CENTRO UNIVERSITÁRIO UNIVATES
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DE VIGAS DE TRANSIÇÃO PARA EDIFICAÇÕES EM CONCRETO ARMADO

Júlia Rodrigues Cardoso

Lajeado, dezembro de 2016

Júlia Rodrigues Cardoso

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DE VIGAS DE TRANSIÇÃO PARA EDIFICAÇÕES EM CONCRETO ARMADO

Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do Curso de Engenharia Civil do Centro Universitário UNIVATES, como parte da exigência para obtenção do título de Bacharela em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Rodrigo Bertoldi

Lajeado, dezembro de 2016

Júlia Rodrigues Cardoso

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DE VIGAS DE TRANSIÇÃO PARA EDIFICAÇÕES EM CONCRETO ARMADO

A Banca examinadora abaixo aprova a Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário UNIVATES, como parte da exigência para a obtenção do grau de Bacharela em Engenharia Civil:

Prof. Rodrigo Bertoldi - orientador
Centro Universitário UNIVATES

Profa. Ma. Débora Pedroso Righi
Centro Universitário UNIVATES

Prof. Ms. Rafael Mascolo
Centro Universitário UNIVATES

Lajeado, 07 de dezembro de 2016

RESUMO

As estruturas em concreto armado são compostas por elementos que em conjunto formam um arranjo estrutural que deverá resistir às solicitações impostas à edificação, conduzindo as cargas atuantes às fundações. Os elementos básicos em concreto armado são: pilares, vigas e lajes. A locação de pilares pode diferir entre pavimentos de forma a atender a estética e a funcionalidade dos espaços. Nesse caso para redirecionar as cargas aos apoios mais próximos empregam-se vigas de transição. As vigas de transição estão sujeitas a carregamentos de grande magnitude provenientes de pavimentos superiores, e para que tenham rigidez suficiente possuem grande seção transversal em comparação com outras vigas da edificação, podendo influenciar na definição do pé-direito do pavimento que as contêm. Assim, essa monografia analisou e verificou possíveis alturas de vigas de transição, submetidas a carregamento concentrado no centro do vão, visando atingir as alturas mínimas necessárias para dimensionamento aos estados-limites últimos e de serviço. Variou-se o carregamento, a largura da seção, a resistência característica à compressão do concreto e o vão efetivo em um *software* de cálculo estrutural, com base na NBR 6118/2014 - Projeto de estruturas de concreto: procedimento. As vigas foram analisadas isoladamente, por análise linear para dimensionamento ao estados-limites últimos e análise não linear para dimensionamento aos estados-limites de serviço. Com isso gerou-se resultados que demonstram a potencialidade de possíveis soluções adotadas serem mais ou menos eficazes na limitação da altura desejada. Constatou-se que o aumento da resistência característica à compressão do concreto não propiciou a diminuição da altura em alguns casos analisados, em outros propiciou a diminuição de 5cm a 10cm. O aumento da largura das vigas propiciou maior diminuição da altura para as situações de maior carregamento. Por fim, a diminuição do vão efetivo demonstrou-se mais eficaz na limitação da altura.

Palavras-chave: Viga de transição. Concreto armado. Pré-dimensionamento.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama tensão-deformação idealizado.....14
Figura 2 - Discretização de uma estrutura usual em concreto armado 16
Figura 3 - Vão efetivo 19
Figura 4 - Vínculos 20
Figura 5 - Áreas de influência dos pilares 27
Figura 6 - Domínios no estado-limite último de uma seção transversal 29
Figura 7 - Diagrama retangular 30
Figura 8 – Viga modelo 41
Figura 9 – Fluxograma para obtenção da altura final das vigas.....42
Figura 10 - Área de influência considerada (m).....45
Figura 11 - Diagrama para dimensionamento da seção com armadura dupla.....49
Figura 12 – Fluxograma para obtenção das flechas finais 50

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Relação altura x base das vigas com 35Mpa e vão efetivo de 5,30m 55
Gráfico 2 - Relação altura x base das vigas com 35Mpa e vão efetivo de 7,80m 55
Gráfico 3 - Relação altura x base das vigas com 45Mpa e vão efetivo de 5,30m 58
Gráfico 4 - Relação altura x base das vigas com 45Mpa e vão efetivo de 7,80m 58
Gráfico 5 – Relação da altura x f_{ck} para as bases de 40cm e vão efetivo de 5,30m .60
Gráfico 6 - Relação da altura x f_{ck} para as bases de 40cm e vão efetivo de 7,80m ..61
Gráfico 7 – Relação da altura x vão efetivo e f_{ck}, para as vigas com base de 40cm .62
Gráfico 8 – Relação entre áreas de armadura longitudinal x f_{ck} para vão efetivo de 5,30m 70
Gráfico 9 - Relação entre áreas de armadura longitudinal x f_{ck} para vão efetivo de 7,80m 71

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valor do coeficiente de aderência $\eta 1$ 15
Tabela 2 - Propriedades mecânicas dos aços CA-50 e CA-60 15
Tabela 3 - Valores dos coeficientes γc e γs 15
Tabela 4 – Classes de agressividade ambiental 21
Tabela 5 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto 21
Tabela 6 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para ∆_c= 10mm 22
Tabela 7 - Coeficiente $\gamma f = \gamma f 1 \cdot \gamma f 3$ 24
Tabela 8 - Valores do coeficiente $\gamma f 2$ (continua) 24
Tabela 9 – Limites para deslocamentos (continua) 35
Tabela 10 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental 39
Tabela 11 – Distância entre apoios e vão efetivo das vigas de transição analisadas 43
Tabela 12 - Carga aplicada nas análises 46
Tabela 13 - Seções para vigas com fck = 35Mpa 53
Tabela 14 - Variação da altura de acordo com a largura dos elementos com 35Mpa 54
Tabela 15 - Seções para vigas com fck = 45Mpa 56
Tabela 16 – Variação da altura de acordo com a largura dos elementos com 45Mpa 57
Tabela 17 – Variação da altura de acordo com a resistência característica à compressão do concreto 59
Tabela 18 – Tabela para as vigas com fck= 35Mpa (continua) 63
Tabela 19 - Vigas dimensionadas sem armadura dupla (35Mpa) 65
Tabela 20 – Variação da altura das vigas do oitavo pavimento (35Mpa) 66
Tabela 21 - Tabela para as vigas com fck= 45Mpa (continua) 67
Tabela 22 - Vigas dimensionadas sem armadura dupla (45Mpa) 68
Tabela 23 – Variação da altura das vigas do oitavo pavimento (45Mpa) 69

Tabela 24 - Análise das áreas de armaduras para seções com a mesma altura 72
Tabela 25 - Análise das áreas de armaduras para seções com a mesma altura 73

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 9
1.1 Tema 10
1.1.1 Delimitação do tema 10
1.2 Objetivo geral 11
1.2.1 Objetivos específicos 11

2 REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO 12
2.1 Concreto armado 12
2.2 Tipos de elementos de concreto armado 16
2.2.1 Fundações 17
2.2.2 Pilares 17
2.2.3 Lajes 17
2.2.4 Vigas 18
2.3 Vigas de transição 18
2.3.1 Vão efetivo de vigas 19
2.3.2 Tipos de vinculação 20
2.4 Durabilidade das estruturas de concreto armado 20
2.5 Ações 22
2.5.1 Combinações de ações 23
2.6 Estimativa de carga em pilares 26
2.7 Análise 27
2.8 Dimensionamento 30
2.8.1 Dimensionamento da armadura longitudinal 32
2.8.2 Dimensionamento da armadura transversal 32
2.9 Verificações 34
2.9.1 Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F) 35
2.9.2 Estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF) 35
2.9.3 Estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W) 38
2.9.4 Verificação quanto à instabilidade lateral 39

3 METODOLOGIA 41
3.1 Situações analisadas 43
3.1.1 Vão efetivo 43
3.1.2 Carregamento 44
3.1.3 Resistência característica à compressão do concreto 47
3.1.4 Seção transversal 47
3.2 Critérios de cálculo e parâmetros de projeto 47
3.3 Dimensionamento das armaduras 48
3.4 Verificação das flechas 50

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS 52
4.1 Alturas 52
4.2 Armaduras 62

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS 74

REFERÊNCIAS 76

1 INTRODUÇÃO

O concreto simples é composto por cimento Portland, agregado miúdo, agregado graúdo e água. Ao ser empregado em conjunto com armaduras de aço constitui o concreto armado. Conforme Brunauer e Copeland apud Metha e Monteiro (2014) em 1963 o consumo mundial de concreto era de três bilhões de toneladas. Hoje “estima-se que o consumo atual de concreto no mundo seja da ordem de 19 bilhões de toneladas métricas ao ano” (METHA e MONTEIRO, 2014, p. 3).

O concreto é amplamente aplicado como material estrutural e algumas de suas características contribuem para isso. Por ter consistência plástica dá liberdade para que sejam concebidas diversas formas de arquitetura. Os materiais constituintes geralmente estão disponíveis em fontes locais, próximas às obras, propiciando menor custo e favorecendo para que sejam empregados rapidamente (METHA E MONTEIRO, 2014).

As estruturas de concreto armado são compostas por elementos que formam um sistema estrutural que age distribuindo as cargas atuantes na edificação e conduzindo-as ao solo. Os elementos básicos de concreto armado são: pilares, vigas e lajes. Comumente as lajes recebem o carregamento de paredes e da utilização da edificação, transferindo-o às vigas juntamente com seu peso próprio. As vigas transferem o carregamento de lajes, paredes e seu peso próprio aos pilares, que os conduzem às fundações. (CARVALHO e FILHO, 2007).

A escolha do arranjo estrutural de uma edificação é estabelecida de acordo com a sua forma, objetivando atender a estética, a funcionalidade, além de prover

segurança, economia e durabilidade. O projeto arquitetônico, base para a definição do arranjo estrutural, determina a posição dos pilares (ALVA, 2007). De modo a não interferir na utilização da edificação a posição dos pilares pode não coincidir entre pavimentos com diferentes usos, é o caso de garagens, lojas e apartamentos que se sobrepõem em uma edificação multipavimentos.

Neste contexto, utilizam-se vigas de transição com a finalidade de redirecionar a carga de lances de pilares a apoios alternativos. Logo há desvio no percurso da carga em direção ao solo, dada a descontinuidade dos apoios (CHING, 2015). Devido a magnitude da carga aplicada, para que o elemento de transição tenha rigidez para resistir às solicitações a seção transversal necessária torna-se grande em comparação com outras vigas da edificação.

Por conta da elevada altura da viga de transição, o pé-direito do pavimento que a contêm deve ser suficientemente alto para comportá-la. Logo ao antever a seção transversal das vigas pode-se projetar a edificação para que não haja interferência, além da própria mudança no pé-direito em outros elementos do projeto, como no número de degraus de escadas. Para colaborar com esta questão, foram analisadas e verificadas possíveis alturas de vigas de transição, submetidas a carregamento concentrado no centro do vão, variando a distância entre apoios, carregamento, largura da seção e resistência característica à compressão do concreto. Buscou-se as alturas mínimas necessárias para dimensionamentos aos estados-limite últimos e de serviço.

1.1 Tema

Vigas de transição em concreto armado.

1.1.1 Delimitação do tema

Pré-dimensionamento da seção transversal de vigas de transição em concreto armado sujeitas a carregamento concentrado no centro do vão.

1.2 Objetivo geral

Elaboração de um pré-dimensionamento estabelecendo o carregamento, distância entre apoios e resistência característica à compressão do concreto de vigas de transição, bem como áreas de armaduras longitudinais e transversais.

1.2.1 Objetivos específicos

a) Indicar o modelo de cálculo utilizado na análise, verificação e pré-dimensionamento das vigas de transição.

b) Pré-dimensionar a seção transversal das vigas de transição, buscando as alturas mínimas necessárias.

c) Pré-dimensionar as armaduras das vigas de transição.

d) Analisar a influência das variáveis adotadas na obtenção das alturas dos elementos.

2 REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), por meio da norma brasileira (NBR) 6118/2014 intitulada “Projeto de estruturas de concreto – Procedimento” define os “critérios gerais que regem o projeto de estruturas de concreto” (p. xvii).

Esta normativa prevê requisitos de qualidade divididos em três grupos, sendo: capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade. A capacidade resistente refere-se à segurança quanto à ruptura da edificação. O desempenho em serviço refere-se à “capacidade da estrutura manter-se em condições plenas de utilização durante sua vida útil, não podendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada”. Em relação a durabilidade “a estrutura deve resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante” (NBR 6118, ABNT, 2014, p. 13).

A seguir, definições e parâmetros de projeto definidos pela normativa acerca do trabalho proposto. Ainda, serão trazidos conceitos sobre os pontos pesquisados.

2.1 Concreto armado

O concreto armado é composto por concreto simples e armadura. O concreto simples é resultado da mistura de cimento, agregados, água e aditivos. Os agregados são divididos em graúdos (pedra) e miúdos (areia). Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 3), são denominados elementos de concreto armado “aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência”.

Há contribuição conjunta do concreto e do aço para resistirem às solicitações de tração e compressão. “Nas estruturas de concreto armado, a baixa resistência à tração do concreto simples é contornada pela existência de armaduras de aço adequadamente dispostas ao longo das peças estruturais” (FUSCO, 2008, p. 13). De acordo com Isaia (2005, p. 16), há “boa resistência mecânica do conjunto concreto-aço, conjugando a elevada resistência à compressão do primeiro com a de tração do segundo”.

A resistência à compressão do concreto (f_c) é geralmente especificada, pois é a medida mais representativa de seu comportamento. Ela é obtida por meio de ensaios específicos e refere-se normalmente aos 28 dias de idade. É resultado da dosagem dos materiais constituintes do concreto simples. A resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) representa o valor da resistência à compressão que tem a probabilidade de 5% de ser ultrapassado no sentido desfavorável (FUSCO, 2008).

A resistência à tração direta do concreto (f_{ct}) é relacionada à resistência à compressão. Na ausência de ensaios específicos, deve ser obtida por intermédio do valor médio ou característico, segundo as Equações 1 e 2, nas quais $f_{ctk,inf}$ é a resistência à tração direta do concreto, $f_{ctk,sup}$ é a resistência característica superior do concreto à tração e $f_{ct,m}$ é a resistência média à tração do concreto.

$$f_{ctk,inf} = 0{,}7 f_{ct,m} \quad (1)$$

$$f_{ctk,sup} = 1{,}3 f_{ct,m} \quad (2)$$

Onde:

$$f_{ct,m} = 0{,}3 f_{ck}{}^{2/3}$$

O módulo de elasticidade inicial do concreto (E_{ci}) deve ser estimado por meio da Equação 3, para concreto com f_{ck} de 20Mpa a 50Mpa.

$$E_{ci} = \alpha_E \,.\, 5600 \sqrt{fck} \quad (3)$$

Onde:

α_E é o parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de eslasticidade, sendo 1,2 para basalto.

Para tensões de compressão menores que 0,5 f_c, pode-se adotar o módulo de deformação secante (E_{cs}). Se não for obtido em ensaio, deve ser calculado por meio da Equação 4.

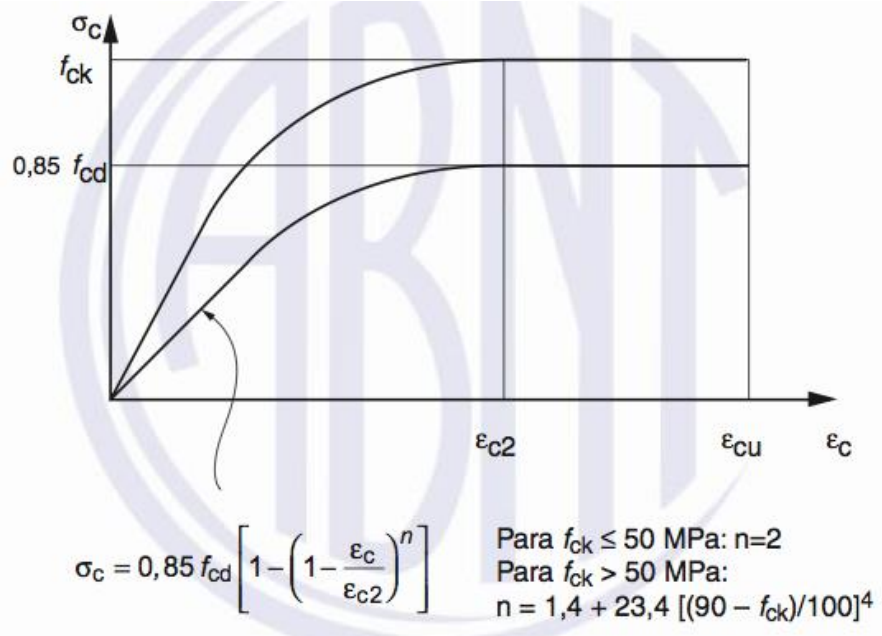
$$E_{cs} = \alpha_i \, . E_{ci} \tag{4}$$

Onde:

$$\alpha_i = 0{,}8 + 0{,}2 \, . \frac{f_{ck}}{80} \leq 1{,}0$$

Para análises no estado-limite último, pode-se utilizar o diagrama tensão deformação idealizado do concreto (FIGURA 1).

Figura 1 - Diagrama tensão-deformação idealizado



Fonte: NBR 6118, 2014, p. 26.

Onde, para concretos de classes até C50:

$\varepsilon_{c2} = 2{,}0\%_{o}$

$\varepsilon_{cu} = 3{,}5\%_{o}$

Já o módulo de elasticidade do aço, na falta de ensaios, deve ser considerado como 210Gpa.

Quanto à armadura empregada, pode ter superfície lisa, entalhada ou nervurada. Cada tipo de superfície está relacionado a um coeficiente de aderência (TABELA 1).

Tabela 1 - Valor do coeficiente de aderência η_1

Tipo de superfície	**η_1**
Lisa	1
Entalhada	1,4
Nervurada	2,25

Fonte: Adaptado pela autora com base na NBR 6118 (2014, p. 29).

A tensão de escoamento de cálculo do aço (f_{yd}), a resistência característica do aço à tração (f_{yk}), e a deformação específica de cálculo (ε_{yd}) estão expressas na Tabela 2.

Tabela 2 - Propriedades mecânicas dos aços CA-50 e CA-60

Aço	**f_{yk}** (Mpa)	**f_{yd}** (Mpa)	**ε_{yd}** (%)
CA-50	500	435	0207
CA-60	600	522	0,248

Fonte: Adaptado pela autora com base em Carvalho e Filho, 2007.

Para fins de cálculo estrutural, as resistências do concreto e do aço devem ser ponderadas para verificação da capacidade resistente da estrutura, por meio dos coeficientes γ_c e γ_s (TABELA 3).

