atua na alma. Esta verificação não precisa ser feita na região de transição visto que não é um caso crítico para vigas biapoiadas como seção transversal constante. Entretanto, se o espaçamento vertical entre as ligações na extremidade for menor que  $0,6 \cdot h$ , deve ser verificada a capacidade de torção sobre o plano 2-2 de falha que parte da ligação inferior como mostrado na Figura 4.6. A verificação da capacidade resistente da seção transversal em relação à componente cisalhante de torção é realizada com a equação [3.15] e mostrada abaixo, considerando  $d_w$  igual a 17 cm.

Para o plano 1-1 de ruptura:

$$T_{Rd,1-1} = \frac{0,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h^2 \cdot d_w}{1,4 \cdot 6 \cdot \sin^3 \theta} = \frac{0,2 \times \sqrt{40} \times 1,9^2 \times 0,17}{1,4 \times 6 \times \sin^3 45^\circ} \times 1000 = 261,4 \text{ kN.m}$$

$$T_{Sd} = 49,2 \text{ kN.m} \leq T_{Rd,1-1} = 261,4 \text{ kN.m}$$

Para o plano 2-2 de ruptura:

$$\text{espaçamento entre as ligações: } e = \frac{190 - 51 - 30 - 30}{190} = 0,4 \cdot h \leq 0,6 \cdot h$$

∴ a verificação sobre o plano 2-2 é necessária

$$T_{Rd,2-2} = \frac{0,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (h - a)^2 \cdot d_w}{1,4 \cdot 6 \cdot \sin^3 \theta} = \frac{0,2 \times \sqrt{40} \times 1,09^2 \times 0,17}{1,4 \times 6 \times \sin^3 45^\circ} \times 1000 = 86,0 \text{ kN.m}$$

$$T_{Sd} = 49,2 \text{ kN.m} \leq T_{Rd,2-2} = 86,0 \text{ kN.m}$$

O próximo passo é calcular as armaduras transversais e longitudinais necessárias para resistir a componente da torção que tende a fletir a alma nas regiões de extremidade e de transição, com as equações [3.17] e [3.18], utilizando a torção máxima de cálculo em cada região. Neste exemplo, os esforços de torção para cada região, de acordo com a Figura 4.4, são: 49,2 kN.m (extremidade) e 16,4 kN.m (transição). As armaduras transversais calculadas para cada região devem ser somadas com a armadura calculada para força cortante (no caso deste exemplo é a armadura mínima de cisalhamento) e, depois, comparadas com a armadura de suspensão que pode comandar o dimensionamento. Deve ser escolhida a maior área de armadura entre força cortante mais torção ou suspensão. Caso seja necessária armadura transversal para resistir ao choque de veículos, a armadura para resistir a esta força de impacto deve ser somada com as demais armaduras transversais.

Para a região de extremidade ( $\theta = 45^\circ$  e  $a = 0$ ), as armaduras transversais necessárias são:

$$\frac{A_{sv}}{s} \geq \frac{T_{sd}}{2 \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_w \cdot h} = \frac{49,2 \times 100}{2 \cdot 43,5 \cdot 0,9 \cdot 17 \cdot 190} = 1,94 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Combinando com a armadura de força cortante:

$$\frac{A_{sv}}{s} + \frac{A_{sw,\text{mín}}}{s \cdot 2} \geq 1,94 + 1,41 = 3,69 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Para a região de transição ( $\theta = 30^\circ$  e  $a = 0$ ), as armaduras transversais necessárias são:

$$\frac{A_{sv}}{s} \geq \frac{T_{sd}}{2,3 \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_w \cdot h} = \frac{16,4 \times 100}{2,3 \cdot 43,5 \cdot 0,9 \cdot 17 \cdot 190} = 0,57 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Combinando com a armadura de força cortante:

$$\frac{A_{sv}}{s} + \frac{A_{sw,\text{mín}}}{s \cdot 2} \geq 0,57 + 1,41 = 1,98 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

A capacidade de flexão de placa pode ser mais crítica sobre o plano 2-2 de ruptura, logo após definir a armadura transversal é preciso verificar se quantidade de barras de aço que cruzam o plano 2-2 ultrapassa o valor abaixo. Como pode ser visto na próxima seção, a armadura de suspensão vai governar o dimensionamento da alma e esta verificação estará satisfeita.

$$A_{sv,2-2} \geq \frac{T_{sd}}{2 \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_w} = \frac{49,2 \times 100}{2 \cdot 43,5 \cdot 0,9 \cdot 17} = 3,69 \text{ cm}^2$$

As armaduras longitudinais necessárias para resistir à flexão de placa na região de extremidade são mostradas abaixo. Deve ser salientado que as armaduras longitudinais colocadas abaixo do nível da ligação inferior não podem ser contabilizadas para atender aos requisitos de flexão de placa.

$$A_{sl} \geq \frac{T_{sd}}{2 \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_w}$$

$$A_{sl} \geq \frac{49,2 \times 100}{2 \cdot 43,5 \cdot 0,9 \cdot 17} = 3,69 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \phi 8 \text{ mm distribuídas acima da ligação inferior}$$

Para a região de transição, a armadura ativa ou passiva, devidamente ancorada, não necessária para a resistência à flexão sobre o eixo de maior inércia (flexão global) pode ser considerada para a capacidade de flexão lateral de placa. É importante salientar que este procedimento não pode ser feito na região de extremidade. Para este exemplo, a armadura longitudinal necessária para resistir à flexão de placa na região de transição, aproveitando as cordoalhas extras de flexão indicadas na Figura 4.5, é:

$$A_{sl} \geq \frac{T_{sd}}{2,3 \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_w} = \frac{16,4 \times 100}{2,3 \cdot 0,9 \cdot 150 / 1,15 \cdot 0,9 \cdot 17} = 0,40 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 5 \text{ mm CP-150 RN}$$

Algumas recomendações extras são dispor armadura longitudinal nas faces interna e externa; o comprimento ancorado da armadura longitudinal deve ser igual ao da região (extremidade ou transição) para qual foi calculada e colocar barras contínuas (ativas ou passivas) nos quatro cantos da alma para prevenir possível fissuração por flexão lateral para fora das extremidades.

#### 4.6 Dimensionamento da aba

Para dimensionar a aba é necessário definir os parâmetros da Figura 4.7, começando com o tamanho da almofada de apoio. Como é desejável o menor tamanho possível de almofada de apoio, a distância  $c_2$  é tomada igual à expressão [3.33] disposta no item 7.3.3a da ABNT NBR 9062:2006. É também verificado se há espaço disponível para acomodar o aparelho de apoio. Este é definido com a tensão de compressão no apoio igual à tensão admissível do material da almofada. Caso seja necessário distância menor para  $c_2$ , a tensão de compressão no apoio deve ser limitada a  $0,08f_{ck}$  e as dimensões da almofada de apoio logo ficam definidas.

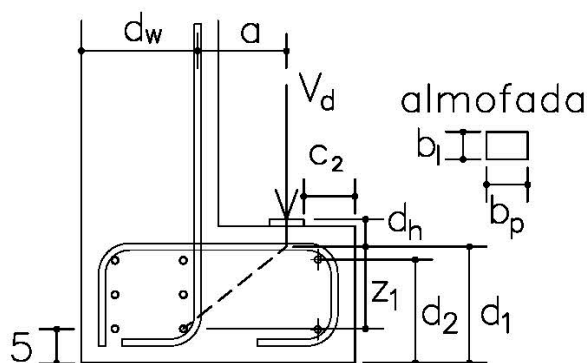


Figura 4.7 – Parâmetros para o dimensionamento da aba



O comprimento transversal  $b_p$  da almofada de apoio é tomado como a largura da nervura da laje TT (20 cm) menos 4 cm de cada lado, logo igual a 12 cm. A tensão admissível do material da almofada de apoio é 7 MPa, logo a largura  $b_1$  mínima do apoio deve ser:

$$\sigma_k = \frac{N_k}{b_p \cdot b_1} \leq 7 \text{ MPa} \rightarrow \frac{685}{12 \times b_1} \leq 7 \rightarrow b_1 \geq 8 \text{ cm}$$

