

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA**  
**SETOR DE CIÊNCIAS AGRÁRIAS**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**EMANUEL LUIS RANKOSKI**

**ANÁLISE DA NBR 9062: COMPARAÇÃO DA VERSÃO DE 2006  
E PROPOSTA DE REVISÃO DE 2016**

**PONTA GROSSA**

**2016**

**EMANUEL LUIS RANKOSKI**

**ANÁLISE DA NBR 9062: COMPARAÇÃO DA VERSÃO DE 2006  
E PROPOSTA DE REVISÃO DE 2016**

Trabalho apresentado à disciplina de OTCC como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharelado em Engenharia Civil, da Universidade Estadual de Ponta Grossa.

Orientadora: Prof. Me. Gabriela Mazureki Campos Bahniuk

**PONTA GROSSA**

**2016**

**EMANUEL LUIS RANKOSKI**


**ANÁLISE DA NBR 9062: COMPARAÇÃO DA VERSÃO DE 2006  
E PROPOSTA DE REVISÃO DE 2016**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado para a obtenção do título de bacharel na Universidade Estadual de Ponta Grossa, Área de Engenharia Civil.


**BANCA EXAMINADORA**

  
\_\_\_\_\_  
Prof.<sup>a</sup> MSc. Gabriela Mazureki Campos Bahniuk

Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual de Ponta Grossa

  
\_\_\_\_\_  
Prof.<sup>a</sup> MSc. Patrícia Kruger

Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual de Ponta Grossa

  
\_\_\_\_\_  
Prof.<sup>a</sup> Eng. Leticia Barizon Col Debella

Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual de Ponta Grossa

Ponta Grossa, Dezembro de 2016.

## AGRADECIMENTOS

Aos meus pais: Luis Henrique Rankoski e Mariza Rankoski  
por todo o incentivo e motivação que me deram durante essa caminhada.

À minha irmã: Emanuelle Rankoski  
por sempre me apoiar.

À Prof. Me. Gabriela Mazureki Campos Bahniuk  
pela contribuição de seus conhecimentos e sugestões no desenvolvimento  
deste trabalho

À todos que direta ou indiretamente contribuíram para a conclusão desta  
pesquisa.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplos de dispositivos internos para manuseio de elementos	17
Figura 2 – Representação da elaboração de um projeto de norma .....	22
Figura 3 – Exemplo de ajuste segundo a norma em vigor .....	24
Figura 4 – Definição de folga pela proposta de revisão da norma .....	24
Figura 5 – Tipos de colarinho pela proposta de revisão .....	25
Figura 6 – Relação momento-rotação na ligação viga-pilar segundo a norma em vigor.....	29
Figura 7 – Relação momento-rotação na ligação viga-pilar segundo a proposta de revisão.....	30
Figura 8 – Comprimento efetivo da viga para cálculo do fator de restrição..	31
Figura 9 – Excentricidades de desaprumo da estrutura montada .....	41
Figura 10 – Exemplo de laje confinada .....	45
Figura 11 – Limites para deslocamentos globais .....	51
Figura 12 – Limites para deslocamentos horizontais .....	52
Figura 13 – Parâmetros referentes aos elastômeros .....	67
Figura 14 – Dimensões elastômero cintado .....	67
Figura 15 – Disposições construtivas.....	71
Figura 16 – Exemplos de emendas nas bordas das lajes .....	76
Figura 17 – Espessuras médias mínimas de capeamento de lajes.....	77
Figura 18 – Espessuras médias mínimas de capeamento das lajes.....	77
Figura 19 – Seções nas juntas entre lajes com transmissão de força cortante .....	78
Figura 20 – Exemplo de ligações de pilares segundo a norma em vigor .....	80
Figura 21 – Exemplo de ligações de pilares segundo a proposta de revisão.....	80
Figura 22 – Armadura típica de um consolo segundo a norma em vigor .....	81
Figura 23 – Armadura típica de um consolo segundo a proposta de revisão.....	81
Figura 24 – Modelo biela-tirante para consolo curto segundo a norma em vigor .....	82
Figura 25 – Modelo biela-tirante para consolo curto segundo a proposta de revisão.....	83

Figura 26 – Detalhe da armadura em apoio sem recorte segundo a norma em vigor .....	86
Figura 27 – Detalhe da armadura em apoio sem recorte segundo a proposta de revisão.....	86
Figura 28 – Detalhes dos cálices de interfaces lisas e rugosas e de interfaces com chaves de cisalhamento .....	88
Figura 29 – Transferência de esforços em cálices de interfaces lisas ou rugosas com grande excentricidade .....	90
Figura 30 – Transferência dos esforços nas paredes do colarinho dos cálices de interfaces lisas e rugosas .....	92
Figura 31 – Transferência dos esforços em cálices de interfaces com chaves de cisalhamento .....	93
Figura 32 – Comparação resultante de pressão na parede transversal do colarinho.....	108
Figura 33 – Comparação armadura horizontal principal.....	109
Figura 34 – Comparação armadura vertical principal.....	110
Figura 35 – Comparação resultante na parede do colarinho .....	112
Figura 36 – Comparação armadura horizontal principal.....	112
Figura 37 – Comparação armadura vertical principal.....	113

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Consistências recomendadas para a execução de elementos pré-moldados.....	13
Tabela 2 – Tolerâncias de fabricação para elementos pré-moldados.....	18
Tabela 3 – Obtenção da rigidez secante negativa em ligações viga-pilar típicas (engastamento) .....	37
Tabela 4 – Características para lajes bi-apoiadas.....	43
Tabela 5 – Características para lajes contínuas e confinadas .....	45
Tabela 6 – Redução de cortante .....	46
Tabela 7 – Espessura mínima do painel maciço em função do TRRF e tipo de agregado.....	47
Tabela 8 – Limites de deslocamentos horizontais globais segundo a norma em vigor .....	50
Tabela 9 – Limites de deslocamentos horizontais globais segundo a proposta de revisão.....	50
Tabela 10 – Limites para deslocamentos verticais de elementos de cobertura segundo a norma em vigor.....	53
Tabela 11 – Limites para deslocamentos verticais de elementos de cobertura segundo a proposta de revisão .....	53
Tabela 12 – Limites para deslocamentos verticais de elementos de piso ou elementos lineares segundo a norma em vigor.....	54
Tabela 13 – Limites para deslocamentos verticais de elementos de piso ou elementos lineares segundo a proposta de revisão .....	54
Tabela 14 – Correspondência entre dureza Shore A e o módulo G, à temperatura de 20° C .....	63
Tabela 15 – Especificações dos chumbadores .....	71
Tabela 16 – Relação entre distância da borda e coeficiente redutor.....	73
Tabela 17 – Relação entre distância de vergalhões chumbados e coeficiente redutor.....	74
Tabela 18 – Comprimentos mínimos de embutimento do pilar .....	89
Tabela 19 – Comparação de dimensionamento da alça de içamento.....	106
Tabela 20 – Comparação dimensionamento cálice sob grande excentricidade .....	107
Tabela 21 – Comparação principal cálice de pequena excentricidade.....	111

## RESUMO

Pré-moldado é a denominação que se dá para elementos que são produzidos fora do local de utilização. Esta técnica de produção tem um impacto positivo em produtividade e redução de desperdício de materiais. A norma regulamentadora de projetos e estruturas pré-moldadas é a NBR 9062. Este trabalho tem por objetivo analisar esta norma em suas versões de 2006 e a proposta de revisão de 2016. Através dessa análise foi possível realizar comparações entre as propostas de mudanças, de modo a avaliar os benefícios e motivações das alterações. A explicação de conceitos foi enfatizada na proposta de revisão da norma, principalmente no que se refere a conceitos aplicáveis na execução e também na segurança. Verifica-se um significativo acréscimo de informações quanto a estrutura em situação de incêndio. Outras modificações envolvem a adição de coeficientes em situações transitórias, recomendações sobre almofadas de elastômeros e no método de dimensionamento da ligação entre pilar e fundação por meio de cálice.

**Palavras-chave:** Pré-moldado. Revisão norma. NBR 9062.



# SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>8</b>
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	8
1.2 OBJETIVOS.....	9
1.3 JUSTIFICATIVA.....	9
1.4 METODOLOGIA .....	10
<b>2 REVISÃO DA LITERATURA .....</b>	<b>11</b>
2.1 PROCESSOS CONSTRUTIVOS DE PRÉ-MOLDADOS E PRÉ FABRICADOS.....	11
2.1.1 Fôrmas.....	11
2.1.2 Armaduras em estruturas pré-moldadas.....	12
2.1.3 Adensamento.....	12
2.1.4 Aceleração do endurecimento e cura .....	14
2.1.5 Desmoldagem.....	15
2.1.6 Dispositivos Auxiliares .....	16
2.2 PROJETO E DIMENSIONAMENTO DE PRÉ-MOLDADOS .....	16
2.2.1 Tolerâncias e folgas.....	16
2.2.2 Ligações entre elementos.....	18
2.3 ESTABILIDADE ESTRUTURAL .....	19
2.4 ESTABILIDADE GLOBAL.....	19
2.4.1 Estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis .....	20
2.4.2 Coeficiente $\gamma_z$ .....	20
<b>3 COMPARAÇÃO NBR 9062:2006 E PROPOSTA DE REVISÃO DE 2016 .....</b>	<b>22</b>
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	22
3.2 ITEM 3.....	23
3.3 ITEM 5.....	26
3.4 ITEM 6.....	57
3.5 ITEM 7.....	59
3.6 ITEM 11 .....	97
<b>4 CONSIDERAÇÕES PRÁTICAS .....</b>	<b>105</b>
4.1 SITUAÇÕES DINÂMICAS E ESTÁTICAS RELACIONADO AO ITEM 5.3.2.....	105
4.2 DIMENSIONAMENTO DE CÁLICE .....	106
4.2.1 Grande excentricidade.....	107
4.2.2 Pequena excentricidade .....	111
4.3 Discussões .....	114
<b>5 CONCLUSÕES.....</b>	<b>115</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>118</b>
<b>APÊNDICE A.....</b>	<b>120</b>
<b>APÊNDICE B.....</b>	<b>122</b>
<b>APÊNDICE C.....</b>	<b>135</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Um dos grandes desafios da construção civil se encontra na padronização de processos, que podem reduzir o desperdício de materiais, controle técnico e produtividade reduzida. Um método construtivo de padronização é a utilização de processos pré-moldados, que devido as suas características permitem um avanço em relação à uniformização da construção.

Pré-moldados são elementos produzidos fora do local de construção e então montados e conectados dentro da obra. Essa configuração tem um aspecto importante, pois acarreta a possibilidade de produção em fábrica, o que indica um avanço da construção em direção à industrialização. Dessa maneira, ocorre uma evolução no controle de qualidade, utilização de recursos físicos e humanos, além do aumento na produtividade.

A implantação de pré-moldados tem um impacto positivo e aumenta o grau de desenvolvimento tecnológico e social do país, devido à maior oferta de equipamentos, junto com a valorização da mão de obra e consequente possibilidade de maior exigência de qualidade dos produtos. Esses fatores indicam possibilidades de aumento da construção pré-moldada em países em desenvolvimento como o Brasil (EL DEBS, 2000).

Em relação ao sistema convencional de concreto armado, existem vantagens e desvantagens na implantação do sistema de pré-moldados. Como vantagens, pode-se citar a boa qualidade do concreto, velocidade de execução, maior controle do material na cura, melhor organização e limpeza do canteiro e menor desperdício de material. Como desvantagens, pode ser apontada a falta de monolitismo da estrutura, custo elevado, necessidade de transporte especial, necessidade de planejamento específico de canteiro e preocupação com ligações.

A utilização de concreto pré-moldado acarreta em avanços em vários setores da construção, mas exige um maior treinamento da mão de obra, especialização em fôrmas, transporte, armazenamento e desenvolvimento de técnicas de içamento e montagem.

Para normalizar o projeto e execução de elementos e estruturas em concreto pré-moldado, existe a norma técnica de projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado, NBR 9062 (ABNT). A norma em vigor é de 2006 e em 2016 esta norma está em processo de revisão.

## 1.2 OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho é realizar uma análise crítica da norma técnica NBR 9062 e promover comparações teóricas e experimentais entre a versão de 2006 e sua proposta de revisão.

Como objetivos específicos, tem-se:

- a. Obter dados sobre modificações textuais, teóricas, práticas e de dimensionamento, a fim de obter esclarecimento sobre o propósito das mudanças realizadas;
- b. Verificação das mudanças textuais relevantes entre as duas versões, comparando mudanças de conceitos e indicações de dimensionamento;
- c. Analisar e discutir os itens adicionados, assim como os modificados, para um melhor entendimento, incluindo apresentação de desenhos e demais mecanismos;
- d. Aplicar, através de dimensionamento, indicações normativas para os elementos pré-moldados a fim de verificar mudanças quantitativas.

## 1.3 JUSTIFICATIVA

A NBR 9062 teve sua primeira publicação em 1985 com o objetivo de padronizar as técnicas conhecidas de utilização de pré-moldados desde o projeto até a montagem, e teve como referência a NBR 6118 (ABNT, 1978).

A NBR 6118 tem versões de 1978, 2003, 2007 e 2014, e a NBR 9062 possui versões de 1985 e 2006. Esse histórico de mudanças pode ser analisado e percebe-se que é necessária a atualização constante de uma norma.

Conceitos são atualizados e complementados, novas tecnologias desenvolvidas, novos estudos realizados, novos produtos disponibilizados, portanto é uma questão periódica a avaliação e necessidade de revisão de norma.

Em 2016 a NBR 9062 (ABNT) está em processo de revisão, , passou por consulta nacional de abril até 12 de junho e se encontra em período de análise. Nessas condições é extremamente útil a comparação e avaliação das mudanças entre as versões de 2006 e a proposta de revisão desta norma para apontar as mudanças realizadas e entender a motivação das modificações.

#### 1.4 METODOLOGIA

Iniciou-se o trabalho com a revisão da literatura que versa sobre a conceituação de pré-moldado, em relação ao processo construtivo, armadura em estruturas pré-moldadas, tolerâncias e folgas, bem como com os conceitos de estabilidade estrutural, estabilidade global e estruturas de nós fixos e móveis.

Para realizar a análise, das duas versões da norma NBR 9062, foi desenvolvida uma textualização de item a item com parágrafos semelhantes, comparando texto, medidas, métodos de dimensionamento, imagens e tabelas, sendo que os itens onde houve apenas alteração textual, a alteração foi indicada e comentada, nos itens em que houve alteração de imagem, essa imagem foi acrescentada no trabalho e as mudanças ocorridas foram comentadas. No caso de adições de conceitos, os respectivos itens foram transcritos e comentários a respeito de seu significado foram elaborados. Na modificação de itens de dimensionamento, foi feita uma análise analisando o impacto da mudança quanto à segurança e/ou economia.

Na etapa prática do trabalho foram realizadas comparações de dimensionamento, considerando as mesmas situações, utilizando as fórmulas, coeficientes e dados referentes à NBR 9062 (ABNT, 2006) e à proposta de revisão da NBR 9062 respectivamente. Em seguida foi realizada a análise dos resultados com o auxílio de tabelas e gráficos, exemplificando as mudanças da maneira mais clara possível para o melhor entendimento.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

A NBR 9062 (ABNT, 2006) apresenta a seguinte definição para pré-moldado e pré-fabricado:

a) Pré-moldado: elemento moldado fora do local de utilização na estrutura, produzido previamente à sua utilização, sem a necessidade de instalações específicas para a produção e com menor controle de qualidade.

b) Pré-fabricado: elemento moldado fora do local de utilização na estrutura, executado industrialmente em instalações de empresa com mão de obra especializada e com processo de cura controlada.

### 2.1 PROCESSOS CONSTRUTIVOS DE PRÉ-MOLDADOS E PRÉ-FABRICADOS

Processos construtivos envolvem conceitos relevantes à produção de pré-moldados e pré-fabricados, que para melhor entendimento foram divididos em ordem cronológica de produção, que são formas, armadura, adensamento, aceleração do processo de endurecimento e cura, desmoldagem e dispositivos auxiliares.

#### 2.1.1 Fôrmas

As fôrmas tem uma parte extremamente importante na construção em pré-moldados, pois a qualidade das fôrmas reflete diretamente nas condições físicas do produto final, assim como na velocidade e nível de produção. São responsáveis pela produção em série que é proporcionada por esse tipo de execução de obra.

El Debs (2000) define as qualidades desejáveis para fôrmas, sendo elas:

a) estabilidade volumétrica, para possibilitar a menor variação de dimensões e respeitar as tolerâncias;

b) longevidade para ser possível manter a utilização por períodos grandes de tempo;

c) flexibilidade para manipulação e permitir a introdução e estabilização da armadura ou elementos especiais;

d) possuir superfície com pouca adesividade para facilitar a retirada do produto e a limpeza;

e) formato o mais uniforme possível para simplificar a desmoldagem;

f) devem ser impermeáveis para não permitir que tenha a evasão da pasta de cimento;

g) flexibilidade de forma para permitir a variação de seções transversais;

h) permitir o deslocamento, quando a fôrma for móvel.

O material de produção das fôrmas é definido normalmente entre madeira, aço, concreto, alumínio e plástico. Sendo que existem vários fatores que influenciam na escolha do material, tais como o número de reutilizações, nível de acabamento desejado, adaptabilidade à variação de dimensões de peças, tipo de adensamento e cura e deformações aceitáveis. Cada material apresenta pontos positivos e negativos em cada um desses fatores e a escolha fica a critério do projetista.

### 2.1.2 Armadura em estruturas pré-moldadas

A armadura passiva nas estruturas de concreto pré-moldado é parecida com a de estruturas em concreto moldado no local, entretanto apresentam um melhor controle de qualidade, pois devido à execução de muitas peças parecidas ocorre a otimização do processo de fabricação, o que permite a utilização de equipamentos que aumentam a produção. Os equipamentos utilizados para esse fim destinam-se à execução de corte e de dobra de fios, barras e telas, com maior ou menor grau de automatização (EL DEBS, 2000)

### 2.1.3 Adensamento

O adensamento é o processo de remoção de ar do interior do concreto, pode ser por amassamento, apiloamento, vácuo, centrifugação ou mais comumente por vibração. Influencia diretamente nas características mecânicas e físicas do produto final e dessa maneira é uma parte essencial da produção que deve ser planejada e executada com precisão.

No caso de concreto pré-moldado é necessário um cuidado maior com o adensamento quando relacionado com o concreto moldado *in-loco*, pois por exemplo no concreto pré-moldado comumente são utilizadas relações água/cimento menores que no concreto moldado *in-loco* com o objetivo de atingir resistências mais elevadas. Esse fator causa uma diminuição na consistência, o que justifica maiores cuidados na hora de realizar o adensamento.

No Tabela 1 estão apresentadas algumas consistências desejadas para utilizações de concretos pré-moldados, relacionadas com os respectivos tipos de adensamento.

Tabela 1 - Consistências recomendadas para a execução de elementos pré-moldados

Consistência	Slump (mm)	Vebe (seg)	Aplicação
Fluida	100 a 200	-	Produtos feitos com adensamento a vácuo ou centrifugação
Plástica	50 a 100	3	Idem ao caso anterior, elementos adensados por vibração interna ou em mesas
Rígida	20 a 50	6 a 3	Elementos adensados por vibradores de fôrma, de superfície ou em mesas
Seca	0 a 20	10 a 6	Elementos adensados por vibradores de fôrma, de superfície ou em mesas
Muito Seca	-	20 a 10	Elementos ociosos com vibração de mesa combinada com pressão; tubos e vigas
Extremamente Seca	-	20	Tubos de concreto executados por equipamentos especiais; blocos de concreto

Fonte: El Debs, 2000

Um dos fatores apresentado na tabela é o de Slump, que é o ensaio realizado para encontrar a consistência de um concreto. A consistência é definida como a relativa facilidade que o concreto possui para escoar, sendo que ela depende das propriedades de compacidade e mobilidade. Compacidade é a quantidade de trabalho interno fundamental para realizar a compactação e

mobilidade é definida como o contrário da resistência interna à deformação. Para realizar o Slump Test, são moldadas três camadas iguais com compactação realizada por 25 golpes cada, realizados por uma barra de 16mm de diâmetro e 60 cm de comprimento, num molde em forma de cone com 20 cm de diâmetro na base, 10 cm no topo e 30 cm de altura, apoiado numa superfície rígida. Depois de compactado, o molde é retirado e o concreto perde seu suporte lateral, dessa maneira ocorre o aumento do seu diâmetro médio devido à força da gravidade, isso faz com que sua altura diminua. Em seguida o molde é colocado ao lado do concreto, já abatido, e com o auxílio de uma régua, é medida a altura relativa entre os dois. O valor em milímetros é chamado de Slump (BAUER, 1994).

No caso da Tabela 1 pode-se perceber um aumento do valor do Slump (mm), quanto mais fluída é a massa, sendo que a mais fluída (Fluída) apresenta valores de Slump entre 100 e 200mm e as duas menos fluídas (Seca e Extremamente Seca) apresentam valores de Slump nulos.

O ensaio Vebe consiste na medição do tempo necessário para que ocorra a remoldagem do tronco de cone, moldado da mesma maneira que no Slump Test, que ocorre com a utilização de um molde cilíndrico e com uma placa de vidro que inicialmente apoia-se no topo do cone de concreto e na sequência acompanha a transformação em cilindro. A remoldagem é considerada completa quando a nata de cimento ocupou toda a superfície da placa de vidro (BAUER, 1994).

No caso da Tabela 1 pode-se perceber que quanto mais fluída a massa, menor o valor de Vebe (s), sendo que a massa mais fluída (Fluída) apresenta valores nulos de Vebe e a menos fluída (Extremamente Seca) apresenta valor de Vebe igual a 20s.

#### 2.1.4 Aceleração do endurecimento e cura

Durante o processo de endurecimento geralmente ocorre perda da água da mistura por evaporação devido à exposição do concreto fresco ao sol e vento. As providências tomadas para impedir que a água de amassamento evapore e saia de dentro do concreto são chamadas de cura e é importante, pois a água de amassamento realiza a hidratação do cimento e proporciona obtenção de



compostos hidratados. Dessa forma é um fator de influência no desempenho do concreto, sendo que se a cura não ocorrer de maneira adequada podem ocorrer fissuras superficiais, o que permite a passagem da água pelo seu interior e dessa forma causa porosidade, deficiência na impermeabilização, além de poder deixar frágil a camada externa do concreto.

Devido à velocidade de produção, na execução de pré-moldados o período de cura é acelerado o máximo possível. Segundo El Debs (2000), existe três maneiras de diminuir o período de cura, sendo: utilizar cimento de alta resistência inicial (cimento ARI), aumentar a temperatura do concreto e utilizar aditivos.

Aumentando a temperatura tem-se a aceleração da hidratação do cimento, e assim ocorre mais rapidamente o aumento da resistência. Esta é uma maneira interessante de acelerar a cura, mas é necessária a atenção para não ocorrer evaporação da água de hidratação do cimento como consequência do aumento da temperatura. Também deve ser tomado cuidado com a possibilidade de ocorrência de microfissuras (EL DEBS, 2000).

#### 2.1.5 Desmoldagem

Quando a peça já esfriou e está sólida, esta precisa passar pelo processo de retirada da fôrma. No caso de estruturas moldadas in loco, a remoção é realizada através da remoção das formas por desmonte, isso ocorre quando a estrutura já é autoportante.

No caso de pré-moldados, a concretagem é feita com peças isoladas e a fôrma é o molde que caracteriza o produto. Como a fabricação não é no local de utilização, a desmoldagem é um pouco mais complicada e pode ser feita de três maneiras:

- a) direta é a retirada dos elementos por levantamento, que pode ocorrer com ou sem a retirada das partes laterais da fôrma;
- b) por separação de elementos na execução de painéis são removidas as laterais da fôrma e depois retirado o painel;

- c) por tombamento da fôrma o elemento é moldado na posição horizontal, e em seguida é rotacionado para a posição vertical com a utilização da mesa de tombamento;

#### 2.1.6 Dispositivos Auxiliares

Para realizar a desmoldagem e transporte normalmente são utilizados meios mecânicos, assim são adicionados dispositivos auxiliares nas peças para proporcionar a movimentação e içamento. Os dispositivos de içamento podem ser divididos em internos ou externos, sendo que El Debs (2000) define dispositivos internos como: laços ou chapas chumbados, orifícios, laços ou argolas rosqueadas posteriormente, dispositivos especiais. Ele também define dispositivos externos como: balancins, prensadores transversais, braços mecânicos, ventosas. A Figura 1 apresenta alguns tipos de dispositivo.

## 2.2 PROJETO E DIMENSIONAMENTO DE PRÉ-MOLDADOS

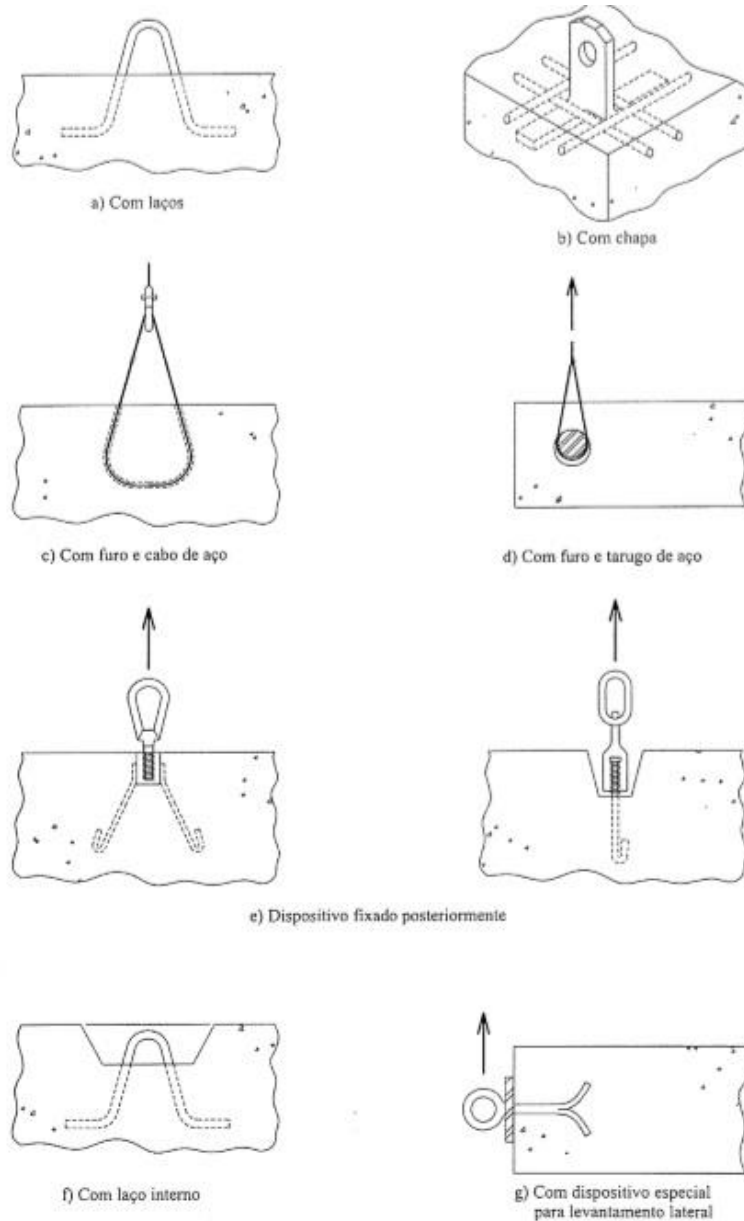
O projeto e dimensionamento de pré-moldados envolve conceitos que auxiliam o desenho e o cálculo de estruturas pré-moldadas.

### 2.2.1 Tolerâncias e Folgas

Na construção em pré-moldado as peças são fabricadas em separado e tem a necessidade de serem conectadas. Essa característica provoca uma obrigação de manter as dimensões das peças na execução o mais próximo possível do que foi projetado. Dessa maneira se faz necessária a imposição de limites que o tamanho de uma peça pode variar em relação à sua concepção, sendo que as tolerâncias correspondem às variações máximas que podem ser assumidas.

Segundo El Debs (2000) devem ser estabelecidos dois parâmetros, sendo que a diferença entre a dimensão executada e a prevista é chamada de desvio. E o valor máximo que essa diferença pode assumir é chamado de tolerância.

Figura 1 - Exemplos de dispositivos internos para manuseio de elementos



Fonte: El Debs, 2000.

A NBR 9062 (ABNT, 2006) separa as tolerâncias por tipo de elemento e dimensão como indica a Tabela 2.

Tabela 2 - Tolerâncias de fabricação para elementos pré-moldados

Grupo de elementos	Seção ou dimensão		Tolerância
Pilares, vigas, pórticos e elementos lineares	Comprimento	$L \leq 5 \text{ m}$	+/- 10 mm
		$5 \text{ m} < L \leq 10 \text{ m}$	+/- 15 mm
		$L > 10 \text{ m}$	+/- 20 mm
	Seção transversal		- 5 mm e + 10 mm
	Distorção		+/- 5 mm
	Linearidade		+/- L/1000
Painéis, lajes, escadas, e elementos em placa	Comprimento	$L \leq 5 \text{ m}$	+/- 10 mm
		$5 \text{ m} < L \leq 10 \text{ m}$	+/- 15 mm
		$L > 10 \text{ m}$	+/- 20 mm
	Espessura		- 5 mm, + 10 mm
	Planicidade	$L \leq 5 \text{ m}$	+/- 3mm
		$L > 5 \text{ m}$	+/- L/1000
	Distorção:	Largura ou altura $\leq 1$	+/- 3 mm cada 30cm
		Largura ou altura $> 1$	+/- 10 mm
Linearidade		+/- L/1000	
Telhas e/ou elementos delgados	Comprimento	$L \leq 5 \text{ m}$	+/- 10 mm
		$5 \text{ m} < L \leq 10 \text{ m}$	+/- 15 mm
		$L > 10 \text{ m}$	+/- 20 mm
	Espessura	$e \leq 50 \text{ mm}$	- 1 mm e + 5 mm
		$e > 50 \text{ mm}$	- 3 mm e + 5 mm
	Distorção		+/- 5 mm
Linearidade		+/- L/1000	
Estacas	Comprimento		+/- L/300
	Seção transversal (ou diâmetro)		+/- 5%
	Espessura da parede para seções vazadas		+13 / -6 mm
	Linearidade		+/- L/1000

onde: L é o comprimento do elemento pré-moldado.

Fonte: NBR 9062 (ABNT, 2006)

Como se pode perceber a tabela é dividida em quatro casos, que são elementos lineares, elementos em placa, elementos delgados e estacas. Sendo que para cada uma dessas categorias existem casos específicos de medidas que devem ser observadas. Para cada um desses casos existe uma tolerância, podendo ser positiva (maior que o previsto) ou negativa (menor que o previsto).

### 2.2.2 Ligações entre Elementos

A existência de ligações em estruturas pré-moldadas é um dos fatores que a diferencia de estruturas de concreto moldado *in-loco* e ao mesmo dificulta o seu emprego, sendo que é a parte da estrutura em que se deve ser tomado o maior cuidado por serem pontos de fragilidade.

Segundo a NBR 9062 (ABNT, 2006) as ligações podem ser definidas quanto ao tipo de vinculação, quanto ao emprego de argamassa no local, quanto

ao esforço principal, e quanto ao material de amortecimento. Sendo que devido ao tipo de vinculação ela pode ser articulada, não articulada e semi-rígida. Em relação ao emprego de argamassa no local ela pode ser de juntas a seco e com juntas de argamassa de assentamento. Quanto ao esforço principal ela pode ser por tração, por compressão, por cisalhamento e por flexão. No caso do material de amortecimento ela pode ser com almofadas de elastômero (macias) ou sem almofadas de elastômero (duras).

### 2.3 ESTABILIDADE ESTRUTURAL

Quando uma estrutura é projetada, esta deve suportar, dentro das condições de esforços previstas, um estado de aparência e desempenho por um período garantido, sem que seja necessária a realização de reparos ou manutenção.

Numa estrutura as tensões presentes enquanto não ocorreu deformação são chamadas de esforços de primeira ordem. Eles são determinados utilizando a geometria original da estrutura, mas quando a estrutura sofre deformação, surgem tensões que são chamados de esforços de segunda ordem. A consideração dos efeitos de segunda ordem provoca uma relação não linear entre tensão e deformação, sendo que essa não-linearidade é chamada de não-linearidade geométrica. Quando a consideração é feita pela fissuração e fluência, a não linearidade é chamada de não linearidade-física. Os efeitos de segunda ordem podem ser calculados pela deformação presente na estrutura e podem ser divididos em locais, localizados e globais (CARVALHO; PINHEIRO, 2000).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a definição para os efeitos de segunda ordem é que os efeitos globais de segunda ordem ocorrem pela tendência da estrutura de se deslocar horizontalmente quando solicitada. Os efeitos locais são considerados em peças específicas, como barras, que quando solicitadas à esforços se deformam e não conseguem manter a retilinearidade e assim geram esforços de segunda ordem. Os efeitos localizados são maiores e ocorrem quando a deformação presente em um elemento é mais intensa que a

própria retilineidade que ele apresenta, sendo um caso comum o de pilar-parede.

Segundo Carvalho e Pinheiro (2014) “o efeito de segunda ordem localizado, além de aumentar nessa região a flexão longitudinal, aumenta também a flexão transversal, havendo a necessidade de aumentar os estribos nessas regiões”.

## 2.4 ESTABILIDADE GLOBAL

Estabilidade global trabalha com a deslocabilidade horizontal de uma estrutura como um todo, sendo que a NBR 6118 (ABNT, 2014) relaciona essa deslocabilidade com o conceito de nós fixos e nós móveis.

Existem estruturas em que os deslocamentos horizontais são grandes, mas como os esforços verticais são pouco significativos, os valores dos esforços de segunda ordem resultantes desses deslocamentos também não serão significativos, sendo que alguns exemplos são postes e alguns pilares de pontes (CARVALHO; PINHEIRO, 2000).

### 2.4.1 Estruturas de Nós Fixos e Estruturas de Nós Móveis

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define estruturas de nós fixos como sendo aquelas em que os esforços horizontais dos nós são pequenos e conseqüentemente os efeitos globais de segunda ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos efeitos de primeira ordem). Também define estruturas com nós móveis onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e assim os efeitos de segunda ordem não podem ser desprezados (superiores a 10% dos efeitos de primeira ordem). Sendo que no último caso devem ser considerados os efeitos de segunda ordem globais, locais e localizados.

A norma ainda faz uma adição em que indica que existem casos onde os deslocamentos horizontais são grandes, mas a análise de segunda ordem pode ser dispensada devido às forças normais serem pequenas e dessa forma os incrementos de deslocamentos produzidos são pequenos.

Entretanto sob a ação de forças horizontais, a estrutura sempre é considerada como deslocável, sendo que quando ela é considerada de nós fixos apenas dispensa a análise dos esforços globais de segunda ordem (CARVALHO; PINHEIRO, 2000).

Um dos métodos disponíveis para a obtenção dos esforços de segunda ordem é com a utilização do coeficiente  $\gamma_z$  descrito abaixo.

#### 2.4.2 Coeficiente $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$  é um coeficiente que determina a magnitude dos esforços globais de segunda ordem através da realização da majoração dos esforços globais finais a partir de uma análise linear dos esforços de primeira ordem, sendo que é apenas válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina o valor de  $\gamma_z$  para cada combinação de carregamento como:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (1)$$

onde:

$M_{1,tot,d}$  é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;  $\Delta M_{tot,d}$  é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuando na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de primeira ordem.

Considera-se que a estrutura possui nós fixos sendo respeitada a condição  $\gamma_z \leq 1,1$ .