Tabela 3 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	**Concreto** γ_c	**Aço** γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: Adaptado pela autora com base na NBR 6118 (2014, p. 71).

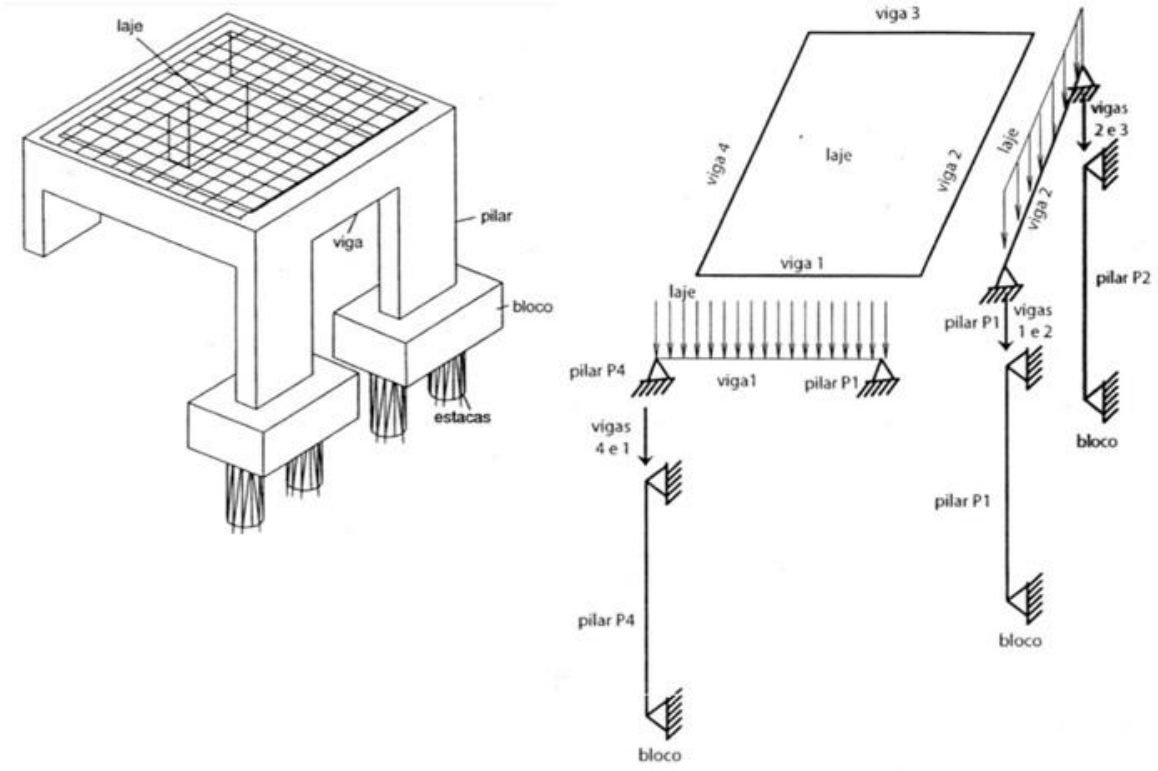
2.2 Tipos de elementos de concreto armado

Os elementos típicos em concreto armado são: fundações, pilares, vigas e lajes. De acordo com Araújo (2010, p. 1):

> “As lajes são sistemas estruturais que têm a função básica de receber as cargas de utilização das edificações, aplicadas nos pisos, e transmiti-las às vigas. As vigas transmitem as cargas aos pilares e, a partir destes, o carregamento é transferido para as fundações. Apesar de haver outras possibilidades de concepção, este é o modelo estrutural básico das edificações”.

Na Figura 2 é possível ver a discretização desses elementos e o caminho dos carregamentos desde a laje à fundação.

Figura 2 - Discretização de uma estrutura usual em concreto armado



Fonte: Adaptado pela autora com base em Carvalho e Filho, 2007, p. 22, 23.

A seguir será feita uma breve explanação sobre cada um dos tipos de elementos estruturais em concreto armado.

2.2.1 Fundações

As fundações são a parte da edificação que fica em contato com a solo, transmitindo a ele as cargas da construção (GERRIN, 2002, p. 1). Há diferentes tipos de fundações em concreto armado, citam-se: sapata, grelha, radier, estaca e tubulão. Estas são divididas em dois grupos: fundações superficiais e pronfundas.

As sapatas podem ser denominadas de sapatas isoladas, associadas ou corridas. São denominadas sapatas isoladas quando recebem a carga de apenas um pilar, e sapatas associadas quando recebem as cargas de mais de um pilar. Sapatas corridas, também chamadas de baldrame são sujeitas a cargas distribuídas linearmente e de pilares que fiquem no mesmo alinhamento (LOPES e VELLOSO, 2010).

Grelhas por sua vez, são constituídas por vigas que se cruzam no encontro com os pilares. Radiers recebem cargas de parte ou de todos os pilares da edificação. Entre os elementos de fundação profunda há as estacas e tubulões, que transmitem a carga ao solo por meio de atrito lateral. Podem receber a carga de um ou mais pilares. As estacas podem ser executadas por cravação ou escavação, enquanto os tubulões são executados por meio de escavação, exigindo a descida de operários (LOPES e VELLOSO, 2010).

2.2.2 Pilares

Pilares são estruturas verticais ou inclinadas que usualmente recebem cargas de vigas, e de lajes em casos específicos. As seções mais comuns são a quadrada, a retangular e a cilíndrica. Os carregamentos são predominantemente verticais e concentrados, aplicadas no topo de forma centrada ou excêntrica, e direcionadas à fundação, à pilares ou às vigas de transição (BORGES, 2010).

2.2.3 Lajes

Lajes são estruturas planas, nas quais a largura e o comprimento são muito superiores à sua espessura. Em casos usuais as cargas suportadas pela laje são provenientes de cargas acidentais de utilização da edificação, porém as lajes também

podem ter de resistir às cargas de paredes. O carregamento apoiado sobre a laje, resultante de ações variáveis e acidentais advindas de pessoas, utensílios, paredes, móveis e outros, é distribuído sobre sua superfície, que por sua vez conduz o carregamento às vigas (BORGES, 2010).

2.2.4 Vigas

Vigas são classificadas, conforme NBR 6118 (2014, p. 83), como “elementos lineares em que a flexão é preponderante”. Há três tipos de vigas: isoladas, contínuas ou em balanço. Na definição de Borges (2010, p. 59): “Vigas isoladas são as que possuem apenas um vão com dois apoios. Vigas contínuas são sustentadas por vários apoios formando dois ou mais vãos. Vigas em balanço são sustentadas por apenas um apoio engastado”.

Vigas apoiadas em pilares transferem seu carregamento a eles. Estes, são provenientes de cargas verticais concentradas ou distribuídas, oriundas principalmente de lajes, de outras vigas e de paredes que nelas se apoiam. Vigas isoladas sujeitas às cargas verticais exemplificadas apresentam esforços de compressão na parte superior de sua seção. Na parte inferior da viga, surgem esforços de tração (BORGES, 2010).

2.3 Vigas de transição

Quando vigas recebem o carregamento de pilares e o redirecionam aos apoios mais próximos, são denominadas vigas de transição. De acordo com Ching:

> Qualquer desvio no percurso de uma carga vertical exige que a carga seja redirecionada horizontalmente, por uma viga ou treliça de transição, até apoios verticais alternativos – o que resulta em carregamentos e alturas maiores dos componentes horizontais (CHING, 2015, p. 156).

Conforme o autor uma carga concentrada aplicada próxima ao apoio de um elemento de transição faz surgir esforços cisalhantes extremamente altos. Cargas concentradas, localizadas próximas ao centro do vão, fazem surgir momentos fletores intensos (CHING, 2015).

Recomenda-se que a haja continuidade dos lances de pilares. Isso proporciona um caminho mais direto para que os esforços cheguem às fundações da edificação (CLÍMACO 2015), (CHING, 2015). No entanto isso pode não ser possível devido às diferentes necessidades de utilização dos ambientes.

> Quando nenhuma das soluções encontradas para a posição dos pilares nos pavimentos superiores satisfazem ao andar térreo (pilotis, lojas, etc.), sendo necessário mudar sua posição, o vigamento do teto do andar térreo deverá fornecer apoio conveniente aos pilares superiores, funcionando como *estrutura de transição* (CLÍMACO, 2015, p. 73).

2.3.1 Vão efetivo de vigas

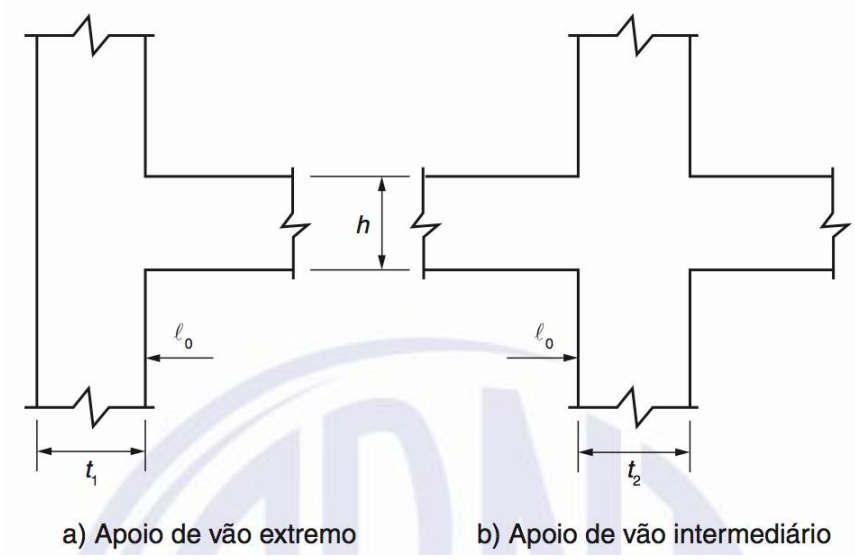
Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), vãos efetivos de vigas podem ser calculados por intermédio da Equação 5.

$$\ell_{ef} = \ell_0 + a_1 + a_2 \tag{5}$$

Onde:

ℓ_0 = distância entre os apoios, considerada a partir das faces internas.
a_1= menor valor entre $t_1 \,/\, 2$ e $0{,}3h$ (FIGURA 3)
a_1= menor valor entre $t_2 \,/\, 2$ e $0{,}3h$ (FIGURA 3)

Figura 3 - Vão efetivo



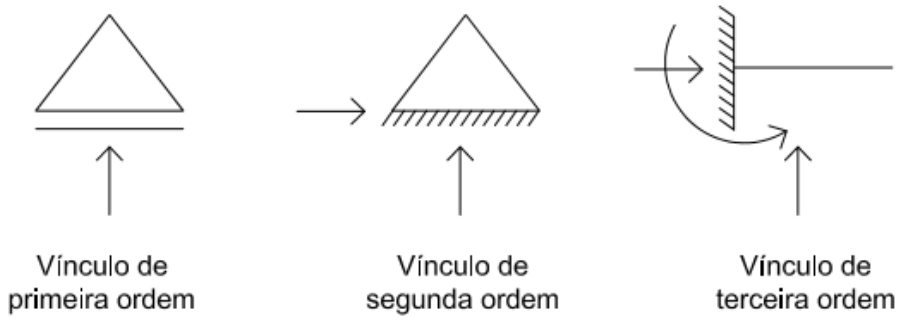
Fonte: NBR 6118, 2014, p. 90.

2.3.2 Tipos de vinculação

Os vínculos mais usuais em estruturas são os de primeira ordem, segunda ordem e engaste. Os apoios de primeira ordem, também chamados de apoio simples, impedem o deslocamento perpendicular à base do apoio e permitem deslocamentos paralelos à base e rotação. Os apoios de segunda ordem, também chamados de rótulas, impedem deslocamentos lineares perpendiculares e paralelos à base, permitindo apenas a rotação. O engaste, ou vínculo de terceira ordem, impede todos os deslocamentos (SALVADOR, 2013).

Os vínculos estão representados na Figura 4, a limitação da mobilidade gera reações vinculares, as setas representam os movimentos restringidos.

Figura 4 - Vínculos



Fonte: Adaptado pela autora com base em Salvador (2013).

2.4 Durabilidade das estruturas de concreto armado

A durabilidade do concreto armado está relacionada à resistência aos agentes agressivos do meio externo, de natureza química ou física (FUSCO, 2008). Portanto, há diretrizes para prevenção de sua deterioração, tais como o uso de concreto apropriado às agressividades impostas pelo ambiente e cobrimento adequado das armaduras.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) divide a agressividade do ambiente (CAA) em quatro classes: fraca, moderada, forte e muito forte (TABELA 4).

Tabela 4 – Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana [1, 2]	Pequeno
III	Forte	Marinha [1] Industrial [1, 2]	Grande
IV	Muito forte	Industrial [1, 3] Respingos de maré	Elevado

[1] Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

[2] Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

[3] Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes. Indústrias químicas

Fonte: Adaptado pela autora com base na NBR 6118 (2014, p.17).

Definida a classe de agressividade do ambiente no qual a estrutura estará inserida, define-se a relação água/cimento (TABELA 5) e o cobrimento da armadura (TABELA 6). O teor de água presente na mistura do concreto é indiretamente responsável por sua permeabilidade. Quanto mais permeável, maior é a susceptibilidade à penetração de agentes agressivos (METHA; MONTEIRO, 2014).

Tabela 5 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto [1]	Tipo [2, 3]	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	0,65	0,60	0,55	0,45
	CP	0,60	0,55	0,50	0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	C20	C25	C30	C40
	CP	C25	C30	C35	C40

[1] O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir os requisitos estabelecidos na ABNT 12655

[2] CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado

[3] CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido

Fonte: Adaptado pela autora com base na NBR 6118 (2014, p. 18).

Tabela 6 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para ∆_c= 10mm

Tipo de estrutura	**Componente ou elemento**	**Classe de agressividade ambiental**			
		I	II	III	IV [3]
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje [2]	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo [4]	30		40	50
Concreto protendido [1]	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

[1] Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

[2] Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, com pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitando um cobrimento nominal ≥ 15mm.

[3] Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

[4] No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45mm.

Fonte: Adaptado pela autora com base na NBR 6118 (2014, p. 20).

2.5 Ações

As ações a serem consideradas no dimensionamento dos elementos estruturais em concreto armado são classificadas como permanentes ou variáveis.

As ações permanentes “ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. Também são consideradas permanentes as ações que aumentam no tempo, tendendo a um valor-limite constante” (NBR 6118, ABNT, 2014, p. 56). Podem ser subdivididas ainda em ações permanentes diretas e ações permanentes indiretas.

Ações permanentes diretas estão relacionadas ao peso próprio dos elementos construtivos fixos e de instalações permanentes e empuxos permanentes. Já as ações permanentes indiretas estão relacionadas à retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas, imperfeições globais e imperfeições locais (NBR 6118, ABNT, 2014).

Quanto às ações variáveis, podem ser subdivididas em ações variáveis diretas e ações variáveis indiretas. As ações variáveis diretas “são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da água, devendo-se respeitar as prescrições feitas por Normas Brasileiras específicas” (NBR 6118, ABNT, 2014, p. 61). Já as ações variáveis indiretas estão relacionadas a variações uniformes de temperatura, variações não uniformes de temperatura, ações dinâmicas e ações excepcionais (NBR 6118, ABNT, 2014).

2.5.1 Combinações de ações

As ações devem ser combinadas entre si e ponderadas por meio do coeficiente de segurança γ_f. O resultado da combinação gerará a ação de cálculo F_d, que deve representar os efeitos mais desfavoráveis à estrutura. De acordo com Araújo (2010, p. 66):

> Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um determinado período. As combinações devem ser feitas de diferentes maneiras, de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

No estado-limite último, utilizam-se os coeficientes das Tabelas 7 e 8 para obter o coeficiente γ_f, por meio da Equação 7.

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \tag{7}$$

Tabela 7 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1 [1]	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas [2]	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas [3]	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

[1] Para os valores de Ψ1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.

[2] Edifícios residenciais.

[3] Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: Adaptado pela autora com base na NBR 6118 (ABNT, 2014), p. 65.

Tabela 8 - Valores do coeficiente γ_{f2} (continua)

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1 [1]	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas [2]	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas [3]	0,7	0,6	0,4

Tabela 8 - Valores do coeficiente γ_{f2} (conclusão)

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1 [1]	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

[1] Para os valores de Ψ1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.

[2] Edifícios residenciais.

[3] Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: Adaptado pela autora com base na NBR 6118 (2014, p. 65).

No estado-limite de serviço, o coeficiente γ_f é definido por meio da Equação 8.

$$\gamma_f = \gamma_{f2} \tag{8}$$

Onde:

γ_{f2} tem valor variável conforme a verificação que se deseja fazer (TABELA 7).

γ_{f2} = 1 para combinações raras

γ_{f2} = ψ_1 para combinações frequentes

γ_{f2} = ψ_2 para combinações quase permanentes

O coeficiente γ_f é representado por γ_g quando estiverem sendo calculadas ações permanentes, por γ_q quando estiverem sendo calculadas ações variáveis diretas e por γ_ε para deformações impostas.

O valor de cálculo para combinações últimas (F_d) pode ser obtido por meio da Equação 9, para combinação última normal e especial ou de construção. Para combinação última excepcional utiliza-se a Equação 10 (NBR 6118, ABNT, 2014).

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \left(F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}\right) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \tag{9}$$

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (10)$$

Onde:

F_{gk} representa as ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$ representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon qk}$;

F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida a principal;

F_{sd} representas as ações estabilizantes.

O valor de cálculo das ações para combinações de serviço ($F_{d,ser}$) pode ser obtido por meio da Equação 11 para combinações quase permanentes, Equação 12 para combinações frequentes e Equação 13 para combinações raras.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} F_{qj,k} \quad (11)$$

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 F_{qj1k} + \psi_{2j} F_{qjk} \quad (12)$$

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \psi_{1j} F_{qjk} \quad (13)$$

Onde:

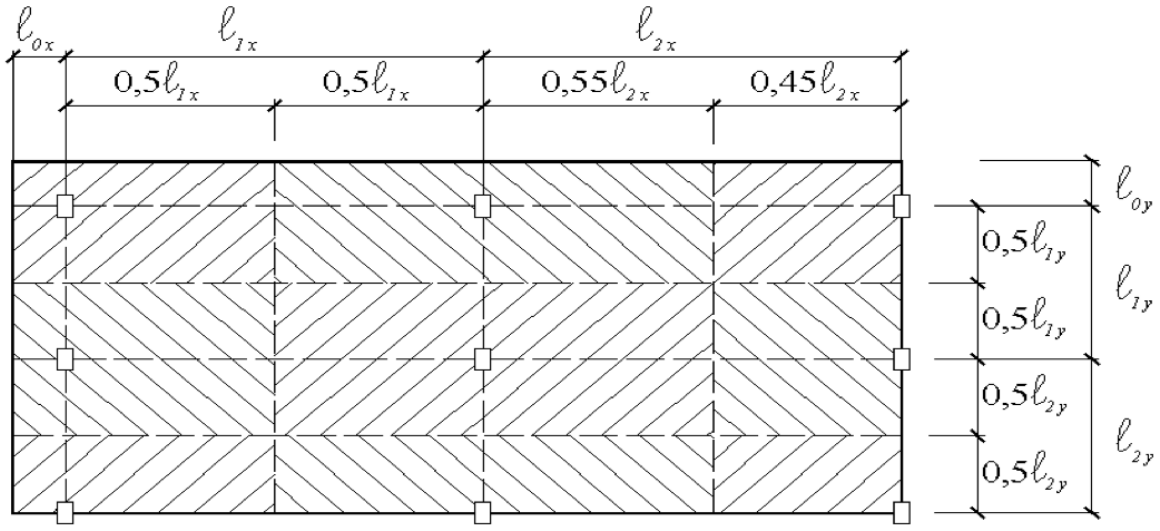
F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas.