$\therefore b_1 = 8 \text{ cm}$  e  $b_p = 12 \text{ cm}$

Admitindo tirante de diâmetro 10 mm na face superior da aba, a distância  $c_2$  é:

$$c_2 = c + 3,5 \cdot \phi_{\text{tir}} + 2 = 2,5 + 3,5 + 2 = 8 \text{ cm}$$

Com a almofada de apoio e a distância  $c_2$  definidas, os outros parâmetros da Figura 4.7 são calculados abaixo, admitindo que o diâmetro da barra de suspensão é de 12,5 mm, a espessura da almofada do apoio é de 1 cm e o diâmetro da barra longitudinal superior da aba é de 8 mm.

$$d_h = c + \frac{\phi_{\text{tir}}}{2} + e_{\text{almofada}} = 2,5 + \frac{1}{2} + 1 = 4 \text{ cm}$$

$$d_1 = h - c - \frac{\phi_{\text{tir}}}{2} = 20 - 2,5 - \frac{1}{2} = 17 \text{ cm}$$

$$d_2 = h - c - \phi_{\text{tir}} - \frac{\phi_{\text{sup,aba}}}{2} = 20 - 2,5 - 1 - \frac{0,8}{2} = 16,1 \text{ cm}$$

$$d_w = b_w - c - \frac{\phi_{\text{sus}}}{2} = 20 - 2,5 - \frac{1,25}{2} = 16,9 \text{ cm}$$

$$z_1 = h - c - \frac{\phi_{\text{tir}}}{2} - d' = 20 - 2,5 - \frac{1}{2} - 5 = 12 \text{ cm}$$

$$a = b_1 + c + \frac{\phi_{\text{sus}}}{2} - c_2 - \frac{b_1}{2} = 20 + 2,5 + \frac{1,25}{2} - 8 - \frac{8}{2} = 11,1 \text{ cm}$$

Com todos os parâmetros definidos, o próximo passo é calcular a armadura do tirante com a equação [3.32]. Considerando a reação horizontal de cálculo ( $H_d$ ) igual a 0,2 da reação vertical  $V_d$  e a largura efetiva de propagação da carga  $b_e$  ( $b_p + 4d_1$ ), a armadura calculada para o tirante é:

$$A_{s,\text{tir}} = \frac{V_d \cdot a + H_d \cdot (d_h + z_1)}{z_1 \cdot f_{yd}} = \frac{91,2 \times 11,1 + 0,2 \times 91,2 \times (4 + 12)}{12 \times 43,5} = 2,50 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s,\text{tir}}}{b_e} = \frac{2,5}{0,12 + 4 \times 0,17} = 3,1 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Entretanto, a armadura calculada do tirante deve ser comparada com a armadura mínima definida pela tabela 17.3 da ABNT NBR 6118:2014 e como pode ser visto abaixo, a armadura mínima comandará neste caso. O espaçamento tomado deve ser o mesmo da armadura transversal (suspensão e cisalhamento) por questões construtivas e será tomado igual ao espaçamento máximo de 20 cm (expressão [3.35]).

$$A_{s,\text{mín,tir}} = \rho_{\text{mín}} \cdot A_c = \frac{0,18}{100} \times 100 \times 20 = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 10 \text{ mm c/ 20 cm (tirante)}$$

Em seguida, a armadura de suspensão é calculada com uso da equação [3.39]. Como não será usado estribo fechado na aba e a aba não é apoiada nas extremidades da viga, as barras de suspensão são calculadas conforme abaixo, considerando que serão distribuídas na largura efetiva de propagação das cargas da laje TT.

$$A_{s,\text{sus}} = \frac{V_d}{f_{yd}} \cdot m = \frac{V_d}{f_{yd}} \cdot \frac{(d_w + a)}{0,8 \cdot d_w} = \frac{91,2}{43,5} \cdot \frac{(16,9 + 11,1)}{0,8 \cdot 16,9} = 4,3 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s,\text{sus}}}{b_e} = \frac{4,3}{0,12 + 4 \times 0,17} = 5,4 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 12,5 \text{ mm c/ 20 cm (suspensão)}$$

A seguir é calculada a armadura longitudinal da aba com as equações [3.40] e [3.41]. Como pode ser visto abaixo, serão dispostas 2 barras de 8 mm (1 no canto superior e 1 no canto inferior).

$$A_{s1,\text{aba}} = \frac{1,4 \cdot (b - b_w) \cdot d_2}{f_{yk}} = \frac{1,4 \times (40 - 20) \times 16,1}{500} = 0,9 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 8 \text{ mm}$$

$$A_{s1,\text{sup,aba}} = \frac{0,25 \cdot V_d}{f_{yd}} = \frac{0,25 \times 91,2}{43,5} = 0,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 8 \text{ mm (canto superior)}$$

O próximo passo é a verificação da segurança da biela comprimida pela equação [3.24]. Sendo  $k$  igual a 0,27, pois a resistência do concreto (40 MPa) é menor que 50 MPa e o ângulo  $\theta$  da biela comprimida é de 42,8° definido pela tangente dos parâmetros  $a$  e  $z_1$ , tal como demonstrado abaixo.

$$\theta = \arctg\left(\frac{a}{z_1}\right) = \arctg\left(\frac{11,1}{12}\right) = 42,8^\circ$$

$$k = 0,27$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{40}{250} = 0,84$$

$$b_e = b_p + 4 \cdot d_1 = 12 + 4 \times 17 = 80 \text{ cm}$$

$$V_d \leq V_{Rd,b} = k \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_e \cdot d_1 \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta$$

$$V_d \leq V_{Rd,b} = 0,27 \times 0,84 \cdot \frac{40}{1,4} \cdot 0,1 \times 80 \times 17 \times \sin 42,8^\circ \times \cos 42,8^\circ$$

$$V_d = 91,2 \text{ kN} \leq V_{Rd,b} = 436,8 \text{ kN} \quad \text{Verificado}$$

A última verificação a ser feita é a punção na aba. Para tanto, é necessário definir o perímetro crítico e como a projeção do perímetro crítico inicial é maior que a largura da aba, a equação [3.27] é utilizada para esta determinação como mostrado abaixo.

$$\alpha = \arcsen\left(\frac{b - b_1 - c_2}{2 \cdot d_1}\right) = \arcsen\left(\frac{40 - 20 - 8}{2 \cdot 16,9}\right) = 48,6^\circ = 0,85 \text{ rad}$$

$$u = b_p + 2 \cdot b_1 + 4 \cdot d_1 \cdot (\cos\alpha + \alpha) + 2 \cdot c$$

$$u = 12 + 2 \times 8 + 4 \times 16,9 \times (\cos 48,6^\circ + 0,85) + 2 \times 8 = 146,2 \text{ cm}$$

A tensão solicitante de cisalhamento (punção) de cálculo é determinada com a equação [3.30], pois a relação  $a/d_1$  fica entre 0,5 e 1 como visto abaixo.

$$\frac{a}{d_1} = \frac{11,1}{16,9} = 0,66 \rightarrow \tau_{sd} = \frac{V_d}{u \cdot d} \cdot \frac{a}{2 \cdot d_1}$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{16,1 + 16,9}{2} = 16,5 \text{ cm}$$

$$\tau_{sd} = \frac{91,2}{146,2 \times 16,5} \times \frac{11,1}{2 \times 16,9} \times 10 = 0,12 \text{ MPa}$$

A tensão resistente de cisalhamento (punção) é definida pela equação [3.31], que é a mesma expressão dos itens 19.5.3.3 e 19.5.3.4 da ABNT NBR 6118:2014, indicada para o caso de lajes sem vigas. A taxa geométrica na direção x é definida pela armadura longitudinal aderente presente na aba (6 cordoalhas de 9,5 mm e 2 barras de 8 mm) e a taxa geométrica na direção y é definida pela armadura do tirante (barras de 10 mm a cada 20 cm). A tensão de compressão é dada pelas 6 cordoalhas de 9,5 mm dispostas na aba. A verificação de punção é mostrada abaixo.