### 3 COMPARAÇÃO NBR 9062:2006 E PROPOSTA DE REVISÃO DE 2016

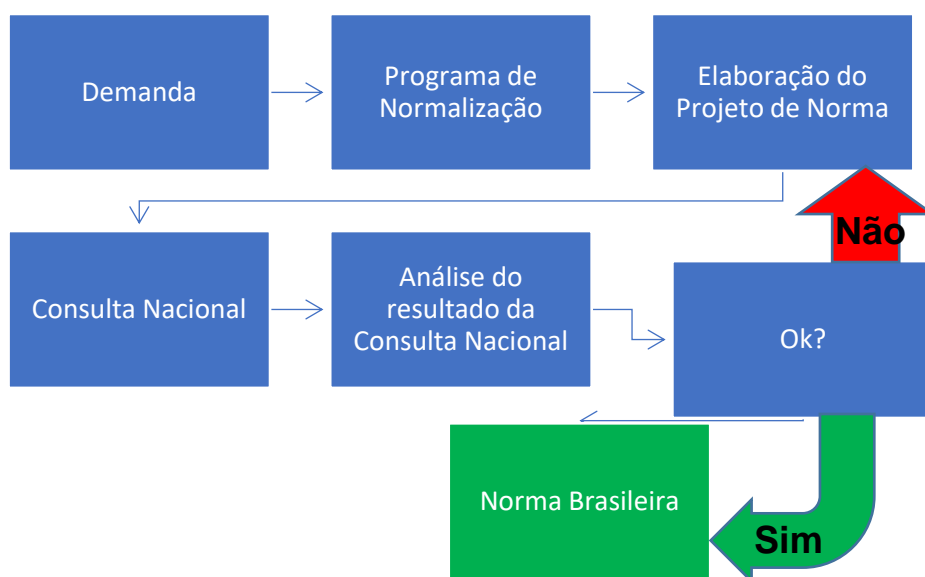
#### 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A elaboração de um projeto de norma é realizada através de um processo que se inicia pela demanda, que pode ser apresentada por qualquer organização, pessoa ou entidade que tenha envolvimento com o assunto abordado pela norma. A demanda é analisada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), e quando verificada a necessidade, o tema é levado ao Comitê Técnico responsável pelo setor. No caso de não existir um Comitê Técnico, é proposta a elaboração de um novo.

O tema é discutido em profundidade pelo Comitê, que elabora um projeto de norma. Este projeto é levado à Consulta Nacional, onde é divulgado amplamente e possui acesso disponibilizado para qualquer pessoa através do site da ABNT por um período definido. Passado esse período, a consulta nacional é cessada e então o Comitê Técnico faz a análise do resultado, onde sugestões são verificadas, ao passo que algumas são rejeitadas e as que foram aceitas são incrementadas no Projeto de Norma, que então passa a ser homologado e publicado como Norma Brasileira pela ABNT.

O diagrama apresentado na Figura 2 apresenta como funciona a elaboração de um Projeto de Norma.

Figura 2 - Representação da elaboração de um projeto de norma



Fonte: O autor



Para analisar as mudanças da versão de 2006 da NBR 9062 comparativamente à proposta de revisão, foi realizado um estudo por itens a fim de facilitar a exposição.

A seguir são apresentadas as mudanças nos itens: “3 Definições”; “5 Projetos de estruturas pré-moldadas”; “6 Projeto de elementos pré-moldados”; “7 Ligações”; e “11 Montagem de elementos pré-moldados”. Nos itens: “1 Objetivo”; “2 Referências normativas”; “4 Símbolos gráficos”; “8 Materiais”; “9 Produção de elementos pré-moldados”; “10 Manuseio, armazenamento e transporte de elementos pré-moldados de concreto”; e “12 Controle de execução e inspeção” não foram detectadas mudanças significativas.

### 3.2 ITEM 3

O item 3 da NBR 9062 trata de definições sobre pré-moldado e no trabalho são apresentadas as mudanças que ocorreram.

#### 3.2.1 Item 3.1

O conceito de ajuste, que inclui tolerância, folga e variação volumétrica, apresentado pela NBR 9062 (ABNT, 2006) foi substituído somente pelo termo folga, que inclui apenas tolerância e variação volumétrica conforme mostrado nas Figuras 3 e 4. Vale ressaltar que a modificação na apresentação e conceito não apresentam consequências no dimensionamento.

#### 3.2.2 Item 3.2

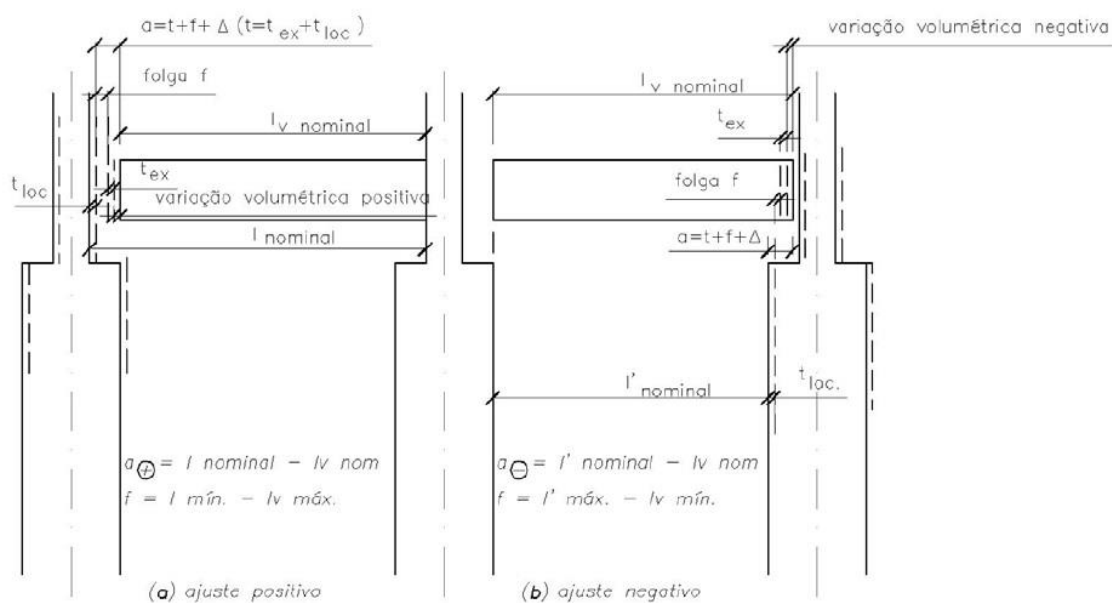
O item 3.2 apresenta a definição de colarinho, que na versão de 2006 era chamado de um tipo de cálice e na proposta de revisão é reconhecido como uma parte do cálice. Também foram incluídos desenhos com os possíveis tipos de configuração geométrica do colarinho (Figura 5).

#### 3.2.3 Item 3.4

Item que na versão 2006 comentava sobre contorno justaposto foi removido. Para efeito de definição, está apresentado a seguir:

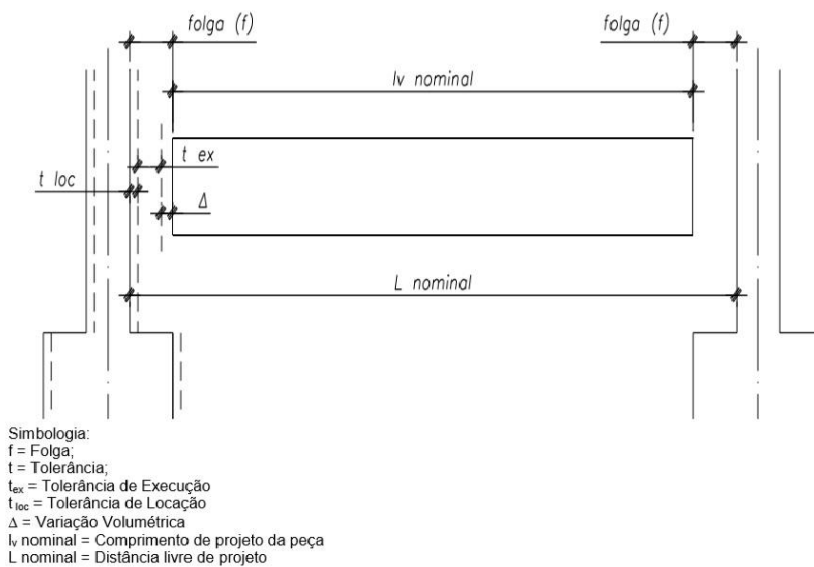
**“3.4 contorno justaposto:** Consideração das seções transversais das regiões das peças que estão sobrepostas. ”

Figura 3 - Exemplo de Ajuste segundo a norma em vigor



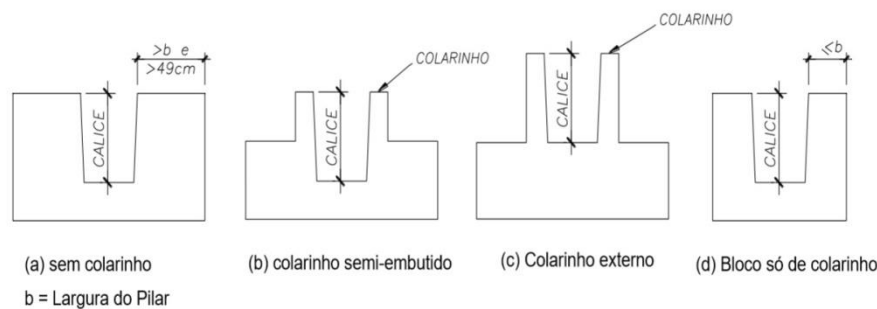
Fonte: Figura 3.1 da NBR 9062 (ABNT, 2006)

Figura 4 - Definição de folga pela proposta de revisão da norma



Fonte: Figura 3.1 da proposta de revisão da norma.

Figura 5 - Tipos de colarinho pela proposta de revisão.



Fonte: Figura 3.2 da proposta de revisão da norma.

### 3.2.4 Item 3.7

O item 3.7 trata sobre elemento delgado. Na versão de 2006 está definido como sendo um elemento que possui uma das dimensões menor ou igual a 10 cm. Na proposta de revisão esse valor foi alterado para 12 cm.

Esse aumento no valor da dimensão mínima deixa mais abrangente o conceito de elemento delgado, que está presente na seção de “Telhas e/ou elementos delgados” da Tabela 2 da versão 2006 da norma, incluindo elementos com dimensões entre 10 a 12 cm.

### 3.2.5 Item 3.17 e item 3.18

A proposta de revisão da norma incluiu esses dois novos itens que tratam do plano de Rigging e laje alveolar.

**“3.17 plano de Rigging:** É o projeto técnico das operações necessárias durante a movimentação de cargas com equipamentos de transporte verticais móveis, como guias e guindastes. É o planejamento amplo da operação de içamento que aumentará a segurança, reduzirá imprevistos, preservará vidas, o equipamento e a carga, além de otimizar o uso dos acessórios. Entre os estudos que compõem o plano estão as memórias de cálculo, desenhos técnicos, análises das condições do solo e da ação do vento, estudos da carga a ser içada, das máquinas disponíveis e dos seus acessórios.”

**“3.18 altura total de laje alveolar:** No caso da laje apresentar capa, entende-se que a altura total corresponde a altura da laje pré-moldada somada a espessura da capa.

O item 3.17 com a definição do Plano de Rigging maximiza as informações técnicas da norma, incluindo detalhes de movimentação e

montagem de elementos pré-moldados. Já o item 3.18 apresenta uma complementação de informação, evitando conflitos de interpretação sobre a altura total da laje alveolar.

### 3.3 ITEM 5

O item 5 da NBR 9062 trata de projetos de estruturas pré-moldadas e as mudanças foram:

#### 3.3.1 Item 5.1.2.2

Esse item foi incluído na proposta de revisão da norma e dispõe sobre a estabilidade das estruturas.

“5.1.2.2 Classificação de estruturas pré-moldadas segundo a sua deslocabilidade

As estruturas são consideradas com deslocabilidade reduzida, para efeito de cálculo, quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos efeitos de 1ª ordem). Neste caso, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem, permitindo-se o processo descrito em 5.1.2.12 para a verificação dos efeitos globais de 2ª ordem.

As estruturas com deslocabilidade moderada são aquelas onde os efeitos de 2ª ordem não são desprezíveis (estão no intervalo entre 10% e 30% dos respectivos efeitos de 1ª ordem). Neste caso permite-se o processo descrito em 5.1.2.12 para análise dos efeitos globais de 2ª ordem.

As estruturas com deslocabilidade acentuada são aquelas onde os deslocamentos horizontais são significativos (onde os efeitos de 2ª ordem são superiores a 30% dos respectivos efeitos de 1ª ordem). Neste caso, a análise estrutural deve obrigatoriamente considerar os efeitos da não linearidade geométrica e da não linearidade física, e no dimensionamento devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos globais, locais e localizados de 2ª ordem. ”

Este item define um critério para a consideração de deslocabilidade reduzida, moderada e acentuada, sendo que para cada caso existe um tipo de análise dos efeitos de 2ª ordem. Para os elementos que atendem ao especificado

na letra “a”, utiliza-se o item 5.1.2.12 para verificação dos efeitos globais de 2ª ordem e para o último caso, letra “c”, a análise é mais completa, onde deve ser aplicada a não linearidade física e não linearidade geométrica no dimensionamento. Ressalta-se que o item 5.1.2.12 é um texto que também foi adicionado na proposta de revisão da norma e será apresentado a seguir.

### 3.3.2 Item 5.1.2.3

No item “5.1.2.3 - Critérios de projeto” a proposta de revisão adiciona um texto no final do item c, que trata da consideração de efeitos de segunda ordem, como descrito:

“Todavia, há estruturas em que os deslocamentos horizontais são grandes e que, não obstante, dispensam a consideração dos efeitos de 2ª ordem por serem pequenas as forças normais e, portanto, pequenos os acréscimos dos deslocamentos produzidos por elas; isto pode acontecer, por exemplo, em postes e em alguns pilares de galpões industriais;”

Esse acréscimo tem o objetivo de indicar possíveis casos de dispensa da consideração dos efeitos de 2ª ordem.

### 3.3.3 Item 5.1.2.4 e item 5.1.2.5

O item 5.1.2.4 foi adicionado na proposta de revisão e tem o objetivo de informar sobre a consideração da não linearidade física

#### “5.1.2.4 Consideração da não linearidade física

A não linearidade física deve ser levada em conta mediante a redução de rigidez dos elementos estruturais com base em diagramas momento-normal-curvatura ( $M \times N \times 1/r$ ). Quando for pertinente ao projeto desenvolvido deverá ser considerado o efeito de emprego de armadura ativa e o efeito de fluência.

A não linearidade física pode ser considerada por meio de uma aproximação linear com o uso da rigidez secante da relação momento-normal-curvatura conforme a ABNT NBR 6118.

Na análise da estabilidade global a não linearidade física deverá ser considerada segundo o menor valor de rigidez secante obtido das hipóteses de combinação de ações definidas para o ELU. Nesta análise deverão ser consideradas as situações transitórias.

Na análise de edifícios de múltiplos pavimentos os valores associados à rigidez secante dos pilares apresentam valores maiores para os pavimentos inferiores e menores para os pavimentos superiores. Este comportamento está relacionado com o efeito da força normal, que diminui ao longo da altura do edifício. ”

O item 5.1.2.4 foi adicionado na proposta de revisão e tem o objetivo de informar sobre a análise global de 2ª ordem pela consideração aproximada da não linearidade física.

“5.1.2.5 Consideração aproximada da não linearidade física na análise global de 2º ordem

Quando se aplicar uma consideração aproximada e simplificada para a não linearidade física na análise global de 2ª ordem da estrutura em concreto pré-moldado, sugere-se a utilização de rigidez secante dos elementos estruturais conforme anexo informativo”

Os itens 5.1.2.4 e 5.1.2.5 discorrem sobre como determinar e obter a não linearidade física em projeto, demonstrando um esclarecimento do assunto não abordado na versão anterior.

Para auxílio do entendimento desses itens cabe comentar que a NBR 6118 (ABNT, 2014) no item 15.7.3 apresenta um método de consideração aproximada da não linearidade física para estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, onde constam as equações para:

Lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,3E_{ci}I_c \quad (2)$$

Vigas:

$$(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c \text{ para } A'_s \neq A_s \quad (3)$$

$$(EI)_{sec} = 0,5E_{ci}I_c \text{ para } A'_s = A_s \quad (4)$$

Pilares:

$$(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c \quad (5)$$

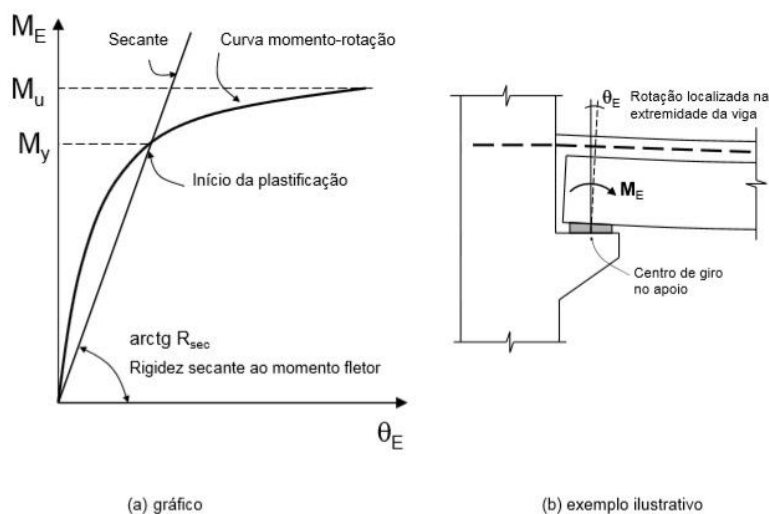
onde:  $I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;  $EI_{sec}$  é a rigidez secante do elemento;  $E_{ci}$  é o módulo de elasticidade da peça;  $A'_s$  é a área de aço adotada;  $A_s$  é a área de aço calculada.

### 3.3.4 Item 5.1.2.6 e item 5.1.2.7

Nesses itens ocorreu uma troca de ordem na apresentação dos mesmos. O item 5.1.2.6 trata da rigidez secante em relação ao momento fletor da ligação viga x pilar, enquanto o item 5.1.2.7 trata do fator de restrição à rotação.

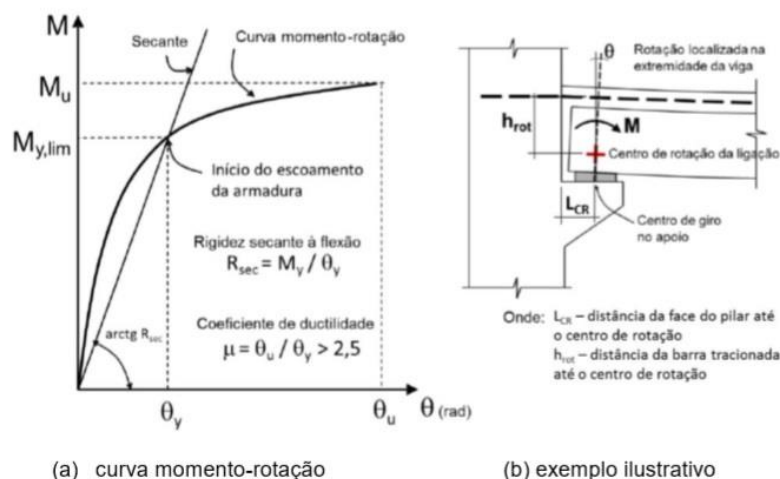
A Figura 6 apresenta a definição da norma de 2006 e a Figura 7 apresenta a proposta de revisão quanto a rigidez secante ao momento fletor da ligação viga x pilar.

Figura 6 - Relação momento-rotação na ligação viga-pilar segundo a norma em vigor



Fonte: Figura 5.2 da NBR 9062 (ABNT, 2006).

Figura 7 - Relação momento-rotação na ligação viga-pilar segundo a proposta de revisão.



Fonte: Figura 5.1 da proposta de revisão NBR 9062.

Analisando as Figura 6 e Figura 7 pode-se notar alterações na imagem “a” como a modificação na indicação de  $M_{y,lim}$ , que indica o momento limite que a armadura de continuidade pode suportar até escoar. Também foi adicionada a indicação de  $\theta_y$ , que representa a rotação que ocorre na ligação quando o momento é o  $M_{y,lim}$ . Essa última adição auxiliou nas representações da equação da rigidez secante e do coeficiente de ductilidade, sendo que a rigidez secante era representada de maneira mais simples e o coeficiente de ductilidade não era representado. A rigidez secante é representada por  $R_{sec}$  e é a relação entre  $M_{y,lim}$  e sua respectiva rotação  $\theta_y$ . O coeficiente de ductilidade é representado por  $\mu$  e é a relação entre as rotações nos momentos de início e final de plastificação.

Na imagem “b” percebe-se que houve adição de dados, tais como centro de rotação da ligação, altura entre a barra tracionada até o centro de rotação ( $h_{rot}$ ) e distância entre a face do pilar e o centro de rotação da ligação ( $L_{CR}$ ), também foi feita a adição da explicação do que significa cada item.

Quanto ao item 5.1.2.7 a Equação 6 apresenta a fórmula para determinar o fator de restrição à rotação segundo à versão de 2006 enquanto a Equação 7 apresenta a proposta de revisão.

$$\alpha_r = \frac{1}{1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}}} = \frac{\theta_1}{\theta_2} \quad (6)$$



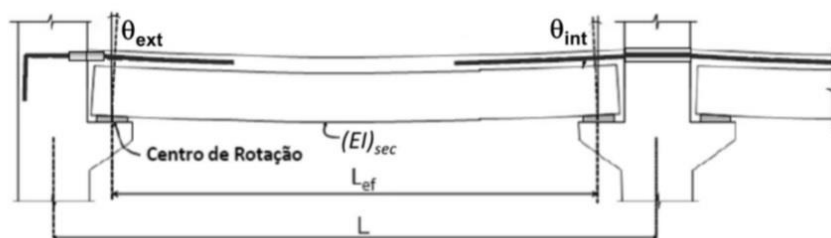
$$\alpha_r = \left[ 1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}} \right]^{-1} \quad (7)$$

Os valores  $\theta_1$  e  $\theta_2$  são referenciados na norma respectivamente como a rotação da extremidade do elemento e a rotação combinada do elemento e da ligação devido ao momento de extremidade. Nesse item, a proposta de revisão também adiciona a seguinte colocação:

“O limite do fator de restrição  $\alpha_r$  para ligações semi-rígidas é dado por:  
 $\alpha_r \leq 0,85$  “

O que indica que para um  $\alpha_r$  maior que 0,85 a ligação é considerada rígida. Ainda é adicionada uma imagem (Figura 8).

Figura 8 - Comprimento efetivo da viga para cálculo do fator de restrição.



Fonte: Figura 5.3 da proposta de revisão da NBR 9062.

Na Figura 8 estão apresentadas as rotações internas e externas, além da indicação do centro de rotação da ligação, sendo que  $\theta_{int}$  e  $\theta_{ext}$  são as rotações que ocorrem na extremidade da viga em relação à posição original a partir do centro de rotação.

### 3.3.5 Item 5.1.2.8

A proposta de revisão da norma acrescentou o item 5.1.2.8 que descreve as características de um projeto de ligações com comportamento rígido.

“5.1.2.8 Critérios de projeto de ligações com resistência à flexão de comportamento rígido

O projeto e a execução de estruturas pré-moldadas com ligações resistentes à flexão poderá ser realizado com base na consideração de ligações se comportando como rígidas desde que atenda ao seguinte:

a) para que uma ligação seja considerada como rígida na análise estrutural, com fator de restrição  $\alpha_r \geq 0,85$ , o valor da rigidez secante

da ligação deverá atender à condição  $R_{sec} \geq 17(EI)_{sec}/L_{ef}$ , onde  $(EI)_{sec}$  é a rigidez secante da viga considerada na análise estrutural, ou conforme indicação no anexo informativo;

b) a rigidez secante para a relação momento-rotação da ligação viga-pilar deve estar baseada em modelos analíticos de referências técnicas ou com base na comprovação experimental, conforme item 5.5;

c) como critério de projeto para uma ligação rígida, o dispositivo de continuidade na ligação deverá permanecer em regime elástico de tensões para qualquer combinação de ações no ELU, devendo-se respeitar a relação  $MS_{d,rig} / M_{y,lim} \leq 0,85$ , definida pela razão entre o momento solicitante elástico de projeto  $MS_{d,rig}$  (engastamento perfeito) pelo momento no início do escoamento da armadura tracionada  $M_{y,lim} = 0,9 \cdot A_s \cdot f_{yk} \cdot d$ ;

d) o detalhamento da ligação deve garantir uma boa condição de ancoragem da armadura de continuidade, sem ocorrência de escorregamento da armadura, bem como garantir o confinamento do concreto na região da ligação na extremidade da viga;

e) ligações viga-pilar com resistência à flexão por meio de chapas soldadas em ambos os dispositivos de continuidade negativa e positiva são consideradas como rígidas;

f) Ligações com chapas soldadas apenas na continuidade positiva (ligação no apoio da viga sobre o consolo) poderão ser consideradas como rígidas apenas no caso para análise com momentos solicitantes positivos na ligação, como no caso de inversão dos esforços por ação do vento. Para outros dispositivos de continuidade negativa que não empreguem chapas soldadas, permite-se o cálculo aproximado da rigidez secante negativa conforme 5.1.2.10. Em todos os casos com chapas soldadas deve-se verificar os efeitos desfavoráveis de variação térmica e deformações ao longo do tempo.”

O item adicionado é explicativo e discorre sobre critérios que devem ser verificados no dimensionamento de ligações rígidas. O que não era tratado na versão anterior da norma.

### 3.3.6 Item 5.1.2.9

A proposta de revisão da norma adicionou o item 5.1.2.9 que fala sobre critérios de projeto em ligações de comportamento semi-rígido.

#### “5.1.2.9 Critérios de projeto de ligações com resistência à flexão de comportamento semi-rígido

O projeto e a execução de estruturas cujas ligações são semi-rígidas devem atender ao seguinte:

- a) o projeto da ligação deve levar em conta simultaneamente os critérios de resistência e de rigidez, onde a resistência da ligação deve ser compatível com os esforços mobilizados em função da resposta do seu comportamento semi-rígido efetivo na análise estrutural;
- b) o projeto da estrutura pré-moldada com ligações semi-rígidas pode ser baseado na análise linear aproximada utilizando a rigidez secante da ligação ( $R_{sec}$ ). Este procedimento é válido quando o momento solicitante elástico de projeto  $M_{Sd,rig}$  (engastamento perfeito na ligação) não exceder o momento limite de escoamento  $M_{y,lim} = 0,9 \cdot A_s \cdot f_{yk} \cdot d$ , para qualquer combinação de ações no ELU, conforme 5.1.2.6, onde a armadura negativa na ligação deve respeitar a relação  $A_s \geq M_{Sd,rig} / (0,9 \cdot f_{yd} \cdot d)$ ;
- c) a rigidez secante para a relação momento-rotação da ligação viga-pilar deve estar baseada em modelos analíticos de referências técnicas ou com base na comprovação experimental, conforme item 5.5;
- d) no caso de ligações viga-pilar típicas de seção composta com solidarização no local, com continuidade da armadura negativa passando no pilar por meio de bainhas corrugadas preenchidas com graute ou por meio de luvas inseridas no pilar, permite-se o cálculo aproximado da rigidez secante negativa conforme 5.1.2.10;
- e) quando houver inversão dos esforços solicitantes, com superação dos momentos negativos pelos momentos positivos em decorrência de combinações de ações, onde o vento é uma ação variável principal, a rigidez da ligação positiva deverá ser levada em conta na análise estrutural. Para o caso da rigidez à flexão positiva em ligações viga-pilar por meio de chapas soldadas positivas segue o disposto em 5.1.2.8(e). Para o caso da rigidez à flexão positiva em ligações viga-pilar com chumbador grauteado segue o disposto em 5.1.2.11;
- f) devem ser considerados os efeitos de carregamentos repetidos verticais e horizontais e cargas reversíveis com atenção particular à deformação incremental nas ligações e fadiga de baixos ciclos. Nesse caso, a rigidez secante deverá ser considerada pelo menor valor da rigidez obtida a partir da envoltória de combinações das ações;

g) no projeto e detalhamento das ligações com fator de restrição inferior a 0,15, consideradas como articuladas, deve-se verificar a capacidade de acomodação das rotações da ligação para as situações de estado limite de serviço ELS e estado limite último ELU para evitar o surgimento de esforços não previstos na região da ligação;

h) No caso de ligações viga-pilar internas, com armaduras longitudinais negativas complementares passando nas laterais dos pilares, na capa estrutural moldada in loco, recomenda-se garantir um percentual mínimo de 50% da armadura resistente atravessando os pilares (por meio de bainha grauteada ou por meio de luvas rosqueadas). A largura das faixas laterais para colocação da armadura complementar será limitada a 1,5 vezes a largura do pilar. Deve-se dispor de armadura de costura transversal à armadura complementar para garantir o seu funcionamento. ”

Esta inclusão tem por objetivo ampliar as definições normativas para o cálculo de ligações com comportamento semi-rígido, além de apresentar uma maneira de considerar o projeto das estruturas pela rigidez secante da ligação. O que não era considerado na versão anterior da norma.

### 3.3.7 Item 5.1.2.10

Esse item é adicionado na proposta de revisão da norma e discorre sobre o cálculo da rigidez secante à flexão negativa, considerando ligações viga pilar.

“5.1.2.10 Cálculo da rigidez secante à flexão negativa em ligações viga-pilar com armadura de continuidade no local

No caso de ligações viga-pilar típicas de seção composta com solidarização no local, com continuidade da armadura negativa por meio de bainhas corrugadas passando no pilar preenchidas com graute ou por meio de luvas inseridas no pilar, as rotações efetivas nas ligações são decorrentes de mecanismos de deformação que ocorrem tanto na interface viga-pilar quanto na zona de transição na extremidade da viga, denominada região da ligação, a qual compreende trecho entre a face do pilar e o centro de giro no apoio da viga. Considerando o limite do valor da tensão na armadura de continuidade igual a  $\delta_s \leq f_{yd}$ , conforme critério de projeto em 5.2.1.9, a rigidez secante para a relação momento-rotação pode ser calculada por:

$$R_{sec} = k \cdot \frac{A_s E_s d^2}{L_{ed}}$$

onde:

$k$  – coeficiente de ajustamento da rigidez secante (segundo Tabela 4)

$L_{ed}$  – comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade (segundo Tabela 4)

$d$  – altura útil da seção resistente na ligação negativa

$E_s$  – módulo de elasticidade do aço

$A_s$  – armadura de continuidade negativa, respeitando o limite  $M_{y,lim}$  conforme 5.2.1.9.

Na Tabela 3 são apresentadas algumas referências para o comprimento efetivo de deformação  $L_{ed}$  para o cálculo da rigidez secante negativa em ligações viga-pilar típicas. Para demais tipologias de ligações, o valor da rigidez secante da relação momento-rotação, deverá ser validado experimentalmente, tendo-se o centro de rotação no apoio (consolo) da viga pré-moldada como referência para a obtenção da rotação relativa viga-pilar.

Para as ligações típicas da Tabela 3, recomenda-se uma distância mínima entre a face do pilar e a extremidade da viga pré-moldada, possibilitando uma boa condição de preenchimento da junta vertical com graute ou com concreto de resistência a  $f_{ck} \geq 30$  MPa. Tabela 3, onde  $\emptyset$  corresponde ao diâmetro equivalente obtido da média ponderada da porcentagem de armadura negativa passantes dentro e fora do pilar. Todas as tipologias devem ter boa condição de confinamento da armadura negativa com estribos na região do consolo.

”

A Tabela 1 da norma está representada pela Tabela 3 no trabalho e traz a explicação dos tipos de ligação entre viga e pilar.

Esta inclusão tem por objetivo explicar como calcular a rigidez secante em diferentes casos de ligações com armadura negativa de continuidade. As ilustrações da Tabela 3 apresentam os possíveis casos e definem os valores específicos para serem utilizados na fórmula do cálculo da rigidez. O que não era considerado na versão anterior da norma.

### 3.3.8 Item 5.1.2.11

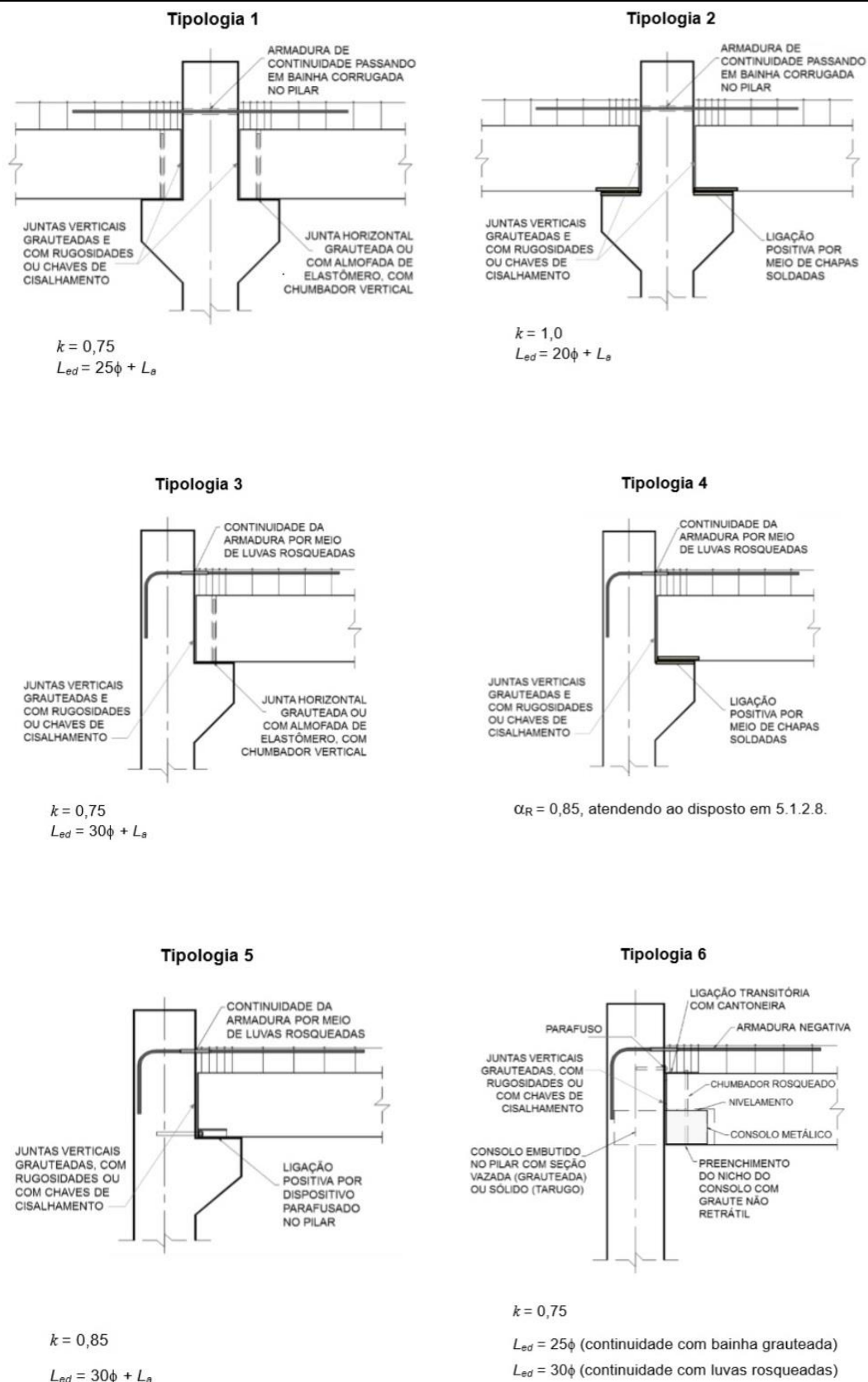
Este item é adicionado na proposta de revisão da norma e se refere a ligações viga pilar com chumbador grauteado.