2.6 Estimativa de carga em pilares

Pode-se estimar a carga dos pilares de uma edificação por meio da área de influência de cada pilar. Muzardo, Pinheiro e Santos (2007, p. 5.5) propõem que a área de influência seja obtida “dividindo-se as distâncias entre seus eixos em intervalos que variam entre 0,45l e 0,55l, dependendo da posição do pilar na estrutura”. Esta divisão é representada na Figura 5.

Os autores salientam: “quanto maior for a uniformidade no alinhamento dos pilares e na distribuição dos vãos e das cargas, maior será a precisão dos resultados obtidos” (MUZARDO; PINHEIRO; SANTOS, 2007).

Figura 5 - Áreas de influência dos pilares



Fonte: Muzardo, Pinheiro e Santos, 2007, p. 55.

O carregamento por metro quadrado de área de influência, que leva em consideração as cargas permanentes e variáveis, pode ser estabelecido como 10kN/m² (BASTOS, 2015b). Trata-se de uma estimativa de carga para edifícios residenciais e de escritórios.

Este carregamento é um valor representativo apenas para pré-dimensionamento. O dimensionamento final “deve ser obrigatoriamente feito com os esforços solicitantes reais, calculados em função das cargas (reações) das vigas e lajes sobre o pilar, e com a atuação das forças do vento e outras que existem” (BASTOS, 2015b, p. 74).

2.7 Análise

A análise estrutural dos elementos deve considerar todas as ações que possam produzir solicitações à estrutura, combinadas entre si conforme visto no item 2.5.1. Há diversos métodos de análise, devendo-se optar pelo que reproduza mais realisticamente os efeitos nos elementos estruturais, de modo a “representar de maneira clara todos os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura” (NBR 6118, ABNT, 2014, p. 82).

A norma prevê métodos de análise como: linear, linear com redistribuição, plástica, não linear e através de modelos físicos. Admite-se que a análise estrutural seja realizada através de qualquer um dos métodos, atentando para a diferença entre eles, propiciada “pelo comportamento admitido para os materiais constituintes da estrutura, não perdendo de vista em cada caso as limitações correspondentes” NBR 6118 (2014, p. 84).

Na análise linear considera-se que os materiais tenham comportamento elástico-linear, ou seja, que suas propriedades elásticas não mudam com o tempo. Porém, para o cálculo da flecha deve-se considerar os efeitos da fissuração e da fluência. Conforme a NBR 6118 (2014, p.85):

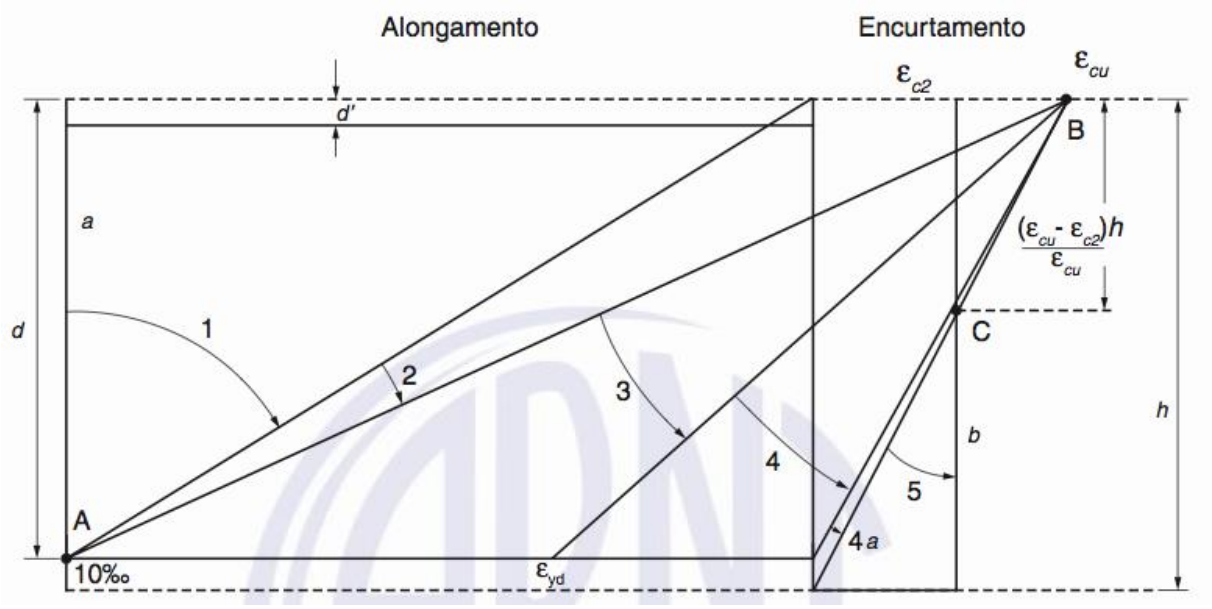
> Na análise global, as características geométricas podem ser determinadas pela seção bruta de concreto dos elementos estruturais. Em análises locais para cálculo dos deslocamentos, na eventualidade de fissuração, esta deve ser considerada.

Algumas hipóteses básicas são tomadas na análise dos esforços resistentes de seções de vigas, são elas:

> a) as seções transversais se mantêm planas após a deformação;
> b) a deformação das barras passivas aderentes ou o acréscimo de deformação das barras ativas aderentes em tração ou compressão deve ser a (o) mesma (o) do concreto em seu entorno;
> [...]
> d) as tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas no ELU;
> e) a distribuição de tensões no concreto é feita de acordo com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.1, com tesão de pico igual a 0,85 f_{cd}, com f_{cd} definido em 12.3.3. Esse diagrama pode ser substituído pelo retângulo de profundidade $y = \lambda x$ [...]
> f) a tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo definidos em 8.3.6 e 8.4.5.
> g) o estado-limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios [...] NBR 6118 (2014, p.120).

Os domínios (FIGURA 6) são caracterizados pelo tipo de ruptura da seção do elemento estrutural. Nos domínios 1 e 2, há ruptura convencional por deformação plástica excessiva. Nos domínios 3, 4, 4a e 5 há ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto (NBR 6118, 2014).

Figura 6 - Domínios no estado-limite último de uma seção transversal



Fonte: NBR 6118, 2014, p. 122.

Onde:

$\varepsilon_{c2} = 2{,}0‰$

$\varepsilon_{cu} = 3{,}5‰$

A seguir, considerações de Melo e Silva (2005, p. 146) sobre os estádios de comportamento de uma viga submetida à aplicação gradativa de carga, até sua ruptura no Domínio 3 de deformação.

> a) Estádio I [relativo ao domínio 1]: [...] é caracterizado pelo comportamento em regime elástico dos materiais concreto e aço, sob a validade da lei de Hooke. A tensão normal, em cada ponto da seção transversal, possui variação linear em relação à distância da linha neutra. Na zona de tração, a tensão normal máxima é inferior à resistência à tração do concreto. Para cálculo das deformações nesse estádio, considera-se a inércia total da seção transversal [...];
> b) Estádio II [relativo ao domínio 2]: é iniciado a partir da fase na qual as tensões normais de tração excedem a resistência à tração do concreto, com o surgimento de fissuras na zona tracionada e elevação da linha neutra. Como consequência, as tensões de tração passam a ser absorvidas pela armadura longitudinal. Despreza-se, para efeito de dimensionamento, a contribuição do concreto tracionado. O concreto comprimido e a armadura estão ambos no regime elástico [...]. A redução da inércia, devido ao surgimento de fissuras, deve ser considerada no cálculo das deformações;
> c) Estádio III [relativo ao domínio 3]: corresponde à fase de ruptura final. A linha neutra se eleva mais ainda, e o concreto comprimido está em regime plástico, não havendo mais obediência à lei de Hooke. A ruptura da seção

> ocorre por esmagamento do concreto com ou sem escoamento da armadura longitudinal.

Sendo assim, nos Estádios I e II os elementos estruturais estão submetidos às situações reais de solicitações em serviço. Já no Estádio III, com as ações majoradas e resistências minoradas caso que ocorre apenas em situações extremas, os elementos estão submetidos ao estado-limite último (Carvalho e Filho, 2007).

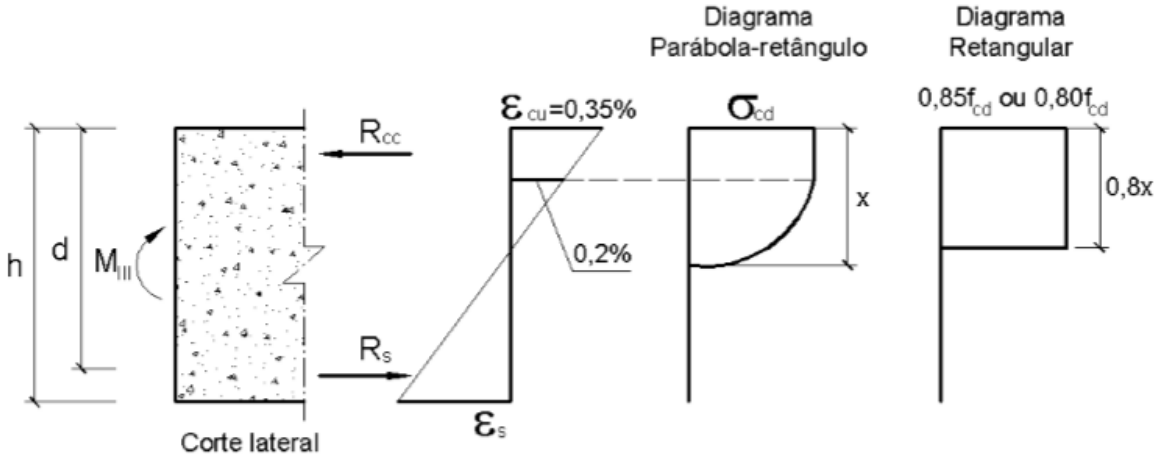
2.8 Dimensionamento

Após a análise dos elementos é feito o dimensionamento, etapa em que são calculadas as dimensões das peças e a área de aço necessária para resistirem às solicitações impostas. Araújo (2014, p. 78), descreve:

> *Dimensionar uma estrutura de concreto* significa definir as dimensões das peças e as armaduras correspondentes, a fim de garantir uma margem de segurança prefixada aos estados limites de serviço, tendo em vista os fatores condicionantes de economia e durabilidade.

De acordo com as hipóteses básicas descritas no item anterior, a distribuição de tensões no concreto pode ser obtida por meio do diagrama retangular, equivalente ao diagrama parábola-retângulo (FIGURA 7).

Figura 7 - Diagrama retangular



Fonte: Muzardo, Pinheiro e Santos, 2007.

O retângulo tem profundidade $y = \lambda x$

Onde λ é a relação entre a profundidade y do diagrama retangular e a profundidade efetiva x da linha neutra, e tem valor de 0,8 para $f_{ck} \leq 50\text{Mpa}$.

A tensão constante atuante até a profundidade y, será igual a $\alpha_c \, . f_{cd}$, sendo que α_c é o parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão, e tem valor de 0,85 para concretos de classe até C50, e $f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c}$.

A Figura 7 mostra as componentes da força resultante de compressão no concreto (R_{cc}) e a força resultante das tensões de tração na armadura (R_{st}). O equilíbrio destas tensões pode ser obtido pelas Equações 14 e 15. A Equação 14 relaciona a largura da viga (b_w), a posição da linha neutra (x) e a resistência de cálculo à compressão do concreto (f_{cd}). A Equação 15 relaciona a tensão de cálculo na armadura tracionada (σ_{sd}) e a área de aço da armadura tracionada (A_s) (BASTOS, 2015a).

$$R_{cc} = 0{,}85 \times f_{cd} \times 0{,}8\text{x} \times b_w \quad (14)$$

$$R_{st} = A_s \times \sigma_{sd} = A_s \times f_{yd} \quad (15)$$

Obtêm-se o equilíbrio de momentos por meio das Equações 16 e 17 (BASTOS, 2015a).

$M_d = R_{cc} \times z_{cc}$ (momento resistente do concreto comprimido) (16)

$M_d = R_{st} \times z_{cc}$ (momento resistente para o aço tracionado) (17)

Onde:

$z_{cc} = d - 0{,}4x$

O dimensionamento deve ser feito respeitando-se a altura máxima da linha neutra no ELU. A posição da linha neutra está relacionada à capacidade de rotação dos elementos, sendo que à medida em que a relação x/d diminui, a capacidade de rotação do elemento aumenta. A norma estabelece a relação limite x/d para concretos com $f_{ck} \leq$ 50Mpa como 0,45 (NBR 6118, ABNT, 2014).

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), a fluência e a retração do concreto devem ser consideradas no dimensionamento. A fluência ocorre quando o concreto é submetido a cargas por longo período de tempo, e têm relação com a temperatura e tempo de aplicação da carga (HIBBELER, 2010). A retração está relacionada à umidade relativa do ambiente, à consistência do concreto no lançamento e à espessura fictícia da peça (NBR 6118, ABNT, 2014). Em seu anexo A, a norma expressa o cálculo da fluência e da retração.

2.8.1 Dimensionamento da armadura longitudinal

Conforme Clímaco (2015, p. 177) “a flexão de um elemento estrutural linear caracteriza-se pela atuação de momentos fletores, que produzem tensões normais na seção transversal e a sua rotação”.

A área de aço necessária para que o elemento resista às tensões é calculada por meio da Equação 18, que relaciona o momento resistente (M_d), a tensão de cálculo na armadura tracionada (σ_{sd}), a altura útil da seção (d) e a posição da linha neutra (x) (BASTOS, 2015a).

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{sd}\,(d-0{,}4x)} \tag{18}$$

A taxa de armadura longitudinal máxima, soma das armaduras de tração e compressão deverá ser de até 4% da área da seção. Já as taxas de armadura mínima de flexão para vigas de seção retangular devem ser de: 0,150 para seções com largura de 30cm, 0,179 para seções com largura de 40cm e 0,208 para seções com largura de 50cm (NBR 6118, ABNT, 2014).

2.8.2 Dimensionamento da armadura transversal

Segundo Clímaco (2015, p. 177), elementos lineares sujeitos a força cortante estão submetidos “à solicitação originada da atuação conjunta de forças cortantes e momentos fletores, para a qual deve ser dimensionada uma armadura específica, transversal ao eixo do elemento estrutural” (CLÍMACO, 2015, p. 177),

As verificações da resistência dos elementos deverão atender, simultaneamente, as condições das Equações 19 e 20. Essas, relacionam a força cortante solicitante de cálculo na seção (V_{Sd}), a força cortante solicitante de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto (V_{Rd2}) e a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal (V_{Rd3}).

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \tag{19}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \tag{20}$$

Para obter V_{Rd2} e V_{Rd3} pode-se empregar o Modelo de cálculo I descrito abaixo, presente na NBR 6118 (ABNT, 2014). A Equação 21 relaciona a largura da seção (b_w), a altura útil da seção (d) e a resistência de cálculo à compressão do concreto (f_{cd}).

$$V_{Rd2} = 0{,}27\ \alpha_{v2}\ f_{cd}\ b_w\ d \tag{21}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$$

A Equação 22 relaciona a largura da seção (b_w), a altura útil da seção (d); o espaçamento entre os elementos da armadura transversal A_{sw}, medido segundo e eixo longitudinal do elemento estrutural (s); a tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor de f_{yd} no caso de estribos (f_{ywd}); o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal (α); o momento fletor (M_0); e o momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise ($M_{Sd,máx}$).

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \tag{22}$$

Onde:

$$V_{sw} = (A_{sw}/s)\ 0{,}9\ d\ f_{ywd}(\sin\alpha + \cos\alpha)$$

$V_c = V_{c0}$ na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção.

$V_c = V_{c0}\left(1 + M_0\ /M_{Sd,máx}\right) \leq 2V_{c0}$ na flexo-compressão.

$$V_{c0} = 0{,}6 f_{ctd} b_w d$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf}/\gamma_c$$

$$f_{ywd} = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1{,}15} \leq 435Mpa$$

A armadura de cisalhamento (A_{sw}) é obtida através da Equação 23.

$$V_{sw} = (A_{sw}/s)\ 0{,}9\ d\ f_{ywd}(\sin\alpha + \cos\alpha) \quad (23)$$

2.9 Verificações

De acordo com a NBR 6118 (2014, p. 14) “as exigências relativas à capacidade resistente e ao desempenho em serviço deixam de ser satisfeitas, quando são ultrapassados os [...] estados-limites”. Precisa-se considerar os estados-limites últimos e estados-limites de serviço. O primeiro, refere-se ao colapso, ruína da estrutura, que gera o impedimento de seu uso. O segundo refere-se ao conforto do usuário, durabilidade, aparência e boa utilização (NBR 6118, ABNT, 2014).

Estados-limites últimos:

> a) estado-limite último de perda de equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
> b) estado-imite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais […];
> c) estado-imite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
> d) estado-imite último provocado por solicitações dinâmicas […];
> e) estado-imite último de colapso progressivo;
> f) estado-imite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme a ABNT NBR 15200;
> g) estado-imite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421;
> h) outros estados-imites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais (NBR 6118, ABNT, 2014, p.54-55).

Quanto aos estados-limites de serviço para estruturas de concreto armado, deve-se verificar: estado-limite de formação de fissuras, estado-limite de abertura de fissuras, estado-limite de deformações excessivas e estado-limite de vibrações excessivas (não aplicável a este trabalho) (NBR 6118, ABNT, 2014).