$$\rho_x = \frac{6 \times 0,548 + 2 \times 0,5}{40 \times 20} = 0,00536 \quad ; \quad \rho_y = \rho_{w,\min} = 0,0018$$

$$\rho = \sqrt{0,0018 \times 0,00536} = 0,0031$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{d,x}}{2 \cdot A_{c,x}} = \frac{146,3 \times 6 \times 0,548 \times 0,898}{2 \times 40 \times 20} \times 10 = 2,7 \text{ MPa}$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{16,1 + 16,9}{2} = 16,5 \text{ cm}$$

$$1 + \sqrt{\frac{20}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{20}{16,5}} = 2,1 \leq 2 \rightarrow 1 + \sqrt{\frac{20}{d}} = 2$$

$$\tau_{\min} = 0,0035 \cdot \left(1 + \sqrt{20/d}\right)^{3/2} \cdot (f_{ck})^{1/2} = 0,0035 \cdot 2^{3/2} \cdot 40^{1/2} = 0,06 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd,1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{20/d}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,10 \cdot \sigma_{cp} \geq \tau_{\min} + 0,10 \cdot \sigma_{cp}$$

$$\tau_{Rd,1} = 0,13 \times 2 \times (100 \times 0,0031 \times 40)^{1/3} + 0,10 \cdot 2,7 \geq 0,06 + 0,10 \cdot 2,7$$

$$\tau_{Rd,1} = 0,87 \text{ MPa} \geq 0,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} = 0,12 \text{ MPa} \leq \tau_{Rd,1} = 0,87 \text{ MPa} \quad \text{Verificado}$$

Apesar de que, pelas características particulares deste exemplo, a verificação de punção está folgada, ela não deve ser dispensada e pode ser crítica em alguns casos. Rupturas por punção na aba foram encontradas em Klein (1986), Lucier *et al.* (2010), entre outros. Atualmente, existem pesquisas (Nafadi (2013)) para modificar as fórmulas do manual do PCI (2010) indicadas para a determinação da resistência à punção na aba de vigas de seção “L” de CPM.

#### 4.7 Flexão lateral da alma/peitoril

Para a flexão do peitoril, duas ações devem ser consideradas: sucção/sobrepressão do vento nas fases transitórias e definitiva e impacto de veículos na fase definitiva. Para a verificação do efeito de vento, será considerada velocidade característica ( $V_k$ ) de 40 m/s, o que corresponde a uma pressão dinâmica de 0,98 kN/m<sup>2</sup> para as características deste exemplo.

Para as fases transitórias, a viga estará ligada ao pilar por insertos horizontais na extremidade, com isso, pode ser considerada biapoiada para a ação de vento. Nesta situação, o momento de solicitação de cálculo devido ao vento é 17 kN.m, bem menor que o momento resistente da seção que é 145 kN.m, considerando as cordoalhas dispostas como na Figura 4.5. Como é notada, esta verificação não é crítica e pode ser dispensada visto que o momento solicitante é insignificante em relação ao resistente tal como apresentado abaixo.

$$M_{Sd,vento} = \frac{\gamma_{f,vento} \cdot q_k \cdot l^2}{8} = \frac{1,4 \times 0,98 \times 1,9 \times 7,18^2}{8} = 16,8 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd,vento} = 16,8 \text{ kN.m} \leq M_{Rd} = 145 \text{ kN.m} \quad \text{Verificado}$$

Para a fase definitiva, os efeitos de impacto de veículos e da ação de vento devem ser considerados e conduzem, junto com a ação das cargas verticais, à situação de flexão composta oblíqua. Para este exemplo, desconsiderando a restrição da capa estrutural da laje, a viga pode ser considerada biapoiada para determinação dos momentos fletores na direção da menor inércia. A ABNT NBR 6118:2014 indica no item 17.2.5 um processo aproximado para o dimensionamento de elementos lineares sujeitos a este tipo de solicitação. Para o caso de vento, com as cordoalhas definidas na Figura 4.5, os momentos resistentes calculados separadamente nas duas direções são 145 kN.m e 890 kN.m e, assim, a verificação da flexão composta oblíqua conforme a ABNT NBR 6118:2014 pode ser realizada como abaixo.

$$M_{Sd,vento} = \frac{\gamma_{f,vento} \cdot q_k \cdot l^2}{8} = \frac{1,4 \times 0,98 \times 1,9 \times 7,18^2}{8} = 16,8 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd,verticais} = 557,5 \text{ kN.m}$$

$$\left[ \frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,yy}} \right]^\alpha = 1 \quad \text{item 17.2.5 ABNT NBR 6118:2014}$$

Com  $\alpha=1$ :

$$\frac{16,8}{145} + \frac{557,5}{890} = 0,74 \leq 1 \quad \text{Verificado}$$

Para o impacto de veículos, a força de impacto a ser considerada é 150 kN como indicado na seção 3.2.2. Considerando a viga biapoiada, o momento de solicitação de cálculo é 269 kN.m, o que leva a necessidade de modificar as cordoalhas adotadas inicialmente ou a adotar algum sistema que sirva de proteção contra o choque de veículos. Neste exemplo, não será modificado o arranjo das cordoalhas iniciais (Figura 4.5) e, assim, um dispositivo similar ao da Figura 4.8 ou Figura 4.9 deverá ser usado como barreira veicular.



Figura 4.8 – Cordoalhas protendidas conhecidos nos EUA como “Barrier Cables”.<sup>6</sup>

<sup>6</sup> [disponível em <http://raising-grundy.com/2011/07/12/tying-up-loose-ends/>. Acesso em 05 de junho de 2015.]

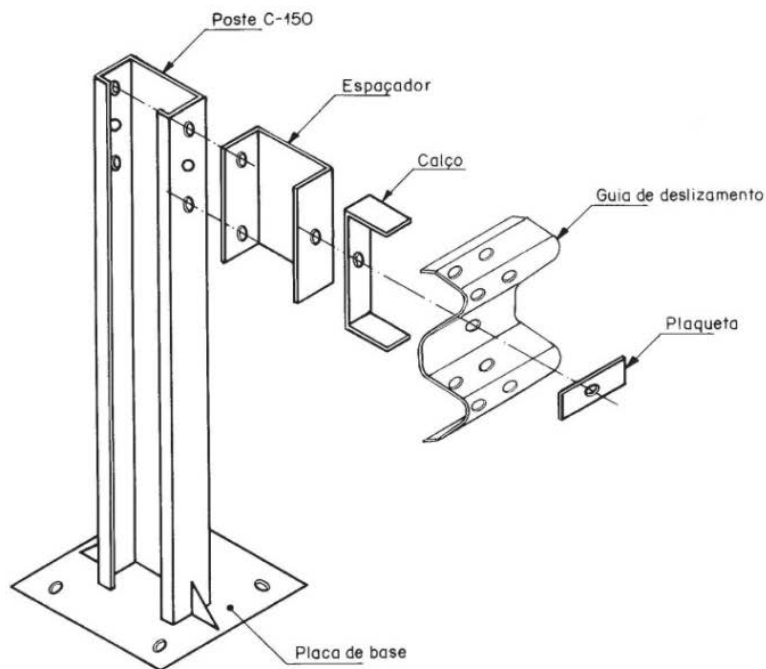


Figura 4.9 – Defesa semimaleável removível simples [ABNT NBR 6971:2012].

Somente a título de comparação, foi feita uma nova configuração de cordoalhas que verificasse a condição de flexão composta oblíqua com a viga de seção “L” atuando como barreira veicular. Como pode ser visto na Figura 4.10, foi necessário aumentar o diâmetro e a quantidade de cordoalhas (16  $\phi$  15,2 mm CP190 RB). Portanto, a utilização da viga como barreira de veículos pode não ser vantajosa em termos econômicos e financeiros. A verificação para a flexão composta oblíqua é mostrada abaixo. Os momentos resistentes calculados separadamente nas duas direções são 375 kN.m e 2828 kN.m, considerando perdas totais de protensão de 17,8% (imediatas: 4,5%, progressivas: 13,9%).

$$M_{Sd,impacto} = \frac{\gamma_{f,impacto} \cdot F_{impacto} \cdot l}{4} = \frac{1,0 \times 150 \times 7,18}{4} = 269,3 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd,verticais} = 557,5 \text{ kN.m}$$

$$\left[ \frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,yy}} \right]^{\alpha} = 1 \quad \text{item 17.2.5 ABNT NBR 6118:2014}$$

Com  $\alpha=1$ :

$$\frac{269,3}{375} + \frac{557,5}{2828} = 0,92 \leq 1 \quad \text{Verificado}$$

Em projetos que considerem a viga como barreira veicular, bastante atenção também deve ser dada às ligações da viga com o pilar, pois como são muito exigidas durante o impacto, podem falhar antes da viga e comprometer a segurança das pessoas dentro e no entorno do edifício.