“5.1.2.11 Rigidez secante à flexão positiva em ligações viga-pilar com chumbador grauteado

Na falta de modelo de cálculo validado por modelo experimental para avaliação da contribuição dos chumbadores ao momento positivo deve-se considerar a ligação comportando-se como articulada. ”

É um item indicativo que define com qual vinculação a ser adotada em uma ligação com chumbador grauteado na falta de validação experimental. Deve-se salientar que a ligação articulada é a situação mais segura pois os momentos positivos de dimensionamento são maiores.

Tabela 3 - Obtenção da rigidez secante negativa em ligações viga-pilar típicas. (engastamento)



Fonte: Tabela 1 da proposta de revisão da NBR 9062

Essas ilustrações são um fator importante nas considerações sobre ligações rígidas, pois o que está representado em tipologias, já era aplicado na prática.

### 3.3.9 Item 5.1.2.12

Item adicionado na proposta de revisão e discorre sobre o procedimento para análise não linear com efeitos globais de segunda ordem.

“5.1.2.12 Procedimento simplificado para análise não linear com efeitos globais de 2ª ordem.

De forma análoga à ABNT NBR 6118, o coeficiente  $\gamma_z$  deve ser determinado a partir dos resultados dos deslocamentos de primeira ordem, para cada caso de carregamento, considerando o efeito das ligações semi-rígidas na estrutura pré-moldada. Entretanto, o coeficiente  $\gamma_z$  será válido para analisar a instabilidade da estrutura mesmo para casos de estruturas pré-moldadas com menos de 4 andares, desde que a geometria da estrutura apresente regularidade, não ocorrendo discrepâncias significativas entre os pés-direitos nos pavimentos sucessivos, não ocorrendo variações bruscas acentuadas entre os momentos de inércia dos pilares nos pavimentos sucessivos. Para o cálculo dos deslocamentos de 1ª ordem, devem ser considerados os efeitos da rigidez secante da relação momento-rotação das ligações e a não linearidade física aproximada dos elementos estruturais de acordo com 5.1.2.5. O valor do coeficiente  $\gamma_z$  para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$  é o momento de tombamento referente ao pilar equivalente da estrutura analisada, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

$\Delta M_{tot,d}$  é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.



Considera-se a estrutura com deslocabilidade reduzida para a condição  $\gamma_z \leq 1,10$ , para a qual são desprezíveis os efeitos globais de 2ª ordem. As estruturas pré-moldadas com ligações semi-rígidas são consideradas com deslocabilidade moderada para o intervalo de  $1,10 < \gamma_z < 1,30$ , permitindo-se neste caso o procedimento aproximado para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem em estruturas com nós móveis, o qual consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional das ações horizontais da combinação de ações considerada pelo coeficiente  $\gamma_z$ . Para o intervalo  $1,10 < \gamma_z < 1,20$  emprega-se o fator de majoração reduzido de  $0,95\gamma_z$ , enquanto para o intervalo  $1,20 < \gamma_z < 1,30$  emprega-se o fator de majoração com o valor integral de  $\gamma_z$ . Para valores  $\gamma_z \geq 1,30$ , deve-se proceder um cálculo rigoroso considerando a não linearidade geométrica e não linearidade física.

Os momentos solicitantes totais nas extremidades das vigas pré-moldadas com ligações semi-rígidas, considerando os efeitos globais de 2ª ordem, devem respeitar os limites de tensão definidos em 5.1.2.9.

”

Este procedimento simplificado permite considerar os efeitos globais de segunda ordem através do método do coeficiente  $\gamma_z$ , que já foi citado anteriormente. Entretanto, nesse caso, é importante ressaltar que o coeficiente pode ser utilizado para estruturas pré-moldadas com menos de quatro pavimentos, desde que a geometria da estrutura apresente regularidade, não ocorrendo discrepâncias significativas entre os pés-direitos nos pavimentos sucessivos, pois dessa maneira não ocorrem variações bruscas acentuadas entre os momentos de inércia dos pilares nesses pavimentos. Ressalta-se que para a versão de 2006 da norma, essa análise não pode ser feita para construções com menos de quatro pavimentos, assim como indica a NBR 6118 (2014).

### 3.3.10 Item 5.2.2.3

A proposta de revisão adiciona o item 5.2.2.3 e discorre sobre corte diagonal.

**“5.2.2.3** Para elementos pré-moldados em geral, com corte em diagonal (chanfrados), considerar as tolerâncias mensuradas a partir do eixo da peça. ”

O Item apenas adiciona informações quanto à condição de referência para medida de tolerâncias em peças com corte diagonal, como acontece por exemplo em consolos chanfrados.

#### 3.3.11 Item 5.2.2.4

A proposta de revisão adiciona este item que apresenta uma citação à norma NBR 14861 (ABNT, 2011).

**“5.2.2.4 Para lajes alveolares ver ABNT NBR 14861. ”**

Foi adicionado na proposta de revisão da norma o caso de lajes alveolares, junto com a citação da norma correspondente. A norma de lajes alveolares é a NBR 14861 que fala sobre lajes alveolares pré-moldadas de concreto protendido.

#### 3.3.12 Item 5.2.2.6 letra “e”

O item 5.2.2.6 letra “e” foi modificado, na versão de 2006 o valor para tolerância em planta para montagem dos blocos pré-moldados sobre a fundação é de  $\pm 5,0$  cm, e na proposta de revisão esse valor foi para  $\pm 4,0$  cm, o que indica que a proposta está mais restrita.

#### 3.3.13 Item 5.2.2.10

A proposta de revisão adicionou o item 5.2.2.10, que fala sobre vários aspectos relacionados a imperfeições de montagem.

**“5.2.2.10 Imperfeições de Montagem**

5.2.2.10.1 O dimensionamento dos pilares deve considerar desaprumos da peça ao fim da montagem ou montagem solidarizada para a carga total. Deve ser realizada a verificação da peça em todos os lances, considerando a situação mais desfavorável entre o momento mínimo conforme ABNT NBR 6118, e as excentricidades de desaprumos da peça conforme figura 5.4.

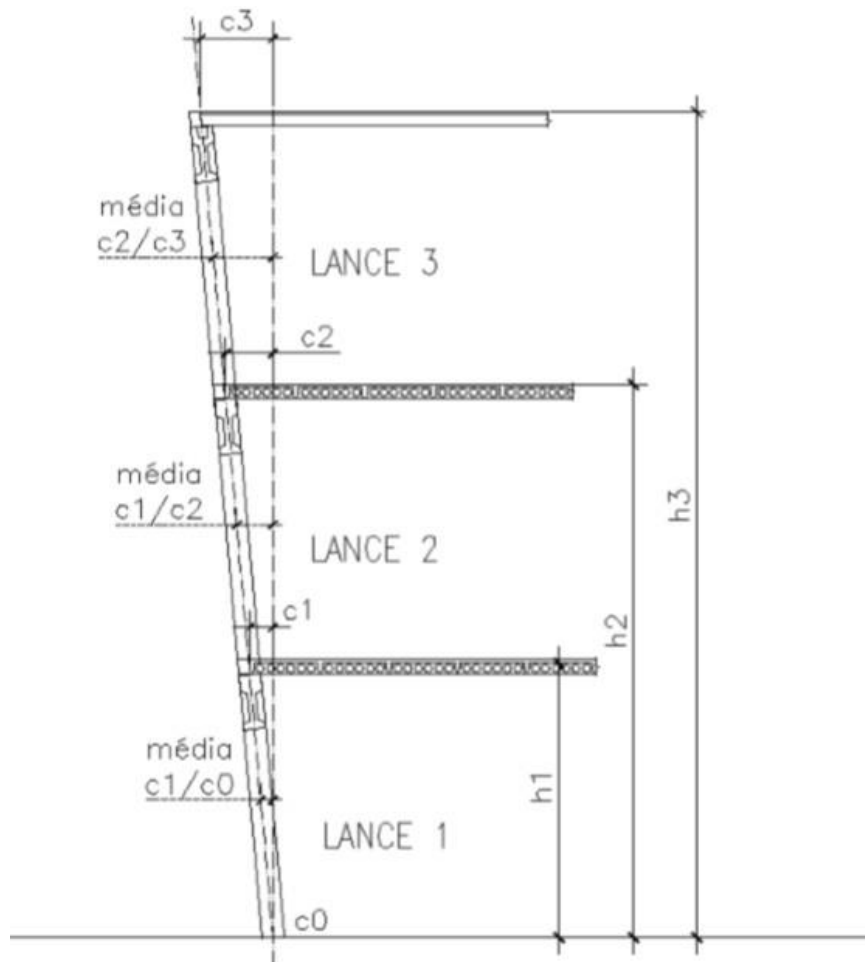
5.2.2.10.2 A excentricidade de desaprumo deve ser considerada de  $H/400$  em ambas as direções do pilar.

5.2.2.10.3 A consideração de desaprumo da peça não exclui as verificações de imperfeições globais necessárias na edificação, conforme ABNT NBR 6118 caso os valores sejam maiores que o definido em 5.2.2.10.2.

5.2.2.10.4 Na montagem da estrutura, conforme seção 11, o limite de 5.2.2.10.2 não deve ser ultrapassado.”

Além do texto, a norma adiciona a imagem de modo a exemplificar as excentricidades de desaprumo (Figura 99).

Figura 9 - Excentricidades de desaprumo da estrutura montada.



Fonte: Figura 5.4 da proposta de revisão da NBR 9062.

Onde:  $c_0$  é o desaprumo no ponto de altura zero;  $c_1$  é o desaprumo no ponto de altura  $h_1$ ;  $c_2$  é o desaprumo no ponto de altura  $h_2$ ; e  $c_3$  é o desaprumo no ponto de altura  $h_3$ .

### 3.3.14 Item 5.3.1.5.2

A proposta de revisão adiciona o item 5.3.1.5.2 que trata de pilares pré-moldados em situação de incêndio.

**5.3.1.5.2** Para projetar os pilares pré-moldados em situação de incêndio, além do método analítico da ABNT NBR 15200, pode-se

também utilizar o anexo E, da ABNT NBR 15200. Pode-se utilizar as considerações definidas no Anexo B desta Norma. “

Neste item a proposta de revisão acrescenta dados sobre a consideração de estruturas de concreto em situação de incêndio, através de dados de norma específica, NBR 15200 (ABNT, 2012), bem como incluindo o anexo B. É de grande importância a análise de incêndio, principalmente em relação ao cobrimento da armadura, pois a NBR 15200 pode ser mais exigente que a NBR 6118 nesse quesito.

#### 3.3.15 Item 5.3.1.5.3

A proposta de revisão adiciona o item 5.3.1.5.3 que se refere a conexões com peças metálicas expostas.

“**5.3.1.5.3** Especial atenção deve ser dada às conexões que fizerem uso de peças metálicas expostas (utilizadas para estabilidade estrutural), pois devem ser protegidas do fogo conforme ABNT NBR 14323.”

Este item faz referência a NBR 14323 (ABNT, 2013) que trata de projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio baseando-se no método dos estados limites.

#### 3.3.16 Item 5.3.1.5.4

A proposta de revisão adiciona o item 5.3.1.4 que trata do cobrimento de lajes alveolares.

“5.3.1.5.4 Para o dimensionamento das lajes alveolares, não abordadas nas referidas normas, na falta de dados experimentais que comprovem sua resistência, no caso de lajes bi-apoiadas, podem ser considerados os valores de  $c_1$  conforme a Tabela 3.

- onde  $c_1$  é a distância da face da peça ao eixo da armadura em mm.

- A espessura da laje indicada nas Tabelas 3 e 4 pode ser considerada da laje somada a capa de concreto.

- As espessuras das lajes alveolares sem capa nas Tabelas 3 e 4 se referem ao índice de vazio, definido por espessura média sobre  $h$  da laje,  $\geq 0,5$ . ”

A Tabela 3 da proposta de revisão da norma é representada pela Tabela 4 deste trabalho.

Tabela 4 - Características para lajes bi-apoiadas

TRRF	Espessuras mínima total de laje (com ou sem capa) / distância $c_1$ mínima			
	$M_{sd, incêndio} / (M_{rd})$ em %			
	30-39	40-49	50-59	>60
30				Todas as lajes/30
60				150/30
90		200/35	200/40	200/40
		265/35	265/40	
		320/35	320/40	
120		400/35	400/40	200/50
		200/40		
		265/40		
		320/40		
180		400/40		200/50
	200/50		265/60	
	265/50	200/60	320/60	
	320/50		400/60	
	400/50			

Fonte: Tabela 3 da proposta de revisão da norma NBR 9062

A Tabela 4 apresenta relações entre espessura mínima de laje e respectivos cobrimentos em milímetros, comparando diferentes valores de TRRF (tempo requerido de resistência ao fogo) com diferentes relações de  $M_{sd, incêndio} / M_{rd}$ . TRRF significa o tempo que certa estrutura deve aguentar a uma situação de incêndio. Os valores da 3ª linha, representados por “30-39, 40-49, 50-59 e >60” são relações de  $M_{sd, incêndio}$  por  $(M_{rd})$ , sendo que  $M_{sd}$  é o momento fletor solicitante (atuante) em situação de incêndio e  $M_{rd}$  é o momento fletor resistente, em que a relação entre eles é representada em porcentagem.

Essa tabela é importante para definir o cobrimento mínimo em uma laje alveolar

### 3.3.17 Item 5.3.1.5.5 ao item 5.3.1.5.11

A proposta de revisão adiciona os itens 5.3.1.5.5 que se refere a lajes alveolares confinadas com capeamento estrutural, 5.3.1.5.6 que se refere a lajes alveolares confinadas, 5.3.1.5.7 que se refere à condição para uma laje alveolar ser confinada, 5.3.1.5.8 que se refere ao caso de lajes alveolares dimensionadas contínuas, 5.3.1.5.9 que se refere ao máximo TRRF para peças delgadas, 5.3.1.5.10 que se refere às reduções presentes na Tabela 5 da norma que está

representada pela Tabela 6 no trabalho para a capacidade cortante da laje alveolar e 5.3.1.5.11 que se refere à resistência ao fogo de painéis de parede, referenciando a Tabela 6 da norma que está representada pela Tabela 7 do trabalho.

Os itens em questão são reproduzidos abaixo:

**“5.3.1.5.5** No caso das lajes alveolares confinadas com capeamento estrutural, pode-se reduzir os valores de  $c_1$  da Tabela 3 em 5 mm, conforme figura 5.5, desde que respeitando-se os itens 5.3.1.5.6 e 5.3.1.5.7. ”

**“5.3.1.5.6** Entende-se como lajes alveolares confinadas as lajes que tenham restrições aos deslocamentos horizontais provenientes das variações volumétricas decorrentes do aumento da temperatura causado pelo incêndio, conforme figura 5.5. ”

**“5.3.1.5.7** Para que as lajes sejam confinadas, é necessária a execução do capemaneto, conforme 7.2.4.1.4.1, com armadura no capemento nas duas direções, e com armadura negativa de contorno  $>1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$ , e armadura negativa de continuidade de  $5 \text{ cm}^2/\text{m}$ . A armadura de contorno deverá ser ancorada na viga. Também é obrigatório o confinamento da laje conforme concretagem na região frontal a laje, conforme figura 5.5.”

**“5.3.1.5.8** Para o caso de lajes alveolares dimensionadas contínuas, e confinadas, com armadura de continuidade mínima de  $8 \text{ cm}^2/\text{m}$ , e respeitando-se os demais itens 5.3.1.5.6 e 5.3.1.5.7, pode-se utilizar a Tabela 4. ”

**“5.3.1.5.9** Para peças delgadas, principalmente telhas de concreto, com cobrimento mínimo, na falta de dados experimentais, o máximo TRRF considerado deve ser de 30 minutos.”

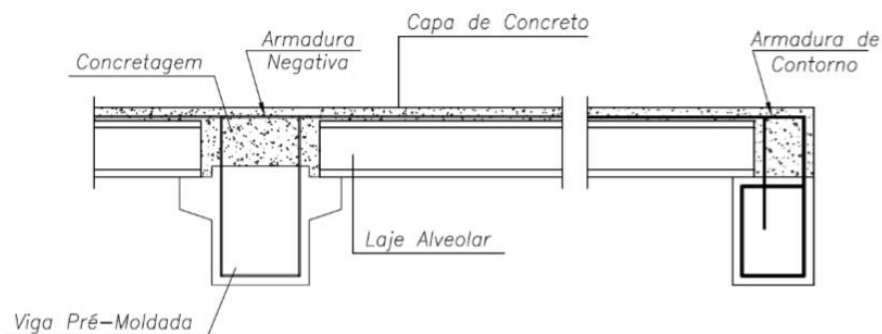
**“5.3.1.5.10** Para a capacidade à cortante da laje alveolar, deve-se seguir as reduções conforme a Tabela 5, independente da laje ser confinada ou não. ”

**“5.3.1.5.11** Resistência ao fogo em painéis de parede, a Tabela 6 apresenta os valores de espessuras mínimas em função do tipo de agregado e tempo de resistência ao fogo para painéis maciços de concreto armado, estruturais ou não estruturais.”

Na sequência serão apresentadas as tabelas e figuras descritas nesses itens.

A figura 5.5 da norma está representada pela Figura 10.

Figura 10 - Exemplo de laje confinada



Fonte: Figura 5.5 da proposta de revisão da NBR 9062.

A Figura 10 é citada nos itens 5.3.1.5.5, 5.3.1.5.6 e 5.3.1.5.7 e representa uma laje confinada.

A tabela 4 da norma está representada pela Tabela 5 no trabalho.

Tabela 5 - Características para lajes contínuas e confinadas

TRRF	Espessuras mínima total de laje (com ou sem capa) / distância $c_1$ mínima			
	$M_{sd}$ incêndio / ( $M_{rd}$ ) em %			
	30-39	40-49	50-59	>60
30				Todas as
60				150/25
90			200/25 265/25 320/25 400/25	200/30
120		200/25 265/25 320/25 400/25		200/35
180	200/30 265/30 320/30 400/30	265/*35	320/40 400/40	300/45

Fonte: Tabela 4 da proposta de revisão da NBR 9062

A Tabela 5 é referenciada no item 5.3.1.5.8 e apresenta o mesmo conceito da

Tabela 4, mas são permitidas reduções no cobrimento mínimo para cada caso na condição que as lajes sejam contínuas e confinadas.

Quanto à cortante, a norma também apresenta porcentagens de relação do esforço cortante solicitante com o esforço cortante resistente em relação ao TRRF. A tabela 5 da norma está representada pela Tabela 6 deste trabalho.

Tabela 6 - Redução de cortante

TRRF	Espessuras de lajes (com ou sem capa) (mm)		
	$V_{rd,incêndio} / (V_{rd})$ em %		
	$\leq 200$	220 - 320	$>350$
30	100	100	100
60	80	75	70
90	75	70	65
120	70	60	55
180	50	45	45

Fonte: Tabela 5 da proposta de revisão NBR 9062

A Tabela 6 é referenciada no item 5.3.1.5.10 e apresenta as espessuras de lajes, em milímetros, relacionando com o TRRF e à  $V_{rd,incêndio} / V_{rd}$ , sendo essa relação considerada em porcentagem. Os valores da terceira linha “<200, 200 – 320 e >350” são as relações de  $V_{rd,incêndio} / V_{rd}$  onde  $V_{rd,incêndio}$  significa a resistência da laje à cortante em situação de incêndio e  $V_{rd}$  significa a resistência da laje à cortante fora de situação de incêndio.

A tabela 6 da norma, referenciada no item 5.3.1.5.11, está representada pela Tabela 7 no trabalho e indica a espessura mínima do painel maciço, relacionando com o TRRF com os diferentes tipos de agregados.



Tabela 7 - Espessura mínima do painel maciço em função do TRRF e tipo de agregado

Tipo de agregado	Espessura efetiva em função da resistência ao fogo (mm)				
	1 hora (60min)	1,5 horas (90min)	2 horas (120min)	3 horas (180min)	4 horas (240min)
Argila expandida, vermiculita ou ardósia expandida	65	80	90	115	130
Pedras calcárias	50	100	120	145	170
Pedras silicosas (Quartzos, granitos ou basaltos)	90	110	130	160	180

Fonte: Tabela 6 da proposta de revisão NBR 9062

É adicionada ao fim da Tabela a seguinte informação:

“Os valores apresentados na Tabela 6 referem-se apenas a resistência do painel de parede. Para verificação do sistema de paredes quanto à integridade estrutural, incluindo a verificação das ligações, devem-se seguir as exigências definidas em norma específica.”

### 3.3.18 Item 5.3.2

O item 5.3.2 trata sobre situações dinâmicas no manuseio, transporte e montagem dos elementos e inclui os subitens 5.3.2.1 e 5.3.2.2 que são descritos abaixo.

No item 5.3.2.1 é apresentada uma fórmula para a obtenção da carga dinâmica em função da carga estática e mais um coeficiente de ampliação dinâmica  $\beta_a$ , sendo que na proposta de revisão foi adicionado, além do coeficiente de ampliação dinâmica  $\beta_a$ , um coeficiente de majoração, chamado de  $\gamma_f$ , segundo Equação 8:

$$g_{eq,d} \geq \gamma_f \beta_a g_{eq,k} \quad (8)$$

onde:  $g_{eq,k}$  é a carga estática característica permanente;  $g_{eq,d}$  é a carga estática equivalente de cálculo permanente;  $\beta_a$  é o coeficiente de amplificação dinâmica;  $\gamma_f = 1,30$ .

A adição do coeficiente  $\gamma_f$  proporciona um aumento na segurança para o caso de solicitações dinâmicas.

No item 5.3.2.2 o coeficiente  $\beta_a$  para projetos dos dispositivos de içamento, para saque, manuseio e montagem, em contato com a superfície do elemento ou ancorado no concreto era de 4 e na proposta de revisão a nova versão mudou para 3. E no mesmo item um novo caso foi adicionado.

“ $\beta_a = 1,3$ , para o caso de transporte e içamento de pilares, sendo obrigatória a limitação da tensão da armadura a  $0,50 f_{yk}$ .”

Os demais itens do coeficiente  $\beta_a$  que permanecem são:

“ $\beta_a = 1,30$ , na ocasião do transporte, com carga permanente em situação desfavorável;

$\beta_a = 0,8$ , na ocasião do transporte com carga permanente em situação favorável, ou outro valor definido em verificação experimental comprovada;

$\beta_a = 1,3$ , na ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem do elemento;

$\beta_a = 1,4$ , na ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem do elemento sob circunstâncias desfavoráveis, tais como formato do elemento ou detalhes que dificultem a sua extração da fôrma ou superfície de contato com a fôrma maior que  $50 \text{ m}^2$ ;

$\beta_a < 1,3$ , na ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem quando os elementos forem de peso superior a  $300 \text{ kN}$ . O valor de  $\beta_a$  deve ser estabelecido conforme experiência local, bem como formas e equipamentos de içamentos adotados;

$\beta_a = 3$ , para projetos dos dispositivos de içamento, para saque, manuseio e montagem, em contato com a superfície do elemento ou ancorado no concreto.

$\beta_a = 1,3$ , para o caso de transporte e içamento de pilares, sendo obrigatória a limitação da tensão da armadura a  $0,50 f_{yk}$ . ”

### 3.3.19 Item 5.3.3

No item 5.3.3 da proposta de revisão da norma houve mudanças quanto ao ângulo mínimo entre a alça e a peça, além da proibição do uso de aço CA25

e um aumento no diâmetro máximo possível de ser utilizado em alças como indicado:

**“5.3.3.1** As alças devem ser solicitadas por barras de aço ou cordoalhas ou cabos que formam com a peça um ângulo mínimo de 45°. Quando não for possível, devem ser previstos dispositivos especiais para o içamento, ou detalhamento específico, realizado em projeto. Em qualquer caso, devem ser verificadas as condições de estabilidade da peça devido à componente de compressão obtida através do equilíbrio de forças e ainda ser verificada quanto à introdução dos esforços no concreto na região da alça.”

**“5.3.3.4** É vedada a utilização dos aços do tipo CA25, CA50 e CA60 na confecção de alças de içamento.”

**“5.3.3.5** No caso de utilização de aço ASTM A36 na confecção das alças, somente podem ser utilizadas bitolas de  $\varnothing$  10 mm a  $\varnothing$  25 mm. Não é permitida a utilização de feixes de barras e somente é permitido o içamento no plano formado pelos ramos das alças. Devem ser respeitados os diâmetros de dobramento de barra segundo a ABNT NBR 6118. “

A mudança refere-se à indicação do ângulo mínimo que as alças devem formar com a peça, que antes era de 40° e agora passou a ser 45° e a inclusão da proibição do uso do aço CA-25 como alças de içamento. Pela proposta de revisão da norma só será permitido o uso de ASTM A36 e de cordoalhas de protensão para as alças. Outra modificação foi a mudança da bitola máxima permitida para alças, que na versão de 2006 é de 16 mm para a utilização de CA-25 e na proposta de revisão é permitido o uso de aço ASTM A36 com bitola máxima de 25 mm.

### 3.3.20 Item 5.4.3

O item 5.4.3 versa sobre estado limite de deformação e a Tabela 2 da NBR 9062 (ABNT, 2006) sofreu modificações, e na nova versão foi feita a inclusão de Galpão como um caso, e o aumento dos deslocamentos horizontais globais máximos em alguns casos. A tabela 2 da norma de 2006 é representada pela Tabela 8 no trabalho e a tabela 7 da versão de revisão é representada pela Tabela 9 no trabalho.

Tabela 8 - Limites de deslocamentos horizontais globais segundo a norma em vigor

Caso	Tipo de edificação	Deslocamentos horizontais globais máximos (Combinação frequente)
A	Edifício térreo	$H/600^{(1)}$
B	Edifício com um pavimento (mezanino)	$H/600$ ou $H_i/750^{(2)}$
C	Edifício com múltiplos pavimentos	$H/1200$ ou $H_i/750^{(2)}$ ou $H_2/600^{(3)}$

onde: <sup>(1)</sup> H corresponde a altura total do edifício; <sup>(2)</sup>  $H_i$  corresponde ao desnível entre dois pisos consecutivos; <sup>(3)</sup>  $H_2$  corresponde ao desnível entre o último piso e face inferior da laje da cobertura.

Fonte: Tabela 2 da NBR 9062 (ABNT, 2006)

Tabela 9 - Limites de deslocamentos horizontais globais segundo a proposta de revisão

Caso	Tipo de edificação	Deslocamentos horizontais globais máximos (Combinação frequente)
A	Galpão	$H/400^{(1)}$
B	Edifício térreo com laje	$H/500^{(2)}$
C	Edifício com um pavimento (mezanino)	$H/500$ ou $H_i/750^{(3)}$
D	Edifício com múltiplos pavimentos	$H/1200$ ou $H_i/750^{(3)}$ ou $H_2/500^{(4)}$

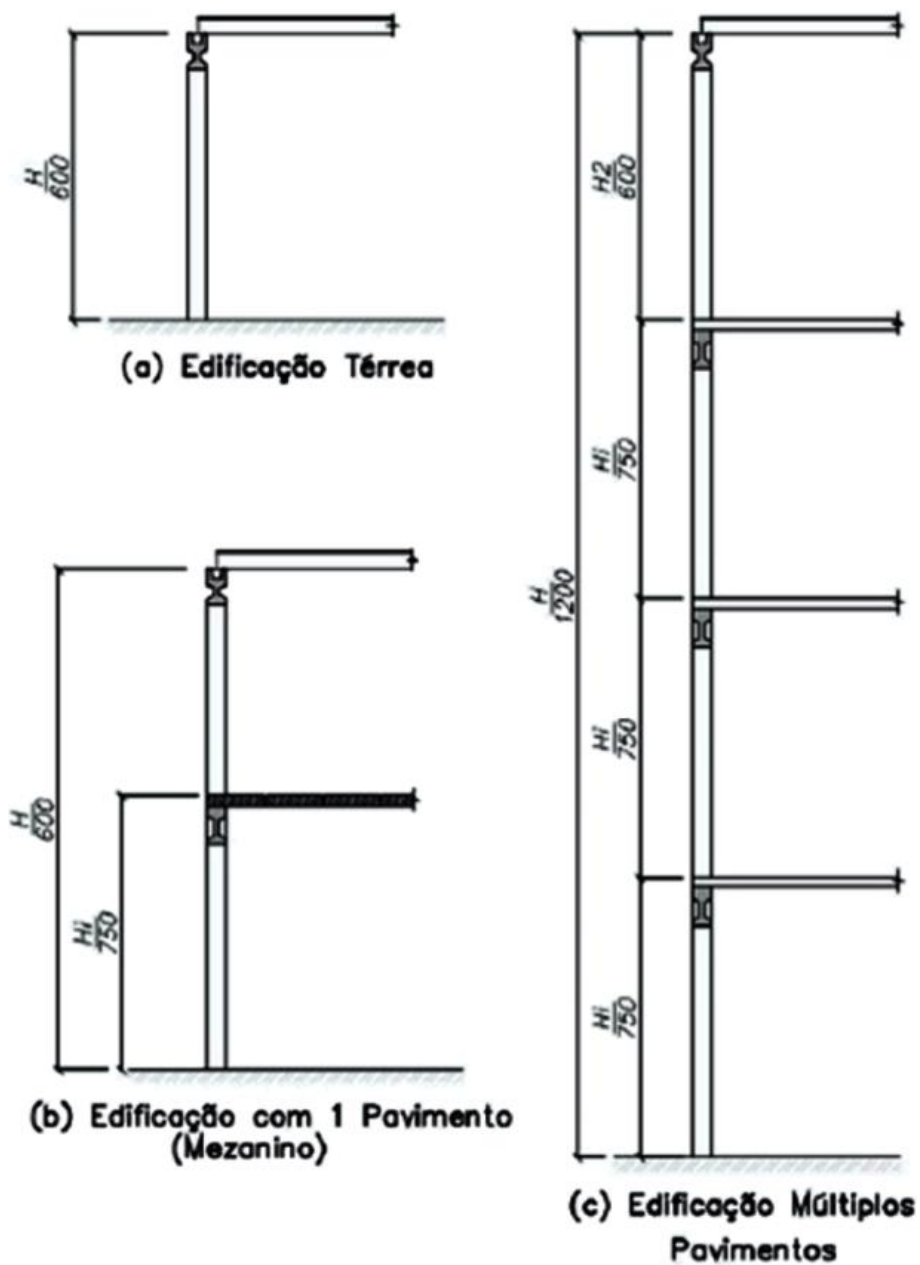
onde: <sup>(1)</sup> H corresponde a altura da viga de rolamento da ponte rolante, caso exista, ou altura total do edifício; <sup>(2)</sup> H corresponde a altura total do edifício; <sup>(3)</sup>  $H_i$  corresponde ao desnível entre dois pisos consecutivos; <sup>(4)</sup>  $H_2$  corresponde ao desnível entre o último piso e face inferior da laje da cobertura.

Fonte: Tabela 7 da proposta de revisão da NBR 9062

É possível verificar, analisando os dados das Tabela 8 e Tabela 9, que a proposta de revisão da norma ficou menos restritiva quanto aos deslocamentos horizontais globais máximos. Por exemplo, para edifício térreo com laje o valor do deslocamento mudou de  $H/600$  para  $H/500$ ; para edifício com um pavimento houve mudança de  $H/600$  para  $H/500$ .

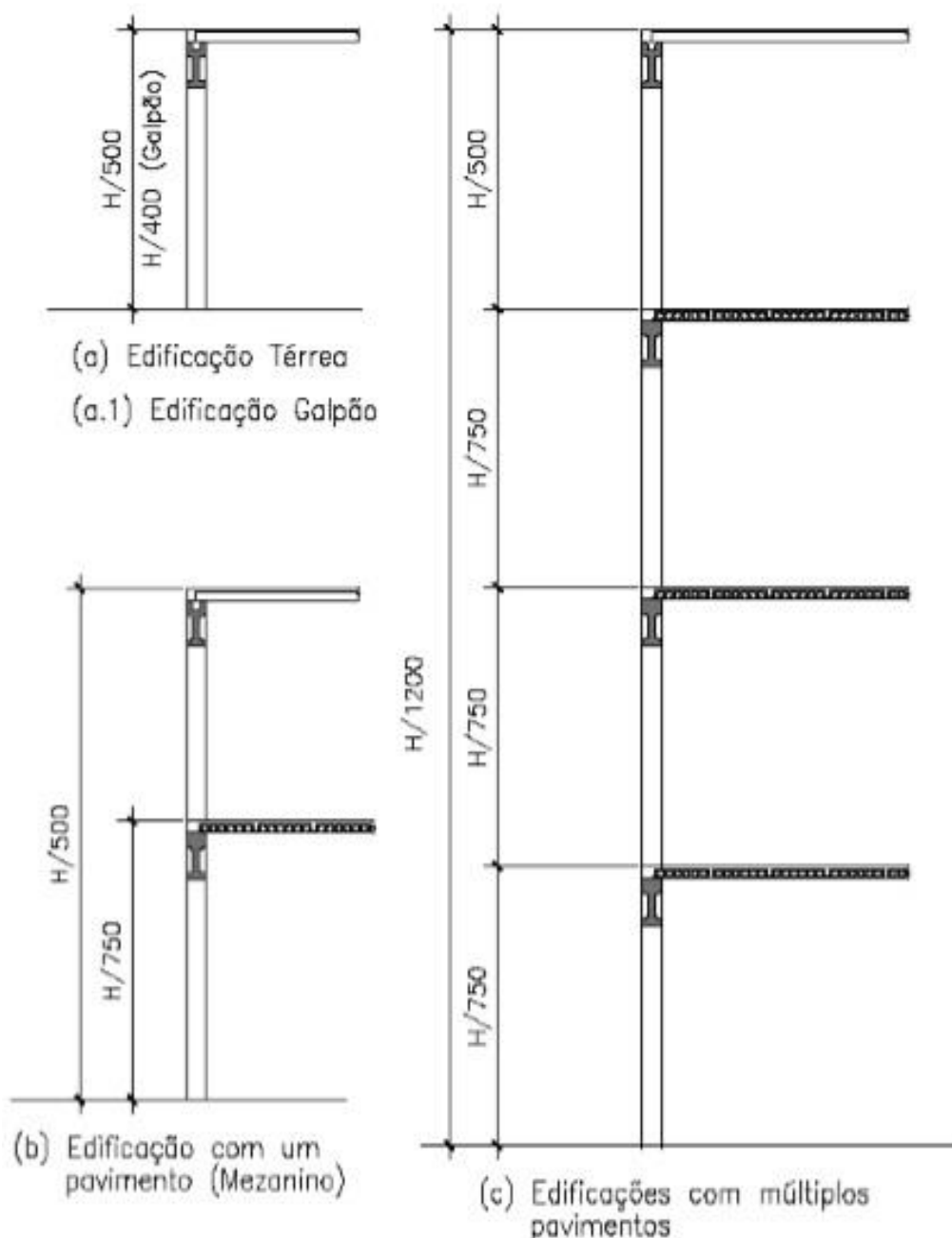
A proposta de revisão da norma ainda fez uma alteração nas imagens que representam esses deslocamentos, segundo apresentado na Figura 11 e Figura 12.

Figura 11 - Limites para deslocamentos globais



Fonte: Figura 5.3 da NBR 9062 (ABNT, 2006)

Figura 12 - Limites para deslocamentos horizontais.



Fonte: Figura 5.6 da proposta de revisão da NBR 9062.