2.9.1 Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F)

O estado-limite de formação de fissuras é delimitado pelo momento de fissuração (M_r). Quando este momento é atingido, ocorre a abertura da primeira fissura, e a estrutura passa a trabalhar no estádio II. A Equação 24 expressa o momento de fissuração, que é relacionado ao fator que correlaciona, aproximadamente, a resistência à tração na flexão e a resistência à tração direta (α), a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada (y_t), o momento de inércia da seção bruta de concreto (I_c) e a resistência à tração direta do concreto ($f_{ct,m}$).

$$M_r = \frac{\alpha\, f_{ct,m}\, I_c}{y_t} \tag{24}$$

2.9.2 Estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF)

Quando uma força é aplicada a um corpo, ocorrem mudanças que são denominadas deformações. Podem ocorrer deformações normais com alongamento ou contração e deformações por cisalhamento com mudança entre o ângulo de dois segmentos retos (HIBBELER, 2010).

O estado-limite de deformações excessivas limita o deslocamento causado pelas ações atuantes nas vigas em concreto armado. Verifica-se o deslocamento-limite com base na Tabela 9.

Tabela 9 – Limites para deslocamentos (continua)

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\ell/350$

Tabela 9 - Limites para deslocamentos (continua)

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\ell/250$ [1]
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\ell/350$+ contraflecha [2]
			Ocorrido após a construção o piso	$\ell/600$
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após o nivelamento do equipamento	De acordo com a recomendação do fabricante do equipamento
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$\ell/500$ [3] e 10 mm e θ = 0,0017 rad [4]
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$\ell/250$ [3] e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\Psi 1$ = 0,30)	$H/1\,700$ e $H_i/850$ [5] entre pavimentos [6]
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$\ell/400$ [7] e 15 mm
	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H_i/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após a construção do forro	$\ell/350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após a construção do forro	$\ell/175$
	Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenação	$H/400$
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.		

Tabela 9 - Limites para deslocamentos (conclusão)

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite

[1] As superfícies devem se suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo de água.

[2] Os deslocamentos podem ser pacialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que $\ell/350$.

[3] O vão ℓ deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve.

[4] Rotação nos elementos que suportam paredes.

[5] *H* é a altura total do edifício e H_i o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

6 Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos, devido à atuação de ações horizontais. Não podem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais nos pilares. O limite também se aplica ao deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamentos, quando H_i representa o comprimento do lintel.

7 O valor ℓ refere-se à distância entre o pilar extremo e o primeiro pilar interno.

NOTAS

a) Todos os valores-limites de deslocamentos supõem elementos de vão ℓ suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço.

b) Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor ℓ é o menor vão, exceto em casos de verificação de paredes e divosórias, onde interessa a direção na qual a parede ou divisória se desenvolve, limitando-se esse valor a duas vezes o menor vão.

c) O deslocamento total deve ser obtido a partir da combinação das ações características ponderadas pelos coeficientes definidos na Seção 11.

d) Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas.

Fonte: Adaptado pela autora com base na NBR 6118 (2014, p.77-78).

A flecha imediata - deslocamento, sem o efeito da fluência pode ser calculada por meio da Equação 25, da resistência dos materiais, que relaciona a carga de serviço (P) para certa combinação de ações, o vão (l) e a rigidez equivalente ($(EI)_{eq,t0}$). O coeficiente α_c depende do tipo de apoio e ações atuantes, para cargas uniformemente distribuídas e vigas simplesmente apoiadas é igual a 5/384 (Carvalho e Filho, 2007).

$$a = \frac{\alpha_c \, P \, l^4}{(EI)_{eq}} \tag{25}$$

O cálculo da rigidez equivalente da NBR 6118 (ABNT, 2014) (EQUAÇÃO 26), relaciona o momento de inércia da seção bruta de concreto (I_c), o momento de inércia da seção fissurada do concreto no estádio II (I_{II}), o momento fletor na seção crítica do vão considerado para a combinação de ações considerada (M_a), o momento de fissuração do elemento estrutural (M_r) e o módulo de elasticidade secante do concreto

(E_{cs}). Esta equação considera a influência da fissuração da viga em seu deslocamento.

$$(EI)_{eq,t0} = E_{cs}\left\{\left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] I_{II}\right\} \leq E_{cs} I_c \quad (26)$$

A flecha diferida é calculada conforme a Equação 27, relacionando a flecha ao fator α_f, relacionado ao coeficiente em função do tempo (ξ).

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'} \quad (27)$$

Onde:

$$\rho' = \frac{A_s{}'}{bd}$$

$\xi(t) = 0{,}68\ (0{,}996^t)\ t^{0{,}32}$ para $t \leq 70$ meses

Onde t é o tempo, em meses, em que se deseja o valor da flecha diferida.

A flecha total de um elemento será a soma das parcelas de deformação imediata e diferida.

2.9.3 Estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W)

O estado-limite de abertura de fissuras visa o controle da fissuração e a proteção das armaduras. Aberturas de fissuras que respeitam os limites estabelecidos na Tabela 10, “em estruturas bem projetadas, construídas e submetidas às cargas previstas na normalização, não implicam em perda de durabilidade ou perda de segurança quanto aos estados-limite últimos” (NBR 6118, ABNT, 2014, p. 79).

Tabela 10 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	**Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão**	**Exigências relativas à fissuração**	**Combinação de ações em serviço a utilizar**
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0{,}4$mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0{,}3$mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0{,}2$mm	

Fonte: Adaptado pela autora com base na NBR 6118 (2014, p. 80).

O valor característico de abertura de fissuras (w_k) será o menor entre os obtidos por intermédio das Equações 28 e 29, que relacionam a área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i (A_{cri}), o módulo de elasticidade do aço da barra considerada de diâmetro ϕ_i (E_{si}), o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada (ϕ_i), a taxa de armadura passiva ou ativa aderente em relação à área da região de envolvimento A_{cri} (ρ_{ri}) e a tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estádio II (σ_{si}).

$$w_k = \frac{\phi_i}{12{,}5\eta_1}\,\frac{\sigma_{si}}{E_{si}}\,\frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \tag{28}$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12{,}5\eta_1}\,\frac{\sigma_{si}}{E_{si}}\left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45\right) \tag{29}$$

Onde:

O coeficiente η_1 é obtido através da Tabela 1.

2.9.4 Verificação quanto à instabilidade lateral

Para garantir a segurança quanto à instabilidade lateral das vigas, a NBR 6118 (ABNT, 2014) prevê que sejam atendidas as condições abaixo, que relacionam a largura da zona comprimida (b), a altura total da viga (h), o comprimento do flange comprimido medido entre os suportes que garantem o contraventamento lateral (l_0) e

o coeficiente que depende da forma da viga, sendo igual a 0,40 para vigas retangulares (β_{fi}).

$$b \geq l_0/50$$

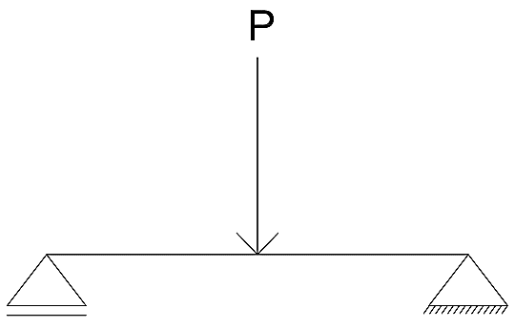
$$b \geq \beta_{fi}\, h$$

3 METODOLOGIA

Na análise, verificação e pré-dimensionamento das vigas foi utilizado o *software* de projeto estrutural em concreto armado Eberick, versão V9 *Next*, disponível nos laboratórios de informática do Centro Universitário Univates. O *software* segue as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014).

As vigas foram analisadas isoladamente (FIGURA 8), submetidas a cargas concentradas (P) representando o carregamento resultante de pavimentos superiores, caracterizando-as como vigas de transição. As vinculações consideradas foram de primeira e segunda ordem, sendo assim não houve impedimento à rotação nos apoios, representando a situação que ocasiona maior altura para os elementos analisados.

Figura 8 – Viga modelo



Fonte: Da autora, 2016.

Por tratar-se de um modelo simplificado, tem-se as seguintes limitações:

- Desconsideração da iteração entre os demais elementos estruturais que compõem o arranjo estrutural de uma edificação;

- Desconsideração de efeitos de segunda ordem;

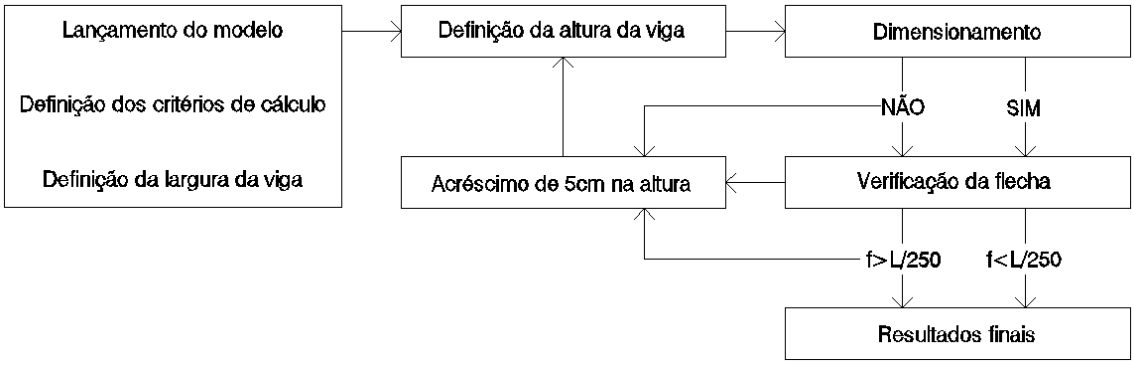
- Desconsideração de ações de vento;

- Utilização de um único coeficiente ponderador para as ações variáveis e permanentes, pois as ações variáveis são tomadas como permanentes com a utilização do carregamento único aplicado ao modelo, resultante da estimativa de carregamento pelo método empregado de área de influência.

Entende-se que os recursos atualmente disponíveis nos *softwares* de cálculo estrutural permitem a análise mais completa dos efeitos negligenciados, e, portanto, poderá haver variação da altura das vigas quando aplicadas à modelos tridimensionais para dimensionamento final. Esta variação poderá ser mais ou menos significativa de acordo com a semelhança com as situações analisadas neste trabalho.

Para obtenção dos resultados seguiu-se o fluxograma da Figura 9.

Figura 9 – Fluxograma para obtenção da altura final das vigas



Fonte: Da autora, 2016.

Primeiramente, lançou-se o modelo de viga isolada no *software* e definiu-se os critérios de cálculo a serem utilizados nos pré-dimensionamentos conforme as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014). As larguras dos elementos foram fixadas, desta forma variou-se apenas a altura. Quando a altura mínima necessária para que o elemento resistisse às solicitações atendendo ao estado-limite último foi encontrada,

verificou-se se era atendido o estado-limite de deformação excessiva, para o qual se estabeleceu o limite de deslocamento como L/250, sendo L o vão efetivo da viga.

Quando as alturas estabelecidas para os elementos não foram suficientes para o dimensionamento ao estado-limite último e estado-limite de deformação excessiva, foram acrescidos 5cm, fazendo nova verificação quanto ao dimensionamento do elemento e o deslocamento até obter-se os resultados finais. As vigas também foram verificadas quanto a abertura de fissuras.

3.1 Situações analisadas

Foram pré-dimensionadas vigas com variação de vão efetivo (ℓ_{ef}), carregamento, resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) e largura (b_w). Essas variáveis foram estabelecidas conforme os itens a seguir.

3.1.1 Vão efetivo

Um dos empregos à viga de transição é em pavimentos garagem, nos quais faz-se necessária a locação de pilares de forma a não obstruir o fluxo e vagas de veículos. Desta maneira, na escolha da distância entre apoios (ℓ_0) determinou-se que os vãos corresponderiam às larguras que se consideram usuais de vagas de estacionamento, adotando-se valores múltiplos de 2,50 metros (TABELA 11).

Tabela 11 – Distância entre apoios e vão efetivo das vigas de transição analisadas

Vão	ℓ_0 (m)	ℓ_{ef} (m)
01	5,00	5,30
02	7,50	7,80

Fonte: Da autora, 2016.

Para obter o vão efetivo (ℓ_{ef}), usou-se a Equação 5, em que se considerou que os apoios extremos do vão (t_1 e t_2) tem largura igual a 0,30m. Logo, o valor de a_1 e a_2 é igual a 0,15 metros.

Para o vão 01:

$$\ell_{ef\ 01} = 5{,}00 + 0{,}15 + 0{,}15$$
$$\ell_{ef\ 01} = 5{,}30m$$

Para o vão 02:

$$\ell_{ef\ 02} = 7{,}50 + 0{,}15 + 0{,}15$$
$$\ell_{ef\ 02} = 7{,}80m$$

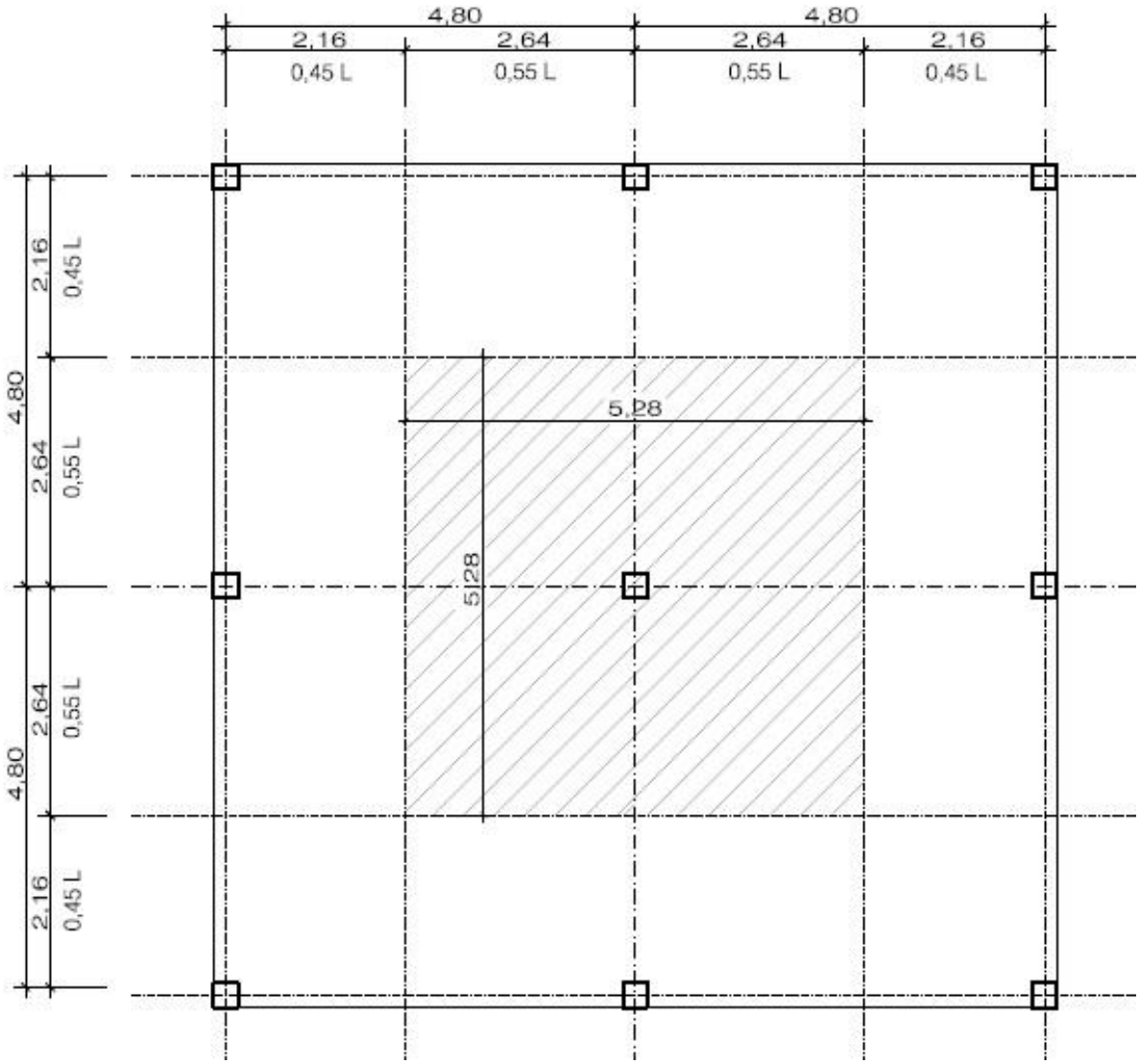
3.1.2 Carregamento

O carregamento considerado no modelo contempla cargas acidentais (ocupação) e cargas permanentes diretas (peso próprio dos elementos estruturais). As cargas permanentes diretas e acidentais estão representadas por carga concentrada resultante da estimativa proposta por Bastos (2015b).

A magnitude da carga é resultado do carregamento de pavimentos superiores, que por meio de um pilar chegaria à viga de transição. Para obtê-la, multiplicou-se o carregamento/m² pela área de influência do pilar, e por fim pelo número de pavimentos que se desejou simular. A área de influência (Ai) foi obtida conforme proposto por Muzardo, Pinheiro e Santos (2007).

Considerou-se que o pilar que transmite seu carregamento ao elemento de transição é central, pois essa condição gera a maior área de influência (Figura 10). Para fins de estimativa de área fixou-se o espaçamento ente pilares de 4,80 metros por se considerar um espaçamento usual utilizado em projetos de edificações multipavimentos.

Figura 10 - Área de influência considerada (m)



Fonte: Da autora, 2016.

Sendo assim, a área de influência obtida é igual a 27,88m² (EQUAÇÃO 30).

$$Área\ de\ influência = 5{,}28m \times 5{,}28m \text{ ou } \left(2 \times (0{,}55 \times 4{,}80)\right)^2 \quad (30)$$

$$Área\ de\ influência = 27{,}88m^2$$

Optou-se por adotar o valor inteiro superior mais próximo de 28,00m². Utilizando o valor estimado de 10kN/m² proposto por Bastos (2015b) e multiplicando-o pela área de influência, tem-se a carga de 280kN/m², ou 28tf por pavimento acima da transição (EQUAÇÃO 31).

$$Carga = \frac{10kN}{m^2} \times 28{,}00m^2 = 280kN = 28\ tf \quad (31)$$

Para criar diferentes magnitudes de carregamento, a carga foi multiplicada por um à dez pavimentos (TABELA 12). As dez situações de carregamento foram combinadas com cada uma das duas distâncias entre os apoios definidas no item anterior.

Tabela 12 - Carga aplicada nas análises

Identificação do carregamento	Carga representativa (número de pavimentos)	Carga (tf)
01	1	28
02	2	56
03	3	84
04	4	112
05	5	140
06	6	168
07	7	196
08	8	224
09	9	252
10	10	280

Fonte: Da autora, 2016.

Apesar de as cargas terem sido relacionadas a um número de pavimentos que leva em consideração a área de influência calculada, caso houver uma área de influência maior, a carga representará um número reduzido de pavimentos, o mesmo ocorre com uma área de influência menor, que fará com que o carregamento represente um maior número de pavimentos.