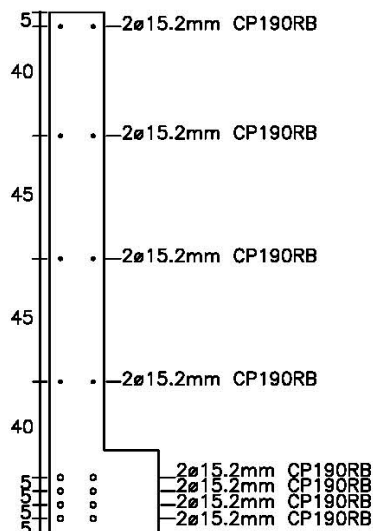


Figura 4.10 – Configuração de cordoalhas para fornecer a resistência adequada para o impacto de veículos

#### 4.8 Resumo da armadura

Esta seção vai comparar os requisitos de armadura calculados para cada tipo de solicitação, somar quando necessário, e fazer algumas ponderações para compor a armação final da viga de seção “L”.

Para a armadura longitudinal, são dispostas a armadura ativa indicada na Figura 4.5, as 8 barras de 8 mm, em forma de U, calculadas para flexão de placa na região de extremidade distribuídas acima da ligação superior e as barras contínuas de 8 mm posicionadas no canto superior e inferior da aba.

Para a armadura transversal, a suspensão é maior que a soma dos requisitos de torção (flexão de placa) mais força cortante e vai comandar a armadura na largura efetiva de propagação da carga da laje (40 cm para cada lado da reação da laje). Sendo assim, como o espaçamento das nervuras da laje TT é de 125 cm, haverá uma região de 45 cm entre as nervuras em que a armadura transversal pode ser menor que a de suspensão. Entretanto, como essa região é pequena, por questões construtivas, a armadura de suspensão ( $\phi$  12.5 mm c/ 20 cm) é disposta ao longo de todo o comprimento da viga em barras de formato C. Para a face externa, uma tela Q138 foi disposta para atender ao requisito de força cortante. Na região dos insertos horizontais são colocadas duas barras em forma de C para confinar as ligações e, também, para evitar o fendilhamento devido à introdução da protensão. Na aba, são dispostas barras de 10 mm c/ 20 cm, em forma de C, calculadas para o tirante da aba/mesa inferior.

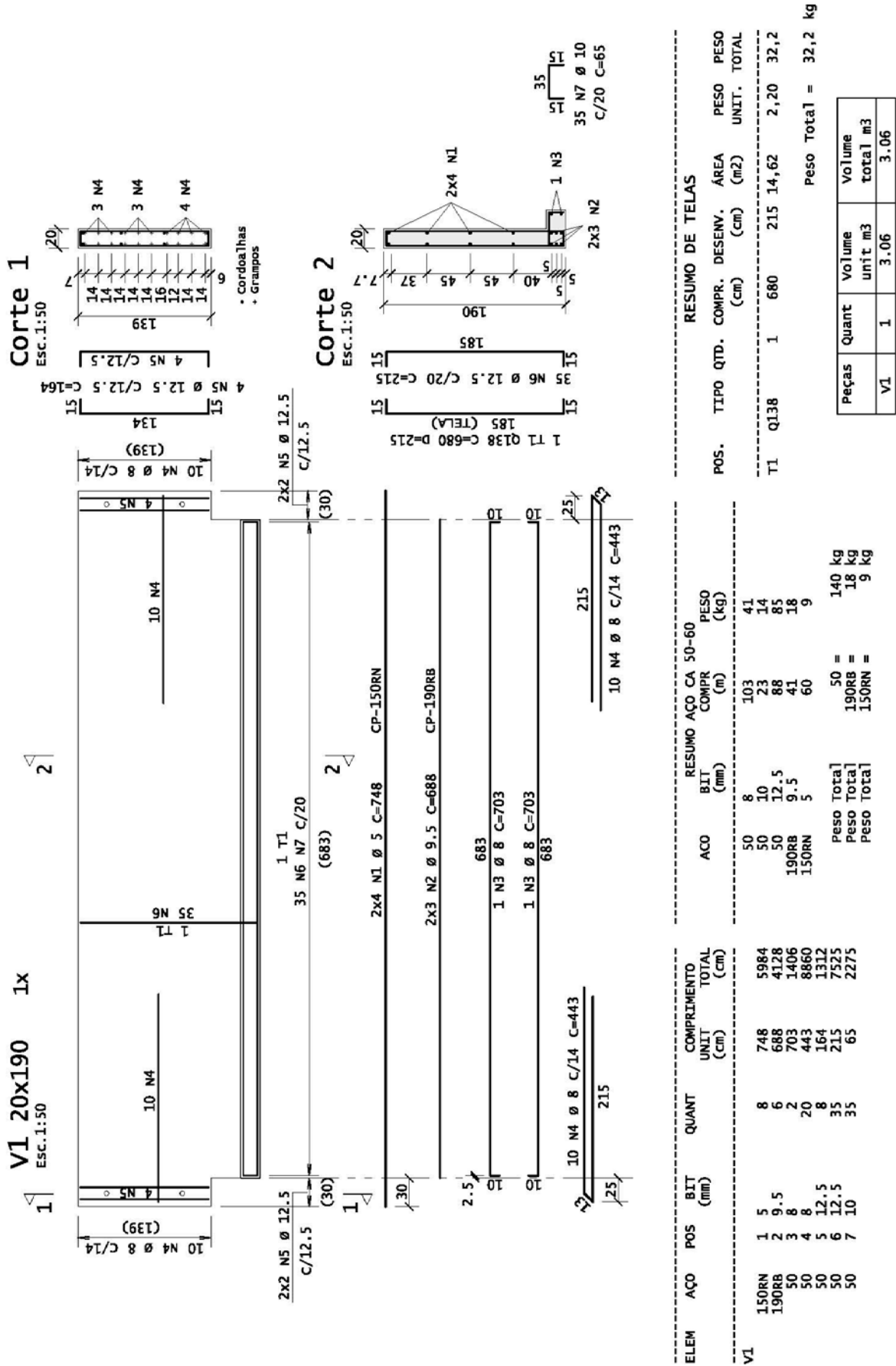


Figura 4.11 – Configuração final da armadura para viga de seção “L” do exemplo



#### 4.9 Formação de fissuras nas extremidades

A intensidade da força cortante, em que as fissuras nas extremidades da viga provavelmente vão começar a aparecer, pode ser avaliada através da equação [3.49] com a resistência média à tração do concreto (equação [3.51]). Para este exemplo, a força cortante de fissuração é:

$$V_{cr} = \frac{2 \cdot f_{ct,m} \cdot b_w \cdot h}{3 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{e}{b_w}\right)} = \frac{2 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot b_w \cdot h}{3 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{e}{b_w}\right)} = \frac{2 \times 0,3 \times 40^{2/3} \times 20 \times 190}{3 \times \left(1 + 2 \times \frac{18}{20}\right)} \times 0,1 = 317,5 \text{ kN}$$

Utilizando a combinação frequente com  $\psi_1$  igual a 0,7 (garagens – tabela 11.2 da ABNT NBR 6118:2014), a força cortante de solicitação em serviço é:

$$V_{sd, serv} = 1/2 \cdot \left[ g_{viga} \cdot l_{viga} + \left( G_{pp, nerv} + G_{capa, nerv} + G_{perm, nerv} + \psi_1 \cdot Q_{ac, nerv} \right) \cdot n_{nerv} \right]$$

$$V_{sd, serv} = 1/2 \cdot \left[ 10,5 \cdot 7,18 + (25,9 + 9,3 + 11,1 + 0,7 \cdot 22,2) \cdot 6 \right] = 223,2 \text{ kN}$$

$$V_{sd, serv} = 223,2 \text{ kN} < V_{cr} = 317,5 \text{ kN} \rightarrow \text{não fissura}$$

Como a força cortante solicitante é menor que a de fissuração, teoricamente não haverá fissuras na região de extremidade da viga e a verificação do estado limite de abertura de fissuras nesta região é dispensada. Caso a força cortante em serviço seja maior que a de fissuração, a abertura de fissuras deve ser verificada na região de extremidade por meio do item 17.3.3.2 da ABNT NBR 6118:2014.