Observa-se que na Tabela 9 e na figura 11, ambas da proposta de revisão da norma, existe uma incompatibilidade quanto à nomenclatura adotada para as alturas. Por exemplo, para o caso de edifícios com múltiplos pavimentos a tabela apresenta os valores de “ $H/1200$ ,  $H_i/750$  e  $H_2/500$ ”, mas na figura esses valores são representados respectivamente como “ $H/1200$ ,  $H/750$  e  $H_2/500$ ”, não apresentando as variáveis  $H_i$  e  $H_2$ . Essa diferença nas nomenclaturas pode causar confusão, pois os mesmos deslocamentos estão sendo representados (nomeados) de maneira diferente ao indicado na tabela.

O item 5.4.3.3.1 da NBR 9062 (ABNT, 2006) se refere a limites para deslocamentos verticais de elementos de cobertura, e a proposta de revisão realizou modificações na Tabela 3 da NBR 9062 (ABNT, 2006), como apresentado nas Tabela 10 e Tabela 11.

Tabela 10 - Limites para deslocamentos verticais de elementos de cobertura segundo a norma em vigor

Caso	Limite
Contraflechas iniciais ou a diferidas no tempo, incluído o efeito das ações permanentes	$ a  \leq L / 150$
Flechas positivas, para carga eventual de empoçamento de água.	$a \leq L / 400$
Flechas positivas, sem possibilidade de empoçamento de água.	$a \leq L / 200$
Variação da flecha $\Delta a$ proveniente de ações diferidas no tempo e carga accidental	$ \Delta a  \leq L / 250$

Fonte: Tabela 3 da NBR 9062 (ABNT, 2006)

Tabela 11 - Limites para deslocamentos verticais de elementos de cobertura segundo a proposta de revisão

Caso	Limite
Contraflechas iniciais ou a diferida no tempo, incluído o efeito das ações permanentes	$L / 150$
Flechas positivas, para carga eventual de empoçamento de água diferidas no tempo.	$L / 400$
Flechas positivas, sem possibilidade de empoçamento de água diferidas no tempo.	$L / 250$

Fonte: Tabela 8 da proposta de revisão NBR 9062

onde: L é o comprimento do elemento de cobertura; a representa a flecha;  $\Delta a$  representa a variação de flecha. É possível verificar analisando os dados das Tabela 10 e Tabela 11 que a versão de revisão removeu a linha da tabela que descrevia “variação da flecha  $\Delta a$  proveniente de ações diferidas no tempo e carga accidental”, onde na proposta de revisão as ações diferidas no tempo são consideradas nos dois casos de empoçamento de água, sendo o primeiro caso considerando a possibilidade e o segundo caso sem considerar a possibilidade.

Outra modificação é a não considerar a relação do deslocamento limite com as respectivas flechas na coluna dos limites.

O item 5.4.3.4.2 da NBR 9062 (ABNT, 2006) se refere a limites para deslocamentos verticais de elementos de piso ou elementos lineares, e a proposta de revisão realizou modificações na Tabela 4 da NBR 9062 (ABNT, 2006), como apresentado nas Tabela 12 e Tabela 13.

Tabela 12 - Limites para deslocamentos verticais de elementos de piso ou elementos lineares segundo a norma em vigor

Caso	Limite
Flecha inicial positiva	$a_0 \leq L / 500$
Flecha diferida no tempo	$a_{\infty} \leq L / 300$
Flecha diferida no tempo	$ a  \leq L / 300$
Varição da flecha $\Delta a$ proveniente de ações diferidas no tempo e carga accidental	$ \Delta a  \leq L / 250$

Fonte: Tabela 4 da NBR 9062 (ABNT, 2006)

Tabela 13 - Limites para deslocamentos verticais de elementos de piso ou elementos lineares segundo a proposta de revisão

Caso	Limite
Contra-flecha imediata de fabricação	$L / 300$ (+/- $L / 500$ para peças protendidas)
Flecha inicial positiva imediatamente após montagem da peça (sem solidarização)	$L / 500$
Contra-flecha inicial no momento de montagem da peça	$L / 300$
Flecha inicial positiva após a solidarização da estrutura sem sobrecarga	$L / 350$
Flecha da peça solidarizada final diferida no tempo - $L \leq 15$ m	$L / 250$
Flecha da peça solidarizada final diferida no tempo - $15\text{m} < L \leq 20\text{m}$	$L / 300$
Flecha da peça solidarizada final diferida no tempo - $L > 20\text{m}$	$L / 350$

Onde: L = vão do elemento linear

Fonte: Tabela 9 da proposta de revisão NBR 9062



É possível verificar analisando os dados da Tabela 12 e Tabela 13 que a proposta de revisão adicionou o item “Contra-flecha imediata de fabricação” que indica uma maior preocupação com a qualidade da fabricação das peças e também o item “Contra-flecha inicial no momento de montagem da peça” que também indica um cuidado na montagem, momento em que a peça ainda não está sujeita a todo carregamento.

Dividiu-se o item que descrevia a “variação da flecha  $\Delta a$  proveniente de ações diferidas no tempo e carga accidental” em três, sendo que a separação modifica os limites de deformação de flecha conforme o vão da peça. Quanto maior o vão, mais rigoroso é o limite. Também pode-se notar que para esses casos a norma ficou mais restritiva, como pode ser observado no aumento dos denominadores.

### 3.3.21 Item 5.6.1

O item 5.6.1 trata sobre modo de apresentação dos projetos em pré-moldado onde foram adicionadas algumas informações que os desenhos devem conter, tais como:

- “a) o tipo de concreto e a resistência característica prevista  $f_{ck}$ ;
- b) a resistência característica do concreto, exigida para o manuseio, transporte e aplicação da protensão (posição e tensão ou força), nos elementos protendidos ou resistência efetiva  $f_{cj}$ , conforme ABNT NBR 6118, exigida para a liberação da armadura nos elementos protendidos, determinada de acordo com 9.2.5.3;
- c) os tipos de aços com suas dimensões, bitolas, quantidades, formas, detalhes de soldas e das emendas;
- d) O cobrimento da armadura e dos insertos em todas as faces, inclusive as alturas dos suportes da armadura superior no caso de lajes ou vigas de seção T;
- e) a armadura adicional a ser colocada na obra, quando for o caso, identificada independentemente;
- f) o volume e peso de cada elemento pré-moldado;
- g) os detalhes das ligações a serem executadas na obra durante ou após a montagem, incluindo as características dos materiais constituintes;

- h) as tolerâncias dimensionais dos elementos pré-moldados;
- i) tratamentos superficiais adicionais para atender a classes de maior agressividade do ambiente;
- j) sempre que for imprescindível para atendimento das condições técnicas de projeto, devem ser especificados todos os cuidados necessários durante o transporte, a montagem e eventual solidarização, de maneira a garantir a segurança da estrutura;
- k) detalhamento do sistema de içamento adotado. Caso se opte por alças, seu tipo, posição e ancoragem, sendo respeitados o disposto em 5.3.3. ”

A proposta de revisão adicionou três informações sobre o que também deve constar nos projetos.

- l) Projeto de fixação de vergalhões no concreto, conforme item 7.2.2.3;
- m) Módulo de elasticidade tangente inicial adotado no projeto para aplicação da protensão, saque, transporte, montagem e final das peças pré-fabricadas;
- n) Resistência à tração na flexão ( $f_{ct,m}$ ).

Comparando os itens da versão de 2006 com os itens adicionados pela proposta de revisão, percebe-se maior atenção para detalhes com a adição de projeto de fixação de vergalhões no concreto. Da mesma maneira, inclui-se a exigência de informações do módulo de elasticidade tangente e da resistência à tração na flexão, destacando a preocupação em atingir valores mínimos de propriedades físicas antes de variados procedimentos.

### 3.3.22 Item 5.7

Foi incluído o item 5.7 que versa sobre a conformidade de projeto.

“5.7 Avaliação de Conformidade de Projeto.

**5.7.1** Entende-se por análise técnica de projeto, a verificação por especialista de igual ou maior capacitação na área de projetos de estruturas pré-moldadas. A análise de projeto tem como objetivo avaliar se o projeto atende aos requisitos das normas técnicas vigentes e que forem aplicáveis, não sendo permitida a alteração do projeto original pelo analista (auditor), mesmo que justificada para fins de otimização do projeto.

**5.7.2** Na avaliação técnica do projeto, o contratante dos projetos deve ser o responsável pela contratação desta avaliação, seguindo os critérios da ABNT NBR 6118.

**5.7.3** A avaliação técnica deve ocorrer antes da execução da estrutura (e da moldagem dos elementos de concreto pré-fabricado), sendo recomendável que seja executada antes da finalização do projeto, cujos prazos devem ser estabelecidos em contrato entre as partes envolvidas conforme 5.7.4.

**5.7.4** As responsabilidades do autor do projeto, responsável pela avaliação técnica do projeto, produtor e/ou construtor e cliente, bem como prazos e custos a serem atendidos, devem ser definidos em contrato firmado entre as partes envolvidas”.

Neste item a proposta de revisão adiciona uma análise técnica de projeto, com o objetivo de verificar a conformidade do projeto com as normas técnicas vigentes. Esse fator influencia diretamente na qualidade dos projetos executados em pré-moldados e caracteriza uma maior exigência da norma em proporcionar o cumprimento de suas diretrizes.

A citação à NBR 6118 (ABNT, 2014) é realizada focando no item 5.3 desta norma que define especificamente condições em que o contratante do projeto é responsável pela contratação da avaliação da conformidade do projeto. Um ponto importante a ressaltar sobre essa citação é que a avaliação de conformidade do projeto deve ser realizada antes da fase de construção e o profissional responsável pela avaliação deve ser diferente do projetista.

### 3.4 ITEM 6

Este item trata de projeto de diferentes elementos pré-moldados.

#### 3.4.1 Item 6.1.1.2 ao 6.1.1.6

Foram adicionados os itens 6.1.1.2 ao 6.1.1.6 que tratam sobre estabilidade lateral de vigas.

**6.1.1.2** Para as fases de manuseio, transporte e montagem, o vão L é a distância entre as alças e/ou pontos de apoio transitórios caso forem diferentes das alças.“

“6.1.1.3 É obrigatória a utilização dos coeficientes  $\beta_a$  definidos em 5.3.2.1 e 5.3.2.2 majorando o carregamento de peso próprio na verificação da instabilidade das vigas.”

“6.1.1.4 Quando necessária, uma análise teórica deve ser elaborada, para a determinação da carga crítica de instabilidade.”

“6.1.1.5 Devem ser consideradas as dimensões  $b_f$  e  $h$  da peça em cada fase de verificação da instabilidade lateral das vigas, sendo  $b_f$  a menor largura da região comprimida da viga.”

“6.1.1.6 Quando não for conhecido o valor de carga crítica, nas vigas de concreto armado e protendidas, podem ser seguidos os critérios geométricos a seguir:

$$L / b_f \leq 50 \text{ e } L.h / b_{f2} \leq 500$$

“6.1.1.7 Nas fases de manuseio, transporte e montagem, os elementos devem ter rigidez lateral suficiente para evitar deformação e fissuração excessiva, que possam reduzir sua capacidade resistente. A rigidez lateral pode ser obtida através da forma da peça ou por meio de acessórios de travamento (ou protensão temporária) durante o manuseio e a montagem.”

Como observa-se o item 6.1.1.2 adiciona a definição do vão  $L$  de uma viga na fase de manuseio, transporte e montagem. O item 6.1.1.3 discorre sobre a verificação da instabilidade das vigas e obriga a utilização do coeficiente  $\beta_a$  que é o coeficiente de amplificação dinâmica, utilizado para transformar carga estática em carga dinâmica. O item 6.1.1.4 estabelece que em alguns casos, para a determinação da carga crítica de instabilidade é necessária uma análise teórica. O item 6.1.1.5 define como realizar a verificação da instabilidade lateral das vigas apresentando inclusive equações. E o item 6.1.1.6 atribui critérios geométricos quando não for conhecido o valor da carga crítica.

### 3.4.2 Item 6.2.2

O item 6.2.2 foi alterado no que diz respeito a espessura mínima da parede de pilares vazados, que antes era de 10 cm e na proposta de revisão é de 7,5 cm e caso exista o contato direto com água pluvial aumentou-se esse valor para 12,5 cm.

#### “6.2.2 Pilares vazados funcionando como condutor de água pluvial

Para os pilares que possuam em seu interior um vazio a fim de

funcionar como condutor de águas pluviais, a redução da área de concreto deve ser levada em conta no seu dimensionamento. Devem ser atendidas as prescrições de cobrimento mínimo, segundo 9.2.1.1, nas faces interna e externa do pilar, respeitando-se também a espessura mínima da parede de 7,5 cm, no caso de água pluvial em contato direto com o concreto 12,5cm. Na região do furo lateral para saída d'água, deve ser previsto reforço da armadura. Veda-se a utilização permanente do pilar como conduto forçado, bem como o acúmulo de água sem drenagem dentro do pilar.”

Em elementos pré-moldados é comum a utilização de condutos pluviais no interior do elemento. Se a água estiver em contato direto com o concreto, o desgaste é maior se comparado a um arranjo com material protetor.

#### 3.4.3 Item 6.2.3 da versão de 2006

O item 6.2.3 foi excluído da proposta de revisão da norma e foi incluído no item “7.7 - Ligações de pilar com fundação por meio de cálice”, que será discutido adiante.

### 3.5 ITEM 7

Este item trata de ligações em elementos pré-moldados e as modificações ocorridas são descritas a seguir:

#### 3.5.1 Item 7.2.1.2

O item 7.2.1.2 discorre sobre ligações com juntas a seco e teve uma adição de texto apresentada a seguir.

“Devem ser verificadas as tensões de contato devidas aos carregamentos das situações transitórias de montagem e da estrutura concluída, onde não devem ser adotadas tensões de contato superiores a 1 MPa, exceto nos casos onde é assegurada a restrição total das rotações na região do apoio. ”

Este item aborda limites de tensões de contato em situações transitórias e também em estruturas concluídas. Indica que as tensões não devem exceder 1 MPa onde o apoio possui liberdade para rotação (ligação articulada), sendo que o máximo de tensão que pode atingir é 1,5 MPa, limite que não mudou na proposta de revisão em relação a versão de 2006. As tensões de contato surgem

nos apoios de elementos ou ainda pela aplicação de forças concentradas e acontecem pelo contato dos elementos de concreto.

### 3.5.2 Item 7.2.1.6

O item 7.2.1.6 trata sobre almofadas de elastômero, que são elementos utilizados para melhorar a distribuição de tensões em apoios, sendo o neoprene o material mais utilizado em estruturas de concreto pré-moldado. A proposta de revisão removeu o item 7.2.1.6.2 que recomendava a previsão em projeto da troca da almofada de elastômero depois desta ser danificada em situação de incêndio caso não fosse protegida contra temperaturas superiores a 80° C.

Para melhor abordagem das almofadas de elastômero, a proposta de revisão adicionou os itens 7.2.1.6.3 ao 7.2.1.6.26, que estão representados a seguir.

### 3.5.3 Item 7.2.1.6.3

**“7.2.1.6.3** O elastômero deve satisfazer às prescrições das Normas Brasileiras quanto à resistência à ação dos óleos, das intempéries, do ozônio atmosférico e das temperaturas externas as quais estará sujeita a almofada de apoio.”

Este item enfatiza sobre a importância do aparelho de apoio apresentar resistência em relação a fatores externos que estará sujeito, devido à ocorrência de desgaste.

### 3.5.4 Item 7.2.1.6.4

**“7.2.1.6.4** O elastômero utilizado nas almofadas de apoio podem ter suas propriedades mecânicas demonstradas através de ensaios apropriados, em particular a resistência à tração, a deformação permanente, a compressão e o valor da dureza superficial. O fornecedor do elastômero deve fornecer relatórios com os ensaios realizados do produto junto com a entrega do mesmo.”

Os ensaios mencionados relatam as propriedades mecânicas mais importantes que o elastômero deve possuir. Dessa maneira, demonstra-se a obrigação do fornecedor de entregar relatórios com essas informações. O que é útil tanto para quem realiza o projeto quanto para o executor da estrutura.

### 3.5.5 Item 7.2.1.6.5

**“7.2.1.6.5** As almofadas de apoio podem ser simples, quando constituídas de uma única camada de elastômero, e cintadas, quando constituídas de camada de elastômero intercaladas com chapas metálicas solidarizadas por vulcanização ou colagem especial.”

Este item faz uma definição dos tipos de almofadas em relação à utilização combinada com outros materiais. A proposta de revisão da norma amplia tipos de aparelho de apoio que podem ser utilizados.

a) Item 7.2.1.6.6

**“7.2.1.6.6** As camadas de elastômeros cintados não devem possuir espessura superior a 25 mm.”

A espessura máxima de elastômeros cintados é definida e pode ser útil para definir a altura desses elementos em projeto.

b) Item 7.2.1.6.7

**“7.2.1.6.7** As chapas metálicas podem ser de aço inoxidável; quando a utilização dos apoios se der em ambiente protegido e não agressivo, recomenda-se a utilização de chapas de aço-carbono desde que as faces laterais das chapas estejam revestidas com elastômero, com cobertura mínima de 4 mm e as demais com cobertura mínima de 2,5 mm.”

Neste item observam-se maiores informações sobre almofada de apoio em chapa metálica.

c) Item 7.2.1.6.8

**“7.2.1.6.8** As chapas de aço que constituem o cintamento podem estar em contato com a placa de elastômero em toda sua superfície, e ter espessura mínima de 2 mm; a espessura das camadas de elastômero pode ser no mínimo de 5 mm.”

A superfície de contato entre o elastômero e as chapas de aço pode ocorrer ao longo de toda a superfície e são apresentadas espessuras mínimas para as chapas e elastômeros de modo que permitam a transferência de esforços uniformemente.

## d) Item 7.2.1.6.9

**“7.2.1.6.9** Os produtos adesivos eventualmente utilizados para solidarizarem as chapas de cintamento de aço e as placas de elastômero, podem apresentar no mínimo as mesmas características de resistência a compressão e cisalhamento que o elastômero utilizado. Podem também apresentar resistência à ação dos óleos, das intempéries, do ozônio atmosférico, dos agentes biológicos e das temperaturas externas a que o aparelho de apoio possa ser submetido.”

É ressaltado neste item que a resistência dos produtos adesivos que ligam as chapas no elastômero deve ter no mínimo a mesma resistência que os elastômeros apresentam. Esse é um aspecto importante a ser considerado para não causar um ponto de fragilidade na ligação entre elastômero e chapa metálica.

## e) Item 7.2.1.6.10

**“7.2.1.6.10** O aço das chapas das armaduras deve atender ao disposto na ABNT NBR 6649 e ABNT NBR 6650, quando se tratar de aço-carbono, e satisfazer a ABNT NBR 5601 quando se tratar de aço inoxidável.”

As normas acima mencionadas referem-se aos tipos de chapas. A NBR 6649 (ABNT, 2014) fala sobre bobinas e chapas finas a frio de aço-carbono para uso estrutural, e da NBR 6650 (ABNT, 2014) trata de bobinas e chapas finas a quente de aço-carbono para uso estrutural e a NBR 5601 (ABNT, 2011) trata da classificação por composição química de aços inoxidáveis.

## f) Item 7.2.1.6.11

**“7.2.1.6.11** Recomenda-se adotar as seguintes tolerâncias:

- a) em relação às dimensões largura e comprimento:  $\pm 0,5$  cm;
- b) em relação à espessura das camadas nos aparelhos cintados:  $\pm 0,05$  cm por elemento e não acumulável;
- c) em relação à espessura total  $h$  da almofada de apoio:  $\leq 0,1$  cm e  $\pm 0,1 h$ . “

Existem tolerâncias que devem ser adotadas em relação ao comprimento e largura do elastômero, à espessura de aparelhos cintados e



também a espessura do elastômero. Estas tolerâncias são importantes para prevenir problemas na execução.

g) Item 7.2.1.6.12

**“7.2.1.6.12** Na falta de ensaios conclusivos, recomenda-se adotar os seguintes valores indicativos de correspondência entre a dureza Shore A e o módulo G, à temperatura de 20° C, conforme Tabela 11:”

A Tabela 11 da norma está representada pela Tabela 14 no trabalho.

Tabela 14 - Correspondência entre dureza Shore A e o módulo G, à temperatura de 20 ° C

Dureza Shore A (unidade)	50	60	70
Módulo G (MPa)	0,8	1,0	1,2

Fonte: Tabela 11 da proposta de revisão NBR 9062

A dureza Shore A é a medida da profundidade da impressão deixada num certo material com a aplicação de uma carga e o módulo G é o módulo de deformação transversal.

O item indica valores de dureza Shore A e módulo de cisalhamento a serem adotados para os aparelhos de apoio caso não sejam realizados ensaios.

h) Item 7.2.1.6.13

**“7.2.1.6.13** Para utilização em temperaturas inferiores a 0°C, deve-se considerar o módulo de deformação transversal igual ao dobro do determinado a 20°C.’

Faz uma recomendação para a utilização da Tabela 14 para a situação de temperaturas inferiores a 0° C, onde o módulo G deve ser igual ao dobro do valor encontrado para 20° C.

i) Item 7.2.1.6.14

**“7.2.1.6.14** A superfície de contato entre a almofada de elastômero e o apoio deve ser lisa e horizontal. Caso existam imperfeições recomenda-se a regularização com argamassa que satisfaça o disposto em 8.6, ou outro material adequado.”

É essencial obter a linearidade do contato entre o elastômero e o apoio, sendo que se não houver essa regularidade, a tensão não será distribuída de maneira uniforme, ocasionando concentração de tensões, o que facilita a

formação de fissuras. No item 8.6 é exigido que o agregado empregado deve ser o miúdo, conforme as características dispostas na ABNT NBR 7211 e a resistência média à compressão da argamassa não deve ser menor que 30 MPa.

j) Item 7.2.1.6.15

**“7.2.1.6.15** Não é recomendada a utilização de duas ou mais almofadas de elastômero, colocadas superpostas ou encostadas lado a lado sob a mesma peça a ser apoiada, neste último caso desde que não previsto em projeto.”

A utilização de mais de uma almofada num único apoio não é recomendada e se necessário deve ser prevista em projeto.

k) Item 7.2.1.6.16

**“7.2.1.6.16** Se o projeto prevê inclinação da face inferior do elemento a ser apoiado, pode ser utilizado detalhe que permita a colocação da almofada de apoio na horizontal.”

Quando considerada a hipótese de apoios inclinados deve-se realizar um detalhe especial da almofada de apoio.

l) Item 7.2.1.6.17

**“7.2.1.6.17** Se ocorrerem deformações transversais importantes (vento, esconsidade, por exemplo), podem ser adotados dispositivos que limitem os deslocamentos laterais à metade da espessura da almofada.”

Este item fala sobre a possibilidade de adicionar elementos que limitem os deslocamentos laterais do elastômero na ocorrência de deformações transversais consideráveis. A deformação poderia causar deslocamento, o que pode prejudicaria a ligação.

m) Item 7.2.1.6.18

**“7.2.1.6.18** Pode ser impedido o deslocamento longitudinal da almofada de apoio através da verificação do atrito entre o elastômero e a superfície de contato. No caso de se ultrapassar 0,85 do valor estabelecido em 7.2.1.6.22, pode ser adotado dispositivo que impeça o deslocamento da almofada.’

No item 7.2.1.6.22 são apresentados limites de valores para que não ocorra o deslizamento da almofada e no item 7.2.1.6.18 é acrescentada a condição de ser possível adotar um dispositivo que impeça o deslocamento da almofada caso o valor resultante ultrapasse o limite estipulado.

n) Item 7.2.1.6.19

**“7.2.1.6.19** Os limites recomendados para as pressões de contato das almofadas são:

a) Almofadas simples:

$$\sigma_k = \frac{N_k}{(a \cdot b)} \leq 8,0 \text{ MPa}$$

Sendo:

a e b = dimensões em planta do elastômero

A expressão apresentada pode ser substituída, conforme indicado em norma específica.

b) Almofadas cintadas:

I. Para:  $a \leq 15$ ;  $\sigma_k = 8,0 \text{ MPa}$

II. Para:  $15 < a \leq 20$ ;  $\sigma_k = 11,0 \text{ MPa}$

III. Para:  $20 < a \leq 30$ ;  $\sigma_k = 12,5 \text{ MPa}$

IV. Para  $a > 30$ ;  $\sigma_k = 15,0 \text{ MPa}$

Sendo:

a = menor dimensão em planta do elastômero lida em cm”

Define qual deve ser a pressão máxima aplicada na almofada de elastômero através da fórmula do esforço aplicado ( $N_k$ ) sobre a área do elastômero ( $a \cdot b$ ) e define que essa pressão não deve ser maior que 8 MPa para almofadas simples. Para almofadas cintadas a pressão varia conforme a menor dimensão em planta da almofada, sendo no máximo de 15 MPa para  $a > 30\text{cm}$ .

o) Item 7.2.1.6.20

**“7.2.1.6.20** A deformação por compressão em serviço deve ser limitada a 15%, recomendando-se utilizar nessa verificação, valores experimentais em função da dureza e do fator de forma (S ou Si) conforme 7.2.1.6.23 e 7.2.1.6.24. ”

Fator de forma é uma relação entre as dimensões do elastômero e os itens 7.2.1.6.23 procuram encontrar a situação mais desfavorável para o caso de levantamento das bordas do elastômero.

## p) Item 7.2.1.6.21

**“7.2.1.6.21** A deformação por cisalhamento pode ser limitada ao valor da metade da altura total da almofada. No cálculo da deformação resultante das cargas permanentes, pode-se adotar o valor do módulo de deformação transversal igual a metade daquele utilizado para as cargas acidentais de pequena duração. ”

O item apresenta maiores detalhes quanto a deformação permitida ao elastômero.

## q) Item 7.2.1.6.22

**“7.2.1.6.22** O deslizamento da almofada pode ser impedido fixando-se os limites abaixo:

$$H_k < \mu N_k, \text{ com } \mu = 0,1 + 0,2/\sigma'_{mk}, \text{ em MPa.}$$

Adotam-se valores positivos para tensões de compressão.

Recomenda-se que sejam verificados isoladamente os efeitos da carga permanente ( $N_{gk}$ ) e da carga total ( $N_{gk} + N_{qk}$ ), adotando-se o maior valor para  $\sigma'_{mk}$ , sendo:

$$\sigma'_{mk} = N_{gk}/A' \text{ ou } \sigma'_{mk} = (N_{gk} + N_{qk})/A', \text{ respectivamente;}$$

$$\text{a) } (N_{min,k}/A') \geq (1 + a/b), \text{ em MPa}$$

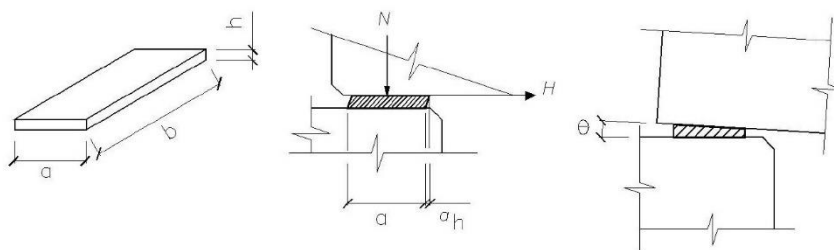
$$\text{b) Para almofadas cintadas adota-se } (N_{min,k}/A') > 2 \text{ MPa,}$$

$$\text{com } A' = (a - a_h).b \text{ (ver Figura 7.1).”}$$

Este item descreve como impedir o deslizamento da almofada e apresenta como determinar a tensão distribuída na almofada ( $\sigma'_{mk}$ ) utilizando-se a carga permanente ( $N_{gk}$ ) ou a carga total ( $N_{gk} + N_{qk}$ ). Esse valor de tensão é utilizado para obter um coeficiente  $\mu$ , que multiplicado pelo esforço característico  $N_k$ , deve ser maior que o esforço horizontal atuante.

As figuras 7.1 e 7.2 da norma estão representadas pela Figura 13 e Figura 14 do trabalho.

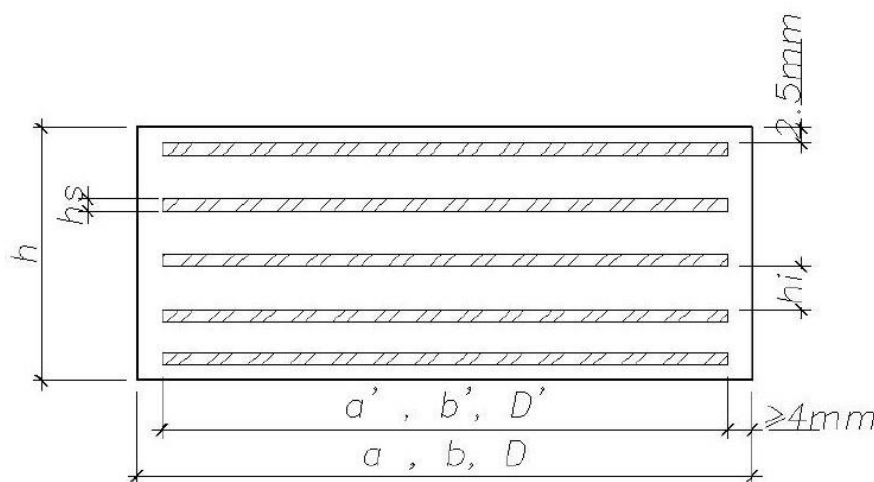
Figura 13 - Parâmetros referentes aos elastômeros



Fonte: Figura 7.1 da proposta de revisão NBR 9062

A figura acima representa as dimensões da almofada, a carga da viga sendo aplicada para o elastômero, assim como a rotação imposta pelos esforços.

Figura 14 - Dimensões elastômero cintado



Fonte: Figura 7.2 da proposta de revisão NBR 9062

A figura acima apresenta as dimensões do elastômero para a condição de ser cintado, assim como define cobrimentos mínimos para a lateral e parte superior.

r) Item 7.2.1.6.23

**“7.2.1.6.23** A condição de não levantamento da borda menos carregada das almofadas simples é que as tangentes das rotações  $\theta_g$ , impostas pelas cargas permanentes e  $\theta_q$ , imposta pelas cargas acidentais, devem verificar a mais desfavorável das condições a seguir (todos os esforços são característicos):

$$\text{a) } tg\theta_g < \frac{2 \cdot h_1}{a} \quad h_i = \frac{h \cdot \sigma_g}{10 \cdot G \cdot S + 2 \cdot \sigma_g}$$

$$\sigma_g = \frac{N_g}{(a - a_h) \cdot b}$$

$$b) \quad tg\theta_g + 1,5tg\theta_q < \frac{2.h_2}{a}$$

$$h_2 = \frac{h_i \cdot \sigma_{g+q}}{10 \cdot G \cdot S + 2 \cdot \sigma_{g+q}}$$

$$\sigma_{g+q} = \frac{Ngk + Nqk}{(a - a_h) \cdot b}$$

Onde:

$$S = \frac{a \cdot b}{2(a+b) \cdot h}$$

Demonstra como realizar o cálculo da inclinação da borda menos solicitada para almofadas simples devendo atender a situação mais desfavorável.

s) Item 7.2.1.6.24

**“7.2.1.6.24** Para a condição de não levantamento da borda menos carregada das almofadas cintadas é que as tangentes das rotações  $\theta_g$ , imposta pelas cargas permanentes, e  $\theta_q$ , imposta pelas cargas acidentais, devem verificar a mais desfavorável das condições a seguir (todos os esforços característicos):

$$a) \quad tg\theta_g < \frac{6 \cdot \Sigma h_{1i}}{a'} \quad h_1 = \frac{h_i \cdot \sigma_g}{4 \cdot G \cdot S_i^2 + 3 \cdot \sigma_g}$$

$$\sigma_g = \frac{N_g}{(a' - a_h) \cdot b'}$$

$$b) \quad tg\theta_g + 1,5tg\theta_q < \frac{6 \cdot \Sigma h_{2i}}{a'}$$

$$h_{2i} = \frac{h_i \cdot \sigma_{g+q0}}{4 \cdot G \cdot S_i^2 + 3 \cdot \sigma_{g+q}}$$

$$\sigma_{g+q} = \frac{N_g + N_q}{(a' - a_h) \cdot b'}$$

Onde:

$h_i$  = espessura de cada camada de elastômero;

$$S_i = \frac{a' \cdot b'}{2(a'+b') \cdot h_i}$$

Fala sobre como realizar a mesma verificação do item anterior, mas dessa vez para almofadas cintadas.

t) Item 7.2.1.6.25

**“7.2.1.6.25** A tensão de cisalhamento no elastômero deve ser limitada ao indicado abaixo, verificando-se também a condição de atuação somente da carga permanente (todos os esforços são característicos):

$$\tau = \tau_N + \tau_h + \tau_\theta \leq 5G$$

Onde:

$$\tau_N = \frac{1,5}{S_i} \cdot \frac{N_g + 0,5 \cdot N_q}{a \cdot b}$$

$$\tau_h = \frac{G \cdot a_h}{h} = \frac{H_g + 0,5 \cdot H_q}{a \cdot b}$$

$$\tau_\theta = \frac{G \cdot a^2}{2 \cdot h_i \cdot h} \cdot (tg\theta g + 1,5tg\theta q)$$

Estas expressões acima, que devem ser aplicadas para cada camada de elastômero, são válidas também para almofadas simples. ”

Define como determinar a tensão de cisalhamento máxima que deve ser aplicada aos elastômeros para a condição de atuação da carga permanente, sem a utilização de cargas acidentais. Se a tensão de cisalhamento máxima for ultrapassada, pode ocorrer o rompimento da almofada (corte) e assim prejudicar o funcionamento do aparelho de apoio.

u) Item 7.2.1.6.26

“**7.2.1.6.26** Pode ser dispensada a verificação da estabilidade da almofada, desde que  $h < (a/5)$ . ”

Estabelece uma relação entre a espessura do elastômero (h) e sua menor dimensão (a), em que pode ser dispensada a verificação da estabilidade pela almofada ser pouco espessa em relação à sua maior dimensão horizontal.

3.5.6 Item 7.2.2.1

Na versão em vigor da NBR 9062, o item se encontra da seguinte forma.

“**7.2.2.1** Situam-se neste caso, a suspensão de elementos pré-moldados por tirantes de concreto ou outros dispositivos, fixados em outros elementos pré-moldados ou de concreto moldado no local, ou a ligação de elementos pré-moldados verticais de vedação com seus apoios superiores.”

O item 7.2.2.1 da NBR 9062:2006 trata sobre os tipos de elementos apresentados no item “7.2.2 Ligações solicitadas predominantemente por tração”. A proposta de revisão da norma retirou esse comentário do item 7.2.2.1 e incluiu na introdução ao item 7.2.2. Sendo que o item 7.2.2.1 passou a ser uma indicação ao caso de tirantes.

### 3.5.7 Item 7.2.2.2

O item 7.2.2.2 fala sobre dispositivos especiais para ligação de tração e sofreu adição do subitem 7.2.2.2.5 como demonstrado a seguir.

**“7.2.2.2.5.** Para vergalhões chumbados com adesivos químicos injetáveis deve ser seguido o disposto em 7.2.2.3. ”

Este item trata sobre vergalhões chumbados com adesivos químicos injetáveis e faz uma referência ao item 7.2.2.3, que também foi adicionado na proposta de revisão e é comentado a seguir.

### 3.5.8 Item 7.2.2.3

O item 7.2.2.3 fala sobre a fixação de vergalhões com adesivos químicos injetáveis, o que não era abordado na versão anterior da norma. Apresenta os seguintes subitens.

**“7.2.2.3.1** Somente poderá ser utilizado adesivo para fixação de vergalhões no concreto quando utilizado adesivo específico para este fim e com eficiência comprovada pelo fabricante e conforme ABNT 14827:2002.”

Faz referência à NBR 14827 (ABNT, 2002) que trata de chumbadores instalados em elementos de concreto.