A Equação 32 demonstra a combinação de ações mais desfavorável para o modelo na verificação ao estado-limite último. Para a verificação quanto ao estado-limite de serviço não houve majoração das ações.

$$F_d = 1{,}3 \times peso\ próprio\ + 1{,}4 \times P \quad (32)$$

3.1.3 Resistência característica à compressão do concreto

Utilizou-se duas diferentes resistências características à compressão do concreto (f_{ck}), combinadas com cada situação de distância entre apoios e carregamento. São elas: 35MPa e 45MPa. As resistências foram escolhidas com base na resistência mínima definida pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para a classe de agressividade ambiental considerada, sendo de 25Mpa. A partir dessa resistência definiu-se a primeira resistência utilizada, adicionando à resistência mínima 10Mpa. Acrescentou-se mais 10Mpa para obter a segunda resistência utilizada.

3.1.4 Seção transversal

Para a definição da seção transversal das vigas fixou-se a largura (b_w) nas seguintes dimensões: 30cm, 40cm e 50cm. Fixadas as larguras, variou-se a altura (h) de 5 em 5 centímetros. A altura final representa a altura mínima necessária para atender ao estado-limite último e de serviço, considerando o critério de variação da altura com múltiplos de 5cm, bem como as taxas máximas de armaduras e espaçamentos mínimos prescritos na NBR 6118 (ABNT, 2014).

3.2 Critérios de cálculo e parâmetros de projeto

Quanto à durabilidade, a classe de agressividade do ambiente foi definida como moderada urbana (II), com pequeno risco de deterioração da estrutura. Considerou-se que não há rigoroso controle nas dimensões dos elementos, nem redução do cobrimento quando utilizado concreto com resistência acima da requerida para a classe de agressividade ambiental. Logo, o cobrimento nominal das peças é de 3cm. A abertura máxima de fissuras admitida foi de 0,3mm.

O peso específico considerado para o concreto armado foi de 2500kgf/m³. Considerou-se a utilização de agregado graúdo composto por basalto, com dimensão máxima de 19mm. Na consideração da fluência, utilizou-se a umidade relativa do ar de 70%, início do carregamento em 28 dias e vida útil prevista de 50 anos. O cálculo é feito pelo *software* de acordo com o anexo A da NBR 6118 (ABNT, 2014).

3.3 Dimensionamento das armaduras

Foi realizada análise linear utilizando a rigidez das peças considerando a seção bruta de concreto para dimensionamento ao estado-limite último, obtendo o detalhamento das armaduras.

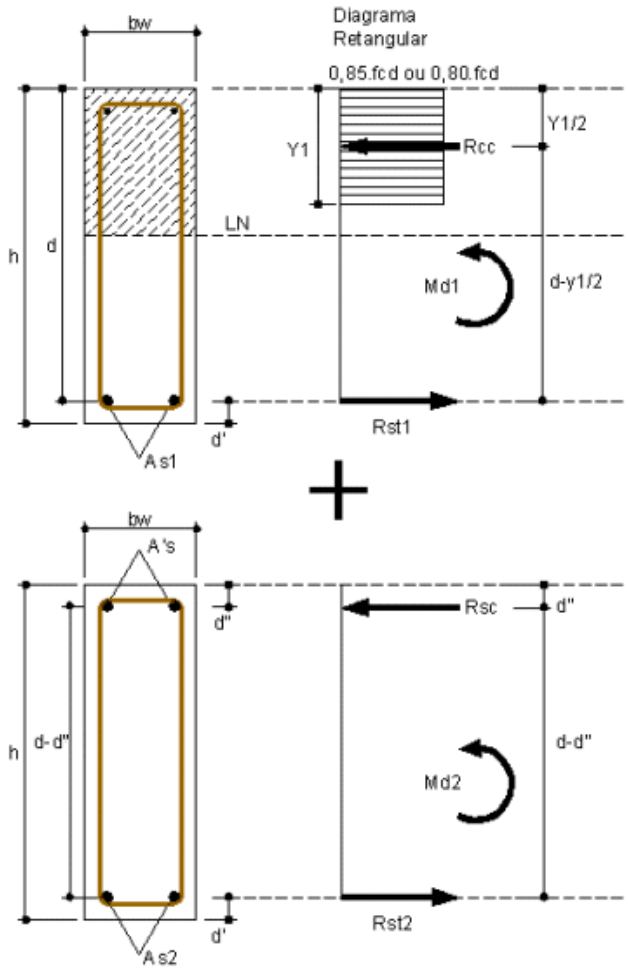
Vigas com altura superior a 60cm foram dimensionadas com armadura de pele de diâmetro mínimo de 5.0mm e espaçamento máximo de 15cm. As armaduras de cisalhamento foram dimensionadas por meio do modelo de cálculo I. Este modelo considera a inclinação das bielas em 45º.

Para o cálculo da armadura simples de flexão o *software* utiliza o diagrama retangular (Figura 7). A área de aço é calculada conforme Equação 33. Quando no dimensionamento a seção ficou no Domínio 4 de deformação, foi dimensionada armadura de compressão para que a seção pudesse ser dimensionada no Domínio 3 de deformação, não tendo a ruptura frágil do Domínio 4 (MATTOS, 2010).

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}\left(d-\frac{y}{2}\right)} \tag{33}$$

No cálculo da armadura dupla os diagramas empregados pelo *software* estão representados na Figura 11, obtendo as áreas de aço conforme Equações 34, 35, 36 e 37 abaixo (MATTOS, 2010).

Figura 11 - Diagrama para dimensionamento da seção com armadura dupla



Fonte: Mattos, 2016, texto digital

$$A_{s1} = \frac{M_{d1}}{f_{yd}\left(d-\frac{yl}{2}\right)} \quad (34)$$

$$A_{s2} = \frac{M_{d2}}{f_{yd}\left(d-d^{"}\right)} \quad (35)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (36)$$

$$A'_s = \frac{M_{d2}}{\sigma'_{sd}\left(d-d^{"}\right)} \quad (37)$$

No dimensionamento a relação máxima entre a altura e o centro de gravidade da armadura aceita foi de 10%, e a taxa de armadura longitudinal máxima de 4% (A_s+

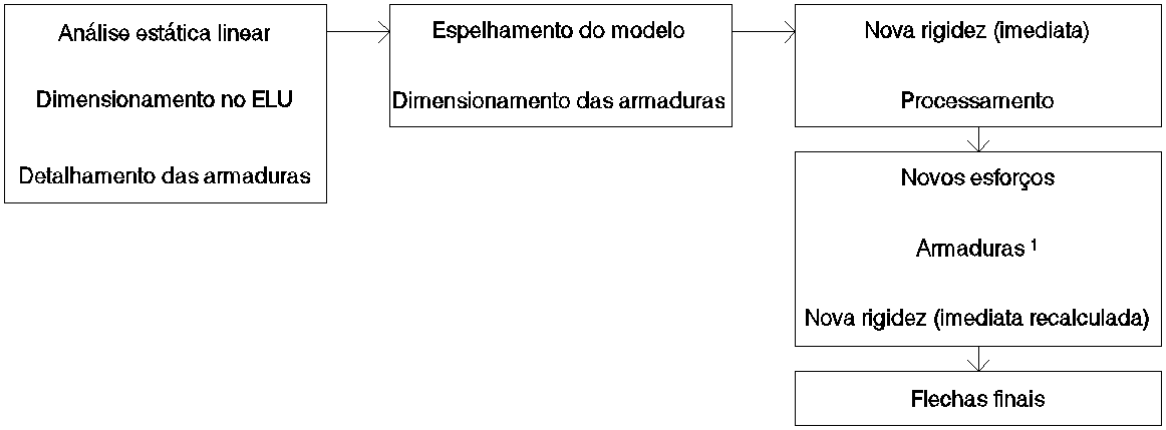
A'_s). O diâmetro máximo de armaduras utilizado foi de 25mm para armaduras longitudinais e 10mm para armaduras transversais. Além dessas prescrições foi preciso atender aos espaçamentos mínimos entre as barras. Quando as vigas não puderam ser dimensionadas devido a seção não comportar adequadamente as armaduras calculadas foram adicionados 5 cm à altura das vigas.

3.4 Verificação das flechas

Para a verificação quanto ao estado-limite de deformação excessiva (ELS-DEF), como limitação da flecha total, soma das parcelas de deformação imediata e diferida, adotou-se o valor de L/250 (TABELA 9), considerando o limite para aceitabilidade sensorial/visual. Destaca-se que este limite pode gerar deslocamentos indesejados, deve-se atentar para o tipo de projeto e considerar que o deslocamento se propagará por todos os pavimentos acima da transição.

Há as seguintes etapas de cálculo, realizadas pelo *software* para obtenção das flechas finais (FIGURA 12):

Figura 12 – Fluxograma para obtenção das flechas finais



Fonte: Elaborado pelo autor com base em Parente, 2013.

As verificações aos estados-limites de serviço foram feitas por meio de análise não linear, considerando a seção fissurada das vigas. O *software* emprega o cálculo da rigidez equivalente, considerando a inércia da seção fissurada. Após o dimensionamento das armaduras considerando o estado-limite último, o modelo é

espelhado e são dimensionadas armaduras com a consideração da existência de fissuras.

Com a existência de fissuras tem-se uma nova rigidez [imediata] e os esforços no elemento mudam. Com novo processamento do modelo se obtêm os novos esforços, novas armaduras e deslocamentos. A rigidez equivalente é novamente calculada [imediata recalculada] e utilizada para a obtenção dos valores de flechas finais (PARENTE, 2013).

Quando a flecha final ultrapassou o limite configurado de L/250, foram adicionados 5 cm à altura da viga. Assim, fez-se nova análise até obter-se valor aceitável de flecha.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados dos pré-dimensionamentos estão expressos em gráficos e tabelas. As tabelas estão divididas de acordo com a resistência característica à compressão utilizada. Os dados de entrada nas tabelas são: resistência característica à compressão do concreto, vão efetivo, carregamento e a largura desejada para o elemento (30cm, 40cm ou 50cm). Desta forma pode-se verificar qual é a altura mínima necessária para o elemento de transição conforme as características que se assemelham às situações analisadas. Posteriormente pode-se averiguar quais as áreas de armadura longitudinal positiva, longitudinal negativa e transversal para cada seção transversal.

No item 4.1 apresentam-se as alturas obtidas nos pré-dimensionamentos, analisando a influência das variáveis adotadas na definição dessas. Semelhante ao item 4.1, no item 4.2 apresentam-se as áreas de armaduras longitudinais e transversais obtidas para cada seção transversal definida para as vigas de transição, analisando a influência das variáveis adotadas na determinação das áreas de armaduras.

4.1 Alturas

Neste item serão demonstradas as alturas encontradas para as vigas de transição de acordo com as situações analisadas nas quais variou-se: vão efetivo, resistência característica à compressão do concreto, a base e o carregamento. Na Tabelas 13 têm-se as alturas mínimas encontradas para as vigas dimensionadas com 35Mpa de resistência característica à compressão.

Nas linhas superiores da tabela têm-se o vão efetivo e a base das vigas, fixadas em 30cm, 40cm e 50cm. Nas colunas a esquerda tem-se o carregamento e o número representativo de pavimentos. No centro da tabela, grifadas com a cor cinza, têm-se as alturas mínimas encontradas para os elementos de transição.

Tabela 13 - Seções para vigas com fck = 35Mpa

f_{ck}=35Mpa	l_{ef} (m)	5,30			7,80		
	b_w (cm)	30	40	50	30	40	50
Pavimentos	Carga (tf)	Altura (cm)					
1	28	**55**	**55**	**55**	**80**	**70**	**75**
2	56	**65**	**60**	**55**	**80**	**80**	**80**
3	84	**80**	**70**	**60**	**95**	**80**	**80**
4	112	**90**	**80**	**70**	**110**	**95**	**85**
5	140	**105**	**85**	**80**	**120**	**105**	**95**
6	168	**105**	**95**	**85**	**130**	**115**	**105**
7	196	**115**	**100**	**90**	**140**	**120**	**110**
8	224	**125**	**110**	**95**	**150**	**130**	**115**
9	252	**130**	**120**	**105**	**160**	**135**	**125**
10	280	**145**	**135**	**110**	**165**	**145**	**130**

Fonte: Da autora, 2016.

Percebe-se que o aumento da largura das vigas colaborou para que houvesse diminuição das alturas. Esta diminuição é maior para as situações com maior carregamento, alcançando 35cm nas situações analisadas com 280tf, alterando-se a largura da viga de 30cm para 50cm. Na Tabela 14 estão representadas as taxas de diminuição das alturas dos elementos em função da adoção da largura de 50cm para a base em comparação à base de 30cm, para as vigas com f_{ck}= 35Mpa.

Tabela 14 - Variação da altura de acordo com a largura dos elementos com 35Mpa

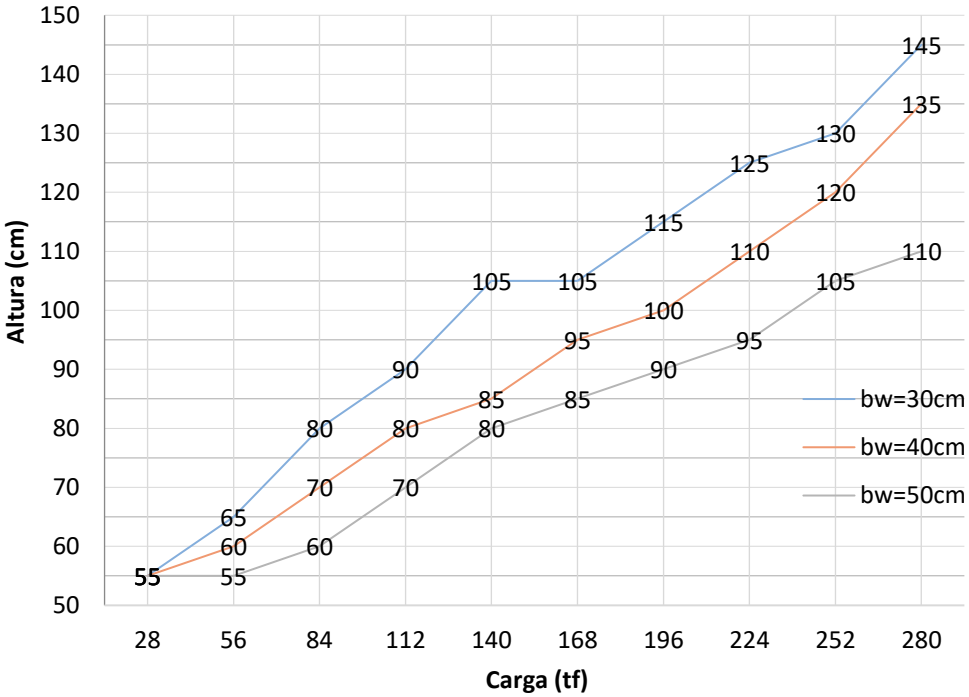
f_{ck} = 35Mpa			
l_{ef} (m)		5,30	7,80
Pavimentos	Carga (tf)	Variação da altura (%)	
1	28	**0,0**	**6,3**
2	56	**15,4**	**0,0**
3	84	**25,0**	**15,8**
4	112	**22,2**	**22,7**
5	140	**23,8**	**20,8**
6	168	**19,0**	**19,2**
7	196	**21,7**	**21,4**
8	224	**24,0**	**23,3**
9	252	**19,2**	**21,9**
10	280	**24,1**	**21,2**

Maior diferença na altura se deu para as vigas com maior carregamento pois estas estavam sujeitas a esforços de cisalhamento maiores do que as vigas com menores carregamentos. Já as vigas com menores carregamentos tiveram suas alturas definidas em função dos esforços de tração e do valor do deslocamento, por isso nesses casos o aumento da largura não colaborou para a diminuição da altura.

Em apenas um caso analisado houve aumento da altura utilizando-se uma base maior para o elemento (no caso com vão efetivo de 7,80m e carga de 28tf, Tabela 13). A viga com base de 50cm ficou com altura 5cm maior do que a viga com base de 40cm. Isto ocorreu pois, o aumento da largura resultou em aumento do peso próprio do elemento, provocando maior deslocamento que ultrapassou o deslocamento máximo admissível de L/250, portanto a altura da viga teve que ser mantida em razão do valor da flecha.

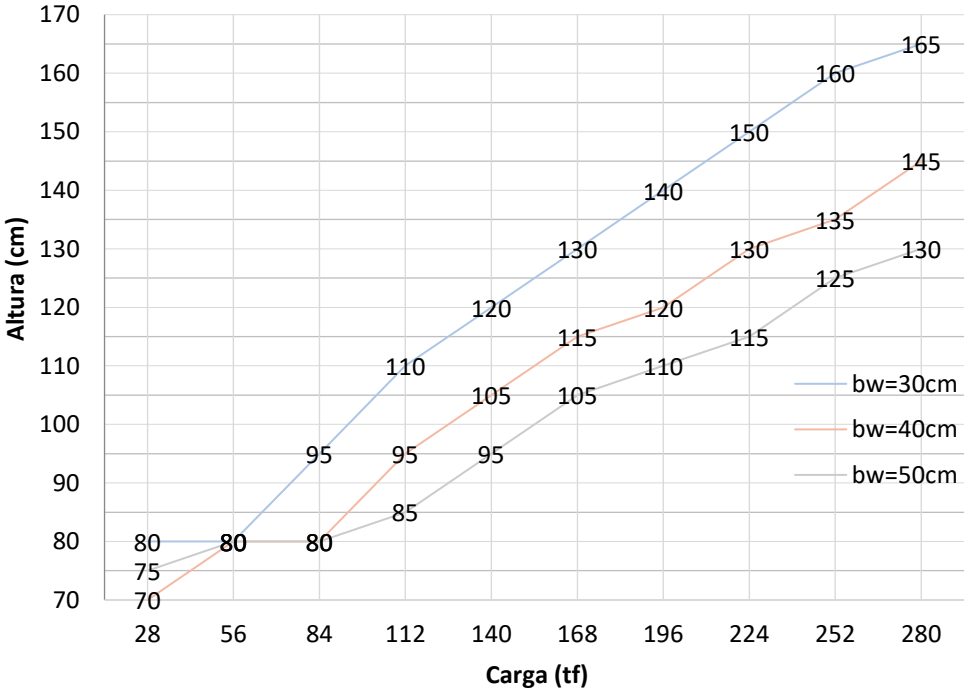
Nos Gráficos 1 e 2 pode-se visualizar a variação das alturas para as vigas dimensionadas com 35Mpa de resistência característica à compressão, para os vãos efetivos de 5,30 e 7,80m respectivamente, e para cada base de viga utilizada (bw), com 30cm, 40cm ou 50cm.