#### 4.10 Deformação lateral excessiva

Para a verificação do estado limite de serviço de deformação lateral excessiva, foi feita uma análise linear elástica em elementos finitos utilizando o programa comercial STRAP visto que não existe solução analítica para o deslocamento lateral de vigas de seção “L”.

A viga foi modelada com elementos de placa e foi considerado o módulo de elasticidade secante do concreto ( $E_{cs}$ ) como indicado no item 8.2.8 da ABNT NBR 6118:2014. A protensão foi aplicada como carregamento externo (forças normais concentradas nas extremidades) como é recomendado na literatura técnica.

Foram consideradas duas situações na verificação deste estado limite: 1) etapa de montagem anterior à ligação da viga com os elementos de piso, nesta fase atuam protensão após as

perdas iniciais, o peso próprio da viga e das lajes TT e a viga é restringida lateralmente em 2 pontos em cada extremidade; 2) etapa final (edifício em funcionamento), nesta fase atuam protensão após perdas progressivas, todas as cargas permanentes, acidental e o vento, além disso, a viga é restringida lateralmente ao longo do vão pela ligação viga-laje e também nas extremidades pelos insertos horizontais. Para o cálculo dos deslocamentos laterais máximos foi utilizado a combinação quase permanente como recomendado pela ABNT NBR 6118:2014. Os valores dos deslocamentos em cada etapa são mostrados a seguir, com consideração da flecha diferida pelo tempo para a fase definitiva, admitindo que a idade ( $t_0$ ) relativa à data de aplicação das cargas de longa duração seja 15 dias.

Etapa de montagem:  $u_{\text{mediato}} = 0,2 \text{ cm}$

$$u_{\text{final}} = u_{\text{mediato}} \cdot (1 + \alpha_f) = u_{\text{mediato}} \cdot \left( 1 + \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \cdot \rho} \right)$$

Etapa final:

$$u_{\text{mediato}} = 0,125 \text{ cm} \rightarrow u_{\text{final}} = 0,125 \cdot \left( 1 + \frac{2 - 0,54}{1 + 0} \right) \approx 0,3 \text{ cm}$$

O deslocamento máximo ocorre na etapa final e é aproximadamente igual a 0,3 cm, que é bem menor que o limite de 1,4 cm ( $L/500$ ). Na maioria das situações, este estado limite de serviço não é crítico, porém, o projetista deve ficar atento nos casos em que vãos maiores e cargas mais elevadas são utilizadas.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

---

Este trabalho é uma contribuição ao projeto de vigas de seção “L” de concreto pré-moldado de peitoril alto e delgado, o que não é uma tarefa trivial pelas características da viga e dos carregamentos envolvidos. As vigas de seção “L” recebem as cargas dos elementos de piso através de aba na parte inferior. Essas cargas atuam excentricamente ao centro de cisalhamento da viga e podem submeter simultaneamente a viga a momento fletor, força cortante e momento de torção. Além disso, o formato assimétrico da seção transversal e o uso de protensão podem provocar uma configuração complexa de deslocamentos, que deve ser avaliada durante a etapa de projeto.

Cabe destacar a diferença entre os modelos de comportamento de uma viga de seção “L”. Esses modelos identificados por A (com torção de equilíbrio), B (sem torção de equilíbrio) e C (com restrição parcial de rotação da laje) dependem das vinculações do sistema pilar-viga-laje, isto é, ligações viga-pilar e viga-laje. Para cada tipo de modelo de comportamento, existem considerações diferentes de projeto. O modelo A exige a consideração da torção para o equilíbrio da viga, enquanto que, nos modelos B e C, a torção pode ser dispensada na maioria das situações.

A desconsideração da torção no projeto de uma viga de seção “L” deve ser feita com cuidado. Mesmo para os modelos de comportamento B e C em que a torção não é necessária ao equilíbrio da viga, pode ser necessário considerar a torção em uma fase transitória em que as ligações do sistema ainda não estão concluídas. Foi visto também que Elliott e Jolly (2013) não recomendam a desconsideração da torção no projeto quando a ligação entre viga e laje for realizada exclusivamente por meio da capa estrutural, especialmente para cargas elevadas como é o caso quando lajes TT são usadas. Para laje alveolar, a solução é ancorar as barras da ligação em alvéolos abertos preenchidos com graute ou concreto.

A geometria da viga de seção “L” de peitoril alto e delgado foi discutida no início do capítulo 3. Com base na análise paramétrica feita com as dimensões típicas deste tipo de seção, foi mostrado que a influência dos eixos principais de inércia pode ser desconsiderada na análise de flexão. Portanto, não é necessário considerar a flexão oblíqua (simples ou composta) devido a assimetria da seção e o dimensionamento pode ser feito através de flexão normal (simples ou composta). Além disso, foi mostrado que, para cargas verticais, o centro de

cisalhamento pode ser considerado locado na linha de centro da alma em seções com grande relação  $h/h_1$ , o que é prático para determinar os momentos de torção.

Dentre as ações a considerar no projeto de vigas de seção “L”, vale destacar o impacto de veículos quando a viga for utilizada como barreira veicular em estacionamentos. A ABNT NBR 7188:2013 indica a mesma força de impacto em dispositivos de contenção tanto para aqueles presentes em pontes e viadutos quanto para os localizados em garagens, o que pode não ser adequado visto que os impactos podem ter características diferentes dependendo da localização da barreira. Como alternativa foi indicado utilizar os critérios da norma europeia EN-1991 1-1 (2002) os quais atendem ao caso de choques veiculares em estacionamentos.

Ainda sobre o choque de veículos, o exemplo de aplicação mostrou que os efeitos da força de impacto podem ser críticos e governar o dimensionamento da armadura da viga. Para desconsiderar o impacto de veículos nas vigas, outros dispositivos, como defensas metálicas ou cordoalhas de protensão, devem ser usados como barreira de proteção.

Outro ponto importante discutido foi o efeito do tipo de apoio nas solicitações geradas na viga. A torção pode ser equilibrada por diferentes maneiras, isto é, reação excêntrica, binário vertical ou binário horizontal. Para cada uma dessas maneiras, os requisitos de projeto podem ser distintos. Por exemplo, para o caso de torção equilibrada no apoio com reação vertical excêntrica, a região da aba perto do apoio vai funcionar como um consolo invertido e isto deve ser considerado no dimensionamento desta região da aba. Portanto, é essencial conhecer bem as ligações escolhidas para o projeto e os efeitos causados na viga por essa vinculação.

O projetista também deve estar atento ao possível surgimento de forças induzidas por restrição de movimentos nas ligações da viga. Essas forças podem conduzir ao aparecimento de fissuras, que por sua vez podem facilitar a entrada de agentes externos como água e gases no elemento estrutural, o que pode ocasionar corrosão da armadura. Logo, o engenheiro deve estar atento ao nível de restrição que as ligações da viga proporcionam e como isso foi considerado no dimensionamento da viga.

Também foram mostrados os possíveis modos de falha na transferência da carga aplicada na aba para a alma da viga. O dimensionamento da aba pode ser feito com o método de bielas e tirantes e dividido na seguinte sequência: 1) cálculo do tirante; 2) cálculo da suspensão; 3) cálculo da armadura longitudinal; 4) verificação da biela crítica e, para cargas concentradas, 5) verificação de punção.

Foi mostrado que o cálculo da armadura do tirante na aba é semelhante ao caso de consolos curtos e que o ponto crítico no dimensionamento do tirante é a falta de espaço para ancoragem da armadura. Para os casos em que a distância  $c_2$  entre a borda do aparelho de apoio e a borda da aba for menor que o mínimo indicado no item 7.3.3 da ABNT NBR 9062:2006, é sugerido restringir a tensão de compressão no apoio para valores menores que  $0,08 \cdot f_{ck}$  como recomendado por Bachmann e Steinle (2011).