**“7.2.2.3.2** Somente devem ser realizadas fixações de vergalhões com profundidade de embutimento no concreto de 8 diâmetros da barra (mínimo) a 20 diâmetros (máximo). ”

Este item define um intervalo de comprimento (em função do diâmetro da barra) em que o vergalhão deve ser fixado no concreto.

**“7.2.2.3.3** É obrigatório que o diâmetro do furo realizado esteja dentro da especificação do fabricante do adesivo, não sendo permitido diâmetro maior que 1,5 diâmetros do vergalhão. ”

Fala sobre o diâmetro máximo que o furo pode ter em relação ao diâmetro do vergalhão, sendo que o máximo de aumento possível é de 50%.

**“7.2.2.3.4** Não é permitida a fixação de vergalhões com distâncias da borda e/ou de outros vergalhões inferiores a 4 diâmetros do vergalhão, sendo esta a distância mínima permitida, sempre medida a partir do eixo do vergalhão (ver figura 7.3). ”



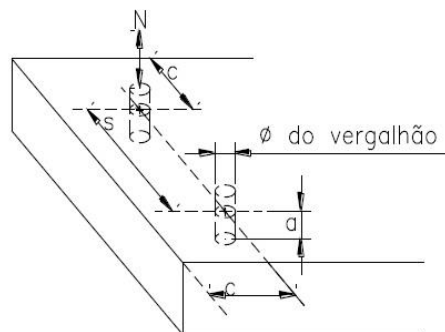
O item apresenta recomendações sobre a distância máxima que o vergalhão pode ser fixado em relação às bordas da peça de concreto e também em relação a outros vergalhões.

“7.2.2.3.5 É denominada distância crítica da borda, a distância do vergalhão chumbado à borda de 7 diâmetros. É denominada distância crítica de um vergalhão chumbado a outro vergalhão de 14 diâmetros. Em ambos os casos o vergalhão deve ter o embutimento mínimo que garanta sua ancoragem completa.”

Define o que é distância crítica da borda.

A Figura 7.3 da norma está representada pela Figura Figura 155 do trabalho e auxilia com ilustração de dados escritos sobre fixação dos vergalhões

Figura 15 - Disposições construtivas



a—Profundidade do embutimento dentro do concreto.

c—Distância do Vergalhão a borda.

s—Distância entre Vergalhões chumbados.

Fonte: Figura 7.3 da proposta de revisão NBR 9062

O item 7.2.2.3 ainda adiciona a Tabela 12 que está representada pela Tabela 15.

Tabela 15 - Especificações dos chumbadores

a	Entre $8\phi$ a $20\phi$	
c	Mínimo $4\phi$	crítico = $7\phi$
s	Mínimo $4\phi$	crítico = $14\phi$

Nota:  $\phi$  se refere ao diâmetro do vergalhão.

Fonte: Tabela 12 da proposta de revisão NBR 9062

Sendo que os valores de  $a$ ,  $c$  e  $s$  são os mesmos apresentados na Figura 15. Assim é possível observar melhor as distâncias em relação ao embutimento, à borda e entre vergalhões.

### 3.5.9 Item 7.2.2.4

A proposta de revisão adiciona o item 7.2.2.4 que discorre sobre fixação de vergalhões sujeitos exclusivamente a esforços de tração através dos subitens 7.2.2.4.1 a 7.2.2.4.8.

#### a) Item 7.2.2.4.1

**“7.2.2.4.1** Quando não especificado rigorosamente a condição de fixação pelo fabricante, não devem ser utilizadas tensões no vergalhão maiores que  $f_{yd}$  multiplicado pelo fator redutor  $\gamma_m$ .”

A condição de fixação pode ser definida pelo fabricante, mas quando isso não ocorre, as tensões no vergalhão só podem atingir  $f_{yd}$  multiplicado pelo coeficiente  $\gamma_m$  que é apresentado na Tabela 16 e Tabela 17.

#### b) Item 7.2.2.4.2

**“7.2.2.4.2** O valor de  $\gamma_m$  deve ser de no máximo 0,9, sendo reduzido obrigatoriamente quando o vergalhão chumbado estiver a distância menor que a distância crítica da borda ou de outros vergalhões chumbados. ”

O item diz sobre redução do coeficiente  $\gamma_m$  para algumas situações.

#### c) Item 7.2.2.4.3

**“7.2.2.4.3** Em relação a distância a borda, quando não especificado rigorosamente pelo fabricante, o redutor  $\gamma_m$ , sendo denominado  $\gamma_{m1}$ , deve variar de 0,7 a 0,9 entre a distância mínima à distância crítica. Interpolado linearmente entre os valores da Tabela 13. ”

Quando o fabricante não fornecer dados sobre a distância da borda que o vergalhão dever ser fixado, para encontrar o valor de  $\gamma_m$ , é necessário realizar a interpolação linear dos valores dados na Tabela 13 da proposta de revisão da norma e apresentado na Tabela 16 do trabalho.

Tabela 16 - Relação entre distância da borda e coeficiente redutor

Distância à Borda	Valor de $\gamma_{m1}$
4 $\varphi$	0,7
5 $\varphi$	0,75
6 $\varphi$	0,8
= ou > 7 $\varphi$	0,9

Fonte: Tabela 13 da proposta de revisão NBR 9062

d) Item 7.2.2.4.4

**“7.2.2.4.4** Em relação a distância entre vergalhões chumbados, quando não especificado rigorosamente pelo fabricante, o redutor  $\gamma_m$ , sendo denominado  $\gamma_{m2}$ , deve variar de 0,7 a 0,9 entre a distância mínima à distância crítica. Interpolado linearmente entre os valores da Tabela 14. ”

Quando o fabricante não fornecer dados sobre a distância entre vergalhões chumbados, para definir o valor de  $\gamma_m$ , deve-se realizar interpolação linear dos valores dados na Tabela 14 da proposta de revisão da norma, que está apresentado na Tabela 17 do trabalho.

Tabela 17 - Relação entre distância de vergalhões chumbados e coeficiente redutor

Distância entre vergalhões chumbados	Valor de $\gamma_{m2}$
4 $\varphi$	0,7
5 $\varphi$	0,72
6 $\varphi$	0,74
7 $\varphi$	0,76
8 $\varphi$	0,78
9 $\varphi$	0,80
10 $\varphi$	0,82
11 $\varphi$	0,84
12 $\varphi$	0,86
13 $\varphi$	0,88
= ou > 14 $\varphi$	0,90

Fonte: Tabela 14 da proposta de revisão NBR 9062

e) Item 7.2.2.4.5

**“7.2.2.4.5** Quando ocorrer à simultaneidade de distância de borda com distância entre outros vergalhões chumbados, a tensão  $f_{yd}$  deve ser multiplicada pelo coeficiente  $\gamma_{m1}$  e  $\gamma_{m2}$  quantas vezes a simultaneidade de efeitos ocorrer. ”

Apresenta como aplicar os coeficientes  $\gamma_{m1}$  e  $\gamma_{m2}$  definidos nos itens 7.2.2.4.3 e 7.2.2.4.4.

f) Item 7.2.2.4.6

**“7.2.2.4.6** É obrigatório que a execução do vergalhão chumbado seja acompanhado por engenheiro responsável, que obrigatoriamente deve realizar rigorosamente os procedimentos definidos pelo fabricante, preenchendo relatório para cada vergalhão chumbado contendo a verificação de diâmetro do furo, profundidade do furo, quantidade de adesivo aplicado e limpeza do furo antes da injeção do adesivo, sendo este documento denominado Documento de Inspeção. ”

Fala que o engenheiro responsável deve estar acompanhando todo o processo de instalação dos vergalhões, observando detalhadamente cada

procedimento e obtendo dados para completar um documento chamado de Documento de Inspeção. Esse item ressalta a preocupação da norma quanto à segurança e qualidade da execução da fixação do vergalhão no concreto.

g) Item 7.2.2.4.7

“7.2.2.4.7 É obrigatória a existência de projeto que especifique as informações para execução da fixação de vergalhões. ”

Explicita a obrigatoriedade de projeto especificando como deve ser realizada a fixação dos vergalhões.

h) Item 7.2.2.4.8

“7.2.2.4.8 É permitida a realização de projeto de fixação de vergalhões considerando o item 5.5 – Projeto acompanhado por verificação experimental. “

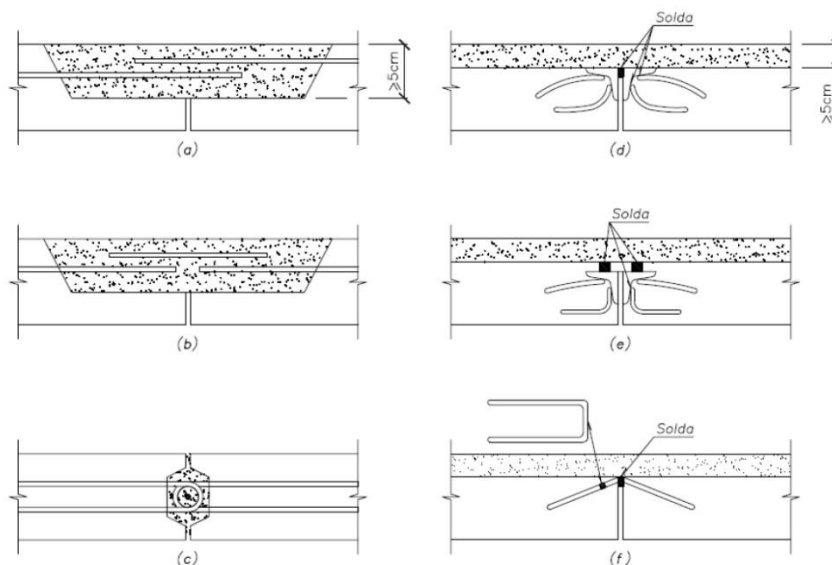
Faz referência ao item 5.5 da proposta de revisão da norma, que dita como realizar um projeto acompanhado por verificação experimental. O item explica quais ensaios devem ser realizados, assim como a maneira de serem reproduzidos.

### 3.5.10 Item 7.2.4.1

O item 7.2.4.1 apresenta informações sobre ligações transversais de lajes e mesas de vigas T. A proposta de revisão da norma fez a adição de uma imagem, representada pela Figura 16.

A figura adicionada exemplifica os tipos de emendas que podem ser realizadas nas bordas de lajes, sendo que fornece seis alternativas de escolha para quem vai realizar o projeto.

Figura 16 - Exemplos de emendas nas bordas das lajes



Fonte: Figura 7.4 da proposta de revisão NBR 9062

“Legenda:

- 1 - As ligações tipo (a) e (b) podem ser por simples transpasse ou por solda;
- 2 - As ligações tipo (d) e (e) utilizam cantoneiras metálicas devidamente ancoradas no concreto dos elementos, soldadas duas a duas diretamente ou através de um elemento metálico intermediário;
- 3 - A ligação tipo (c) é realizada pelo transpasse de barras dobradas em laço na junta do tipo representado na Figura, com preenchimento posterior;
- 4 - A ligação tipo (f) é realizada utilizando-se barras metálicas dobradas em “U”, devidamente ancoradas no concreto dos elementos, soldadas duas a duas, diretamente ou através de um elemento metálico intermediário.”

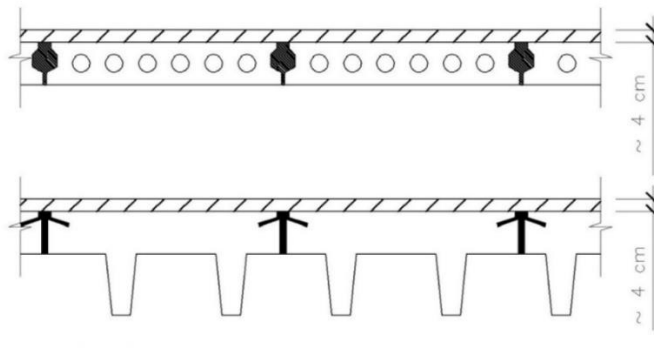
Além da adição da imagem, o item 7.2.4.1 ainda sofreu a modificação no subitem 7.2.4.1.4.1 que está apresentado a seguir.

“**7.2.4.1.4.1** Quando a solução de capeamento de concreto for empregada, a espessura mínima da capa em pontos isolados não deve ser inferior a 3 cm adotando-se como espessura mínima nominal de projeto de 5 cm, conforme exemplificado na Figura 7.5.”

Na versão de 2006 da norma, a espessura mínima nominal de projeto era de 4 cm e mudou para 5 cm. A Figura 7.5 que foi referenciada neste item sofreu modificação correspondente à cota da distância mínima nominal de

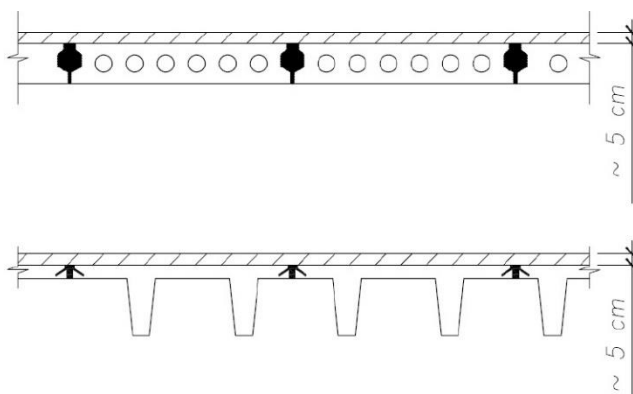
projeto do capeamento. A modificação está representada pela Figura 17 e Figura 18.

Figura 17 - Espessuras médias mínimas de capeamento das lajes segundo a norma em vigor



Fonte: Figura 7.2 da NBR 9062 (ABNT, 2006)

Figura 18 - Espessuras médias mínimas de capeamento das lajes segundo a proposta de revisão



Fonte: Figura 7.5 da proposta de revisão NBR 9062

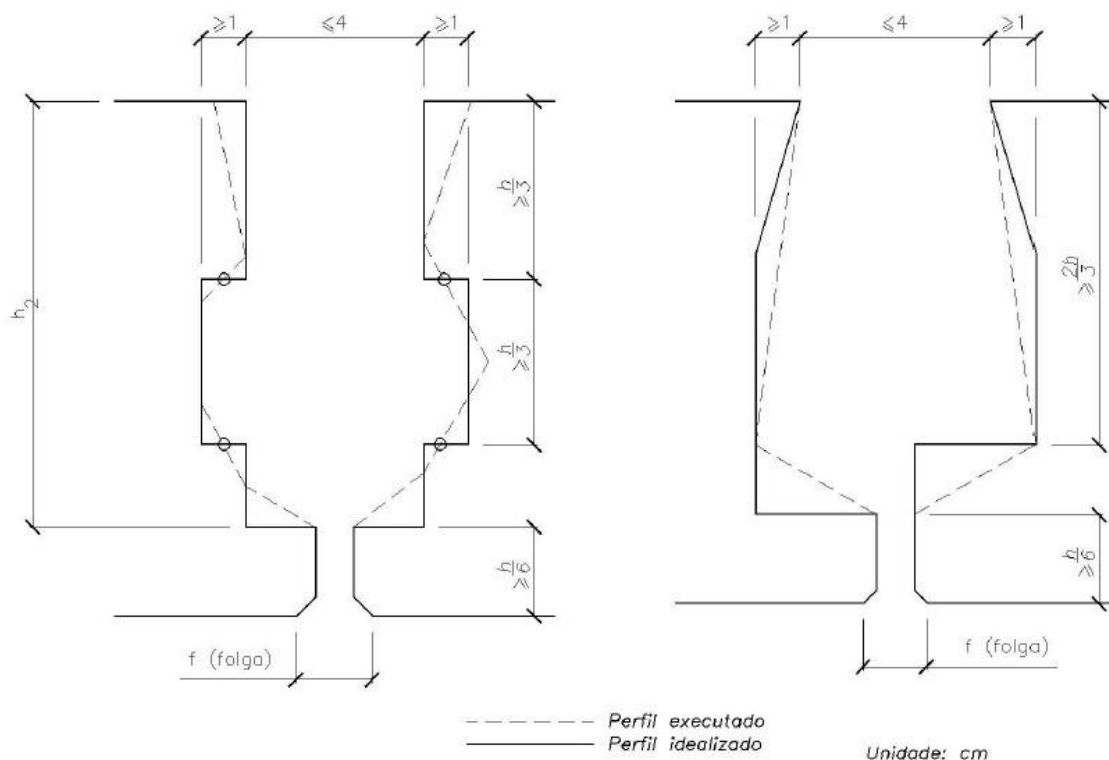
O subitem 7.2.4.1.4.2 sofreu modificações onde na proposta de revisão os esforços atuantes na região das juntas não são mais considerados apenas para cargas acidentais menores ou iguais a 3 kN/m<sup>2</sup> mas para qualquer tipo de carga. O item está apresentado a seguir.

“**7.2.4.1.4.2** Não há a necessidade de verificação dos esforços atuantes na região das juntas dos elementos pré-moldados de lajes se a tensão de referência  $\tau_{wd}$  não exceder a 0,15  $f_{ctdj}$  (considerando a tensão calculada na altura  $h_2$  da Figura 7.6). Neste caso, a ligação pode ser realizada pelo rejuntamento das folgas entre as bordas dos elementos pré-moldados, com argamassa de cimento ou concreto. As folgas devem apresentar geometria adequada para garantir a transmissão da força cortante, sem levar em conta a aderência da

argamassa de cimento ou concreto com os elementos, conforme exemplos da Figura 7.6.”

A Figura 7.6 da norma está representada pela Figura 19.

Figura 19 - Seções nas juntas entre lajes com transmissão da força cortante.



Fonte: Figura 7.6 da proposta de revisão NBR 9062

Outra modificação realizada nesse item foi a remoção dos subitens 7.2.1.4.3 e 7.2.1.4.4, que estão representados a seguir.

“7.2.4.1.4.3 Quando se adotar a solução de capeamento conforme 7.2.4.1.4.1, não haverá a necessidade de verificação dos esforços atuantes na região das juntas dos elementos pré-moldados de lajes, conforme 7.2.4.1.4.2, onde  $h_2$  da Figura 7.6 deverá ser somado à altura do capeamento. “

“7.2.4.1.4.4 Para os casos onde a tensão de referência for maior que  $0,15 f_{ctdj}$ , há a obrigatoriedade de verificação dos esforços atuantes na região das juntas dos elementos pré-moldados de lajes, dimensionando-se devidamente as ligações, conforme as especificações de 7.2.4.1.1 a 7.2.4.1.4. ”

Em seguida a proposta de revisão adicionou os itens 7.2.1.4.3 e 7.2.1.4.4 que estão apresentados a seguir.



**“7.2.4.1.4.3** Quando se adotar a solução de capeamento conforme 7.2.4.1.4.1, não haverá a necessidade de verificação dos esforços atuantes na região das juntas dos elementos pré-moldados de lajes, conforme 7.2.4.1.4.2, onde  $h_2$  da Figura 7.6 deverá ser somado à altura do capeamento.”

Este item fala sobre a possibilidade de não verificar os esforços atuantes nas juntas das lajes pré-moldadas em relação à cortante, sendo que para esse caso a distância  $h_2$  da Figura 7.6 da norma (representada pela Figura 19 no trabalho) deve ser adicionada à altura de capeamento.

**“7.2.4.1.4.4** Para os casos onde a tensão de referência for maior que  $0,15 f_{ctdj}$ , há a obrigatoriedade de verificação dos esforços atuantes na região das juntas dos elementos pré-moldados de lajes, dimensionando-se devidamente as ligações, conforme as especificações de 7.2.4.1.1 a 7.2.4.1.4. ”

Nos casos onde é necessário verificar os esforços atuantes na ligação das lajes pré-moldadas a norma indica os referidos itens.

### 3.5.11 Item 7.2.4.2

O item 7.2.4.2 trata sobre ligações de pilares, pórticos e arcos. Ele inicia informando como podem ser realizadas as ligações, sendo que na proposta de revisão houve a remoção dos seguintes subitens.

“Podem ser realizadas por uma das seguintes alternativas:

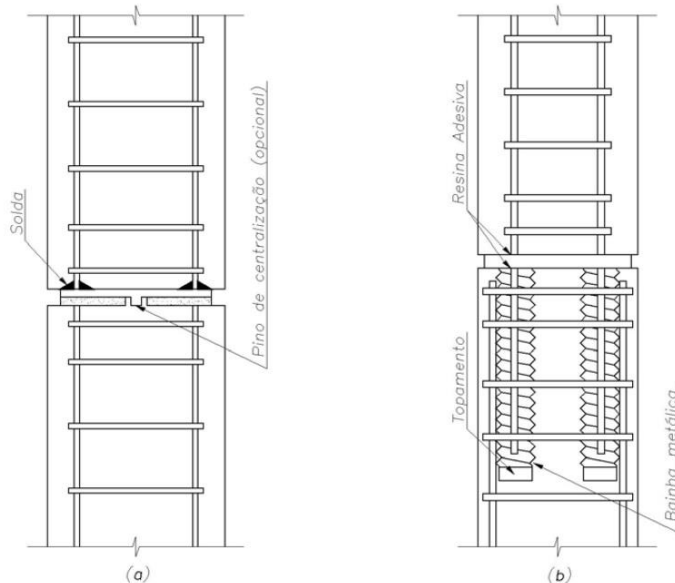
- a) terminação dos topos dos elementos com chapa metálica com pino e furos de centralização, junta macho e fêmea ou dispositivo equivalente, possibilitando aplicar-se solda em todo o contorno das chapas de contato. Essas chapas devem estar convenientemente ancoradas na massa de concreto, conforme Figura 7.4 (a), sendo necessária a verificação quanto ao momento fletor atuante;
- b) encaixe de armaduras salientes num elemento em cavidades no outro elemento e preenchimento dos vazios com grout não retrátil que também cubra inteiramente as superfícies em contato, conforme Figura 7.4 (b);
- c) dispositivos metálicos; ”

O item que também tinha a letra “d” agora não apresenta mais a distinção por letra e faz referência a Figura 7.7 para obter exemplos ilustrativos.

“Qualquer processo de comprovada eficácia e durabilidade nos ensaios conclusivos conforme 5.5. Na figura 7.7 podem ser observados alguns exemplos ilustrativos.”

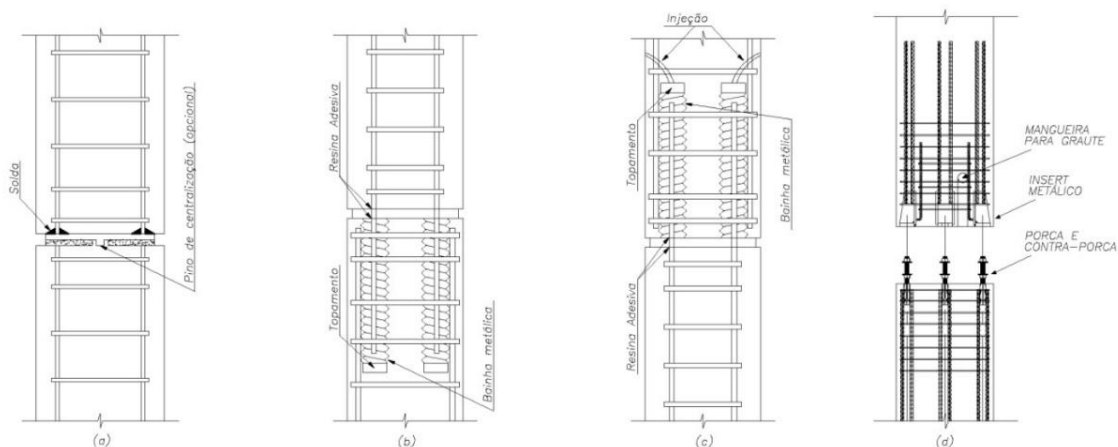
A Figura 7.7 da norma sofreu alterações como representado na Figura 20 e Figura 21.

Figura 20 - Exemplo de ligações de pilares segundo a norma em vigor



Fonte: Figura 7.4 da NBR 9062 (ABNT, 2006)

Figura 21 - Exemplo de ligações de pilares segundo a proposta de revisão



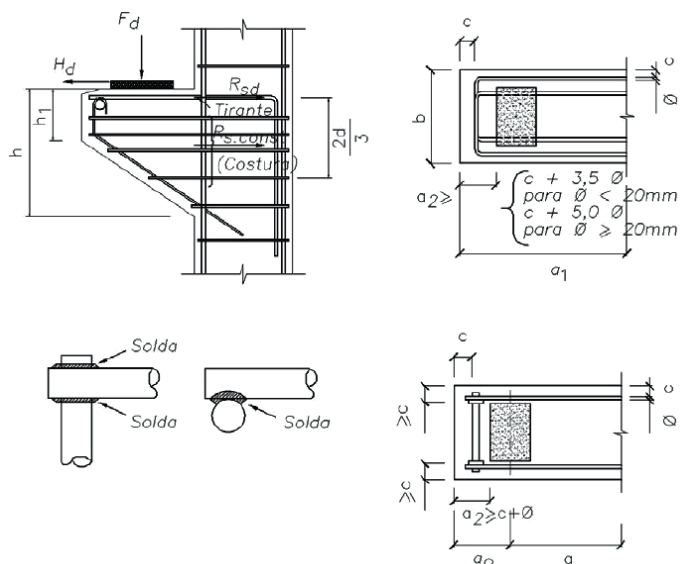
Fonte: Figura 7.7 da proposta de revisão NBR 9062

A modificação nas imagens adiciona mais dois casos de ligações de pilares sendo que o caso “c” da Figura 21 é similar ao caso “b” e o caso “d” envolve porca, graute e inserte metálico.

## 3.5.12 Item 7.3.2.1

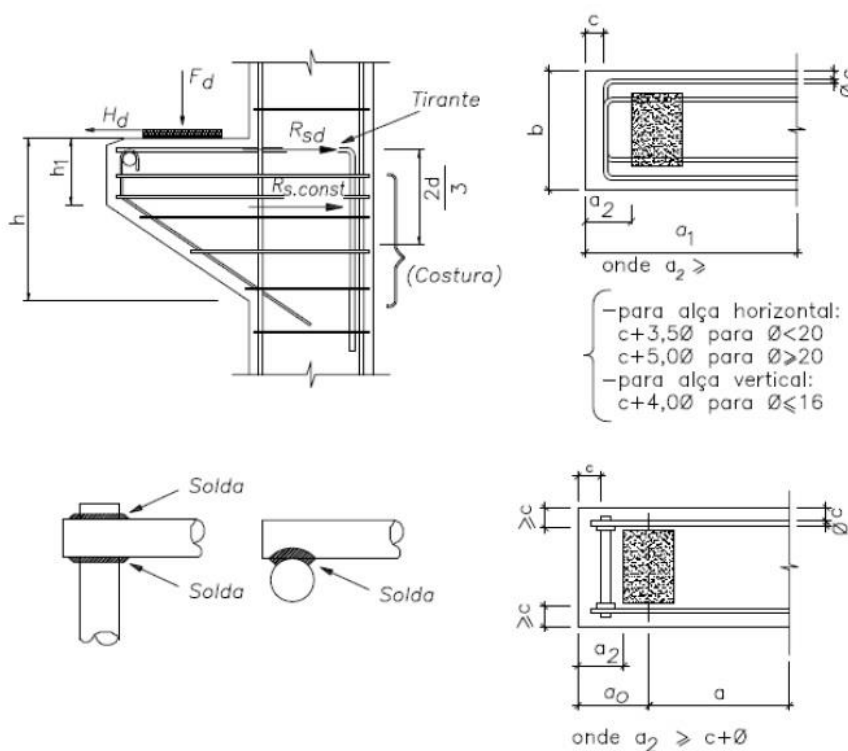
O item 7.3.2.1 discorre sobre generalidades de dimensionamento de consolo e sofreu modificações na imagem explicativa intitulada “Armadura típica de um consolo curto” como demonstrado na Figura 22 e Figura 23.

Figura 22 - Armadura típica de um consolo curto segundo a norma em vigor



Fonte: Figura 7.5 da NBR 9062 (ABNT, 2006)

Figura 23 - - Armadura típica de um consolo curto segundo a proposta de revisão

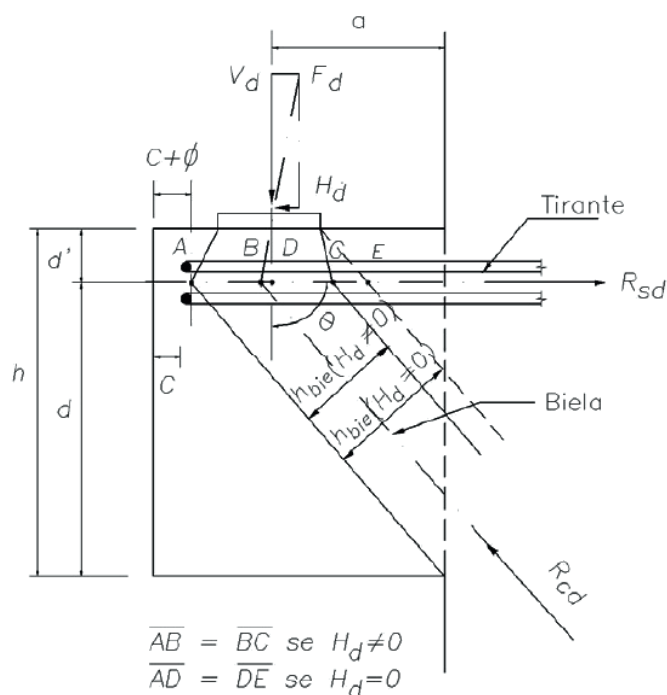


Fonte: Figura 7.8 da proposta de revisão NBR 9062

As mudanças observadas dizem respeito a desenhos (mudança de localização de indicações do tirante e da armadura de costura, posicionamento da variável  $a_2$ ). Para a medida  $a_2$  foi adicionada a condição de alça vertical, assim como a representação escrita da diferenciação da alça para vertical ou horizontal.

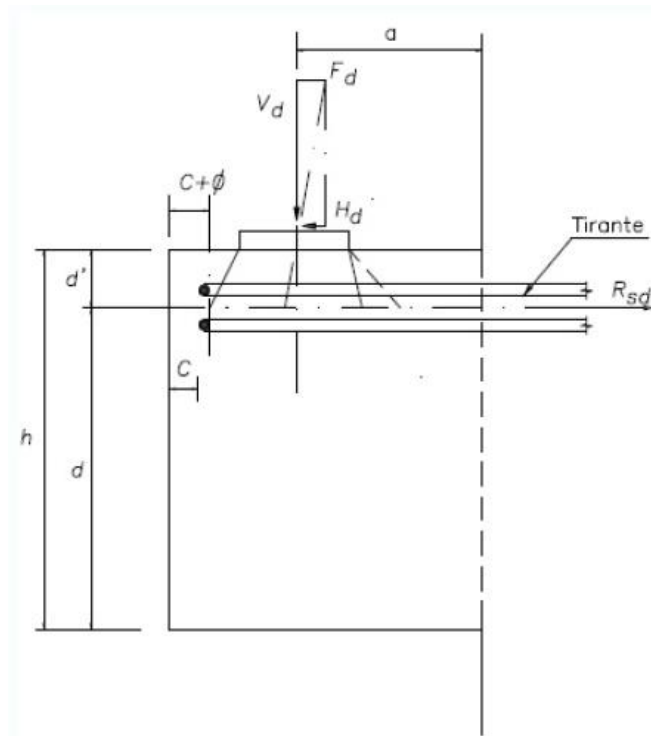
Outra mudança observada para consolo curto foi quanto a representação do modelo de biela-tirante que está representado na Figura 24 e Figura 25.

Figura 24 - Modelo biela-tirante para consolo curto segundo a norma em vigor



Fonte: Figura 7.6 da NBR 9062 (ABNT, 2006)

Figura 25 - Modelo biela-tirante para consolo curto segundo a proposta de revisão



Fonte: Figura 7.9 da proposta de revisão NBR 9062

Nessa modificação houve a remoção de informações sobre a indicação de biela e de todos os elementos que a apresentavam, ficando apenas a representação do tirante e dos respectivos esforços.

#### 3.5.13 Item 7.3.3.4

O item 7.3.3.4 apresenta o valor mínimo para a distância  $a_2$ , que é a distância da face externa da almofada de apoio até a face externa do consolo. A modificação foi realizada no caso de tirante ancorado por alças verticais onde  $a_2$  era igual a  $c + 3,5\phi + 2cm$  e na proposta de revisão foi mudado para  $c + 4\phi$ . Com essa modificação a distância mínima de  $a_2$  para esse caso fica dependente apenas do cobrimento e do diâmetro da barra.

#### 3.5.14 Item 7.3.3.12

O item 7.3.3.12 apresenta dados sobre a armadura de costura, onde na versão de 2006 a norma deixa as três opções seguintes para espaçamentos:

- “- 1/5 da altura útil  $d$  no engastamento;
- 20 cm;
- distância  $a$ .”

Na versão de revisão, o primeiro item foi removido, no segundo a distância que era 20 cm foi mudada para 10 cm, e para o terceiro não houve alteração. Essas mudanças indicam uma maior restrição em relação à distribuição da armadura de costura ao longo da altura do consolo, principalmente pela mudança do espaçamento máximo de 20 cm para 10 cm. A armadura de costura é disposta em regiões que estão submetidas a tensões de tração e ajuda a conter as fissuras devido a essas tensões.

#### 3.5.15 Item 7.3.5.4

Na proposta de revisão da norma, o item 7.3.5.4 apresenta alteração na equação de a obtenção da armadura total do tirante em um consolo muito curto. As equações estão demonstradas nas equações 9 e 10:

$$A_{sv} = 0,8 Fd / f_{yd} \cdot \mu \dots\dots (9)$$

$$A_{sv} = 0,8 Fd / (f_{yd} \cdot \mu) \dots\dots(10)$$

Essa modificação diminui a chance de ocorrer erro de interpretação, pois na versão de 2006 a letra  $\mu$  poderia ser interpretada como estando no denominador ou no numerador.

A proposta de revisão também adiciona uma equação para determinar a tensão de cisalhamento última no consolo, além da indicação que esta tensão não deve ser maior que 8 MPa e  $f_{yd}$  não deve ser considerado maior que 435 MPa como indicado abaixo.

$$\text{"a) } \tau_{wu} = 3,0 + 0,9 \rho f_{yd} \leq 0,27(1 - f_{ck}/250)f_{cd}$$

$$\text{b) } \tau_{wu} \leq 8 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} \leq 435 \text{ Mpa.}"$$

#### 3.5.16 Item 7.3.5.5

Outra modificação foi a transformação da letra "c) a ancoragem do tirante na peça suporte do consolo deve obedecer às prescrições da ABNT NBR 6118" no item 7.3.5.5. Na NBR 9062 (ABNT, 2006) essa consideração é feita apenas para o caso de consolo muito curto, sendo que na proposta de revisão essa consideração passa a ser para todos os tipos de consolos.

### 3.5.17 Item 7.3.7.2

O item 7.3.7.2 da NBR 9062 (ABNT, 2006) discorre sobre como considerar os estribos verticais em consolos com  $a/d \leq 1,0$ , como indicado abaixo.

**“7.3.7.2** Nos consolos sujeitos a cargas diretas com  $a/d \leq 1,0$ , os estribos verticais, quando construtivamente necessários, são escolhidos pelas taxas mínimas da ABNT NBR 6118 para vigas de mesma largura  $b$  e altura igual à do consolo no engastamento.”

Sendo que carga direta é a carga aplicada sem a atuação de uma reação, apenas a carga é a solicitação aplicada.

Na proposta de revisão da norma houve uma modificação textual como segue.