Gráfico 1 - Relação altura x base das vigas com 35Mpa e vão efetivo de 5,30m



Fonte: Da autora, 2016.

Gráfico 2 - Relação altura x base das vigas com 35Mpa e vão efetivo de 7,80m



Fonte: Da autora, 2016.

Nota-se nos Gráficos 1 e 2 a condição descrita anteriormente, em que a maior diferença no valor da altura se deu para os casos pré-dimensionados com maiores carregamentos. Houveram também situações em que as alturas se mantiveram as mesmas quando as larguras das vigas foram aumentadas, como na viga com 28tf e vão efetivo de 5,30cm e nas vigas com 56tf e 84tf e vão efetivo de 7,80m.

Semelhante à Tabela 13, na Tabela 15 têm-se as alturas mínimas encontradas para as vigas dimensionadas com 45Mpa de resistência característica à compressão.

Tabela 15 - Seções para vigas com f_{ck} = 45Mpa

f_{ck}=45Mpa	l_{ef} (m)	5,30			7,80		
	b_w (cm)	30	40	50	30	40	50
Pavimentos	Carga (tf)	Altura (cm)					
1	28	**60**	**55**	**55**	**80**	**75**	**75**
2	56	**65**	**55**	**55**	**80**	**80**	**80**
3	84	**75**	**65**	**60**	**95**	**80**	**80**
4	112	**85**	**75**	**70**	**105**	**90**	**85**
5	140	**95**	**80**	**75**	**115**	**105**	**90**
6	168	**105**	**90**	**85**	**125**	**110**	**100**
7	196	**115**	**100**	**90**	**135**	**120**	**105**
8	224	**120**	**105**	**95**	**145**	**130**	**115**
9	252	**130**	**120**	**100**	**155**	**135**	**120**
10	280	**140**	**130**	**105**	**165**	**140**	**130**

Fonte: Da autora, 2016.

É possível perceber que o aumento da largura das vigas pré-dimensionadas com 45Mpa de resistência também colaborou para a diminuição das alturas. Análogo às vigas com 35Mpa, também houveram casos em que a altura se manteve a mesma.

Tal como representado na Tabela 14, na Tabela 16 tem-se a porcentagem de diminuição da altura ao se empregar a base de 50cm em relação a base de 30cm.

Tabela 16 – Variação da altura de acordo com a largura dos elementos com 45Mpa

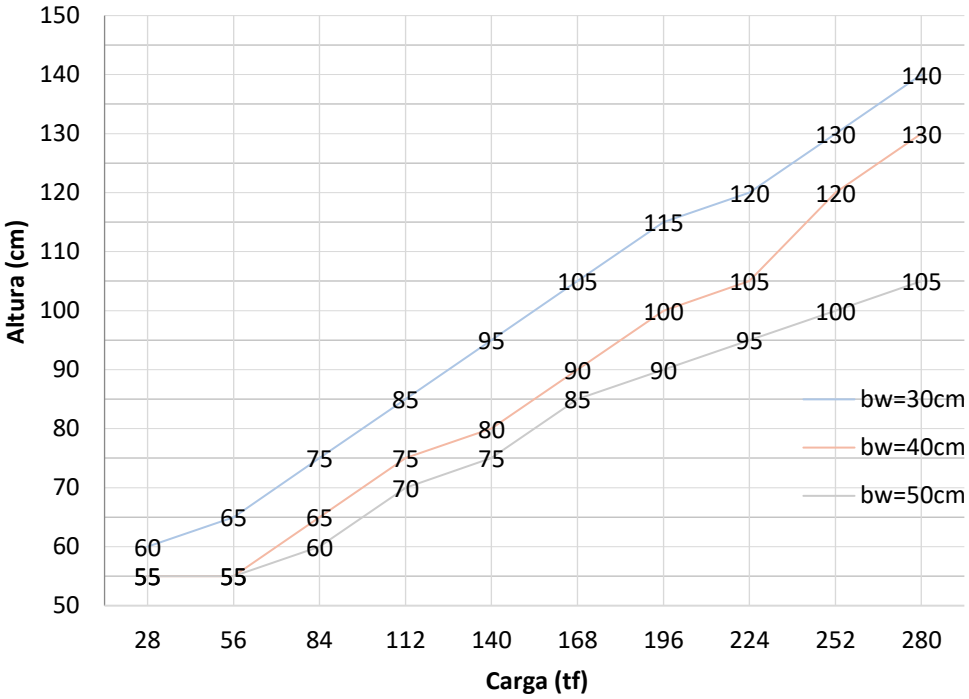
F_{ck} = 45Mpa			
l_{ef} (m)		5,30	7,80
Pavimentos	Carga (tf)	Variação da altura (%)	
1	28	**8,3**	**6,3**
2	56	**15,4**	**0,0**
3	84	**20,0**	**15,8**
4	112	**17,6**	**19,0**
5	140	**21,1**	**21,7**
6	168	**19,0**	**20,0**
7	196	**21,7**	**22,2**
8	224	**20,8**	**20,7**
9	252	**23,1**	**22,6**
10	280	**25,0**	**21,2**

Fonte: Da autora, 2016.

A variação da altura, ou a diminuição da altura, similarmente às vigas dimensionadas com 35Mpa foi mais expressiva para as situações com maiores carregamentos. Em apenas uma situação analisada com resistência característica à compressão do concreto de 45Mpa a altura se manteve a mesma aumentando-se a largura do elemento de 30cm para 50cm (para o carregamento de 56tf e vão efetivo de 7,80m).

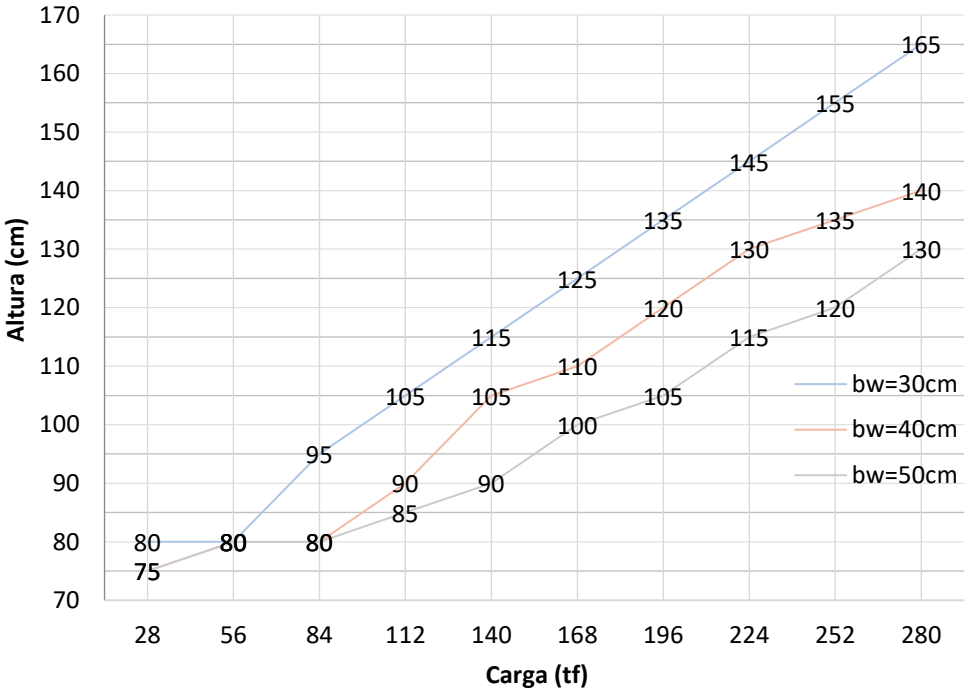
Nos Gráficos 3 e 4 demonstram-se as alturas obtidas para as vigas dimensionadas com 45Mpa de resistência característica à compressão, para os vãos efetivos de 5,30 e 7,80m respectivamente, e para cada base de viga utilizada (bw), com 30cm, 40cm ou 50cm.

Gráfico 3 - Relação altura x base das vigas com 45Mpa e vão efetivo de 5,30m



Fonte: Da autora, 2016.

Gráfico 4 - Relação altura x base das vigas com 45Mpa e vão efetivo de 7,80m



Fonte: Da autora, 2016.

Da mesma forma que para as vigas com 35Mpa de resistência característica à compressão, de acordo com os Gráficos 3 e 4 têm-se que para as situações analisadas com menores carregamentos as alturas mantiveram-se com valores mais próximos. Além disso, vê-se que apesar de haver aumento na largura, a altura manteve-se a mesma em alguns dos casos dimensionados com 28 e 56tf, nos quais verifica-se que não seria necessário aumentar a largura do elemento.

O aumento da largura para as situações com menores magnitudes de carregamento implicou no aumento do peso próprio dos elementos e aumento e no deslocamento, sendo assim apesar das alturas poderem ser menores com o aumento das larguras, para satisfazer ao estado-limite de deformação excessiva as alturas tiveram que ser mantidas.

Na Tabela 17 relacionam-se as alturas obtidas para as vigas dimensionadas com 35Mpa e com 45Mpa de resistência característica à compressão. Nas linhas superiores tem-se o vão efetivo e as bases utilizadas nos pré-dimensionamentos. Nas colunas da esquerda tem-se o carregamento aplicado. Na área grifada, na cor cinza, tem-se a porcentagem de diminuição da altura dos elementos dimensionados com 45Mpa em relação aos mesmos elementos dimensionados com 35Mpa.

Tabela 17 – Variação da altura de acordo com a resistência característica à compressão do concreto

l_{ef} (m)		5,30			7,80		
b_w (m)		30	40	50	30	40	50
Pavimentos	Carga (tf)	Diminuição da altura (%) considerando as resistências de 35 e 45Mpa					
1	28	**-**	**0,0**	**0,0**	**0,0**	**-**	**0,0**
2	56	**0,0**	**8,3**	**0,0**	**0,0**	**0,0**	**0,0**
3	84	**6,3**	**7,1**	**0,0**	**0,0**	**0,0**	**0,0**
4	112	**5,6**	**6,3**	**0,0**	**4,5**	**5,3**	**0,0**
5	140	**9,5**	**5,9**	**6,3**	**4,2**	**0,0**	**5,3**
6	168	**0,0**	**5,3**	**0,0**	**3,8**	**4,3**	**4,8**
7	196	**0,0**	**0,0**	**0,0**	**3,6**	**0,0**	**4,5**
8	224	**4,0**	**4,5**	**0,0**	**3,3**	**0,0**	**0,0**
9	252	**0,0**	**0,0**	**4,8**	**3,1**	**0,0**	**4,0**
10	280	**3,4**	**3,7**	**4,5**	**0,0**	**3,4**	**0,0**

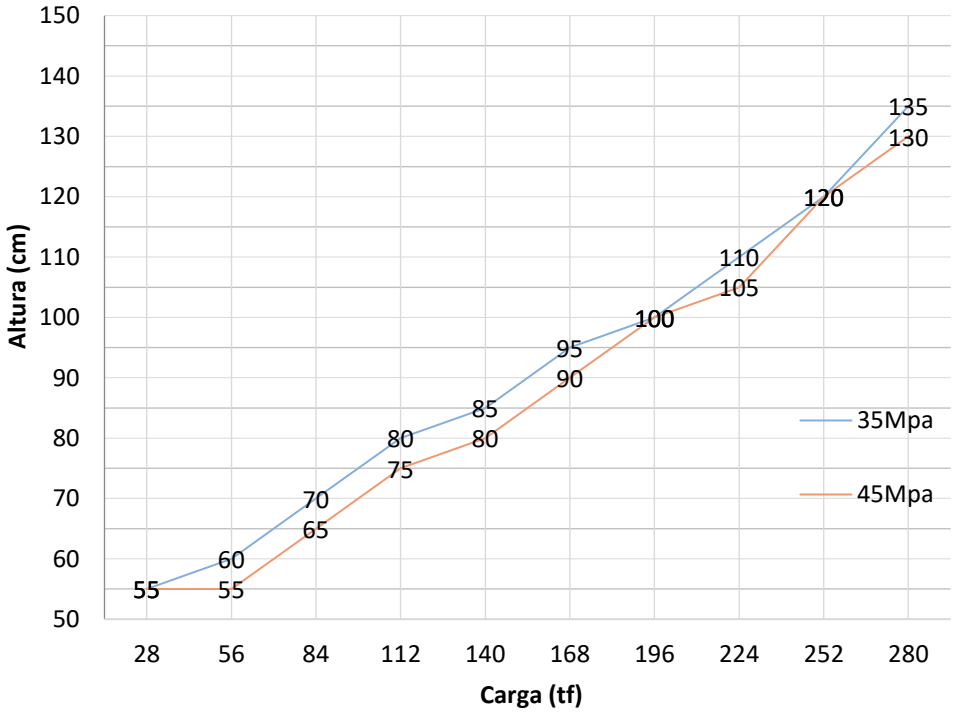
Fonte: Da autora, 2016.

Constata-se que com o aumento da resistência característica à compressão do concreto houve diminuição de 5 a 10cm na altura dos elementos em algumas situações, representadas na tabela por valores diferentes de zero. Já em outras situações, as seções transversais dos elementos permaneceram iguais, apesar do aumento da resistência característica à compressão do concreto, representadas pelo índice zero na tabela.

Em apenas duas situações analisadas, onde não constam valores (-), houve aumento de 5m na altura dos elementos dimensionados com concretos de 45Mpa, pois houve incremento nos deslocamentos das vigas, o que acarretou no acréscimo de 5cm para satisfazer as deformações limites.

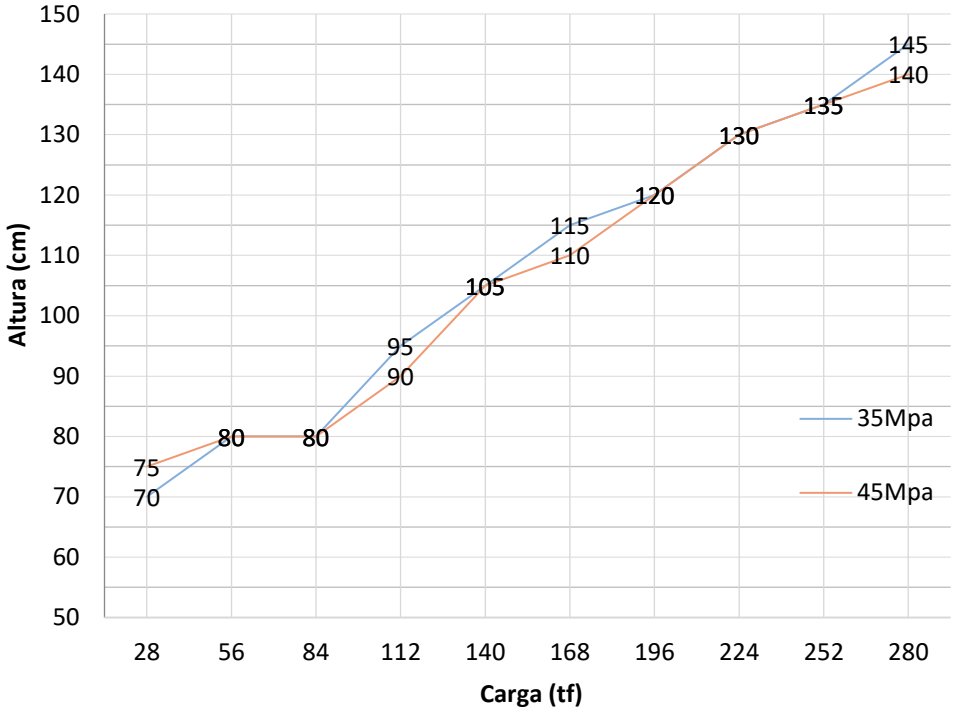
Nos Gráficos 5 e 6 vê-se a pequena variação da altura, tomando como exemplo as vigas com base igual a 40cm, dimensionadas com 35Mpa e 45Mpa.

Gráfico 5 – Relação da altura x f_{ck} para as bases de 40cm e vão efetivo de 5,30m



Fonte: Da autora, 2016.

Gráfico 6 - Relação da altura x f_{ck} para as bases de 40cm e vão efetivo de 7,80m

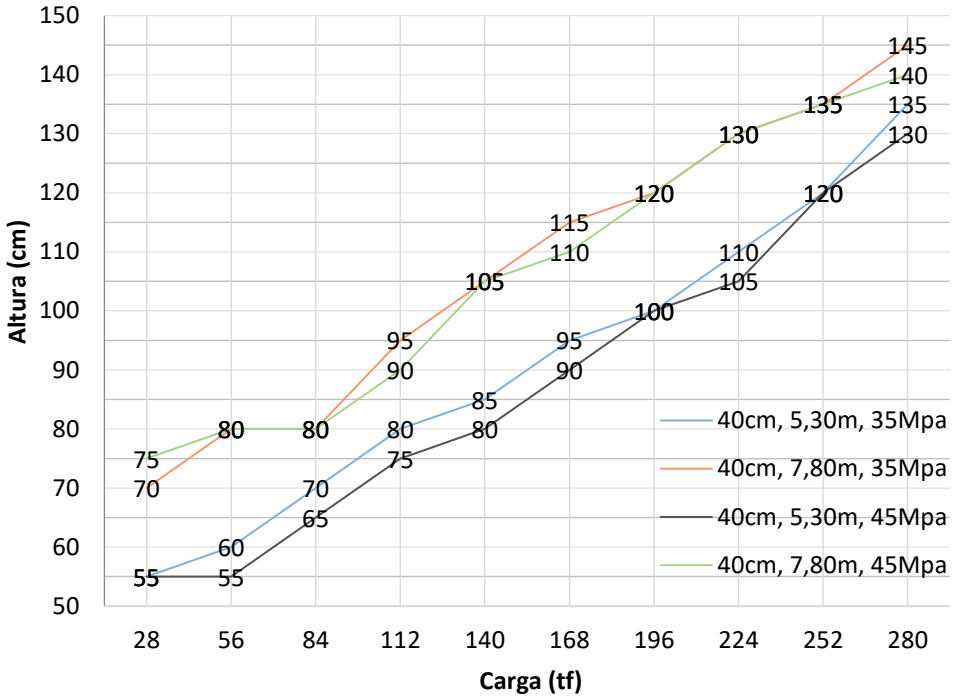


Fonte: Da autora, 2016.

A distância entre apoios foi a principal variável responsável por ocasionar seções com menor altura. Qualquer mudança no vão efetivo de vigas reflete em incrementos nos cálculos do momento fletor. Assim ao se utilizar o vão efetivo de 5,30m teve-se menores esforços de tração, o que permitiu a diminuição da altura das vigas de transição. Todavia, quanto menor é o vão efetivo mais intensos são os esforços cisalhantes atuando no elemento.