Para a armadura de suspensão foi mostrado que na literatura técnica não existe consenso sobre considerar ou não a excentricidade das cargas da laje no cálculo da suspensão e, também, não há unanimidade quanto a necessidade de somar a armadura de suspensão com as barras transversais calculadas para o cisalhamento. Neste trabalho foi adotada a fórmula recomendada pelo PCI (2010), pois foi desenvolvida por Klein (1986) baseado em ensaios de vigas de seção “L” de peitoril alto e delgado. Também foi escolhido o critério do PCI de adotar somente a maior armadura entre suspensão ou força cortante mais torção visto que Klein (1986) demonstrou não haver necessidade para tanta armadura na face interna da alma.

Foram apresentados os requisitos de armadura longitudinal da aba para resistir aos modos de ruptura por flexão longitudinal e fendilhamento. Para o caso de lajes alveolares, foi mostrado que a armadura longitudinal da aba somente é disposta por questões construtivas.

A verificação de segurança quanto aos modos de ruptura por cisalhamento também foi apresentada. Para as bielas comprimidas do modelo de biela e tirante adotado na região da aba, foi mostrado que a verificação de segurança só é necessária na biela crítica AB visto que nela ocorre a maior sollicitação (compressão) e a resistência é a menor, pois existem dois tirantes (suspensão e armadura principal de flexão) que atravessam esta biela.

Para a verificação quanto à punção, a definição do perímetro crítico é o passo mais importante e a tensão resistente é calculada como nos casos de lajes lisas. Além disso, a tensão de sollicitação é reduzida para considerar a seção correta, usando o mesmo critério de cargas concentradas perto ao apoio para consideração da força cortante sollicitante.

Os requisitos para o estado limite último de momento fletor e de força cortante de vigas de seção “L” de peitoril alto e delgado são os mesmos necessários para outros tipos de vigas usuais de concreto armado e protendido, apesar de que a torção deve ser tratada de forma diferente.

Foi mostrado que os requisitos para torção indicados na ABNT NBR 6118:2014 como estribos fechados com extremidades ancoradas em ângulo de 45° são desnecessários para vigas delgadas de seção “L” de CPM. O modelo resistente de treliça espacial da ABNT NBR 6118:2014 é baseado em fissuração espiral e fragmentação da face externa do concreto, o que não ocorre em vigas de seção “L” de peitoril alto e delgado. Portanto, é recomendado adotar o método de Lucier *et al.* (2011b) para consideração da torção, que na verdade, vai ser decomposta em uma flexão lateral de placa e uma componente cisalhante da seção transversal. Como mostrado nas recomendações de projeto, os requisitos de armadura do método de Lucier *et al.* (2011b) proporcionam maior eficiência na produção de vigas de seção “L” de concreto pré-moldado.

Enquanto que a última revisão do ACI 318 já recomenda o método de Lucier *et al.* (2011b) para o caso específico de vigas delgadas de seção “L” de concreto pré-moldado com relação altura da viga/largura da alma maior que 4,5, as normas brasileiras ainda não abordam esta metodologia por ser relativamente recente. É sugerido que o método de Lucier *et al.* (2011b) seja incluído nas próximas revisões da ABNT NBR 9062 ou da ABNT NBR 6118 para tratar corretamente a torção em vigas delgadas de seção “L” de concreto pré-moldado.

Outro fator importante é a flexão lateral da alma/peitoril. Esta flexão pode ocorrer tanto nas fases transitórias (ação do vento) como na fase definitiva (ação do vento e/ou impacto de veículos). Em geral, a fase transitória não é crítica, como mostrado no exemplo e a armadura longitudinal de flexão fornece um momento resistente bem maior que o momento de solicitação do vento. O mais importante nas fases transitórias é assegurar que a viga esteja protegida contra o tombamento de corpo rígido. Para a fase definitiva, pode ser necessário considerar flexão oblíqua (composta ou simples) devido ação de vento mais carga vertical ou impacto de veículo mais carga vertical.

Nas recomendações de projeto foram apresentados dois estados limites de serviço usuais ao caso de vigas de seção “L” de peitoril alto e delgado mas que não o são para outros tipos de vigas. Primeiramente, foi detalhado um procedimento para calcular a intensidade de força cortante em que as fissuras possivelmente vão começar a aparecer na região de extremidade. Este procedimento fornece uma boa estimativa da força cortante de fissuração, porém, as fissuras podem surgir antes do previsto por outros motivos.

O outro estado limite de serviço discutido é o de deformação lateral excessiva que não é abordado na ABNT NBR 6118:2014. Para o caso de vigas de seção “L”, o deslocamento lateral excessivo pode atrapalhar a montagem do piso. Como não existe nenhuma indicação de limite na ABNT NBR 6118:2014 para deslocamento laterais de vigas, é adotada a recomendação de Mercan *et al.* (2013) de  $L/500$ . Para vigas de seção “L” não há uma solução analítica para cálculo do deslocamento lateral, logo deve ser usado algum procedimento numérico para obter esse valor e comparar com o limite de  $L/500$ . Para o caso de vigas retangulares com carregamento excêntrico (por exemplo, vigas retangulares com consolos individuais para apoio da laje), é fornecida a solução analítica desenvolvida por Mercan *et al.* (2012) para cálculo de deslocamento laterais. Fórmulas analíticas podem ser úteis nas etapas preliminares de projeto, como, por exemplo, quando da definição das dimensões da seção transversal.

Com as considerações acima, considera-se que este trabalho atingiu seu principal objetivo de realizar análise crítica dos estudos já desenvolvidos na literatura técnica para apresentar uma contribuição para o projeto de vigas de seção “L”.

Como continuação desta pesquisa é sugerido:

- Estudar os requisitos de projeto para os diversos tipos de ligação entre vigas de seção “L” e pilar e viga de seção “L” e elementos de laje. As ligações entre viga de seção “L” e pilar e, também, entre viga e laje, pode variar bastante como foi mostrado na revisão bibliográfica e o bom funcionamento da viga de seção “L”, assim como de qualquer elemento de concreto pré-moldado, depende do correto dimensionamento de suas ligações com o sistema estrutural. Sendo assim, pesquisas relacionadas a esse tema contribuirão para o meio técnico brasileiro.
- Investigar a força real no tirante vertical (suspensão) na ligação alma-aba por meio de análises numéricas em elementos finitos ou, caso necessário, por análises experimentais. Ainda existe discordância entre vários autores neste tema, tais como Raths (1984), Klein (1986), Bachmann e Steinle (2011), Jolly e Elliott (2013) e Whittle (2013). Cada um deles utiliza diferentes critérios e fórmulas para suspender a carga excêntrica aplicada na aba, o que justifica pesquisas mais profundas nesse assunto.

- Verificar o nível de segurança do modelo de cálculo da ABNT NBR 6118:2014 indicado para punção em lajes lisas quando aplicado para punção na aba de vigas de seção “L”. Falhas por punção na aba de vigas de seção “L” foram reportadas por alguns autores, tais como Klein (1986) e Lucier *et al.* (2010) e, por isso, atualmente existe uma pesquisa em andamento para atualizar as fórmulas do manual do PCI (2010) para punção na aba. Pode ser ou não necessário ajustar as indicações da ABNT NBR 6118:2014 e, para isso, é preciso pesquisar mais detalhadamente este assunto através de análises numéricas em elementos finitos calibradas com ensaios da literatura que podem ser encontrados em Klein (1986), Lucier *et al.* (2010) e Nafadi (2013) e, caso necessário, realizar um programa experimental para melhor avaliação.
- Tentar desenvolver uma solução analítica para calcular o deslocamento lateral em vigas biapoiadas com seção em formato “L” carregadas excêntrica. O problema é complexo pela assimetria da seção, porém, uma solução analítica auxiliaria em algumas etapas de projeto, tais como no pré-dimensionamento.
- Avaliar o impacto de veículos e suas consequências em vigas de seção “L” de peitoril alto e delgado utilizadas como barreira veicular. Como visto anteriormente, as normas brasileiras e internacionais adotam critérios diferentes em relação, por exemplo, a intensidade da força de impacto, distância de aplicação, entre outros. Além disso, a consideração da viga como barreira veicular pode aumentar exageradamente a armadura necessária da viga, além de elevar os esforços nas ligações da estrutura, o que pode levar a requisitos mais onerosos nestas ligações. Sendo assim, dependendo das características do impacto e da estrutura, pode ser mais vantajoso utilizar outros dispositivos como contenção de veículos (defensas metálicas, cordoalhas protendidas, etc). Portanto, mais investigações nesse tema são justificadas para esclarecer em que condições é mais vantajoso utilizar a viga como barreira veicular e, também, verificar se as características de impacto indicadas nas normas brasileiras são adequadas.
- Pesquisar mais profundamente o colapso progressivo em edifícios de concreto pré-moldado. Como visto no capítulo de introdução, houve vários acidentes em edifícios garagem feitos em CPM e que utilizavam vigas delgadas de seção “L”. Sendo assim, pode ser interessante investigar mais afundo esse tema e estudar alternativas de evitar esses colapsos.



## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (**ACI 318**). Farmington Hills, MI: American Concrete Institute (ACI). 2005.

\_\_\_\_\_. Building Code Requirements for Structural Concrete (**ACI 318**). Farmington Hills, MI: American Concrete Institute (ACI). 2011.

\_\_\_\_\_. Building Code Requirements for Structural Concrete (**ACI 318**). Farmington Hills, MI: American Concrete Institute (ACI). 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. 238 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1980. 6 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 6971**: Segurança no tráfego – Defensas metálicas – Implantação. Rio de Janeiro: ABNT, 2012. 71 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 7188**: Cargas móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e em outras estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2013. 14 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008. 237 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: ABNT, 2006. 42 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2001. 14 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro: ABNT, 2012. 48 p.

ATTRINO, A. G.. Engineer: Missing bolts blamed for Woodbridge parking deck collapse. **NJ Advance Media For NJ.com**, Woodbridge, p.1-7, out. 2012. Disponível em: <[http://www.nj.com/middlesex/index.ssf/2012/10/engineer\\_missing\\_bolts\\_blamed.html](http://www.nj.com/middlesex/index.ssf/2012/10/engineer_missing_bolts_blamed.html)>. Acesso em: 23 mar. 2014.

AYUB, M.. **Investigation of the October 10, 2012 Parking Garage Collapse During Construction at Miami Dade College, Doral, FL**. Washington: U.S. Department Of Labor Occupational, Safety And Health Administration, Directorate Of Construction, 2013. 83 p. Disponível em: <[https://www.osha.gov/doc/engineering/2013\\_r\\_02.html](https://www.osha.gov/doc/engineering/2013_r_02.html)>. Acesso em: 22 mar. 2014.

BACHMANN, H; STEINLE, A.. **Precast Concrete Structures**. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 2011. Tradução de Philip Thrift, Hannover, Germany. ISBN 978-3-433-02960-2.

BÄCKSTRÖM, M.. **Anslutningar vid ändupplag för hålelement. (Connections at end support of hollow core units)**. Dissertação (Mestrado) 93:1 - Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Göteborg, 1993.

BAUR, K. C.; KEISER, T. E.. **Concrete beam connection sleeve**. US nº 5386675 A, 12 jul. 1993, 07 fev. 1995. Disponível em: <<http://www.google.tl/patents/US5386675>>. Acesso em: 04 maio 2014.

BORDEN, B.. **Centergy Parking Deck Collapse on June, 2009 at Atlanta, GA**. Penn State University, 2013. Disponível em: <<http://failures.wikispaces.com/Centergy+Parking+Deck+Collapse>>. Acesso em: 28 mar. 2014.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BSI 8110**: Structural use of concrete - Part 1: Code of practice for design and construction. London: BSI, 1997. 159 p. Amendment 17307, 2007.

COLLINS, M. P.; MITCHELL, D.. **Prestressed Concrete Structures**. Canada: Response Publications, 1997. 766 p.

CHREST, A. P.. STRUCTURE. In: CHREST, A. P. *et al.*. **Parking Structures: Planning, Design, Construction, Maintenance and Repair**. 3. ed. New York: Springer Science+business Media, 2001. Cap. 12. p. 417-480. ISBN 978-1-4613-5623-3

CLARK PACIFIC. **Featured Projects: Red-Hawk-Casino-Parking**. 2013. Disponível em: <<http://www.clarkpacific.com/project/Red-Hawk-Casino-Parking>>. Acesso em: 27 mar. 2014.

CLELAND, N. M.; BABER, T. T.. Behavior of precast reinforced-concrete ledger beams. **Journal Prestressed Concrete Institute**, v. 31, n. 2, p. 96-117, Mar-Apr 1986. ISSN 0032-793X.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 109**: Obras complementares – Segurança no tráfego rodoviário - Projeto de barreiras de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2009. 16 p.

DENATRAN: Departamento Nacional de Trânsito – Brasil. **Frota de veículos**. 2013. Disponível em: <<http://www.denatran.gov.br/frota.htm>>. Acesso em: 20 mar. 2014.

EL DEBS, M. K.. **Concreto Pré-Moldado**: Fundamentos e Aplicações. São Carlos: EESC-USP, 2000. ISBN 85-85205-35-0.

ELLIOTT, K. S.. **Multi-Storey Precast Concrete Framed Structures**. 1. ed. Oxford, Blackwell Science, 1996.

\_\_\_\_\_. **Precast Concrete Structures**. Oxford, Butterworth-Heinemann, 2002. ISBN 0-7506-5084-2.

ELLIOTT, K. S.; DAVIES, G.; ADLVAR, R. M.. Torsional behavior of precast concrete edge beams and connections. **Magazine of Concrete Research**, v. 45, n. 164, Sep 1993. ISSN 0024-9831.

ELLIOTT, K. S.; JOLLY, C. K.. **Multi-Storey Precast Concrete Framed Structures**. 2. ed. Oxford, Wiley Blackwell, 2013. ISBN 978-1-4051-0614-6

ELLIOTT, K. S.; TOVEY, A. K.. **Precast Concrete Frame Buildings: Design Guide**. Crowthorne: British Cement Association, 1992. ISBN 0-7210-1416-X

ENGSTRÖM, B.. **Ductility of tie connections in precast structures**. Publicação 92:1 - Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Göteborg, October 1992.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1991**: Eurocode 1: Actions on structures (EC1) Part 1-1: General actions – densities, self-weight and imposed loads (EC1 Part 1-1). Brussels: European Committee For Standardization, 2002. Incorporating corrigendum March 2009.

\_\_\_\_\_. **EN 1992**: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee For Standardization, 2004. Incorporating corrigenda January 2008 and November 2010.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **Model Code 2010**: Final Draft – Volume 2. Bulletin d'Information, n. 66. April, 2012. ISBN 978-2-88394-106-9

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **Structural connections for precast concrete buildings**. Guide to good practice. Bulletin d'Information, n. 242. February, 2008. ISBN 978-2-88394-083-3

HARIHARAN, V.. **Behavior of Precast L-Shaped Spandrel Beams**. 203 f. Dissertação (Mestrado) - North Carolina State University, Raleigh, 2008.

HASSAN, T. *et al.*. Modeling of L-shaped, precast, prestressed concrete spandrels. **Pci Journal**, v. 52, n. 2, Mar-Apr 2007. ISSN 0887-9672.

IBGE: INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Estimativas de População - série 2001-2013**. 2013a. Disponível em: <[ftp://ftp.ibge.gov.br/Estimativas\\_de\\_Populacao/Estimativas\\_2013/serie\\_2001\\_2013\\_TCU.pdf](ftp://ftp.ibge.gov.br/Estimativas_de_Populacao/Estimativas_2013/serie_2001_2013_TCU.pdf)>. Acesso em: 20 mar. 2014.

\_\_\_\_\_. **Censo de População: 2000**. 2013b. Disponível em: <[http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/censo2000/populacao/pop\\_Censo2000.pdf](http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/censo2000/populacao/pop_Censo2000.pdf)>. Acesso em: 20 mar. 2014.