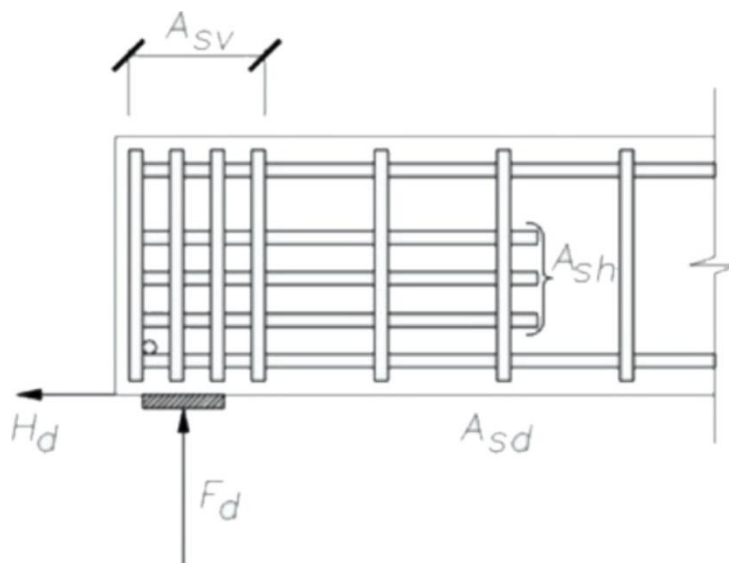
**“7.3.7.2** Nos consolos sujeitos a cargas diretas com  $a/d \leq 1,0$ , os estribos verticais, são construtivamente necessários, e escolhidos pelas taxas mínimas de  $0,15\% b_w h$  sendo  $b_w$  a largura do consolo e  $h$  a altura igual a do consolo na seção de engastamento.”

Analisando as modificações percebe-se que a versão de 2006 da norma indica a taxa mínima da NBR 6118 (ABNT) para o dimensionamento de estribos verticais, sendo que a proposta de revisão apresenta o fator de  $0,15\% b_w h$ , sendo que esse fator é a taxa mínima absoluta para armadura de tração da NBR 6118 (ABNT, 2014).

### 3.5.18 Item 7.5.2

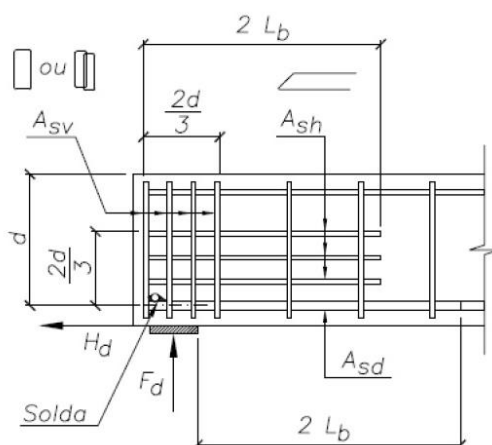
O item 7.5.2 apresenta considerações sobre como determinar a armadura de costura e vertical de dentes, e apresenta uma imagem demonstrativa destas armaduras. A Figura 26 referencia a imagem da norma atual e a Figura 27 a modificada.

Figura 26 - Detalhe de armadura em apoio sem recorte segundo a norma em vigor



Fonte: Figura 7.12 da NBR 9062 (ABNT, 2006).

Figura 27 - Detalhe de armadura em apoio sem recorte segundo a proposta de revisão



$L_b =$  (Comprimento de ancoragem para condição de boa aderência)

Fonte: Figura 7.15 da proposta de revisão NBR 9062

Analisando a Figura 26 e a Figura 27 observa-se que a proposta de revisão adicionou cotas para a altura útil ( $d$ ), para o comprimento de distribuição da armadura de costura ( $2/3d$  na vertical), ancoragem da armadura de costura ( $2L_b$  a partir do primeiro estribo), comprimento de distribuição da armadura vertical ( $2/3d$  na horizontal), comprimento de ancoragem do tirante ( $2L_b$  a partir do aparelho de apoio), a indicação de solda entre o tirante e a armadura de costura vertical e a situação de aderência para o cálculo de  $L_b$ .



### 3.5.19 Item 7.7

O item 7.7 foi adicionado na proposta de revisão e trata de ligações de pilar com fundação por meio de cálice. Este item apresenta subitens de 7.7.1 a 7.7.8

Na versão de 2006 da norma a ligação de pilar com fundação por meio de cálice era tratado no item “6.4 Elementos de ligação”.

#### a) Item 7.7.1

“7.7.1 Os elementos de fundação por meio de cálice devem ser calculados para resistir à totalidade das forças normais e horizontais e dos momentos transmitidos pelos pilares, incluindo os momentos de segunda ordem globais. ”

O cálice é responsável por resistir os esforços provenientes dos pilares e dessa maneira devem ser calculados para tal.

#### b) Item 7.7.2

“7.7.2 No caso de sistema estrutural com pilares engastados e vigas articuladas deve ser aplicado coeficiente de ajustamento  $\gamma_n = 1,2$  para dimensionamento do colarinho.”

Para dimensionar o colarinho, para o caso pilares engastados e vigas articuladas, um coeficiente de 1,2 deve ser aplicado para realizar o dimensionamento do colarinho além de todos os coeficientes já aplicados.

#### c) Item 7.7.3

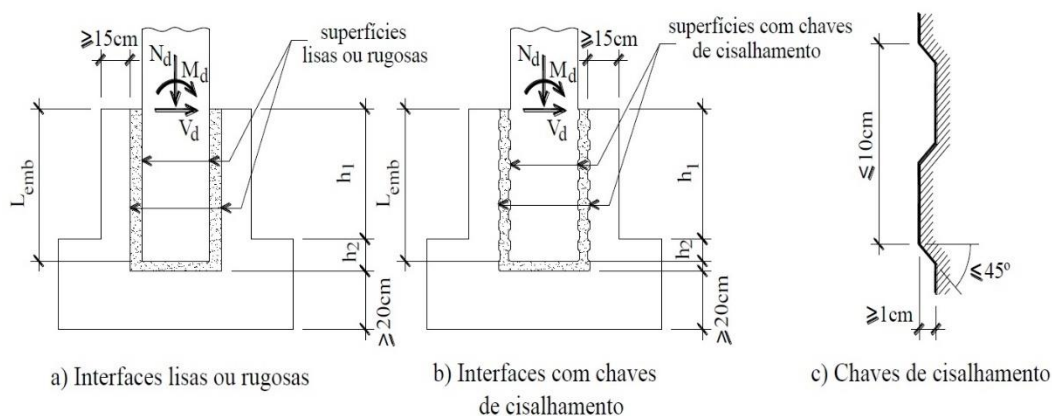
“7.7.3 As ligações por meio de cálice podem ser de interfaces lisas, de interfaces rugosas ou de interfaces com chaves de cisalhamento, conforme mostrado na Figura 7.16. ”

Na versão de 2006 a norma fazia a classificação das interfaces do colarinho apenas de interfaces lisas e interfaces rugosas. Na proposta de revisão é incluído mais uma classificação que é a interface com chaves de cisalhamento. Para exemplificar a diferença entre as interfaces a norma complementa o seguinte.

“O cálice é considerado de interfaces rugosas quando houver uma rugosidade de, no mínimo, 3 mm a cada 3 cm na superfície interna do cálice e na superfície da base do pilar, ao longo de toda altura de embutimento. Quando esta condição não for atingida, o cálice é considerado de interfaces lisas. O cálice é considerado de interfaces com chaves de cisalhamento quando a configuração das chaves apresentar uma profundidade mínima de 1 cm a cada pelo menos 10 cm, na superfície interna do cálice e na superfície da base do pilar, ao longo de toda altura de embutimento.”

A definição está associada a respectiva característica geométrica das interfaces, deixando mais clara a classificação e a norma inclui a Figura 7.16 representada pela Figura 28 do trabalho. Cabe destacar, que conforme o tipo de interface ocorre mudanças no método de dimensionamento.

Figura 28 - Detalhes dos cálices de interfaces lisas e rugosas e de interfaces com chaves de cisalhamento



Fonte: Figura 7.16 da proposta de revisão NBR 9062

#### d) Item 7.7.4

##### “7.7.4 Embutimento na base”

A proposta de revisão adiciona um subitem que fala sobre o embutimento do pilar na fundação.

“7.7.4.1 O comprimento mínimo do embutimento do pilar na fundação deve ser conforme a Tabela 15.”

A Tabela 15 da norma está representada pela Tabela 18 no trabalho.

Tabela 18 - Comprimentos mínimos de embutimento do pilar

Interfaces	$\frac{M_d}{N_d \cdot h} \leq 0,15$	$\frac{M_d}{N_d \cdot h} \geq 2$
Lisas ou rugosas	1,5h	2,0h
Com chaves de cisalhamento	1,2h	1,6h

**Nota:** a)  $h$  é a dimensão da seção transversal do pilar, paralela ao plano de ação do momento  $M_d$ ;  
b) interpolar valores intermediários

Fonte: Tabela 15 da proposta de revisão da NBR 9062

A tabela apresenta comprimentos mínimos de embutimento, que depende do tipo de superfície do cálice e a relação  $\frac{M_d}{N_d \cdot h}$ , sendo que para valores intermediários o comprimento pode ser interpolado.

**7.7.4.2** No caso de pilar sujeito a tração, o  $L_{emb}$  deve ser sempre 2,0 h e as interfaces não podem ser lisas.”

Faz uma recomendação do dimensionamento de colarinho para o caso de pilar sujeito a tração.

**7.7.4.3** A adoção destes valores não exclui a necessidade de comprovar a resistência e o comportamento da base do pilar, da superfície de contato do pilar com o cálice, do elemento de fundação.”

Ressalta que mesmo com a adoção de valores como recomendado, para pilares sujeitos a tração deve ser feita a análise da ligação entre pilar e cálice para comprovação da resistência.

**7.7.4.4** O comprimento de embutimento não deve ser inferior a 40 cm e deve ser compatível com o comprimento de ancoragem da armadura do pilar.”

Estipula o comprimento de embutimento mínimo e lembra da verificação do o comprimento de ancoragem da armadura do pilar no dimensionamento do colarinho.

**“7.7.4.5** Para  $L_{emb}$  definido em 7.7.4.1 maior que 180 cm, pode-se adotar valores diferentes que o definido na formulação, desde que seja realizado estudo da ligação entre pilar e colarinho. ”

Segundo as equações da Tabela 18, podem existir comprimentos de embutimento maiores que 180 cm, e nesses casos a norma permite outros valores desde que sejam realizados estudos complementares.

e) Item 7.7.5

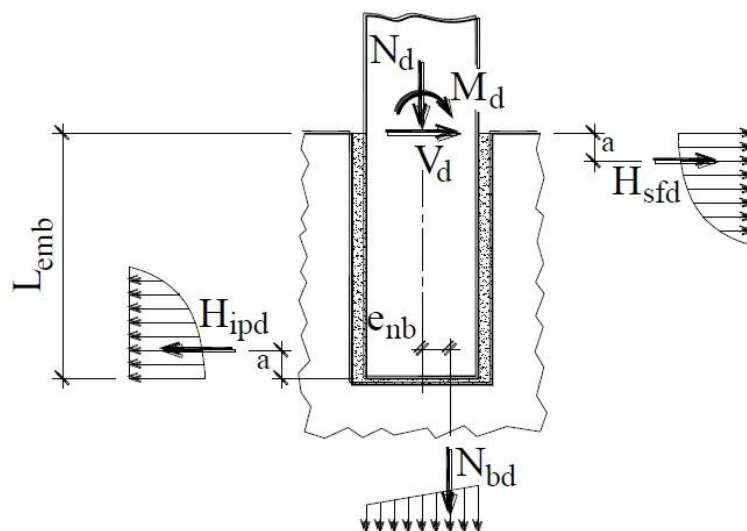
A proposta de revisão adiciona o subitem que fala sobre cálices de interfaces lisas ou rugosas como segue.

**“7.7.5 Cálices de interfaces lisas ou rugosas”**

**“7.7.5.1** Para grandes excentricidades ( $M_d/N_d h \geq 2$ ) pode-se considerar a transferência dos esforços do pilar para o colarinho conforme mostrado na Figura 7.17.”

A Figura 7.17 da norma está representada pela Figura 29 deste trabalho.

Figura 29 - Transferência dos esforços em cálices de interfaces lisas ou rugosas com grande excentricidade



Fonte: Figura 7.17 da proposta de revisão NBR 9062

Este subitem exemplifica como ocorre a transferência de esforços do pilar pré-moldado para o cálice. Observam-se que pressões solicitam as paredes, frontal e posterior, do cálice.

”As resultantes  $H_{sfd}$  e  $N_{bd}$ , mostradas na Figura 7.17, levando em conta as forças de atrito e considerando  $e_{nb}=h/4$  e  $a=L_{emb}/10$ , são calculadas com:

$$H_{sdf} = \frac{M_d - N_d \cdot \left[ 0,25 \cdot h + \mu \cdot \left( \frac{0,1 \cdot L_{emb} - 0,75 \cdot \mu \cdot h}{1 + \mu^2} \right) \right] + V_d \cdot \left[ \frac{L_{emb} - 0,75 \cdot \mu \cdot h}{1 + \mu^2} \right]}{0,8 \cdot L_{emb} + \mu \cdot h}$$

$$N_{bd} = \frac{N_d - \mu \cdot V_d}{1 + \mu^2}$$

A norma apresenta equações de como determinar a pressão na parede frontal e a resultante de força normal na base do pilar.

“7.7.5.2 O coeficiente de atrito  $\mu$  não pode ser maior que 0,3 no caso de interfaces lisas e nem maior que 0,6 no caso de interfaces rugosas.”

Com essa informação a norma sugere valores de coeficiente de atrito para os casos de interfaces lisas e rugosas.

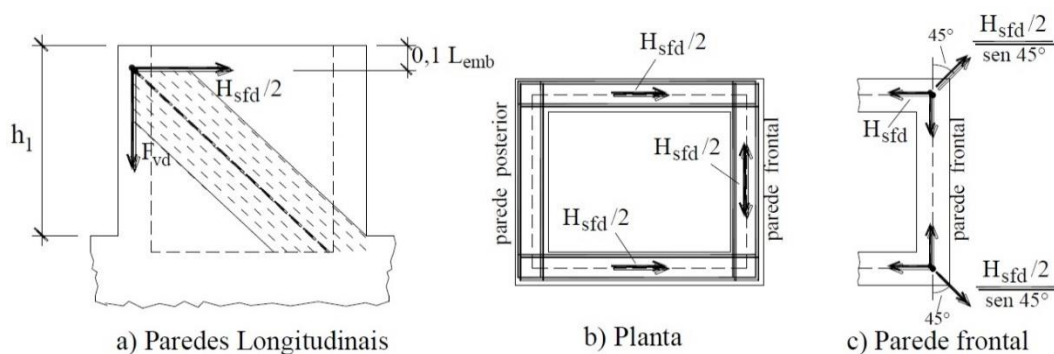
“7.7.5.3 Para pequenas excentricidades ( $M_d/N_d h \leq 0,15$ ) devem ser feitos os seguintes ajustes:  $e_{nb}=0$ ,  $a=L_{emb}/6$  e coeficiente de atrito nulo, para interfaces lisas, e não superior a 0,3 para interfaces rugosas.

Para excentricidades intermediárias ( $0,15 < M_d/N_d h < 2$ ), pode-se fazer uma interpolação linear dos valores obtidos para grandes e pequenas excentricidades. ”

São definidos ajustes que devem ser adotados para situações de pequena excentricidade e também de excentricidades intermediárias aos limites apresentados em norma.

“7.7.5.4 Para cálices com colarinho, as pressões do pilar correspondentes à resultante  $H_{sfd}$ , produzem flexo-tração na parede frontal. Na falta de cálculo mais rigoroso, pode-se considerar apenas a tração na parede frontal. As resultantes das pressões da parede frontal são transferidas para a fundação por meio das paredes longitudinais. Os modelos para cálculo das armaduras horizontais e verticais nas paredes do colarinho estão mostrados na Figura 7.18. Utilizar  $H_{sfd}$  para dimensionamento da armadura horizontal e  $F_{vd}$  para a armadura vertical.”

Figura 30 - Transferência dos esforços nas paredes do colarinho dos cálices de interfaces lisas e rugosas



Fonte: Figura 7.18 da proposta de revisão NBR 9062

A Figura 30 explica, para o caso de cálices com colarinho, como é o comportamento das paredes transversal e longitudinal apresentando como os esforços são transferidos para a fundação.

**“7.7.5.5** A tensão máxima de compressão na parede do colarinho, região frontal ao pilar no plano de consideração dos esforços, não deve ter tensão superior a  $0,4 f_{cd}$ , sendo  $f_{cd}$  o menor dos valores entre bloco, concreto de preenchimento do vazio e pilar. Esta tensão é verificada na região de  $0,2$  do  $L_{emb}$  pela largura do pilar.

O subitem descreve qual o limite de tensão de compressão na parede do colarinho.

“Quando houver um embutimento mínimo de  $0,1L_{emb}$  do pilar na base do bloco de fundação (conforme  $h_2$ ) não é necessário considerar as pressões na parede posterior no cálculo do colarinho.”

Nas situações que o comprimento embutimento do pilar na base do bloco de fundação ( $h_2$ ) tiver um valor mínimo ou superior a 10% do comprimento de embutimento é possível desconsiderar as pressões que atuam na parede transversal posterior. Percebe-se que nestes casos, é considerado que o esforço se encaminha diretamente para o elemento de fundação.

**“7.7.5.6** Para a verificação da punção da parte da fundação abaixo da base do pilar, pode-se contar com uma armadura de suspensão, que possibilita transferir parte da resultante, que chegaria à base, pelas paredes do cálice. A parcela da resultante transferida seria de  $\alpha N_d$ , sendo  $\alpha$  no máximo  $0,5$ . Esta armadura, a ser acrescida a armadura vertical necessária para outras solicitações, é calculada com:

$$A_s = \alpha N_d / f_{yd}$$

A norma apresenta uma opção de otimizar a transferência dos esforços do cálice para a fundação através de uma armadura de suspensão.

f) Item 7.7.6

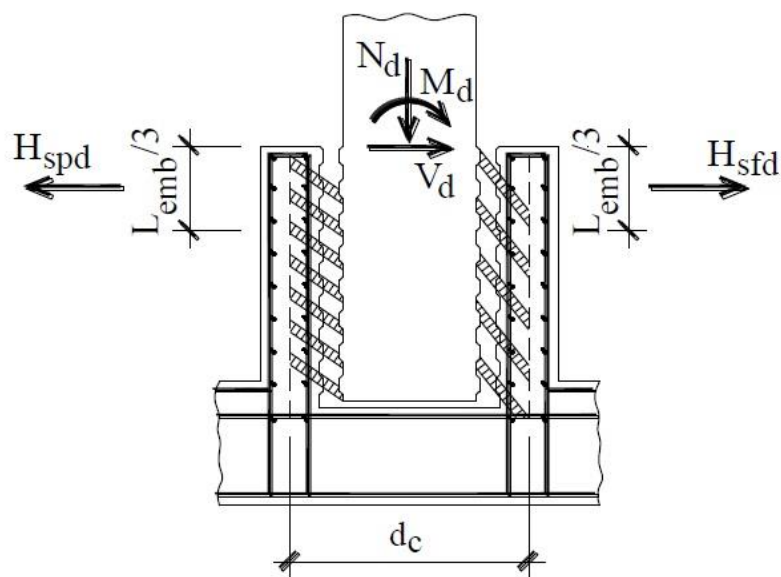
A proposta de revisão introduz um item que trata sobre uma nova classificação de cálice onde as paredes possuem chave de cisalhamento.

**“7.7.6 Cálices de interfaces com chaves de cisalhamento”**

“7.7.6.1 Para interfaces com chaves de cisalhamento, pode-se considerar que as tensões de cisalhamento entre o pilar e a parede interna do cálice sejam transferidas ao longo do comprimento de embutimento, conforme Figura 7.19.”

A figura 7.19 da norma está representada pela Figura 31.

Figura 31 - Transferência dos esforços em cálices de interfaces com chaves de cisalhamento



Fonte: Figura 7.19 da proposta de revisão NBR 9062

A Figura 31 demonstra como ocorre a transferência dos esforços em cálices com chave de cisalhamento. Nota-se que ao contrário dos cálices com interfaces lisas ou rugosas, a transferência se dá por todo o comprimento das paredes e não apenas em regiões superiores (parede frontal) e inferiores (parede posterior).

**“7.7.6.2** A transferência dos esforços do cálice para a fundação é feita pela armadura vertical calculada com flexo-compressão com base no modelo da Figura 7.19. No caso de cálice com colarinho, o momento fletor vale  $M_{bd} = M_d + V_d \cdot L_{emb}$  e a seção resistente é a do colarinho (seção retangular vazada).”

Comenta sobre a transferência de esforços por flexo-compressão, e adiciona uma fórmula para obter o momento fletor no colarinho e afirma que a seção resistente, para o caso de cálice com colarinho, é a do colarinho.

**“7.7.6.3** As pressões horizontais transferidas pelas bielas se concentram na parte superior do cálice. No caso de cálice com colarinho, as resultantes das pressões horizontais do trecho de  $L_{emb}/3$  do topo do cálice valem:

$$H_{sfd} = \frac{[M_d + V_d \cdot L_{emb} + N_d \cdot (0,5 \cdot d_c)]}{2,60 \cdot d_c}$$

$$H_{sfd} = \frac{[M_d + V_d \cdot L_{emb} - N_d \cdot (0,4 \cdot d_c)]}{0,63 \cdot d_c}$$

Onde  $d_c$  é a distância entre o plano médio das paredes frontal e posterior”

**“7.7.6.4** As resultantes horizontais produzem flexo-tração na parede frontal e na parede posterior do colarinho. Na falta de cálculo mais rigoroso, pode-se considerar a transferência somente por tração (em planta), conforme os modelos da Figura 7.18 c). As paredes longitudinais do colarinho devem ser armadas para a maior das resultantes das pressões horizontais das paredes frontal e posterior.”

Nesta descrição a norma referencia a Figura 30 (Figura 7.18 da proposta de revisão) descrevendo que para cálices com interfaces com chave de cisalhamento o comportamento das paredes transversais também pode ser considerado apenas por tração, assim como para cálices com interfaces lisas e rugosas.

**“7.7.6.5** A força de compressão na seção da base do pilar vale  $0,2 N_d$ .”

**“7.7.6.6** Para a verificação da punção da fundação, no caso de cálice com colarinho, considera-se que a força de compressão é transferida pela seção formada pelo pilar mais o concreto de enchimento e mais o colarinho.”



A configuração com chaves de cisalhamento implica em um acréscimo de região para a transferência da carga do pilar para a fundação.

g) Item 7.7.7

A proposta de revisão adiciona o item 7.7.7 que fala sobre disposições construtivas em relação a cálices.

**“7.7.7 Disposições construtivas”**

**“7.7.7.1** As paredes do colarinho devem ter espessura não inferior a 15 cm. A espessura da fundação abaixo da base do pilar não pode ser inferior a 20cm.”

A espessura mínima das paredes do colarinho, na versão de 2006 da norma era de 10 cm e agora é de 15 cm.

**“7.7.7.2** O concreto para preenchimento do vazio entre o pilar e o colarinho deve ter no mínimo a mesma característica que o concreto do bloco, devendo ser previsto tamanho máximo do agregado que permita a vibração e a concretagem adequada da região.”

Assim como todas as ligações, define-se que a resistência do concreto de preenchimento deve ser no mínimo igual a resistência do concreto do bloco de fundação que geralmente é menor que a resistência do concreto do pilar.

**“7.7.7.3** Devem ser previstas medidas construtivas adequadas que permitam a correção dos níveis da superfície de apoio dos pilares na fundação, possibilitando a realização da montagem dos pilares dentro dos limites de tolerância em 5.2.2, sendo permitido a utilização de argamassa no fundo do colarinho para este ajuste. ”

O item 5.2.2 relata os ensaios que podem ser realizados em situações onde o cálculo analítico não conduz a resultados teóricos satisfatórios. É permitida a utilização de argamassa para realizar o ajuste do pilar em relação a montagem.

**“7.7.7.4** No caso de interfaces lisas ou rugosas, a ancoragem da armadura longitudinal do pilar deve ser determinada considerando início à distância  $0,5 L_{emb}$  do topo do cálice. Quando for o caso de interfaces com chaves de cisalhamento, as ancoragens da armadura

longitudinal do pilar e vertical do cálice devem atender a condição de emenda por transpasse.”

Fala sobre como determinar comprimentos de ancoragem da armadura longitudinal do pilar.

“7.7.7.5 O espaço entre as paredes internas do cálice e o pilar, levando em conta as tolerâncias envolvidas; deve ser suficiente para permitir a entrada do material de enchimento, e no caso de concreto vibrado, do equipamento de vibração.”

A norma ressalta novamente a preocupação em permitir que o concreto de preenchimento seja vibrado.

“7.7.7.6 O cobrimento das armaduras do cálice deve seguir os valores indicados na ABNT NBR 6118, podendo, no entanto, ser reduzido para as armaduras localizadas na face interna das paredes do cálice em 1 cm.”

Devem-se seguir as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) quanto ao cobrimento. Para a face interna, esse cobrimento pode ser reduzido, pois a armadura está longe do contato com o solo.

“7.7.7.7 Para cálices com colarinho, deve-se atender aos seguintes valores mínimos de armadura:

Armadura vertical  $\geq 0,25 \times$  (espessura do colarinho)

Armadura horizontal  $\geq 0,25 \times$  (espessura do colarinho)”

Na versão de 2006 não estava presente a definição de área mínima para cálices com colarinho.

#### h) Item 7.7.8

##### “7.7.8 Situações transitórias

O cálice deve ser armado para os esforços provenientes da fixação temporária dos pilares com cunhas, principalmente, no caso de colarinho externo e semi-embutido. ”

Devido à fixação de cunhas, para posicionamento do pilar pré-moldado antes da concretagem do espaço entre o cálice e o pilar, sabe-se que as paredes serão solicitadas. Portanto, a norma ressalta a necessidade de dimensionamento também para esses esforços.

### 3.6 ITEM 11

O item 11 discorre sobre montagem de elementos pré-moldados e na proposta de revisão sofreu alterações como segue.

#### 3.6.1 Item 11.1

O item 11.1 foi adicionado na proposta de revisão e fala sobre planejamento de montagem de estruturas pré-moldadas.

“11.1.1 Antes do início da montagem um planejamento deve ser estabelecido, levando em consideração os seguintes aspectos:

a) Avaliar previamente possíveis interferências, construções vizinhas, árvores, rede de energia elétrica, existência de tubulações, galerias e manilhas. O acesso externo deve ser avaliado segundo as ruas mais adequadas em função das carretas para a obra em estudo. O acesso interno deve contemplar as condições do solo, nível de lençol freático e outros elementos que podem ser superficiais;

b) Estabelecer Sequência de Montagem: Constitui-se basicamente da ordenação da montagem de cada peça constituinte da obra, considerando as condições de acesso, equipamento utilizado e requisitos do cliente quando for o caso. Nesta sequência deverão ser previstos procedimentos a fim de manter a estrutura estável e limitar a inserção de cargas excêntricas. Também deve ser feita a avaliação de quando e como as ligações temporárias e definitivas entre os elementos serão completadas. Deve ser considerado o cronograma da obra e as interfaces com a produção e transporte dos elementos, a execução da fundação, limpeza do canteiro e demais atividades que possam estar ocorrendo simultaneamente;

c) Atenção especial deve ser dada quando a estabilidade estrutural é crítica, ou quando há dificuldade de execução de determinadas ligações, que devem estar claramente identificadas nos projetos de montagem conforme item 5. Estes devem incluir todas as informações relevantes (considerando a obra em questão) e devem estar definidos antes do início dos serviços de montagem. Devem-se indicar claramente as interfaces com outros sistemas construtivos que estiverem previstos para a obra, como por exemplo, estruturas moldadas no local, contenções, entre outros;

d) O planejamento deve prever a conferência antecipada das fundações, que receberão a estrutura pré-fabricada. Essa conferência

deve contemplar no mínimo a checagem do nível do fundo dos blocos, profundidade de embutimento, locações e tolerâncias em consonância com o projeto de montagem e da fundação da obra em questão;

e) A montagem dos elementos pré-fabricados, quando não especificada em projeto deve ser de forma equilibrada, sempre mantendo-se o equilíbrio da estrutura. Deve-se tomar especial cuidado em vigas com torção durante a montagem que devem ter dispositivo de segurança adicional para evitar seu giro e tombamento."

O item 11.1 fala sobre todos os aspectos que devem ser considerados antes da montagem de estruturas em pré-moldado, desde a análise do terreno a ser montado, estabelecimento de plano de montagem, conferência de fundações e possíveis solicitações que as peças podem estar sujeitas.

### 3.6.2 Item 11.2

O item 11.2 trata de escoramento e sofreu adições, apresentadas abaixo.

**"11.2.1** Deve ser realizado pelo responsável de montagem o documento de Plano de montagem."

**"11.2.2** O plano de montagem deve conter os seguintes itens:

- a) Deve indicar claramente as instruções de montagem para cada tipo de peça e a sequência de montagem das mesmas;
- b) Atenção especial deve ser dada à idade das peças a serem montadas, pois o concreto deve ter atendido previamente o *fcj* para esta etapa, assim como o módulo de elasticidade, ambos definidos conforme 5.6;
- c) O concreto empregado nas ligações deve atender ao *fcj* especificado em projeto para que a montagem prossiga;
- d) Avaliar previamente detalhes de ligações e juntas que serão permanentes;
- e) Avaliar previamente apoios e sistemas de suporte temporários;
- f) Avaliar previamente a sequência de capeamento das lajes alveolares;
- g) Evidenciar que os equipamentos de montagem bem como dispositivos auxiliares foram escolhidos corretamente e atendem às necessidades da obra. Os equipamentos devem estar em condições de uso com plano de manutenção em dia e, quando aplicável, respectivos certificados de testes e ensaios realizados;
- h) Fazer referência as normas regulamentadoras de segurança (NR's);

- i) Deve ser registrado em documento específico com o cliente de quem são as responsabilidades pelos equipamentos de proteção coletiva, controle de entrada e saída da obra, isolamentos e sinalizações das áreas de risco;
- j) Deve ser estabelecido em todas as obras um plano de Rigging, conforme definido em 3.17, para escolha adequada de equipamentos. Para a completa eficiência da escolha é necessário que todo o projeto seja conhecido, bem como local e terreno, obstruções e tipo de terreno onde serão executadas as montagens;
- k) Caso exista necessidade de interface com o cliente, com a execução de ligações, concretagens ou outros serviços, deve existir um documento que comprove que foram discutidas e definidas as necessidade e responsabilidade de cada um no processo;
- l) Ao final das montagens o fornecedor da estrutura deve se reunir com o cliente deixando claras as informações relativas aos trabalhos ainda não executados ou concluídos, de responsabilidade do cliente. Essa reunião deve ser documentada para garantia dos dois lados;
- m) Em estruturas ou edificações sem ligações provisórias ou travamentos definitivos, a montagem deve ser realizada preferencialmente até 2 pavimentos de laje ou altura de 12 m. A condição de montagem faz parte do plano de montagem e deve ser aprovada pelo responsável pelo projeto. ”

Este item apresenta critérios bem definidos sobre a montagem de estruturas.

**“11.2.3** Deve-se utilizar as Tolerâncias de Montagem definidos em 5.2.2.6 a 5.2.2.10. ”

O subitem faz referência aos itens 5.2.2.6 a 5.2.2.10 que se refere tolerâncias de elementos pré-moldados em relação à montagem.

**“11.2.4** As alças devem ser solicitadas por barras de aço ou cordoalhas ou cabos que formam com a peça um ângulo mínimo de 45°.”

**“11.2.5** A alça constituída de cordoalha deve ser inspecionada para verificar se a mesma permanece íntegra, não apresentando separação de fios.”

**“11.2.6** Após a montagem dos elementos, as alças de içamento devem ser sempre cortadas e a armadura deve ser tratada de maneira a evitar pontos de corrosão. Caso seja prevista a permanência da alça, esta deve ser tratada de maneira a não sofrer danos por corrosão. Permite-se a permanência da alça nas peças compostas ou mistas,

desde que convenientemente envolvidas pelo concreto moldado no local.”

Fala sobre os cuidados que devem ser tomados quanto ao içamento, material utilizado e acabamento da região onde as alças foram fixadas demonstrando preocupação quanto a qualidade dos elementos.

“**11.2.7** Deve-se verificar o desaprumo da estrutura durante e após a montagem, garantindo os deslocamentos máximos conforme especificado em 5.2.2.10.2.”

Acrescenta uma recomendação que procura garantir a qualidade do alinhamento da estrutura. O item 5.2.2.10.2 fala sobre imperfeições de montagem e define o desaprumo máximo de pilares.

“**11.2.8** Devem ser tomados especiais cuidados nas juntas de dilatação. É obrigatório o detalhe dos materiais e forma de instalação dos materiais constituintes da junta. É necessário que a concretagem do capeamento seja fiscalizado de maneira a que se garanta o perfeito funcionamento da junta.”

Trata da preocupação com a qualidade da execução de juntas de dilatação.

“**11.2.9** Os aparelhos de apoio devem ser instalados sempre de maneira a garantir as distâncias de bordas das peças definidas em projeto e no item 7.3.3.”

Transmite a importância em executar com precisão as distâncias de bordas para almofadas à face externa de consolos. O item 7.3.3 trata de disposições construtivas de consolos.

“**11.2.10** Devem ser tomados especiais cuidados durante a montagem de peças que eventualmente tenham sofrido colisão em outros elementos já montados ou do estoque. Caso este acidente ocorra, deve ser realizada análise de eventual fissura ou ruptura em ambas as peças, tomando-se as medidas necessárias para a correção da não conformidade.”

### 3.6.3 Item 11.3

A proposta de revisão adiciona o item 11.3 que fala sobre carregamento crítico e apresenta os seguintes subitens.

“**11.3 Carregamento Crítico**”

**“11.3.1** O carregamento Crítico frequentemente não é o permanente, mas o que ocorre de forma temporária durante a fase de construção ou da produção (desforma, manuseio interno, estocagem, transporte e montagem). As considerações para o carregamento devem ser levadas em consideração em cada fase, como nas abaixo exemplificadas:

- a) Elementos que serão compostos com cargas durante a fase construtiva como capeamento ou solidarização, em que além do peso próprio receberão a carga adicional do material a ser utilizado;
- b) Elementos (lajes) em níveis inferiores que irão suportar os próximos níveis;
- c) Deve ser verificada se as condições na pequena idade atendem à todas as fases do processo, que são: desforma, estocagem interna, transporte e montagem, bem como as condições de içamento para montagem. ”

O item 11.3 foi adicionado e ressalta a importância da consideração do carregamento crítico, que ocorre nas fases de montagem, desforma, manuseio, pois estas são fases que apresentam esforços diferentes dos quais a estrutura estará sujeita na situação definitiva.

#### 3.6.4 Item 11.4

A proposta de revisão adiciona o item 11.4 que apresente dados sobre contraventamento e apoios.

##### **“11.4** Contraventamento e apoios”

**“11.4.1** Os elementos estruturais devem estar devidamente apoiados e escorados a fim de assegurar alinhamento e integridade estrutural durante a montagem até que as ligações definitivas (permanentes) estejam concluídas.”

**“11.4.2** Quando necessário os sistemas de contraventamento devem ser instalados antes do elemento ser solto do guindaste. Se não for necessário, assegurar que os elementos só estejam soltos do guindaste após os elementos estarem devidamente apoiados. Sistemas com parafusos ou soldas devem ser checados a fim de verificar se não estão danificados.”

Item que fala da importância em manter as peças estáveis até término da montagem da estrutura.

### 3.6.5 Item 11.5

A proposta de revisão adiciona o item 11.5 que descreve calços para nivelamento.

**“11.5 Calços para nivelamento”**

**“11.5.1** Os calços devem ser compostos por material adequado para suportar as cargas previstas. Concreto no concreto ou concreto no aço devem ser evitados.”