No Gráfico 7 demonstra-se, tomando como exemplo as vigas dimensionadas com base igual a 40cm que o aumento do F_{ck} resultou em seções com diminuição da altura entre 5 e 10cm, porém a mudança no vão efetivo originou a diminuição da altura de até 25cm.

Gráfico 7 – Relação da altura x vão efetivo e f_{ck}, para as vigas com base de 40cm



Fonte: Da autora, 2016.

Nota-se que a diminuição do vão efetivo reduziu a altura das vigas de transição. No entanto caso o vão efetivo seja menor, a altura poderá permanecer a mesma ou até sofrer acréscimo. Isso se deve aos intensos esforços de cisalhamento, pois as cargas estarão concentradas mais próximas aos apoios.

4.2 Armaduras

Na Tabela 18 demonstram-se os seguintes dados para as vigas de transição dimensionadas com resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) de 35Mpa: base (bw), altura (h), área de armadura longitudinal positiva (As, em cm²), área de armadura longitudinal negativa para as vigas dimensionadas com armadura dupla (A's, em cm²), área de armadura transversal (Asw, em cm²) e Taxa de armadura longitudinal considerando As + A's (Taxa, em %).

Tabela 18 – Tabela para as vigas com f_{ck}= 35Mpa (continua)

f_{ck}=35Mpa		l_{ef}= 5,30m			l_{ef}= 7,80m		
Carga (tf)	bw	**30**	**40**	**50**	**30**	**40**	**50**
	h	**55**	**55**	**55**	**80**	**70**	**75**
1 PAV	As	30,45	29,29	28,34	29,43	34,49	30,75
28 tf	A's	4,73	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Asw	3,85	5,14	6,42	3,85	5,14	6,42
	Taxa	2,132	1,331	1,031	1,226	1,232	0,820
	h	**65**	**60**	**55**	**80**	**80**	**80**
2 PAV	As	49,12	54,37	60,29	59,15	60,73	61,51
56 tf	A's	18,63	17,08	17,90	21,41	9,67	0,00
	Asw	10,71	10,06	9,74	7,72	5,14	6,42
	Taxa	3,474	2,98	2,843	3,357	2,200	1,538
	h	**80**	**70**	**60**	**95**	**80**	**80**
3 PAV	As	59,07	67,84	80,97	74,15	88,63	89,73
84 tf	A's	21,32	23,67	34,84	29,77	38,98	26,70
	Asw	14,37	15,09	17,61	11,59	12,93	10,48
	Taxa	3,350	3,268	3,860	3,646	3,988	2,911
	h	**90**	**80**	**70**	**110**	**95**	**85**
4 PAV	As	69,23	78,46	91,22	83,63	98,05	110,63
112 tf	A's	26,68	27,92	36,92	31,34	38,3	44,09
	Asw	18,21	19,04	21,4	13,92	15,2	16,01
	Taxa	3,552	3,324	3,661	3,484	3,588	3,640
	h	**105**	**85**	**80**	**120**	**105**	**95**
5 PAV	As	73,67	91,44	99,04	94,94	109,16	123,72
140 tf	A's	23,39	37,89	36,58	37,86	42,45	49,84
	Asw	19,64	24,06	24,21	16,85	18,01	19,35
	Taxa	3,081	3,804	3,391	3,689	3,610	3,654
	h	**105**	**95**	**85**	**130**	**115**	**105**
6 PAV	As	90,11	98,65	110,7	104,62	119,82	131,14
168 tf	A's	41,96	39,16	44,17	42,78	47,22	49,15
	Asw	26,33	26,7	28,67	19,35	20,74	21,36
	Taxa	4,0	3,627	3,644	3,779	3,631	3,434
	h	**115**	**100**	**90**	**140**	**120**	**110**
7 PAV	As	93,36	108,63	121,88	112,65	132,04	146,91
196 tf	A's	38,91	46,01	51,83	45,82	55,8	60,69
	Asw	27,35	30,55	32,97	21,38	23,96	25,29
	Taxa	3,834	3,866	3,860	3,773	3,913	3,775
	h	**125**	**110**	**95**	**150**	**130**	**115**
8 PAV	As	98,7	111,31	131,02	119,96	140,14	159,02
224 tf	A's	39,84	41,08	56,82	48,35	58,14	68,51
	Asw	29,29	31,28	36,45	23,23	25,99	28,46
	Taxa	3,694	3,463	3,955	3,740	3,813	3,957

Tabela 18 - Tabela para as vigas com f_{ck}= 35Mpa (conclusão)

f_{ck}=35Mpa		l_{ef}= 5,30m			l_{ef}= 7,80m		
Carga (tf)	bw	**30**	**40**	**50**	**30**	**40**	**50**
	h	**130**	**120**	**105**	**160**	**135**	**125**
9 PAV	As	105,36	114,77	132,61	126,06	151,52	164,93
252 tf	A's	43,52	37,79	49,61	49,39	66,74	66,56
	Asw	31,83	32,34	36,71	24,72	29,03	29,82
	Taxa	3,817	3,178	3,471	3,655	4,0	3,704
	h	**145**	**135**	**110**	**165**	**145**	**130**
10 PAV	As	104,95	114,58	140,93	135,56	156,22	175,65
280 tf	A's	35,19	27,77	54,47	56,84	64,63	73,48
	Asw	31,24	31,73	39,89	27,28	30,09	32,64
	Taxa	3,222	2,636	3,553	3,887	3,808	3,833

As = armadura longitudinal de tração (cm²)

A's = armadura longitudinal de compressão (cm²)

Asw = armadura transversal (cm²)

h = altura (cm)

Taxa = % armadura As + A's

Fonte: Da autora, 2016.

Em todos os pré-dimensionamentos, exceto para alguns casos com o carregamento de 28tf e 56tf as vigas tiveram que conter armadura dupla pois o concreto atingiu o encurtamento limite na zona comprimida da seção no dimensionamento ao estado-limite último, com as ações majoradas e resistências minoradas.

Na Tabela 19, retirada da Tabela 18, estão grifados, na cor cinza, os valores iguais a zero que evidenciam que essas seções foram dimensionadas a flexão simples, utilizando armadura mínima de flexão (0,150 para seções com largura de 30cm, 0,179 para seções com largura de 40cm e 0,208 para seções com largura de 50cm conforme NBR 6118, ABNT, 2014).

Tabela 19 - Vigas dimensionadas sem armadura dupla (35Mpa)

f_{ck}=35Mpa		l_{ef}= 5,30m			l_{ef}= 7,80m		
Carga (tf)	bw	**30**	**40**	**50**	**30**	**40**	**50**
	h	**55**	**55**	**55**	**80**	**70**	**75**
1 PAV	As	30,45	29,29	28,34	29,43	34,49	30,75
28 tf	A's	4,73	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Asw	3,85	5,14	6,42	3,85	5,14	6,42
	Taxa	2,132	1,331	1,031	1,226	1,232	0,820
	h	**65**	**60**	**55**	**80**	**80**	**80**
2 PAV	As	49,12	54,37	60,29	59,15	60,73	61,51
56 tf	A's	18,63	17,08	17,90	21,41	9,67	0,00
	Asw	10,71	10,06	9,74	7,72	5,14	6,42
	Taxa	3,474	2,98	2,843	3,357	2,200	1,538

Fonte: Da autora, 2016.

Analisando ainda a Tabela 19 com o carregamento de 28tf e vão efetivo de 5,30m as alturas se mantiveram iguais, assim como para o carregamento de 56tf e vão efetivo de 7,80m. O aumento da largura das vigas para ambos os casos apesar de não permitir a diminuição da altura, possibilitou a diminuição das taxas de armadura longitudinais, principalmente a diminuição das áreas de armadura de compressão pois há mais concreto na zona comprimida. As áreas de armadura de cisalhamento aumentaram conforme a seção transversal do elemento aumentou pois são obtidas, também, em função da base e altura útil do elemento.

Nesses e em outros casos em que as seções se mantiveram com a mesma altura (também para 84tf e vão efetivo de 7,80m), percebeu-se que ao aumentar a largura dos elementos, e ocorrer aumento do peso próprio houve acréscimo no valor da flecha, que nos casos com menores cargas foi decisiva na definição das alturas. Esse acréscimo fez com que o valor ultrapassasse o limite para deslocamento de L/250. Logo as alturas, apesar de poderem ser diminuídas para atender ao estado-limite último, mantiveram-se as mesmas para atender ao estado-limite de deformação excessiva.

Já para as situações analisadas com maiores carregamentos, como demonstrado na Tabela 20, retirada da Tabela 18, houve diminuição da altura dos elementos.

Tabela 20 – Variação da altura das vigas do oitavo pavimento (35Mpa)

f_{ck}=35Mpa		l_{ef}= 5,30m			l_{ef}= 7,80m		
Carga (tf)	bw	**30**	**40**	**50**	**30**	**40**	**50**
	h	**125**	**110**	**95**	**150**	**130**	**115**
8 PAV	As	98,7	111,31	131,02	119,96	140,14	159,02
224 tf	A's	39,84	41,08	56,82	48,35	58,14	68,51
	Asw	29,29	31,28	36,45	23,23	25,99	28,46
	Taxa	3,694	3,463	3,955	3,740	3,813	3,957

Fonte: Da autora, 2016.

Vê-se que ao se diminuir a altura, e com o aumento da largura, as áreas de armadura positivas (As), negativas de compressão (A’s) e de cisalhamento (Asw) aumentaram. Logo não se têm a diminuição das taxas de armadura longitudinais como nos casos de menor carregamento vistos na Tabela 19. As taxas de armadura mantiveram-se próximas a taxa máxima admissível de 4% da seção, e esta condição foi decisiva para a definição das alturas, estabelecidas em função da taxa máxima de armadura e da seção mínima necessária para resistirem ao esforço cortante.

Semelhante a Tabela 18, na Tabela 21 são demonstrados os seguintes dados para as vigas de transição dimensionadas com resistência característica à compressão do concreto de 45Mpa: base (bw), altura (h), área de armadura longitudinal positiva (As, em cm²), área de armadura longitudinal negativa para as vigas dimensionadas com armadura dupla (A’s, em cm²), área de armadura transversal (Asw, em cm²) e Taxa de armadura longitudinal considerando As + A’s (Taxa, em %).

Tabela 21 - Tabela para as vigas com f_{ck}= 45Mpa (continua)

f_{ck}=45Mpa		l_{ef}= 5,30m			l_{ef}= 7,80m		
Carga (tf)	bw	**30**	**40**	**50**	**30**	**40**	**50**
	h	**60**	**55**	**55**	**80**	**75**	**75**
1 PAV	As	26,77	28,17	27,53	28,65	30,52	30,37
28 tf	A's	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Asw	4,55	6,07	7,59	4,55	6,07	7,59
	Taxa	1,487	1,280	1,001	1,194	1,017	0,810
	h	**65**	**55**	**55**	**80**	**80**	**80**
2 PAV	As	50,95	62,01	61,51	60,53	61,26	58,17
56 tf	A's	12,51	19,93	7,01	12,01	0,00	0,00
	Asw	9,72	10,94	7,59	6,37	6,07	7,59
	Taxa	3,254	3,725	2,492	3,023	1,914	1,454
	h	**75**	**65**	**60**	**95**	**80**	**80**
3 PAV	As	64,51	74,83	82,69	75,04	89,86	91,95
84 tf	A's	19,71	23,02	23,63	17,18	25,54	10,83
	Asw	14,78	15,61	15,49	9,98	10,96	8,21
	Taxa	3,743	3,763	3,544	3,236	3,606	2,570
	h	**85**	**75**	**70**	**105**	**90**	**85**
4 PAV	As	74,93	86,55	93,61	89,28	104,87	114,32
112 tf	A's	23,86	27,23	24,27	26,17	32,35	29,86
	Asw	18,64	19,93	19,39	13,77	14,78	14,13
	Taxa	3,874	3,793	3,368	3,665	3,812	3,392
	h	**95**	**80**	**75**	**115**	**105**	**90**
5 PAV	As	83,55	93,76	107,62	102,76	111,86	132,47
140 tf	A's	26,49	25,19	33,02	34,21	26,08	42,73
	Asw	21,81	22,4	24,68	17,17	16,22	18,86
	Taxa	3,861	3,717	3,750	3,970	3,28	3,893
	h	**105**	**90**	**85**	**125**	**110**	**100**
6 PAV	As	90,12	105,3	114,39	111,41	127,17	142,74
168 tf	A's	26,60	32,68	29,93	35,67	37,90	42,88
	Asw	24,13	26,8	26,95	19,28	20,27	21,33
	Taxa	3,705	3,833	3,396	3,922	3,752	3,712
	h	**115**	**100**	**90**	**135**	**120**	**105**
7 PAV	As	95,61	110,3	125,04	119,98	135,53	157,01
196 tf	A's	25,61	29,04	35,4	38,09	37,78	51,96
	Asw	26,00	28,39	30,94	21,41	22,26	25,03
	Taxa	3,514	3,484	3,565	3,903	3,611	3,980
	h	**120**	**105**	**95**	**145**	**130**	**115**
8 PAV	As	104,42	119,72	133,91	127,06	143,99	164,13
224 tf	A's	31,70	34,66	38,52	38,66	38,90	48,97
	Asw	29,41	31,97	34,2	23,12	24,31	26,64
	Taxa	3,781	3,676	3,630	3,810	3,517	3,706

Tabela 21 - Tabela para as vigas com f_{ck}= 45Mpa (conclusão)

f_{ck}=45Mpa		l_{ef}= 5,30m			l_{ef}= 7,80m		
Carga (tf)	bw	**30**	**40**	**50**	**30**	**40**	**50**
	h	**130**	**120**	**100**	**155**	**135**	**120**
9 PAV	As	110,48	119,16	143,34	135,12	153,67	176,58
252 tf	A's	33,21	21,44	43,48	41,83	43,35	56,88
	Asw	31,62	31,08	37,76	25,16	26,77	29,89
	Taxa	3,684	2,929	3,736	3,805	3,649	3,891
	h	**140**	**130**	**105**	**165**	**140**	**130**
10 PAV	As	111,55	121,41	151,52	140,60	164,08	180,38
280 tf	A's	25,62	13,73	46,80	40,79	49,90	49,37
	Asw	31,56	31,41	40,8	26,42	29,49	30,52
	Taxa	3,266	2,599	3,778	3,664	3,821	3,535

As = armadura longitudinal de tração (cm²)

A's = armadura longitudinal de compressão (cm²)

Asw = armadura transversal (cm²)

h = altura (cm)

Taxa = % armadura As + A's

Fonte: Da autora, 2016.

Na Tabela 22, retirada da Tabela 21, estão grifados, na cor cinza, os valores iguais a zero que evidenciam que essas seções foram dimensionadas a flexão simples, utilizando armadura mínima de flexão (0,150 para seções com largura de 30cm, 0,179 para seções com largura de 40cm e 0,208 para seções com largura de 50cm conforme NBR 6118, ABNT, 2014).

Tabela 22 - Vigas dimensionadas sem armadura dupla (45Mpa)

f_{ck}=45Mpa		l_{ef}= 5,30m			l_{ef}= 7,80m		
Carga (tf)	bw	**30**	**40**	**50**	**30**	**40**	**50**
	h	**60**	**55**	**55**	**80**	**75**	**75**
1 PAV	As	26,77	28,17	27,53	28,65	30,52	30,37
28 tf	A's	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Asw	4,55	6,07	7,59	4,55	6,07	7,59
	Taxa	1,487	1,280	1,001	1,194	1,017	0,810
	h	**65**	**55**	**55**	**80**	**80**	**80**
2 PAV	As	50,95	62,01	61,51	60,53	61,26	58,17
56 tf	A's	12,51	19,93	7,01	12,01	0,00	0,00
	Asw	9,72	10,94	7,59	6,37	6,07	7,59
	Taxa	3,254	3,725	2,492	3,023	1,914	1,454

Fonte: Da autora, 2016.

Diferentemente das vigas com resistência característica à compressão de 35Mpa, nas vigas com 45Mpa, carregamentos de 28tf e 56tf, e vão efetivo de 5,30m houve diminuição da altura quando as bases foram aumentadas de 30cm para 40cm, mantendo-se iguais quando aumentou-se a base de 40cm para 50cm. O mesmo ocorreu para as vigas com carregamento de 28tf e vão efetivo de 7,80.

Para o vão efetivo de 7,80m e carregamento de 56tf não houve diminuição da altura alterando-se as bases. Análogo ao descrito para as vigas com 35Mpa, ao aumentar a largura desta viga houve aumento do peso próprio e acréscimo no valor da flecha, resultando na necessidade de se manter a mesma altura para que a flecha não ultrapassasse o limite para deslocamento de L/250.

As taxas de armadura longitudinais foram menores a medida em que se aumentaram as bases, exceto para o caso com 56tf, vão efetivo de 5,30m e base de 40cm, no qual a taxa de armadura foi maior em comparação a taxa de armadura obtida para a base de 30cm, pois houve amento de 10cm na base porém diminuição de 20cm na altura da viga.

Na Tabela 23, retirada da Tabela 21, têm-se exemplo de vigas dimensionadas com maior carregamento.

Tabela 23 – Variação da altura das vigas do oitavo pavimento (45Mpa)

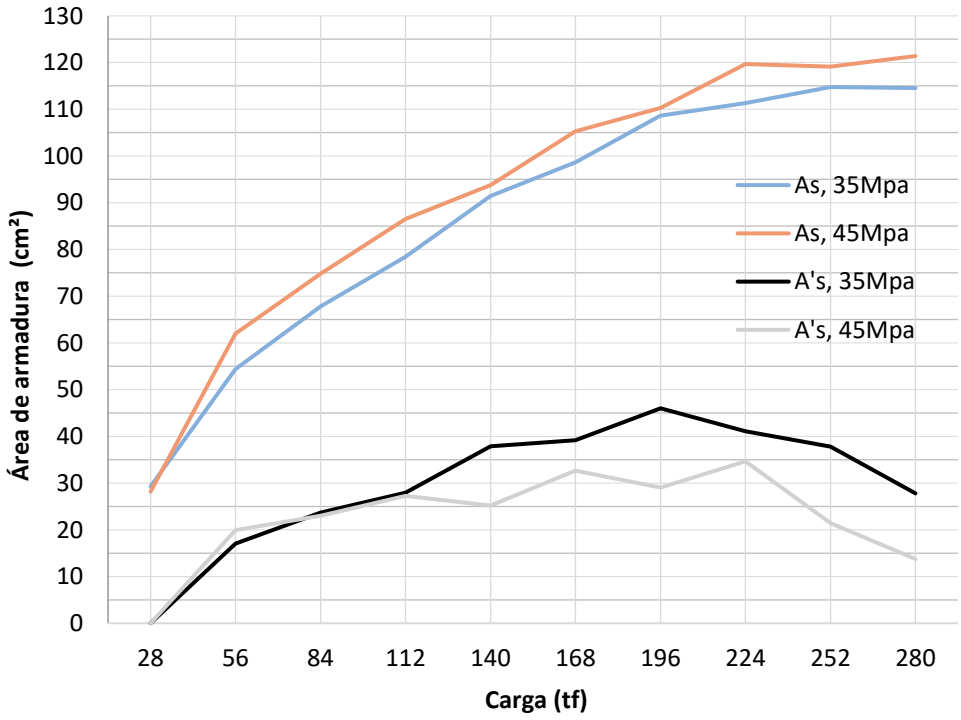
f_{ck}=45Mpa		l_{ef}= 5,30m			l_{ef}= 7,80m		
Carga (tf)	bw	**30**	**40**	**50**	**30**	**40**	**50**
	h	**120**	**105**	**95**	**145**	**130**	**115**
8 PAV	As	104,42	119,72	133,91	127,06	143,99	164,13
224 tf	A's	31,70	34,66	38,52	38,66	38,90	48,97
	Asw	29,41	31,97	34,2	23,12	24,31	26,64
	Taxa	3,781	3,676	3,630	3,810	3,517	3,706

Fonte: Da autora, 2016.