IQBAL, M.. Designing Edge Barriers in Parking Structures. **Structure Magazine**, v. 67, n. 10, p.24-26, out. 2008. Mensal. Disponível em: <<http://www.structuremag.org/wp-content/uploads/2014/08/C-StructuralPractices-Iqbal-Oct081.pdf>>. Acesso em: 06 maio 2014.

ISE - THE INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS (Org.). **Design recommendations for multi-storey and underground car parks**. 3. ed. London: The Institution Of Structural Engineers, 2002. 86 p. ISBN 0-901297-23-2

JOLLY, C. K.. **EDGE PROTECTION IN MULTI-STOREY CAR PARKS**: Design Specification and Compliance Testing. Southampton: Department For The Environment Transport And The Regions, 2001. 33 p. Partners in Innovation Scheme Contract Ref: 39/3/570 CC1806.

KLEIN, G. J.. Design of spandrel beams. **Journal Prestressed Concrete Institute**, v. 31, n.

5, p. 76-124, Sep-Oct 1986. ISSN 0032-793X.

KRAHL, P. A.. **Instabilidade Lateral de Vigas Pré-Moldadas em Situações Transitórias**. 2014. 170 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil (Estruturas), Departamento de Engenharia Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

LIMA, M. C. V.. **Contribuição ao Estudo da Instabilidade Lateral de Vigas Pré-Moldadas**. 2011. 170 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil (Estruturas), Departamento de Engenharia Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

LOGAN, D. R.. L-spandrels: Can torsional distress be induced by eccentric vertical loading? **Pci Journal**, v. 52, n. 2, p. 46-61, Mar-Apr 2007. ISSN 0887-9672.

LUCIER, G. *et al.*. Precast concrete, L-shaped spandrels revisited: Full-scale tests. **Pci Journal**, v. 52, n. 2, p. 62-76, Mar-Apr 2007. ISSN 0887-9672.

\_\_\_\_\_. Development of a rational design methodology for precast L-shaped spandrel beams. **Tailor Made Concrete Structures: New solutions for our society.**, p.141-147, 2008. 56-56 ISBN 978-0-415-47535-8.

\_\_\_\_\_. **Development of a Rational Design Methodology for Precast Slender Spandrel Beams**. Raleigh: North Carolina State University, 2010.

\_\_\_\_\_. Development of a rational design methodology for precast concrete slender spandrel beams: Part 1, experimental results. **Pci Journal**, p. 88-112, Spr 2011a. ISSN 0887-9672.

\_\_\_\_\_. Development of a rational design methodology for precast concrete slender spandrel beams: Part 2, analysis and design guidelines. **Pci Journal**, p. 106-133, Fal 2011b. ISSN 0887-9672.

LÜNDGREN, K.. **Slender precast systems with load-bearing façades**. Publicação 95:2 - Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Göteborg, 1995.

\_\_\_\_\_. The vertical stability of slender load-bearing façade systems. **Nordic Concrete Research**, v. 22, n. 1, p. 77-96, 1999. ISSN: 0800-6377

LÜNDGREN, K.; ENGSTRÖM, B.. **Structural Components in a Slender Prefabricated Façade System - Experimental Studies**. Publicação 93:5 - Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Göteborg, June 1994a.

\_\_\_\_\_. **Analysis of a Slender Prefabricated Façade System**. Publicação 93:6 - Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Göteborg, June 1994b.

MARIN, M. C.. BR Parking - Leonardi Construção Industrializada. In: Encontro Nacional Projeto-Pesquisa-Produção em Concreto Pré-Moldado, 3., 2013, São Carlos. **Painél dos Projetistas**. São Carlos: Set-eesc-usp/deciv-ufscar. Disponível em: <[http://www.set.eesc.usp.br/3enppcpm/images/painel\\_projetistas/Painel\\_Marcelo%20Cuadrado%20Marin\\_AUTORIZADO.pdf](http://www.set.eesc.usp.br/3enppcpm/images/painel_projetistas/Painel_Marcelo%20Cuadrado%20Marin_AUTORIZADO.pdf)>. Acesso em: 12 mar. 2014

MERCAN, B.. **Modeling and behavior of prestressed concrete spandrel beams**. 2011. 178 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Minnesota, Minnesota Twins, 2011.

MERCAN, B. *et al.*. Elastic Solutions for Eccentrically Loaded, Slender, Rectangular Spandrel Beams. **Journal of Structural Engineering**. 138(7), p911–921. July 2012. Doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000498

\_\_\_\_\_. Long-term lateral deflection of precast, prestressed concrete spandrel beams. **Pci Journal**, [s.l.], v. 58, n. 4, p.93-115, 1 set. 2013. Precast/Prestressed Concrete Institute. DOI: 10.15554/pcij.09012013.93.115.

MILLEN, E. B.; LAGINHA NETO, J. M.. GRU Airport – TPS3 e EDG1 – Critérios do projeto e detalhes executivos das estruturas pré-moldadas. In: ENCONTRO NACIONAL DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL, 17., 2014, São Paulo. **Anais...** . São Paulo: Abece, 2014. p. 1 - 61. Disponível em: <[http://site.abece.com.br/images/MILLEN\\_E\\_LAGINHA.pdf](http://site.abece.com.br/images/MILLEN_E_LAGINHA.pdf)>. Acesso em: 06 maio 2015.

MOTA, J. E.. Projeto da Estrutura Pré-Moldada de Edifício do Instituto do Câncer do Estado do Ceará. In: Encontro Nacional Projeto-Pesquisa-Produção em Concreto Pré-Moldado, 1., 2005, São Carlos. **Anais**. São Carlos : Set-eesc-usp/deciv-ufscar. Disponível em: <[http://www.set.eesc.usp.br/1enpppcpm/cd/conteudo/trab\\_pdf/145.pdf](http://www.set.eesc.usp.br/1enpppcpm/cd/conteudo/trab_pdf/145.pdf)>. Acesso em: 04 abr. 2014

NAFADI, M. K.. **Analytical Modeling and Behavior of Ledges of L-shaped Beams**. 125 f. Dissertação (Mestrado) - North Carolina State University, Raleigh, 2013.

PRECAST/ PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. **Parking Structures: Recommended Practice for Design and Construction**. MNL- 128. 1st ed. 1998. Chicago, IL: PCI. ISBN 0-937040-58-4.

PRECAST/ PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. **PCI Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete**. MNL- 120. 7th ed. 2010. Chicago, IL: PCI. ISBN 978-0-937040-87-4.

RATHS, C. H.. Spandrel beam behavior and design. **Journal Prestressed Concrete Institute**, v. 29, n. 2, p. 62-131, 1984. ISSN 0032-793X.

SHOCKEY. **Parking Structure Design Guide**. Winchester, VA: The Shockey Precast Group, 2008. 88 p.

SHUTT, C. A.. Precast Concrete Expands Rental-Car Facility's Capabilities. **Ascent: Designing with Precast**, Chicago, IL: PCI, v. 2, n. 2, p.42-47, Spr. 2011. ISSN 10796983. Disponível em: <[http://www.pci.org/Publications/Ascent\\_Magazine/2011/Spring\\_2011/Spring\\_2011](http://www.pci.org/Publications/Ascent_Magazine/2011/Spring_2011/Spring_2011)>. Acesso em: 27 mar. 2014.

VAN ACKER, A.. **Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto**. Lausanne: FIB, 2002. Tradução de: Marcelo Ferreira (ABCIC, 2003).

WHITTLE, R.. **Failures in Concrete Structures: Case Studies in Reinforced and Prestressed Concrete**. Boca Raton, Nova York, Londres: CRC Press, 2013. 127 p.

YAZBEK, P.. Vaga de garagem é vendida por R\$ 100 mil e vira investimento. **Exame.com**, São Paulo, p.1-20, 21 jun. 2013. Disponível em:

<<http://exame.abril.com.br/seu-dinheiro/noticias/vaga-de-garagem-e-vendida-por-r-100-mil-e-vira-investimento>>. Acesso em: 10 mar. 2014.

YOUNG, W. C.; BUDYNAS, R. G.. **Roark's Formulas for Stress and Strain**. 7. ed. New York: McGraw-Hill, 2002. 852 p. ISBN 0-07-072542-X.