**“11.5.2** Os calços devem suportar a carga total do elemento pré-moldado e devem prover apoio adequado para a não movimentação, até que o elemento esteja totalmente incorporado na estrutura principal. É recomendável que os calços sejam usados sobre uma base sólida e que sejam evitadas camadas de reduzida espessura moldados no local.”

Os calços devem garantir apoio ao elemento e também impedir movimentação.

### 3.6.6 Item 11.6

A proposta de revisão adiciona o item 11.6 que fala de escoramento e apresenta os seguintes subitens.

**“11.6 Escoramento”**

**“11.6.1** Todos os requisitos de escoramentos temporários devem ser mostrados no projeto, devendo ser dimensionados pelo responsável do escoramento. ”

Introduz o conceito de apresentação de escoramento em projeto, o que não é abordado na versão de 2006 da norma, assim como a recomendação de definir um responsável pelo projeto de escoramento.

**“11.6.2** O escoramento que suporta vigas deve absorver possíveis mudanças da distribuição do carregamento durante o processo de construção. ”

Na construção ocorrem mudanças de carregamento nas vigas conforme a construção avança, e dessa forma, é necessário prever escoramento para suportar as diferentes cargas apresentadas.

**“11.6.3** O apoio das vigas pré-fabricadas pode não ser adequado para a transferência de cargas altas durante a construção e pode ser



necessário escoramento total nos dois extremos, como por exemplo, nas situações em que o pilar apresenta apoio insuficiente para a viga. Esta condição não se restringe a este caso. ”

Proposta de revisão apresenta a possível necessidade de escorar totalmente uma viga, devido ao pilar temporariamente não estar adequado para receber a carga da viga.

“**11.6.4** Se o projeto estrutural prescreve que as vigas devem ser suportadas com o uso de escoramento no meio do vão, esta exigência deve ser claramente colocada no contrato e no projeto indicativo de montagem da peça. ”

Procura prevenir a possibilidade de escoramento inadequado quando a viga precisa de apoio no meio do vão, sendo que se este requisito for preenchido em contrato e especificado em projeto, dificulta o desencontro de informações.

“**11.6.5** Onde as vigas têm elementos de pisos apoiados em fase transitória da construção, elas podem não ter um carregamento distribuído uniformemente. Painéis de piso longos dispostos de um só lado da viga podem fazer a mesma girar sobre o escoramento. Nestas circunstâncias cada borda da viga pode requerer um escoramento individual temporário. ”

Na fase de construção podem ocorrer várias situações pontuais de carregamento, nessas fases deve ser verificada a necessidade de escoramento especial.

“**11.6.6** Todos os escoramentos provisórios devem estar posicionados, ajustados para os níveis corretos considerando contra-flechas necessárias, e totalmente contraventados antes do início da montagem das vigas pré-fabricadas, a não ser que exista recomendação específica em contrário. ”

Recomendação sobre a ordem de realização do escoramento. Sendo que o nivelamento deve ser garantido, inclusive considerando contra-flechas.

“**11.6.7** Os escoramentos temporários devem dar suporte para todas as cargas de construção inclusive para o peso próprio dos pisos já terminados e considerando possíveis concentrações de carga no processo construtivo, a não ser que especificamente declarado em contrário. ”

Durante a construção, o escoramento deve ser realizado de tal maneira que a estrutura seja suportada pelos mesmos. A liberação de estrutura deve ser realizada após a finalização da montagem.

“11.6.8 Devem constar em documento formal no projeto do escoramento, a duração e sequência do escoramento ”

Define a necessidade de documentação de informações sobre o escoramento, o que não é necessário na versão de 2006 da norma.

“11.6.9 Havendo recomendação específica, todos os escoramentos provisórios devem estar posicionados, ajustados para os níveis corretos considerando contra-flechas necessárias, e totalmente contraventados antes do início da montagem das lajes pré-fabricadas.”

Quando necessária, a instalação do escoramento deve ocorrer antes da montagem das lajes pré-fabricadas para garantir que a estrutura não sofra carregamentos acidentais de montagem.

“11.6.10 Os escoramentos devem ser verticais e contraventados para prevenir deslocamento lateral do conjunto ou flambagem de escoras individuais.”

Recomendação sobre o contraventamento das escoras, o que permite uma maior segurança para o sistema de apoio.

O item 11.6 introduz vários conceitos sobre escoramento que não são abordados na versão de 2006 da norma e que auxiliam na segurança da estrutura na montagem e melhoram a conexão entre projeto e execução de escoramentos.

## 4 CONSIDERAÇÕES PRÁTICAS

Neste capítulo serão apresentadas comparações através de dimensionamento de elementos pré-moldados, sendo que uma parte apresenta o dimensionamento de alça para içamento de viga e outra parte apresenta o dimensionamento de cálice de ligação entre pilar e fundação, a fim de enaltecer características que sofreram alteração na proposta de revisão da NBR 9062.

### 4.1 SITUAÇÕES DINÂMICAS E ESTÁTICAS RELACIONADO AO ITEM 5.3.2

O item 5.3.2 apresenta um método de estimar os efeitos de solicitações dinâmicas, quando não for realizada uma análise dinâmica, através da utilização de um coeficiente de amplificação dinâmica. Na proposta de revisão da norma, para essa estimativa é adicionado mais um coeficiente  $\gamma_f = 1,3$ , além do coeficiente de amplificação dinâmica  $\beta_d$ . Para aplicação utilizou-se uma situação hipotética como apresentado.

Considerando uma viga com seção de (20x40) cm, com 5 metros de comprimento, deseja-se encontrar o diâmetro necessário de alças para que possa ser içada em dois pontos com o cabo formando ângulo de  $45^\circ$  com a viga, considerando um ângulo interno da alça de  $50^\circ$ , de maneira que o ângulo da alça até o eixo de simetria seja de  $25^\circ$ . A situação considerada é a de manuseio no canteiro, saque da forma e montagem do elemento, sendo assim, o coeficiente  $\beta_d$  é de 1,3. Para esta aplicação foi considerado aço CA-25 ( $f_{yk}$  de 250 MPa) para a versão em vigor da norma, e aço ASTM A36 ( $f_{yk}$  de 250 MPa) para a proposta de revisão, visto que possuem a mesma resistência em cálculo e considerando que a proposta de revisão não permite a utilização do aço CA-25 para a confecção de alças. O peso específico considerado para o concreto armado de  $25 \text{ kN/m}^3$ .

Os resultados do dimensionamento estão apresentados na Tabela 19, sendo que o exemplo completo está presente no Apêndice A, onde podem ser observadas todas as fórmulas e cálculos.

Tabela 19 - Comparação de dimensionamento de alça de içamento

	pp viga (kN)	Carga estática equivalente (kN)	Força máxima (kN)	Diâmetro mínimo necessário (mm)	Diâmetro adotado (mm)
Norma de 2006	10	13	12,28	15,8	16
Proposta de revisão	10	16,9	14,65	17,3	20

Fonte: O autor

Analisando a Tabela 19 pode-se perceber que o aumento na carga ocorre na coluna de carga estática equivalente como mostra a hachura, e esse aumento é diretamente proporcional ao coeficiente adicionado ( $\gamma_f = 1,3$ ), sendo que para o caso de dimensionamento analisado, utilizando a norma em vigor é possível produzir a alça com uma barra de 16 mm em aço CA-25 e considerando a proposta de revisão a alça deve ser produzida com uma barra de 20 mm em aço ASTM A36.

#### 4.2 DIMENSIONAMENTO DE CÁLICE

A ligação entre pilar e fundação por meio de cálice é um dos mais utilizados no Brasil e na NBR 9062 (ABNT, 2006) é tratada no item “6.4 Elementos de fundação”, sendo que na proposta de revisão esse item sofreu significativas modificações e foi criado um item específico “7.7 Ligações de pilar com fundação por meio de cálice”. Diversas alterações foram inseridas no dimensionamento desse elemento, que foram detalhadas no capítulo 3 deste trabalho. A fim de verificar o efeito e impacto dessas modificações serão realizados alguns dimensionamentos.

Para a realização das comparações foi adotado pilar com dimensões de (40x40) cm, uma junta de 5 cm, aço CA-50 e concreto de 30 MPa. Na primeira simulação, os carregamentos de cálculo foram: normal de 180 kN, momento atuante de 150kN.m e esforço cortante de 60 kN, que resultam em uma situação de grande excentricidade. E na segunda simulação para o caso de pequena excentricidade foi considerado carregamento normal de 85 kN, momento atuante de 5 kN.m e esforço cortante de 30 kN.

#### 4.2.1 Grande excentricidade

Os cálculos completos com o dimensionamento estão apresentados no Apêndice B, sendo que a Tabela 20 apresenta os dados de resultante de pressão, armadura horizontal principal, armadura vertical principal, armadura horizontal secundária, armadura vertical secundária, comprimento de embutimento e resultante de pressão na base do cálice.

Tabela 20 - Comparação dimensionamento cálice sob grande excentricidade

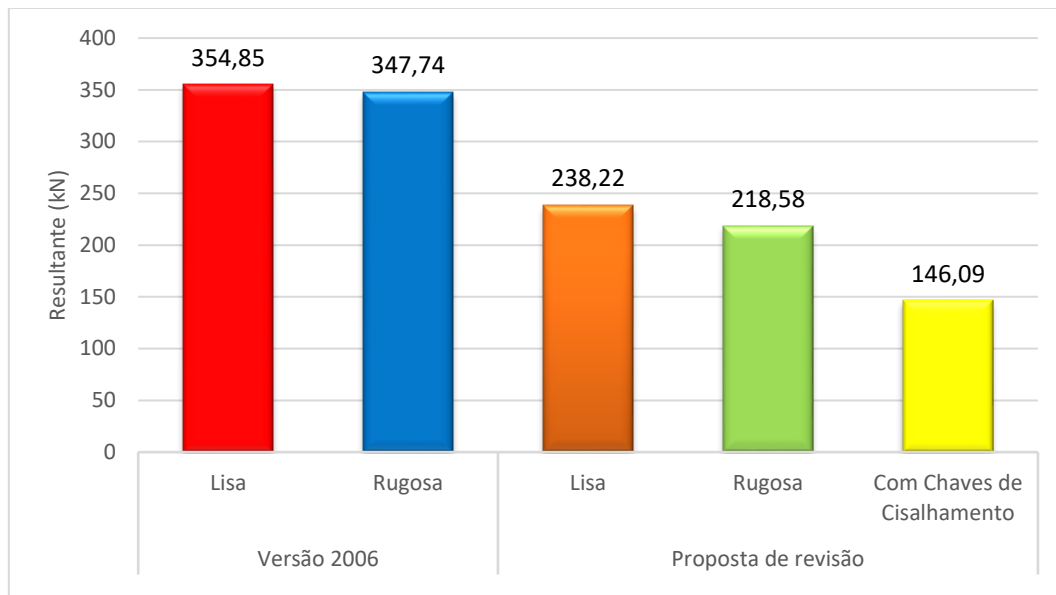
Grande Excentricidade	Tipo de ligação	L <sub>emb</sub> (cm)	H <sub>supfd</sub> (kN)	A <sub>s,hp</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,vp</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,hs</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,vs</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>b</sub> (kN)
Versão 2006	Lisa	80	354,85	4,08	3,96	0,99	1,58	180
	Rugosa	64	347,74	4,00	3,17	0,79	1,27	180
Proposta de revisão	Lisa	80	238,22	2,74	2,90	0,72	1,16	148,62
	Rugosa	80	218,58	2,51	2,66	0,66	1,06	105,88
	Com Chaves de Cisalhamento	64	146,09	3,98	1,80	0,45	0,72	60

Fonte: O autor

Onde: H<sub>supfd</sub> é a pressão resultante superior na parede frontal do colarinho; A<sub>s,hp</sub> é a armadura horizontal principal; A<sub>s,vp</sub> é a armadura vertical principal; A<sub>s,hs</sub> é a armadura horizontal secundária; A<sub>s,vs</sub> é a armadura vertical secundária e L<sub>emb</sub> é o comprimento de embutimento do pilar no cálice; N<sub>b</sub> é a resultante de pressão na base do cálice.

Analisando a Tabela 20 observa-se que significativas modificações ocorreram no dimensionamento desse elemento. Para auxiliar na análise são apresentados gráficos comparando colunas de resultados. A Figura 32 apresenta o gráfico para a resultante de pressão na parede transversal do colarinho.

Figura 32 - Comparação resultante de pressão na parede transversal do colarinho

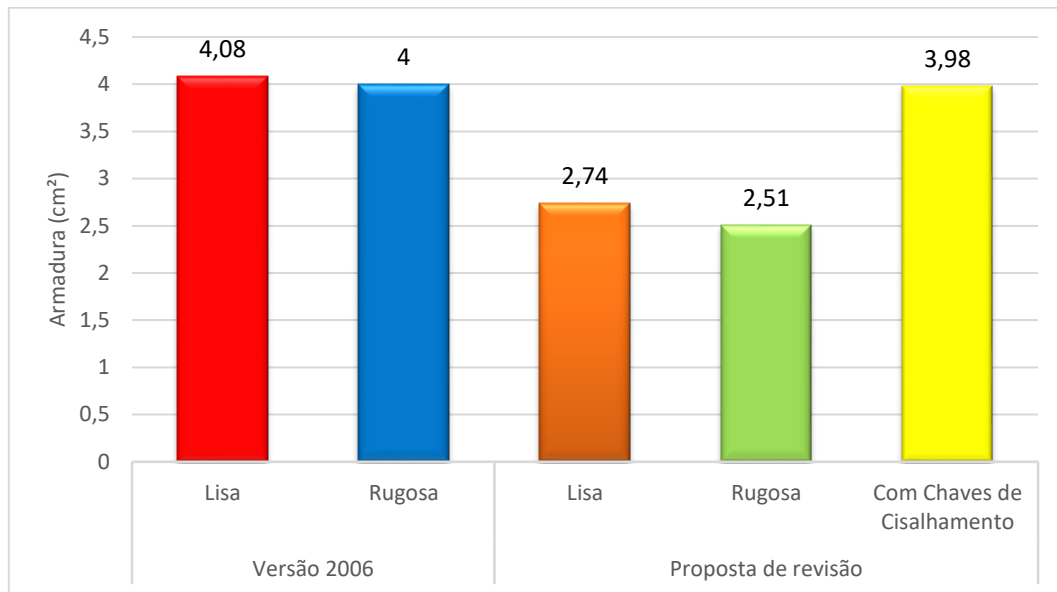


Fonte: O autor

Analisando a Figura 32 pode-se perceber que a proposta de revisão da NBR 9062 incluiu mais um tipo de interface – chave de cisalhamento - que seria por analogia referente à interface rugosa da versão 2006. Para os valores de resultante de pressão verifica-se uma redução de 33% para cálice com interfaces lisas e de 37% para cálices com interface rugosa. Considerando que para cálice com interface com chaves de cisalhamento, a correspondente também é a interface rugosa (versão 2006), a diferença é de 58% da versão de 2006 da norma para as mesmas condições.

A Figura 33 apresenta as áreas de aço resultantes para a armadura horizontal principal.

Figura 33 - Comparação armadura horizontal principal.

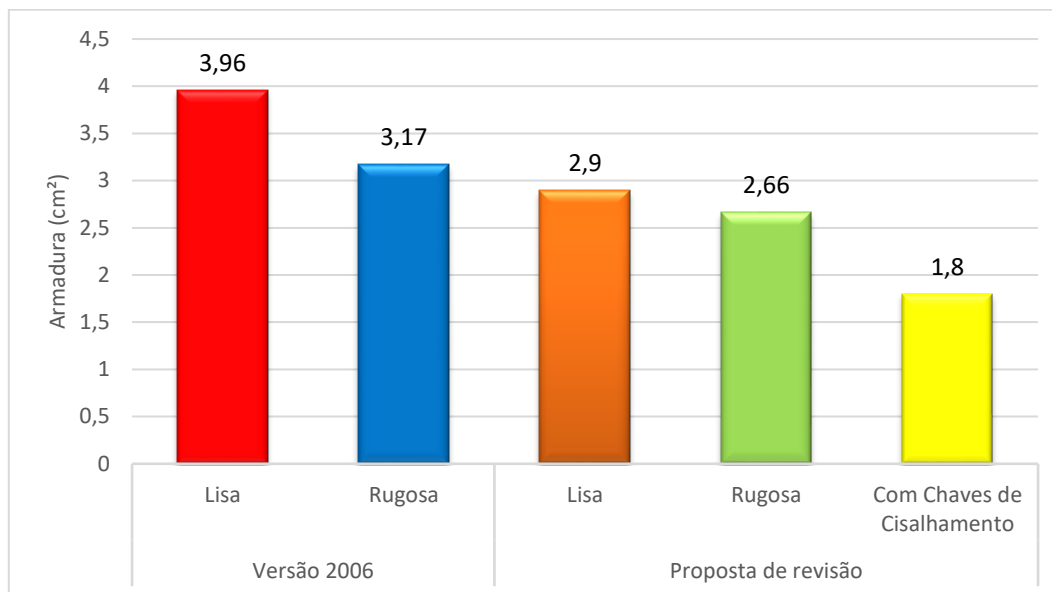


Fonte: O autor

Analisando a Figura 33 percebe-se uma redução na armadura horizontal principal de 33% para o caso de paredes com interfaces lisas, de 37% para paredes com interfaces rugosas e para interfaces com chaves de cisalhamento houve uma redução de apenas 0,1% em relação a paredes com interfaces rugosas da versão de 2006. Essa diferença de apenas 0,1% é que para interfaces com chave de cisalhamento o valor de pressão utilizado no cálculo da armadura vertical principal é a atuante na parede transversal posterior e em todos os demais casos é utilizado a pressão atuante na parede transversal frontal.

A Figura 34 apresenta gráficos resultados do dimensionamento para a armadura vertical principal. Essa armadura é a responsável por transmitir a pressão proveniente da parede transversal frontal para a fundação.

Figura 34 - Comparação armadura vertical principal.



Fonte: O autor

Nota-se pela Figura 34 uma redução na armadura vertical principal de 27% para o caso de paredes com interface lisa, de 16% para paredes com interfaces rugosas e para interface com chaves de cisalhamento houve uma redução de 43% em relação a paredes rugosas da versão atual. Analisando apenas os resultados da proposta de revisão da norma, nota-se uma redução da armadura vertical principal conforme o tipo da interface, sendo a interface com chaves de cisalhamento (comportamento monolítico) a situação mais econômica.

Observando a Tabela 20 percebe-se que a alteração ocorrida nas armaduras horizontal secundária e vertical secundária é diretamente proporcional à variação da armadura vertical principal anteriormente demonstrada. Isso ocorre porque essas armaduras resultam de uma porcentagem da armadura vertical principal.

Analisando a resultante de força normal na base do pilar, observa-se que para a versão em vigor da norma (2006) o valor transferido para a fundação é o carregamento normal, pois não há redução dessa força por atrito. Na proposta de revisão da norma, inclui-se as forças de atrito contribuindo na redução desse carregamento, como já apresentado no capítulo 3 do presente trabalho. Quantificando, observa-se que houve uma redução de 17% para o caso de paredes com interfaces lisas, de 41% para o caso de paredes com interfaces



rugosas e de 66% para paredes com chave de cisalhamento. Nota-se que quanto maior a rugosidade, maior a redução, devido ao acréscimo das forças de atrito.

#### 4.2.2 Pequena excentricidade

Para pequena excentricidade o comprimento de embutimento é menor se comparado com grande excentricidade, respeitando o disposto na Tabela 18. Na proposta de revisão da norma o  $e_{nb}$  é igualado a 0 e o coeficiente de atrito a 0,3 para paredes com rugosidade e 0 para paredes lisas. Os valores de  $y$  e  $y'$  são iguais a  $0,167 \cdot l_{emb}$ .

Os cálculos completos com o dimensionamento estão apresentados no Apêndice C, sendo que a Tabela 21 apresenta os dados de resultante de pressão, armadura horizontal principal e armadura vertical principal.

Tabela 21 - Comparação dimensionamento cálice de pequena excentricidade

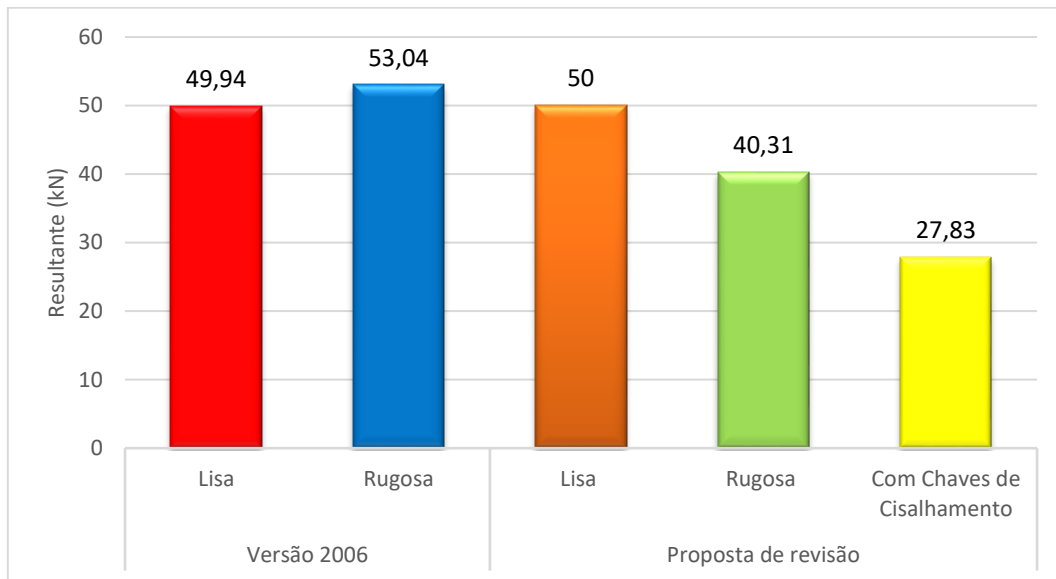
Pequena Excentricidade	Tipo de ligação	$L_{emb}$ (cm)	$H_{supfd}$ (kN)	$A_{s, hp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s, vp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s, hs}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s, vs}$ (cm <sup>2</sup> )
Versão 2006	Lisa	60	49,94	0,57	0,40	0,10	0,1
	Rugosa	48	53,04	0,61	0,34	0,09	0,14
Proposta de revisão	Lisa	60	50	0,57	0,40	0,10	0,16
	Rugosa	60	40,31	0,46	0,32	0,08	0,13
	Com Chaves de Cisalhamento	48	27,83	0,32	0	0	0

Fonte: O autor

Onde:  $H_{supfd}$  é a pressão resultante superior na parede frontal do colarinho;  $A_{s, hp}$  é a armadura horizontal principal;  $A_{s, vp}$  é a armadura vertical principal;  $A_{s, hs}$  é a armadura horizontal secundária;  $A_{s, vs}$  é a armadura vertical secundária e  $L_{emb}$  é o comprimento de embutimento do pilar no cálice;  $N_b$  é a resultante de pressão na base do cálice.

Analisando a Tabela 21 observa-se que não houve modificações muito significativas no dimensionamento desse elemento entre a versão atual e a proposta de revisão da norma. Para auxiliar na análise são apresentados gráficos comparando colunas de resultados. A Figura 35 apresenta o gráfico para a resultante de pressão na parede transversal do colarinho.

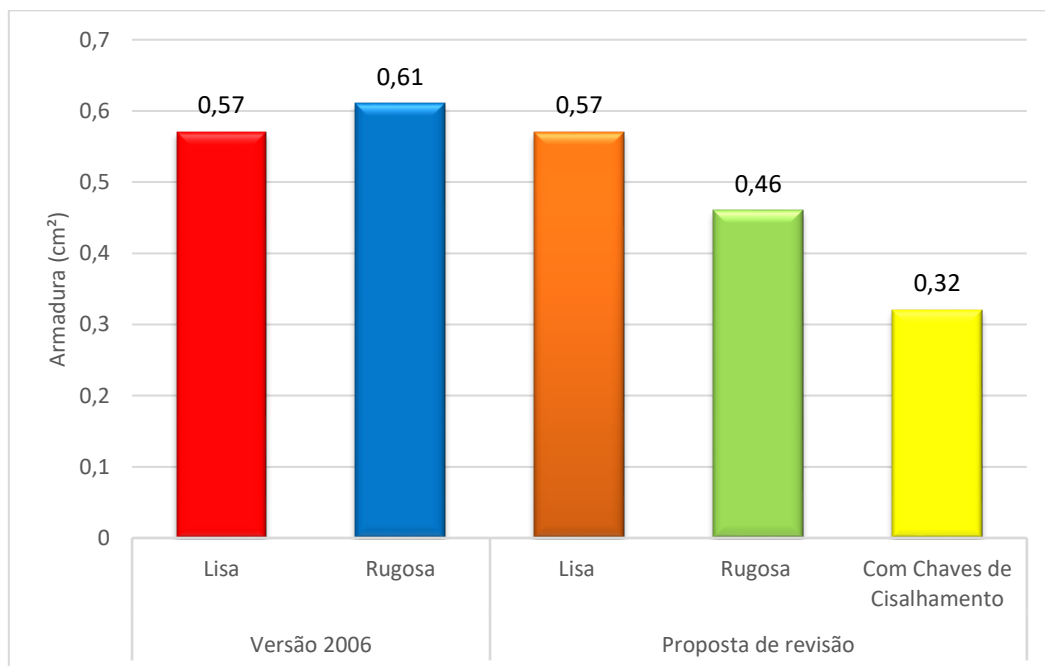
Figura 35 - Comparação resultante de pressão na parede transversal do colarinho



Fonte: O autor

Analisando a Figura 35 percebe-se que para resultante de pressão na parede transversal do colarinho houve mudança significativa para paredes rugosas, onde houve uma diminuição de 24% e para paredes com chaves de cisalhamento onde houve uma diminuição de 47,5% se comparada com paredes rugosas na versão atual (2006).

Figura 36 – Comparação armadura horizontal principal

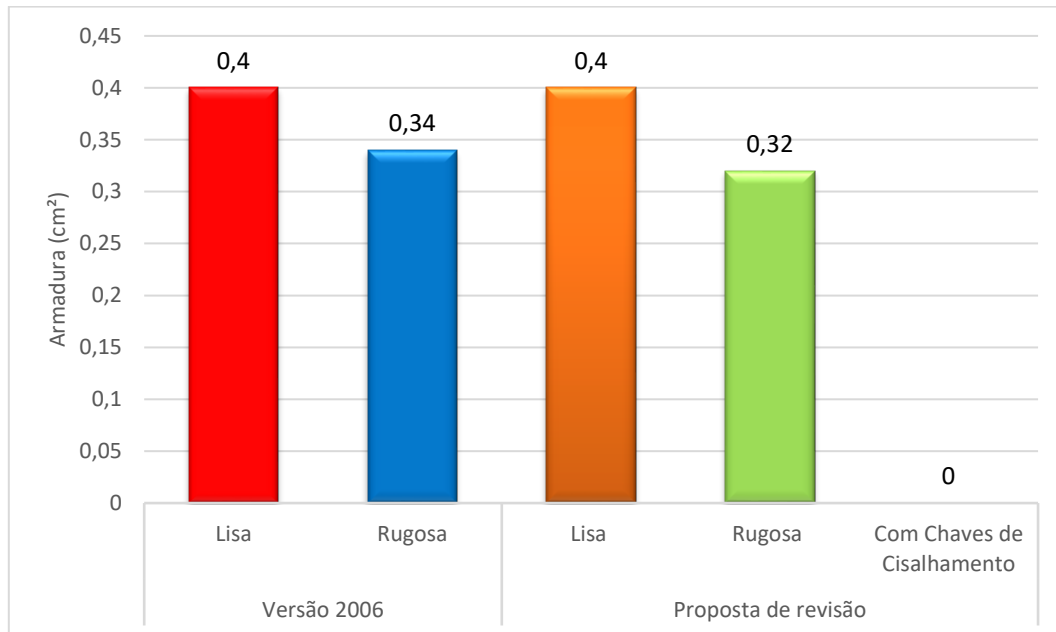


Fonte: O autor

Analisando a Figura 36 percebe-se que as modificações para armadura horizontal principal são similares à resultante de pressão na parede do colarinho,

apresentando uma diminuição de 24,6% em paredes rugosas e uma diminuição de 47,5% em paredes com chave de cisalhamento quando comparadas com paredes rugosas da versão atual (2006), sendo que todos os valores foram abaixo dos valores mínimos de armadura, que no caso é de 3,75cm<sup>2</sup>.

Figura 37 - Comparação armadura vertical principal.



Fonte: O autor

Analisando a Figura 37 percebe-se que em paredes lisas não houve alteração no resultado na armadura vertical principal entre as versões da norma, mas em paredes rugosas houve uma diminuição de 6%, sendo que para paredes com chaves de cisalhamento não houve necessidade de utilização de armadura, assim a área de aço utilizada é a mínima, que no caso é de 3,75 cm<sup>2</sup>.

Para as armaduras horizontais e verticais secundárias a alteração foi proporcional ao que ocorreu com a armadura vertical principal, visto que as secundárias são expressas em porcentagem da armadura vertical principal.

### 4.3 DISCUSSÕES

Analisando os resultados de dimensionamento de alças, percebe-se que houve uma maior preocupação com a segurança em relação a cargas acidentais, o que aumentou a área de aço necessária de uma maneira geral. Outra consequência da proposta de revisão foi a proibição da utilização de aço CA-25 e indicação de uso do ASTM A36, o que não altera a área de aço necessária, mas altera o tamanho máximo de barra que pode ser utilizado, sendo que para barras de aço CA-25 o diâmetro máximo é de 16mm segundo a norma em vigor e para aço ASTM A36 o diâmetro máximo que pode ser utilizado é de 25 mm segundo a proposta de revisão.

Para o dimensionamento de cálice, houve uma redução da área de armadura necessária em todos os casos de grandes excentricidades, sendo que para pequenas excentricidades houve uma redução considerável para paredes com chave de cisalhamento como apresentado nos resultados. A proposta de revisão introduziu a necessidade de considerar uma armadura mínima, o que proporciona uma maior segurança, principalmente quando os esforços são pequenos e a área de armadura necessária resultante apresenta valores baixos.

## 5 CONCLUSÕES

No decorrer deste trabalho foram apresentados dados textuais da NBR 9062 (ABNT, 2006) e de sua proposta de revisão que foram comparados por itens e através de comparação direta por citação textual, utilizando figuras e tabelas.

Além dos itens modificados, também foram analisadas as adições ocorridas na proposta de revisão em relação à norma em vigor, onde os itens adicionados foram transcritos e na sequência foram analisadas as consequências de cada implementação.

Algumas modificações observadas no capítulo 3 incluem a alteração no conceito de ajuste, definição de colarinho e de elemento delgado. Foi adicionado o conceito de projeto de operações e também foi alterada a definição de altura para laje alveolar.

No capítulo 5, que trata sobre projetos e estruturas pré-moldadas foi feita a adição de itens que discorrem sobre estabilidade, e realizadas modificações em relação à rigidez de ligações. Um aspecto bastante explorado foi o de proteção das estruturas em relação a situações de incêndio, e adicionado conceitos de outras normas que também tratam desse assunto, tais como a NBR 14323 (ABNT, 2013) e NBR 15200 (ABNT, 2012). Foram realizadas adições que discorrem sobre a apresentação e conformidade de projetos, o que tem influência direta na qualidade dos projetos executados em pré-moldado e caracteriza uma maior exigência da proposta de revisão em proporcionar o cumprimento de suas diretrizes.

No capítulo 6, que trata de projeto de diferentes elementos pré-moldados, foram adicionados itens sobre estabilidade lateral de vigas e foi retirado o item 6.2.3, que foi transportado para o item 7.7 que fala sobre ligações de pilar com fundação por meio de cálice.

No capítulo 7 que aborda as ligações em elementos pré-moldados, houve modificações nas definições e tipos de almofadas de elastômeros, nos dispositivos especiais para ligação (chumbadores), informações sobre ligações de lajes de pilares, pórticos e arcos.

A proposta de revisão acrescentou o item 7.7 que trata de ligações pilar x fundação por meio de cálice e apresenta modificações em relação a classificação do tipo de interface entre pilar e colarinho. A versão atual da norma apresenta dois casos, de interfaces lisas e rugosas, e na proposta de revisão são apresentadas três situações: interfaces lisas, rugosas e com chaves de cisalhamento. Sendo que neste último caso, a ligação se comporta como sendo monolítica, como foi observado no capítulo 4. Outra modificação foi a adição de um coeficiente de atrito entre as paredes do colarinho e do pilar. Também foi adicionado o conceito de armadura mínima tanto para armadura vertical como horizontal, ambos relacionados com a espessura do colarinho.

No capítulo 11, que trata de montagem de elementos pré-moldados, foram realizadas adições que consideram aspectos que devem ser considerados antes da montagem de estruturas em pré-moldado, tais como: escoramento, desaprumo e qualidade das juntas, contraventamento e a utilização de calços de apoio.

A primeira análise das alterações ocorreu para situações dinâmicas e estáticas, onde foi realizado o dimensionamento de alças e foi observado um aumento na área de aço necessária para a produção da alça devido à adição do coeficiente  $\gamma_f$ . O que demonstra uma maior preocupação com a segurança nas situações transitórias.

A segunda comparação abordou dimensionamento de um cálice de fundação. Através da variação entre esforços foi possível obter resultados para casos de grande e pequena excentricidade. Observou-se que, nos casos de grande excentricidade, a pressão atuante na parede transversal frontal reduziu em 33% para cálice com interfaces lisas, 37% para cálices com interface rugosa e 58% para cálice de interface com chaves de cisalhamento quando comparado com cálice de interfaces rugosas da versão de 2006 da norma.

Para as armaduras, horizontal principal e vertical principal foi constatada uma redução nas áreas de aço necessário. Analisando os resultados, pode-se concluir que para situações em que o cálice está sujeito a grandes excentricidades, a proposta de revisão teve uma redução de armadura horizontal

principal de 33% para paredes lisas, 37% para paredes rugosas e para paredes com chave de cisalhamento não houve mudança significativa, devido a consideração da pressão atuante na parede posterior. Em relação à armadura vertical principal houve redução de 27% para paredes lisas, 16% para paredes rugosas e 43% para paredes com chave de cisalhamento.

Para situações de pequena excentricidade, as diferenças observadas para a resultante de pressão na parede frontal foram de 24,0% para paredes rugosas e 47,5% para paredes com chave de cisalhamento. Para armadura horizontal principal houve redução na área de armadura necessária de 24,5% para paredes rugosas e de 47,6% para paredes com chave de cisalhamento, já para armadura vertical principal houve redução de 6% na área de armadura necessária e para paredes com chave de cisalhamento não foi apresentada a necessidade de armadura, o que exige a utilização da armadura mínima.

Realizando uma análise teórica do material modificado pela proposta de revisão da norma pode-se perceber uma preocupação com a explanação do conteúdo, assim como foram apresentadas novas teorias em relação às situações de risco como em caso de incêndio. Também houve a adição de novos conceitos relacionados a métodos construtivos de elementos pré-moldados. Essas modificações permitem um maior entendimento do conteúdo da norma pelo usuário, assim como abre novas opções para a realização de projetos em pré-moldado com diferentes situações e materiais sendo considerados.

Em relação às comparações práticas, para o caso do dimensionamento de alças houve preocupação com a segurança, o que é sensato considerando a natureza incerta das situações transitórias em pré-moldado. Para o dimensionamento de cálices pôde-se perceber, de maneira geral, uma economia na utilização de aço, o que resulta de uma maior maturidade no desenvolvimento da teoria de interação entre pilar e cálice.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 5601**: Aços inoxidáveis – Classificação por composição química. Rio de Janeiro, 2011.

\_\_\_\_\_**NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_**NBR 6649**: Bobinas e chapas finas a frio de aço-carbono para uso estrutural - Especificação. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_**NBR 6650**: Bobinas e chapas finas a quente de aço-carbono para uso estrutural - Especificação. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_**NBR 7211**: Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2009.

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

\_\_\_\_\_**NBR 14323**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013

\_\_\_\_\_**NBR 14827**: Chumbadores instalados em elementos de concreto ou alvenaria – Determinação de resistência à tração e ao cisalhamento. Rio de Janeiro, 2002.

\_\_\_\_\_**NBR 14861**: Lajes alveolares pré-moldadas de concreto protendido – Requisitos e procedimentos. Rio de Janeiro, 2011.

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

BAUER, L. A. F. **Materiais de Construção**. 5ª. ed. São Paulo: Grupo Gen, v. 1, 1994.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **CALCULO E DETALHAMENTO DE ESTRUTURAS USUAIS DE CONCRETO ARMADO**. 2ª. ed. São Paulo: Pini Ltda, v. 2, 2014.

EL DEBS, M. K. **CONCRETO PRÉ MOLDADO**: Fundamentos e Aplicações. 1ª. ed. São Paulo: RiMa Artes e Textos, 2000.

HANAI, J. B. D. **Fundamentos do Concreto Protendido**. 1º. ed. São Carlos: [s.n.], 2005.

CAMPOS, G. M. **Recomendações para o projeto de cálices de fundação**. 2010. 183 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.



NUNES, V. C. P. **Estudo de cálice de fundação com ênfase nos esforços nas paredes transversais do colarinho.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

EBELING, E.B. **Análise da base de pilares pré-moldados na ligação com cálice de fundação.** São Carlos, 2006. 103 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

## APÊNDICE A – Dimensionamento alças de içamento

Comparação de dimensionamento em complementação ao item “4.1 situações dinâmicas e estáticas relacionando item 5.3.2”

1. Primeiramente realiza-se o cálculo utilizando a versão em vigor da NBR 9062:

- 1.1. Encontrar o peso próprio da viga

$$P_p = 0,20 \cdot 0,40 \cdot 5,25 = 10 \text{ kN}$$

- 1.2. Encontrar a carga estática equivalente

$$G = 10 \cdot 1,3 = 13 \text{ kN}$$

- 1.3. Determinação da força na alça

$$F_{al} = \frac{13}{2} \cdot \frac{1}{\cos 45} = 9,19 \text{ kN}$$

- 1.4. Determinação da força máxima

$$F_{max} = \frac{9,19}{2} \left( \frac{\cos 45}{\cos 25} + \frac{\sen 45}{\sen 25} \right) = 12,28 \text{ kN}$$

- 1.5. Determinação da área de aço ASTM A36

$$4 \cdot F_{max} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2 \cdot f_{yk}}{4}$$

$$\phi = \sqrt{\frac{12,28 \cdot 4 \cdot 4}{25 \cdot \pi}} = 1,58 \text{ cm} \cong 16 \text{ mm}$$

Assim percebe-se que para as condições estipuladas, o diâmetro necessário de alça é de 16 mm

2. Utilizando a proposta de revisão da NBR 9062 com a adição do coeficiente  $\gamma_f = 1,3$ .

- 2.1. Encontrar o peso próprio da viga

$$P_p = 0,20 \cdot 0,40 \cdot 5,25 = 10 \text{ kN}$$

2.2. Encontrar a carga estática equivalente

$$G = 10 \cdot 1,3 \cdot 1,3 = 16,9 \text{ kN}$$

2.3. Determinação da força na alça

$$F_{al} = \frac{16,9}{2} \cdot \frac{1}{\cos 45} = 11,95 \text{ kN}$$

2.4. Determinação da força máxima

$$F_{max} = \frac{11,95}{2} \left( \frac{\cos 45}{\cos 25} + \frac{\sin 45}{\sin 25} \right) = 14,65 \text{ kN}$$

2.5. Determinação da área de aço ASTM A36

$$4 \cdot F_{max} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2 \cdot f_{yk}}{4}$$

$$\phi = \sqrt{\frac{14,65 \cdot 4 \cdot 4}{25 \cdot \pi}} = 1,73 \text{ cm} \cong 17,3 \text{ mm}$$

## APÊNDICE B – Dimensionamento de cálice sob grande excentricidade da norma

Dados:  $b = 40 \text{ cm}$   $h = 40 \text{ cm}$   $N_d = 180 \text{ kN}$   $M_d = 150 \text{ kN.m}$   $V_d = 60 \text{ kN}$  junta = 5 cm

Características do concreto e do aço: Aço CA-50  
 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$   $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$

### 1. Paredes de interfaces lisas versão de 2006 da norma

Disposições construtivas:

Excentricidade

$$exc = \frac{M_d}{N_d \cdot h} = 2,08$$

Dimensões internas do colarinho

$$b_{int} = b + 2 \cdot junta = 50 \text{ cm}$$

$$h_{int} = h + 2 \cdot junta = 50 \text{ cm}$$

Espessura da parede

$$h_c = 15 \text{ cm}$$

Dimensões externas do colarinho

$$b_{ext} = b_{int} + 2 \cdot h_c = 80 \text{ cm}$$

$$h_{ext} = h_{int} + 2 \cdot h_c = 80 \text{ cm}$$

Comprimento de embutimento

$$l_{emb} = 2 \cdot h = 80 \text{ cm}$$

Comprimento do colarinho

$$l_c = l_{emb} - 8 \text{ cm} = 72 \text{ cm}$$

Distância de aplicação da resultante de pressão superior na parede frontal e na parede superior

$$y = 0,167 \cdot l_{emb} = 13,36 \text{ cm}$$

Inclinação da biela

$$\theta = 45^\circ$$

Cálculo da pressão resultante superior na parede frontal

$$H_{supfd} = \frac{M_d}{0,67 \cdot l_{emb}} + 1,25 \cdot V_d = 354,85 \text{ kN}$$

Cálculo da armadura horizontal principal longitudinal

$$A_{shpl} = \frac{H_{supfd}}{2 \cdot f_{yd}} = 4,08 \text{ cm}^2$$

Determinação do tipo de consolo

$$\beta = \text{atan} \left( \frac{l_c - y}{0,85 \cdot h_{ext} - \frac{h_c}{2}} \right) = 44,11^\circ$$

Consolo curto

Armadura vertical principal

$$R_{svp} = \frac{H_{supfd}}{2} \cdot \tan \beta = 171,97 \text{ kN}$$

$$A_{svp} = \frac{R_{svp}}{f_{yd}} = 3,96 \text{ cm}^2$$

Verificação do esmagamento da biela

$$R_{cb} = \frac{H_{supfd}}{2 \cdot \cos \beta} = 247,09 \text{ kN}$$

$$h_{bie} = (0,15 \cdot h_{ext} \cdot \sin \beta) \cdot 2 = 16,7 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{R_{cb}}{h_{bie} \cdot h_c} = 0,99 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cd\_lim} = 0,85 \cdot f_{cd} = 1,82 \text{ kN/cm}^2$$

Não sofre esmagamento da biela

Armaduras secundárias

$$A_{svs} = 0,40 \cdot A_{svp} = 1,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{shs} = 0,25 \cdot A_{svp} = 0,99 \text{ cm}^2$$

## 2. Paredes de interfaces rugosas versão de 2006 da norma

Disposições construtivas:

Excentricidade

$$exc = \frac{M_d}{N_d \cdot h} = 2,08$$

Dimensões internas do colarinho

$$b_{int} = b + 2 \cdot junta = 50 \text{ cm}$$

$$h_{int} = h + 2 \cdot junta = 50 \text{ cm}$$

Espessura da parede

$$h_c = 15 \text{ cm}$$

Dimensões externas do colarinho

$$b_{ext} = b_{int} + 2 \cdot h_c = 80 \text{ cm}$$

$$h_{ext} = h_{int} + 2 \cdot h_c = 80 \text{ cm}$$

Comprimento de embutimento

$$l_{emb} = 1,6 \cdot h = 64 \text{ cm}$$

Comprimento do colarinho

$$l_c = l_{emb} - 6,4 \text{ cm} = 57,6 \text{ cm}$$

Distância de aplicação da resultante de pressão superior na parede frontal e na parede superior

$$y = 0,167 \cdot l_{emb} = 9,6 \text{ cm}$$

Inclinação da biela

$$\theta = 45^\circ$$

Cálculo da pressão resultante superior na parede frontal

$$H_{supfd} = \frac{M_d}{0,67 \cdot l_{emb}} + 1,25 \cdot V_d = 347,74 \text{ kN}$$

Cálculo da armadura horizontal principal longitudinal

$$A_{shpl} = \frac{H_{supfd}}{2 \cdot f_{yd}} = 4 \text{ cm}^2$$

Determinação do tipo de consolo

$$\beta = \text{atan} \left( \frac{l_c - y}{0,85 \cdot h_{ext} - \frac{h_c}{2}} \right) = 38,43^\circ$$

Consolo curto

Armadura vertical principal

$$R_{svp} = \frac{H_{supfd}}{2} \cdot \tan \beta = 137,94 \text{ kN}$$

$$A_{svp} = \frac{R_{vpd}}{f_{yd}} = 3,17 \text{ cm}^2$$

Verificação do esmagamento da biela

$$R_{cb} = \frac{H_{supfd}}{2 \cdot \cos \beta} = 221,94 \text{ kN}$$

$$h_{bie} = (0,15 \cdot h_{ext} \cdot \sin \beta) \cdot 2 = 14,92 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{R_{cb}}{h_{bie} \cdot h_c} = 0,99 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cd\_lim} = 0,85 \cdot f_{cd} = 1,82 \text{ kN/cm}^2$$

Não sofre esmagamento da biela

Armaduras secundárias

$$A_{svs} = 0,40 \cdot A_{svp} = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{shs} = 0,25 \cdot A_{svp} = 0,79 \text{ cm}^2$$

### 3. Paredes de interfaces lisas proposta de revisão da norma

Disposições construtivas:

Excentricidade

$$exc = \frac{M_d}{N_d \cdot h} = 2,08$$

Dimensões internas do colarinho

$$b_{int} = b + 2 \cdot junta = 50 \text{ cm}$$

$$h_{int} = h + 2 \cdot junta = 50 \text{ cm}$$

Espessura da parede

$$h_c = 15 \text{ cm}$$

Dimensões externas do colarinho

$$b_{ext} = b_{int} + 2 \cdot h_c = 80 \text{ cm}$$

$$h_{ext} = h_{int} + 2 \cdot h_c = 80 \text{ cm}$$

Comprimento de embutimento



$$l_{emb} = 2 \cdot h = 80 \text{ cm}$$

Comprimento do colarinho

$$l_c = l_{emb} - 8 \text{ cm} = 72 \text{ cm}$$

Excentricidade da reação normal na base do pilar

$$e_{nb} = \frac{h}{4} = 10 \text{ cm}$$

Distância de aplicação da resultante de pressão superior na parede frontal e parede posterior

$$y = \frac{1}{10} \cdot l_{emb} = 8 \text{ cm}$$

$$yl = \frac{1}{10} \cdot l_{emb} = 8 \text{ cm}$$

Coefficiente de atrito

$$\mu = 0,30$$

Inclinação da biela

$$\theta = 45^\circ$$

Cálculo da pressão resultante superior na parede frontal

$$H_{supfd} = \frac{M_d - N_d \cdot \left[ e_{nb} + \frac{\mu \cdot yl - \mu^2 \cdot (0,5 \cdot h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right] + V_d \cdot \left[ l_{emb} - \frac{yl - \mu \cdot (0,5 \cdot h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right]}{l_{emb} - y - yl + \mu \cdot h}$$

$$H_{supfd} = 238,22 \text{ kN}$$

Resultante de pressão na base do pilar

$$N_{bd} = \frac{N_d - \mu \cdot V_d}{1 + \mu^2} = 148,62 \text{ kN}$$

Cálculo da armadura horizontal principal longitudinal

$$A_{shpl} = \frac{H_{supfd}}{2 \cdot f_{yd}} = 2,74 \text{ cm}^2$$

Determinação do tipo de consolo

$$\beta = \text{atan} \left( \frac{l_c - y}{0,85 \cdot h_{ext} - \frac{h_c}{2}} \right) = 46,61^\circ$$

Consolo curto

Armadura vertical principal

$$R_{svp} = \frac{H_{supfd}}{2} \cdot \tan \beta = 126 \text{ kN}$$

$$A_{svp} = \frac{R_{svp}}{f_{yd}} = 2,9 \text{ cm}^2$$

Verificação do esmagamento da biela

$$R_{cb} = \frac{H_{supfd}}{2 \cdot \cos \beta} = 173,39 \text{ kN}$$

$$h_{bie} = (0,15 \cdot h_{ext} \cdot \sin \beta) \cdot 2 = 17,44 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{R_{cb}}{h_{bie} \cdot h_c} = 0,66 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cd\_lim} = 0,85 \cdot f_{cd} = 1,82 \text{ kN/cm}^2$$

Não sofre esmagamento da biela

Armaduras secundárias

$$A_{svs} = 0,40 \cdot A_{svp} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{shs} = 0,25 \cdot A_{svp} = 0,72 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{smin,horiz} = 0,25 \cdot hc = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin,vert} = 0,25 \cdot hc = 3,75 \text{ cm}^2$$

#### 4. Paredes de interfaces rugosas proposta de revisão da norma

Disposições construtivas:

Excentricidade

$$exc = \frac{M_d}{N_d \cdot h} = 2,08$$

Dimensões internas do colarinho

$$b_{int} = b + 2 \cdot junta = 50 \text{ cm}$$

$$h_{int} = h + 2 \cdot junta = 50 \text{ cm}$$

Espessura da parede

$$hc = 15 \text{ cm}$$

Dimensões externas do colarinho

$$b_{ext} = b_{int} + 2 \cdot h_c = 80 \text{ cm}$$

$$h_{ext} = h_{int} + 2 \cdot h_c = 80 \text{ cm}$$

Comprimento de embutimento

$$l_{emb} = 2 \cdot h = 80 \text{ cm}$$

Comprimento do colarinho

$$l_c = l_{emb} - 8 \text{ cm} = 72 \text{ cm}$$

Excentricidade da reação normal na base do pilar

$$e_{nb} = \frac{h}{4} = 10 \text{ cm}$$

Distância de aplicação da resultante de pressão superior na parede frontal e parede posterior

$$y = \frac{1}{10} \cdot l_{emb} = 8 \text{ cm}$$

$$yl = \frac{1}{10} \cdot l_{emb} = 8 \text{ cm}$$

Coefficiente de atrito

$$\mu = 0,60$$

Inclinação da biela

$$\theta = 45^\circ$$

Cálculo da pressão resultante superior na parede frontal

$$H_{supfd} = \frac{M_d - N_d \cdot \left[ e_{nb} + \frac{\mu \cdot yl - \mu^2 \cdot (0,5 \cdot h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right] + V_d \cdot \left[ l_{emb} - \frac{yl - \mu \cdot (0,5 \cdot h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right]}{l_{emb} - y - yl + \mu \cdot h}$$

$$H_{supfd} = 218,58 \text{ kN}$$

Resultante de pressão na base do pilar

$$N_{bd} = \frac{N_d - \mu \cdot V_d}{1 + \mu^2} = 105,88 \text{ kN}$$

Cálculo da armadura horizontal principal longitudinal

$$A_{shpl} = \frac{H_{supfd}}{2 \cdot f_{yd}} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Determinação do tipo de consolo

$$\beta = \operatorname{atan}\left(\frac{l_c - y}{0,85 \cdot h_{ext} - \frac{h_c}{2}}\right) = 46,61^\circ$$

Consolo curto

Armadura vertical principal

$$R_{svp} = \frac{H_{supfd}}{2} \cdot \tan\beta = 115,61 \text{ kN}$$

$$A_{svp} = \frac{R_{svp}}{f_{yd}} = 2,66 \text{ cm}^2$$

Verificação do esmagamento da biela

$$R_{cb} = \frac{H_{supfd}}{2 \cdot \cos\beta} = 159,1 \text{ kN}$$

$$h_{bie} = (0,15 \cdot h_{ext} \cdot \sin\beta) \cdot 2 = 17,44 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{R_{cb}}{h_{bie} \cdot h_c} = 0,61 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cd\_lim} = 0,85 \cdot f_{cd} = 1,82 \text{ kN/cm}^2$$

Não sofre esmagamento da biela

Armaduras secundárias

$$A_{svs} = 0,40 \cdot A_{svp} = 1,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{shs} = 0,25 \cdot A_{svp} = 0,66 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{smin,horiz} = 0,25 \cdot h_c = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin,vert} = 0,25 \cdot h_c = 3,75 \text{ cm}^2$$

## 5. Paredes com chave de cisalhamento proposta de revisão da norma

Disposições construtivas:

Excentricidade

$$exc = \frac{M_d}{N_d \cdot h} = 2,08$$

Dimensões internas do colarinho

$$b_{int} = b + 2 \cdot junta = 50 \text{ cm}$$

$$h_{int} = h + 2 \cdot junta = 50 \text{ cm}$$

Espessura da parede

$$h_c = 15 \text{ cm}$$

Dimensões externas do colarinho

$$b_{ext} = b_{int} + 2 \cdot h_c = 80 \text{ cm}$$

$$h_{ext} = h_{int} + 2 \cdot h_c = 80 \text{ cm}$$

Comprimento de embutimento

$$l_{emb} = 1,6 \cdot h = 64 \text{ cm}$$

Comprimento do colarinho

$$l_c = l_{emb} - 6 \text{ cm} = 58 \text{ cm}$$

Excentricidade da reação normal na base do pilar

$$e_{nb} = \frac{h}{4} = 10 \text{ cm}$$

Distância de aplicação da resultante de pressão superior na parede frontal e parede posterior

$$y = \frac{1}{6,67} \cdot l_{emb} = 9,6 \text{ cm}$$

$$yl = \frac{1}{10} \cdot l_{emb} = 6,4 \text{ cm}$$

Coeficiente de atrito

$$\mu = 1$$

Inclinação da biela

$$\theta = 45^\circ$$

$$\beta_f = 60^\circ$$

$$\beta_p = 35^\circ$$

Cálculo da pressão resultante superior na parede frontal

$$H_{supfd} = \frac{M_d + V_d \cdot l_{emb} + 0,5 \cdot N_d \cdot (h_{ext} - h_c)}{2,6 \cdot (h_{ext} - h_c)}$$

$$H_{supfd} = 146,09 \text{ kN}$$

Cálculo da pressão resultante superior na parede posterior

$$H_{supfd} = \frac{M_d + V_d \cdot l_{emb} - 0,4 \cdot N_d \cdot (h_{ext} - h_c)}{0,63 \cdot (h_{ext} - h_c)}$$

$$H_{supfd} = 345,79 \text{ kN}$$

Resultante de pressão na base do pilar

$$N_{bd} = \frac{N_d - \mu \cdot V_d}{1 + \mu^2} = 60 \text{ kN}$$

Cálculo da armadura horizontal principal longitudinal

$$A_{shpl1} = \frac{H_{supfd}}{2 \cdot f_{yd}} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{shpl2} = \frac{H_{suppd}}{2 \cdot f_{yd}} = 3,98 \text{ cm}^2$$

A armadura horizontal principal longitudinal é o maior valor entre  $A_{shpl1}$  e  $A_{shpl2}$ , assim:

$$A_{shpl} = 3,98 \text{ cm}^2$$

Determinação do tipo de consolo: consolo curto

Armadura vertical principal

$$R_{sd} = \frac{M_{bd} - N_d \cdot (0,5 \cdot h_{ext} - 0,4 \cdot x)}{(d_c - 0,4 \cdot x)} = 188,27$$

$$A_{stot} = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} = 4,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{svp} = \frac{A_{stot}}{2 + 0,4} = 1,8 \text{ cm}^2$$

Armaduras secundárias

$$A_{svs} = 0,40 \cdot A_{svp} = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{shs} = 0,25 \cdot A_{svp} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{smin,horiz} = 0,25 \cdot hc = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin,vert} = 0,25 \cdot hc = 3,75 \text{ cm}^2$$



## APÊNDICE C – Dimensionamento de cálice sob pequena excentricidade da norma

Dados:  $b = 40 \text{ cm}$   $h = 40 \text{ cm}$   $N_d = 85 \text{ kN}$   $M_d = 5 \text{ kN.m}$   $V_d = 30 \text{ kN}$  junta = 5 cm

Características do concreto e do aço: Aço CA-50  
 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$   $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$

### 1. Paredes de interfaces lisas versão de 2006 da norma

Disposições construtivas:

Excentricidade

$$exc = \frac{M_d}{N_d \cdot h} = 0,15$$

Dimensões internas do colarinho

$$b_{int} = b + 2 \cdot junta = 50 \text{ cm}$$

$$h_{int} = h + 2 \cdot junta = 50 \text{ cm}$$

Espessura da parede

$$h_c = 15 \text{ cm}$$

Dimensões externas do colarinho

$$b_{ext} = b_{int} + 2 \cdot h_c = 80 \text{ cm}$$

$$h_{ext} = h_{int} + 2 \cdot h_c = 80 \text{ cm}$$

Comprimento de embutimento

$$l_{emb} = 1,5 \cdot h = 60 \text{ cm}$$

Comprimento do colarinho

$$l_c = l_{emb} - 8 \text{ cm} = 52 \text{ cm}$$

Distância de aplicação da resultante de pressão superior na parede frontal e na parede superior

$$y = 0,167 \cdot l_{emb} = 10,02 \text{ cm}$$

Inclinação da biela

$$\theta = 45^\circ$$

Cálculo da pressão resultante superior na parede frontal

$$H_{supfd} = \frac{M_d}{0,67 \cdot l_{emb}} + 1,25 \cdot V_d = 49,94 \text{ kN}$$

Cálculo da armadura horizontal principal longitudinal

$$A_{shpl} = \frac{H_{supfd}}{2 \cdot f_{yd}} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Determinação do tipo de consolo

$$\beta = \text{atan} \left( \frac{l_c - y}{0,85 \cdot h_{ext} - \frac{h_c}{2}} \right) = 34,76^\circ$$

Consolo curto

Armadura vertical principal

$$R_{svp} = \frac{H_{supfd}}{2} \cdot \tan \beta = 17,33 \text{ kN}$$

$$A_{svp} = \frac{R_{svp}}{f_{yd}} = 0,4 \text{ cm}^2$$

Verificação do esmagamento da biela

$$R_{cb} = \frac{H_{supfd}}{2 \cdot \cos \beta} = 30,39 \text{ kN}$$

$$h_{bie} = (0,15 \cdot h_{ext} \cdot \sin \beta) \cdot 2 = 13,68 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{R_{cb}}{h_{bie} \cdot h_c} = 0,15 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cd\_lim} = 0,85 \cdot f_{cd} = 1,82 \text{ kN/cm}^2$$

Não sofre esmagamento da biela

Armaduras secundárias

$$A_{svs} = 0,40 \cdot A_{svp} = 0,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{shs} = 0,25 \cdot A_{svp} = 0,1 \text{ cm}^2$$

## 2. Paredes de interfaces rugosas versão de 2006 da norma

Disposições construtivas:

Excentricidade

$$exc = \frac{M_d}{N_d \cdot h} = 0,15$$

Dimensões internas do colarinho

$$b_{int} = b + 2 \cdot junta = 50 \text{ cm}$$

$$h_{int} = h + 2 \cdot junta = 50 \text{ cm}$$

Espessura da parede

$$h_c = 15 \text{ cm}$$

Dimensões externas do colarinho

$$b_{ext} = b_{int} + 2 \cdot h_c = 80 \text{ cm}$$

$$h_{ext} = h_{int} + 2 \cdot h_c = 80 \text{ cm}$$

Comprimento de embutimento

$$l_{emb} = 1,2 \cdot h = 48 \text{ cm}$$

Comprimento do colarinho

$$l_c = l_{emb} - 6,4 \text{ cm} = 41,6 \text{ cm}$$

Distância de aplicação da resultante de pressão superior na parede frontal e na parede superior

$$y = 0,15 \cdot l_{emb} = 7,2 \text{ cm}$$

Inclinação da biela

$$\theta = 45^\circ$$

Cálculo da pressão resultante superior na parede frontal

$$H_{supfd} = \frac{M_d}{0,67 \cdot l_{emb}} + 1,25 \cdot V_d = 53,04 \text{ kN}$$

Cálculo da armadura horizontal principal longitudinal

$$A_{shpl} = \frac{H_{supfd}}{2 \cdot f_{yd}} = 0,61 \text{ cm}^2$$

Determinação do tipo de consolo

$$\beta = \text{atan} \left( \frac{l_c - y}{0,85 \cdot h_{ext} - \frac{h_c}{2}} \right) = 29,62^\circ$$

Consolo curto

Armadura vertical principal

$$R_{svp} = \frac{H_{supfd}}{2} \cdot \tan \beta = 15,08 \text{ kN}$$

$$A_{svp} = \frac{R_{vpd}}{f_{yd}} = 0,34 \text{ cm}^2$$

Verificação do esmagamento da biela

$$R_{cb} = \frac{H_{supfd}}{2 \cdot \cos \beta} = 30,51 \text{ kN}$$

$$h_{bie} = (0,15 \cdot h_{ext} \cdot \sin \beta) \cdot 2 = 11,86 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{R_{cb}}{h_{bie} \cdot h_c} = 0,17 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cd\_lim} = 0,85 \cdot f_{cd} = 1,82 \text{ kN/cm}^2$$

Não sofre esmagamento da biela

Armaduras secundárias

$$A_{svs} = 0,40 \cdot A_{svp} = 0,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{shs} = 0,25 \cdot A_{svp} = 0,09 \text{ cm}^2$$

### 3. Paredes de interfaces lisas proposta de revisão da norma

Disposições construtivas:

Excentricidade

$$exc = \frac{M_d}{N_d \cdot h} = 0,15$$

Dimensões internas do colarinho

$$b_{int} = b + 2 \cdot junta = 50 \text{ cm}$$

$$h_{int} = h + 2 \cdot junta = 50 \text{ cm}$$

Espessura da parede

$$h_c = 15 \text{ cm}$$

Dimensões externas do colarinho

$$b_{ext} = b_{int} + 2 \cdot h_c = 80 \text{ cm}$$

$$h_{ext} = h_{int} + 2 \cdot h_c = 80 \text{ cm}$$

Comprimento de embutimento

$$l_{emb} = 1,5 \cdot h = 60 \text{ cm}$$

Comprimento do colarinho

$$l_c = l_{emb} - 8 \text{ cm} = 72 \text{ cm}$$

Excentricidade da reação normal na base do pilar

$$e_{nb} = 0$$

Distância de aplicação da resultante de pressão superior na parede frontal e parede posterior

$$y = \frac{1}{6} \cdot l_{emb} = 10 \text{ cm}$$

$$yl = \frac{1}{6} \cdot l_{emb} = 10 \text{ cm}$$

Coefficiente de atrito

$$\mu = 0$$

Inclinação da biela

$$\theta = 45^\circ$$

Cálculo da pressão resultante superior na parede frontal

$$H_{supfd} = \frac{M_d - N_d \cdot \left[ e_{nb} + \frac{\mu \cdot yl - \mu^2 \cdot (0,5 \cdot h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right] + V_d \cdot \left[ l_{emb} - \frac{yl - \mu \cdot (0,5 \cdot h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right]}{l_{emb} - y - yl + \mu \cdot h}$$

$$H_{supfd} = 50 \text{ kN}$$

Resultante de pressão na base do pilar

$$N_{bd} = \frac{N_d - \mu \cdot V_d}{1 + \mu^2} = 85 \text{ kN}$$

Cálculo da armadura horizontal principal longitudinal

$$A_{shpl} = \frac{H_{supfd}}{2 \cdot f_{yd}} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Determinação do tipo de consolo

$$\beta = \text{atan} \left( \frac{l_c - y}{0,85 \cdot h_{ext} - \frac{h_c}{2}} \right) = 34,77^\circ$$

Consolo curto

Armadura vertical principal

$$R_{svp} = \frac{H_{supfd}}{2} \cdot \tan \beta = 17,32 \text{ kN}$$

$$A_{svp} = \frac{R_{svp}}{f_{yd}} = 0,4 \text{ m}^2$$

Verificação do esmagamento da biela

$$R_{cb} = \frac{H_{supfd}}{2 \cdot \cos \beta} = 30,43 \text{ kN}$$

$$h_{bie} = (0,15 \cdot h_{ext} \cdot \sin \beta) \cdot 2 = 13,69 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{R_{cb}}{h_{bie} \cdot h_c} = 0,15 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cd\_lim} = 0,85 \cdot f_{cd} = 1,82 \text{ kN/cm}^2$$

Não sofre esmagamento da biela

Armaduras secundárias

$$A_{svs} = 0,40 \cdot A_{svp} = 0,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{shs} = 0,25. A_{svp} = 0,1 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{smin,horiz} = 0,25. hc = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin,vert} = 0,25. hc = 3,75 \text{ cm}^2$$

#### 4. Paredes de interfaces rugosas proposta de revisão da norma

Disposições construtivas:

Excentricidade

$$exc = \frac{M_d}{N_d \cdot h} = 0,15$$

Dimensões internas do colarinho

$$b_{int} = b + 2. junta = 50 \text{ cm}$$

$$h_{int} = h + 2. junta = 50 \text{ cm}$$

Espessura da parede

$$hc = 15 \text{ cm}$$

Dimensões externas do colarinho

$$b_{ext} = b_{int} + 2. h_c = 80 \text{ cm}$$

$$h_{ext} = h_{int} + 2. h_c = 80 \text{ cm}$$

Comprimento de embutimento

$$l_{emb} = 1,5. h = 60 \text{ cm}$$

Comprimento do colarinho



$$l_c = l_{emb} - 8 \text{ cm} = 52 \text{ cm}$$

Excentricidade da reação normal na base do pilar

$$e_{nb} = 0$$

Distância de aplicação da resultante de pressão superior na parede frontal e parede posterior

$$y = \frac{1}{6} \cdot l_{emb} = 10 \text{ cm}$$

$$yl = \frac{1}{6} \cdot l_{emb} = 10 \text{ cm}$$

Coefficiente de atrito

$$\mu = 0,30$$

Inclinação da biela

$$\theta = 45^\circ$$

Cálculo da pressão resultante superior na parede frontal

$$H_{supfd} = \frac{M_d - N_d \cdot \left[ e_{nb} + \frac{\mu \cdot yl - \mu^2 \cdot (0,5 \cdot h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right] + V_d \cdot \left[ l_{emb} - \frac{yl - \mu \cdot (0,5 \cdot h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right]}{l_{emb} - y - yl + \mu \cdot h}$$

$$H_{supfd} = 40,31 \text{ kN}$$

Resultante de pressão na base do pilar

$$N_{bd} = \frac{N_d - \mu \cdot V_d}{1 + \mu^2} = 69,72 \text{ kN}$$

Cálculo da armadura horizontal principal longitudinal

$$A_{shpl} = \frac{H_{supfd}}{2 \cdot f_{yd}} = 0,46 \text{ cm}^2$$

Determinação do tipo de consolo

$$\beta = \text{atan} \left( \frac{l_c - y}{0,85 \cdot h_{ext} - \frac{h_c}{2}} \right) = 34,77^\circ$$

Consolo curto

Armadura vertical principal

$$R_{svp} = \frac{H_{supfd}}{2} \cdot \tan \beta = 13,99 \text{ kN}$$

$$A_{svp} = \frac{R_{svp}}{f_{yd}} = 0,32 \text{ cm}^2$$

Verificação do esmagamento da biela

$$R_{cb} = \frac{H_{supfd}}{2 \cdot \cos \beta} = 24,54 \text{ kN}$$

$$h_{bie} = (0,15 \cdot h_{ext} \cdot \sin \beta) \cdot 2 = 13,69 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{R_{cb}}{h_{bie} \cdot h_c} = 0,12 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cd\_lim} = 0,85 \cdot f_{cd} = 1,82 \text{ kN/cm}^2$$

Não sofre esmagamento da biela

Armaduras secundárias

$$A_{svs} = 0,40 \cdot A_{svp} = 0,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{shs} = 0,25 \cdot A_{svp} = 0,08 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{smin,horiz} = 0,25 \cdot h_c = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin,vert} = 0,25 \cdot hc = 3,75 \text{ cm}^2$$

## 5. Paredes com chave de cisalhamento proposta de revisão da norma

Disposições construtivas:

Excentricidade

$$exc = \frac{M_d}{N_d \cdot h} = 0,15$$

Dimensões internas do colarinho

$$b_{int} = b + 2 \cdot junta = 50 \text{ cm}$$

$$h_{int} = h + 2 \cdot junta = 50 \text{ cm}$$

Espessura da parede

$$hc = 15 \text{ cm}$$

Dimensões externas do colarinho

$$b_{ext} = b_{int} + 2 \cdot h_c = 80 \text{ cm}$$

$$h_{ext} = h_{int} + 2 \cdot h_c = 80 \text{ cm}$$

Comprimento de embutimento

$$l_{emb} = 1,2 \cdot h = 48 \text{ cm}$$

Comprimento do colarinho

$$l_c = l_{emb} - 6 \text{ cm} = 42 \text{ cm}$$

Excentricidade da reação normal na base do pilar

$$e_{nb} = 0$$

Distância de aplicação da resultante de pressão superior na parede frontal e parede posterior

$$y = \frac{1}{6} \cdot l_{emb} = 8 \text{ cm}$$

$$yl = \frac{1}{6} \cdot l_{emb} = 8 \text{ cm}$$

Coeficiente de atrito

$$\mu = 0,3$$

Inclinação da biela

$$\theta = 45^\circ$$

$$\beta_f = 60^\circ$$

$$\beta_p = 35^\circ$$

Cálculo da pressão resultante superior na parede frontal

$$H_{supfd} = \frac{M_d + V_d \cdot l_{emb} + 0,5 \cdot N_d \cdot (h_{ext} - h_c)}{2,6 \cdot (h_{ext} - h_c)}$$

$$H_{supfd} = 27,83 \text{ kN}$$

Cálculo da pressão resultante superior na parede posterior

$$H_{supfd} = \frac{M_d + V_d \cdot l_{emb} - 0,4 \cdot N_d \cdot (h_{ext} - h_c)}{0,63 \cdot (h_{ext} - h_c)}$$

$$H_{supfd} = -6,59 \text{ kN}$$

Resultante de pressão na base do pilar

$$N_{bd} = \frac{N_d - \mu \cdot V_d}{1 + \mu^2} = 69,72 \text{ kN}$$

Cálculo da armadura horizontal principal longitudinal

$$A_{shpl1} = \frac{H_{supfd}}{2 \cdot f_{yd}} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{shpl2} = \frac{H_{suppd}}{2 \cdot f_{yd}} = -0,08 \text{ cm}^2$$

A armadura horizontal principal longitudinal é o maior valor entre  $A_{shpl1}$  e  $A_{shpl2}$ , assim:

$$A_{shpl} = 0,32 \text{ cm}^2$$

Determinação do tipo de consolo: consolo curto

Armadura vertical principal

$$R_{sd} = \frac{M_{bd} - N_d \cdot (0,5 \cdot h_{ext} - 0,4 \cdot x)}{(d_c - 0,4 \cdot x)} = -22,19 \text{ kN}$$

$$A_{stot} = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} = -0,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{svp} = \frac{A_{stot}}{2 + 0,4} = -0,21 \text{ cm}^2$$

Armaduras secundárias

$$A_{svs} = 0,40 \cdot A_{svp} = -0,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{shs} = 0,25 \cdot A_{svp} = -0,05 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{smin,horiz} = 0,25 \cdot hc = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin,vert} = 0,25 \cdot hc = 3,75 \text{ cm}^2$$