Equivalente ao relatado para as vigas com 35Mpa, vê-se que para as vigas dimensionadas com resistência característica à compressão de 45Mpa e maiores carregamentos ao aumentar a largura as alturas puderam ser diminuídas. As áreas de armadura positivas (As), negativas de compressão (A’s) e de cisalhamento (Asw) aumentaram. As taxas de armadura também mantiveram-se próximas a taxa máxima admissível de 4% da área da seção.

No Gráfico 8, têm-se a variação das áreas de armadura longitudinal positiva (As) e área de armadura longitudinal negativa (A's). Relacionam-se as vigas com vão efetivo de 5,30m e base de 40cm com as resistências características à compressão utilizadas de 35Mpa e 45Mpa.

Gráfico 8 – Relação entre áreas de armadura longitudinal x f_{ck} para vão efetivo de 5,30m



Fonte: Da autora, 2016.

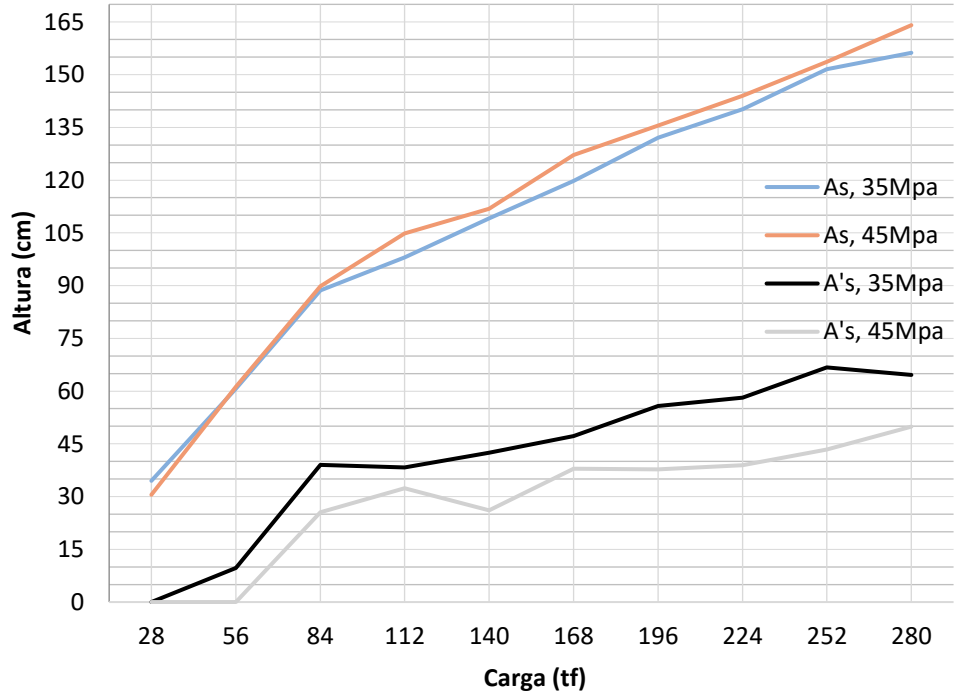
Observa-se que as vigas dimensionadas com 45Mpa tem maior área de armadura longitudinal positiva em relação as dimensionadas com 35Mpa. Já as áreas de armadura longitudinal negativa, de compressão, são menores para as vigas dimensionadas com 45Mpa de resistência característica à compressão, para carregamentos acima de 112tf.

Além disso verifica-se no gráfico que houve um aumento das áreas de armadura de compressão de acordo com o aumento do carregamento, ou número de pavimentos acima da transição até, aproximadamente, o carregamento de 196tf. Porém para as últimas situações de carregamento houve um decréscimo nas áreas de armaduras de compressão. Isso ocorreu nos casos em que a resistência da seção

aos esforços de cisalhamento e a taxa de armadura foram determinantes na definição da altura mínima do elemento.

No Gráfico 9, semelhante ao Gráfico 8, têm-se a variação das áreas de armadura longitudinal positiva (As) e área de armadura longitudinal negativa (A's). Relacionam-se as vigas com vão efetivo de 7,80m e base de 40cm com as resistências características à compressão utilizadas de 35Mpa e 45Mpa.

Gráfico 9 - Relação entre áreas de armadura longitudinal x f_{ck} para vão efetivo de 7,80m



Fonte: Da autora, 2016.

Observa-se que as áreas de armadura longitudinal positiva também são maiores nas vigas dimensionadas com 45Mpa, ficando com valores semelhantes apenas nas situações com carregamento de até 84tf. No entanto as áreas de armadura longitudinal negativa, de compressão, são menores para as vigas dimensionadas com 45Mpa de resistência característica à compressão.

Diferentemente do Gráfico 8, contata-se que as áreas de armadura de compressão não decresceram nos casos com maior carregamento, pois nos

dimensionamentos com vão efetivo de 7,80m a flecha e a flexão determinaram a altura do elemento.

Como visto no item 4.1, algumas vigas submetidas ao mesmo carregamento, apesar de terem sido analisadas com diferentes larguras não tiveram sua altura alterada. A Tabela 24, retirada da Tabela 21 demonstra que as vigas submetidas ao carregamento de 56tf e vão efetivo de 7,80m, tiveram a mesma altura mesmo aumentando-se a base e a resistência característica à compressão do concreto. Verifica-se na tabela que houve mudança nas áreas de armaduras.

Tabela 24 - Análise das áreas de armaduras para seções com a mesma altura

Carga	bw	30	40	50	30	40	50
	Fck	35Mpa			45Mpa		
56 tf	h	80	80	80	80	80	80
	As	**59,15**	**60,73**	**61,51**	**60,53**	**61,26**	**58,17**
	A's	**21,41**	**9,67**	**0,00**	**12,01**	**0,00**	**0,00**
	Asw	**7,72**	**5,14**	**6,42**	**6,37**	**6,07**	**7,59**

Fonte: Da autora, 2016.

O aumento da largura para as vigas dimensionadas com f_{ck}=35Mpa ocasionou aumento das áreas de armaduras longitudinais positivas e diminuição das áreas de armaduras longitudinais negativas. Já a área de armadura transversal diminuiu adotando-se a largura de 40cm e aumentou adotando-se a largura de 50cm. Para a viga com base de 50cm não foi necessária armadura de compressão.

Já para as vigas que constam na Tabela 24 dimensionadas com f_{ck}=45Mpa, nota-se que a seção precisou ser dimensionada com armadura dupla apenas quando adotou-se a base de 30cm. A armadura transversal diminuiu adotando-se a largura de 40cm e aumentou adotando-se a largura de 50cm, semelhante ao dimensionamento com f_{ck}=35Mpa. Já a área de armadura longitudinal positiva aumentou adotando-se a largura de 40cm e diminuiu adotando-se a largura de 50cm.

Averígua-se que nesses casos a diferença nas áreas de armaduras são pequenas com a alteração das bases. Fica a critério do projetista adotar uma maior largura em função das áreas de armaduras, já que com o aumento da base as taxas de armaduras diminuíram. Porém as vigas dimensionadas com largura de 30cm já

resistem às solicitações impostas, logo o aumento da largura é ineficaz para otimizar o dimensionamento quanto à altura do elemento.

Já a seção transversal das vigas submetidas ao carregamento de 196tf (Tabela 25) e vão efetivo de 5,30m não mudaram quando a resistência característica à compressão foi aumentada de 35Mpa para 45Mpa, mas diminuíram em igual proporção quando houve aumento da base de 30cm para 40cm e 50cm.

Tabela 25 - Análise das áreas de armaduras para seções com a mesma altura

Carga	bw	30	40	50	30	40	50
	Fck	35Mpa			45Mpa		
196 tf	h	115	100	90	115	100	90
	As	**93,36**	**108,63**	**121,88**	**95,61**	**110,3**	**125,04**
	A's	**38,91**	**46,01**	**51,83**	**25,61**	**29,04**	**35,4**
	Asw	**27,35**	**30,55**	**32,97**	**26,00**	**28,39**	**30,94**

Fonte: Da autora, 2016.

Comparando-se as áreas de armaduras em relação as seções com f_{ck}= 35Mpa e f_{ck}= 45Mpa adotado vê-se que as áreas de armaduras longitudinais aumentaram e as áreas de armaduras transversais diminuíram, como já conferido nos Gráficos 8 e 9. A mudança mais expressiva está nas áreas de armaduras de compressão, menores para o concreto com f_{ck}= 45Mpa. As vigas dimensionadas com f_{ck}=35Mpa já resistem às solicitações impostas logo o aumento do f_{ck} é ineficaz para otimizar o dimensionamento quanto à altura do elemento.

Procurou-se dimensionar os casos analisados com a menor altura possível. Porém a utilização de maiores alturas pode resultar na diminuição das taxas de armaduras e facilitar a montagem.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esse estudo limitou-se ao pré-dimensionamento de seções transversais de vigas em concreto armado, submetidas a cargas concentradas provenientes de pavimentos superiores, representando a situação típica de vigas de transição. Buscou-se analisar diferentes situações de carregamentos e vãos, juntamente com a variação da resistência característica à compressão do concreto e da largura das seções. Com isso, foram gerados resultados que expressam diferentes alturas para as vigas.

Destaca-se que a principal interferência no emprego de vigas de transição à arquitetura – sua elevada altura – pode ser controlada combinando-se vão, largura e resistência característica à compressão do concreto. Apesar da validação dos resultados ser indiscutivelmente necessária, aplicando-os ao dimensionamento de modelos estruturais tridimensionais, os resultados apresentados demonstram a potencialidade de possíveis soluções adotadas serem mais ou menos eficazes na limitação da altura desejada para o elemento de transição.

Conferiu-se que aumentar a resistência característica à compressão de 35Mpa para 45Mpa pode não ser suficiente para diminuir a altura das vigas de transição. Mas observou-se que as áreas de armadura longitudinal negativas, de compressão, foram menores, e mesmo que as áreas de armaduras longitudinais positivas tenham tido acréscimo de área houve diminuição da taxa de armadura longitudinal dos elementos com a mesma seção transversal. Porém deve ser analisada a viabilidade de empregar-se concretos mais resistentes que resultarão em economia de armaduras além de maior durabilidade à estrutura.

Visando a limitação da altura, o aumento da largura é mais eficaz em colaborar com a diminuição da altura para maiores carregamentos, pois nas situações analisadas com carregamento menores, de até três pavimentos, o aumento da largura aumentou o peso próprio dos elementos, que já resistiam as solicitações com a largura menor, de 30cm, e já estavam com o valor do deslocamento próximo ao valor limite de L/250. Logo, teve-se que manter a mesma altura mesmo com o aumento da largura para que o deslocamento permanecesse dentro do limite aceitável.

Como esperado, o vão efetivo influencia na altura final das vigas. Partindo-se do pressuposto que o vão não poderá ser alterado após a definição do projeto arquitetônico, entende-se a importância da estimativa da altura dos elementos de transição de um projeto. Por mais que as alterações de largura e resistência característica a compressão do concreto possam ser aplicadas no projeto estrutural para limitar a altura das peças a arquitetura precisará comportá-las mantendo a locação dos pilares.

Enfim, sugere-se para estudos futuros a análise de modelos de viga de transição com variação de vinculação, verificando a eficácia dessa forma de interferência no arranjo estrutural que pode resultar na diminuição da altura das vigas de transição, bem como as implicações de adotar-se os diferentes tipos de vinculação.

Sugere-se também que sejam utilizadas menos variáveis e a análise dos elementos apenas à flexão simples, a fim de possibilitar que a comparação entre os resultados obtidos seja mais mensurável, facilitando a compreensão da influência das variáveis adotadas na definição das seções transversais dos elementos.

REFERÊNCIAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. Notas de aula. Curso de Engenharia Civil. Santa Maria: Universidade Federal Santa Maria, 2007. Disponível em: <http://ead.ime.eb.br/pluginfile.php/15112/mod_resource/content/1/Concepcao_Estrutural%20Edificios_Concreto%20UFSC.pdf >. Acesso em: 20 abr. 2016.

ARAÚJO, José Milton de. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2014.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Flexão normal simples**: vigas. Notas de aula. Curso de Engenharia Civil. Bauru: Universidade Estadual Paulistana, 2015a. Disponível em:<http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/pag_concreto1.htm>. Acesso em: 12 abr. 2016.

_____. **Pilares de concreto armado**. Notas de aula. Curso de Engenharia Civil. Bauru: Universidade Estadual Paulistana, 2015b. Disponível em: <http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/pag_concreto2.htm>. Acesso em: 12 abr. 2016.

BORGES, Alberto Nogueira. **Curso prático de cálculo em concreto armado**: projetos de edifícios. Rio de Janeiro: Imperial Novo Milênio, 2010.

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado:** segundo a NBR 6118:2003. 3 ed. São Carlos: EdUFSCar, 2007.

CHEMIN, Beatris Francisca. **Manual da Univates para trabalhos acadêmicos**: planejamento, elaboração e apresentação. 3. ed. Lajeado: UNIVATES, 2015.

CHING, Francis D. K.; ONOUYE, Barry S.; ZUBERBUHLER, Douglas. **Sistemas estruturais ilustrados**: padrões, sistemas e projeto. 2. ed. Porto Alegre: Bookman, 2015.

CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. **Estruturas de concreto armado**: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação. 2. ed. Brasília (DF): Universidade de Brasilia, 2015.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Tecnologia do concreto estrutural**: tópicos aplicados. São Paulo: PINI, 2008.

GUERRIN, A.; LAVAUR, Roger-Claude. **Tratado de concreto armado -** As fundações. Tradução de Carlos Antonio Lauand. São Paulo: Hemus, c2003.

HIBBELER, Russell Charles. **Resistência dos materiais.** 7.ed. Tradução de Arlete Simille Marques. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2010. E-book. Disponível em:< http://univates.bv3.digitalpages.com.br/users/publications/9788576053736/pages/_7 >. Acesso em: 20 abr. 2016.

ISAIA, Geraldo C. O concreto: da era clássica à contemporânea. In._____. **Concreto**: ensino, pesquisa e realizações. v. 1. São Paulo: IBRACON, 2005. p. 1-43.

LOPES, Francisco de Rezende; VELLOSO, Dirceu de Alencar. **Fundações**: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M. **Concreto**: microestrutura, propriedades e materiais. 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2014.

MELO, Guilherme Sales; SILVA, Fábio Henrique Barbosa. Modelos de dimensionamento e verificação In: ISAIA, Geraldo C (Org.). **Concreto**: ensino, pesquisa e realizações. v. 1. São Paulo: IBRACON, 2005. p. 43-163.

MUZARDO, Cassiane D.; PINHEIRO, Libânio M.; SANTOS, Sandro P. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios.** Notas de Aula. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007. Disponível em: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf>. Acesso em: 20 abr. 2016.

PARENTE, Vicente. **Rigidez imediata e rigidez recalculada**. Artigo. 2013. Disponível em:< http://faq.altoqi.com.br/content/248/1071/pt-br/rigidez-imediata-e-rigidez-recalculada.html>. Acesso em: 04 ago. 2016.

SALVADOR, Paulo Fernando. **Notas de Aula**. Curso de Engenharia Civil, Lajeado: Centro Universitário UNIVATES, 2013. Disponível em:< http://www.univates.br/virtual >. Acesso em: 20 abr. 2016.

MATTOS, Nilson Cezar. **Dimensionamento de vigas à flexão simples.** Artigo. 2010. Disponível em:< http://faq.altoqi.com.br/content/268/651/pt-br/dimensionamento-de-vigas-a-flex%C3%A3o-simples.html>. Acesso em: 04 ago. 2016.

APÊNDICES

LISTA DE APÊNDICES

APÊNDICE A – Tabela para as vigas com fck= 35Mpa 80
APÊNDICE B – Tabela para as vigas com fck= 45Mpa 81

APÊNDICE A – Tabela para as vigas com f_{ck}= 35Mpa

F_{ck}=35Mpa		l_{ef}= 5,30m			l_{ef}= 7,80m		
Carga (tf)	bw	**30**	**40**	**50**	**30**	**40**	**50**
	h	**55**	**55**	**55**	**80**	**70**	**75**
1 PAV	As	30,45	29,29	28,34	29,43	34,49	30,75
28 tf	A's	4,73	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Asw	3,85	5,14	6,42	3,85	5,14	6,42
	h	**65**	**60**	**55**	**80**	**80**	**80**
2 PAV	As	49,12	54,37	60,29	59,15	60,73	61,51
56 tf	A's	18,63	17,08	17,90	21,41	9,67	0,00
	Asw	10,71	10,06	9,74	7,72	5,14	6,42
	h	**80**	**70**	**60**	**95**	**80**	**80**
3 PAV	As	59,07	67,84	80,97	74,15	88,63	89,73
84 tf	A's	21,32	23,67	34,84	29,77	38,98	26,70
	Asw	14,37	15,09	17,61	11,59	12,93	10,48
	h	**90**	**80**	**70**	**110**	**95**	**85**
4 PAV	As	69,23	78,46	91,22	83,63	98,05	110,63
112 tf	A's	26,68	27,92	36,92	31,34	38,3	44,09
	Asw	18,21	19,04	21,4	13,92	15,2	16,01
	h	**105**	**85**	**80**	**120**	**105**	**95**
5 PAV	As	73,67	91,44	99,04	94,94	109,16	123,72
140 tf	A's	23,39	37,89	36,58	37,86	42,45	49,84
	Asw	19,64	24,06	24,21	16,85	18,01	19,35
	h	**105**	**95**	**85**	**130**	**115**	**105**
6 PAV	As	90,11	98,65	110,7	104,62	119,82	131,14
168 tf	A's	41,96	39,16	44,17	42,78	47,22	49,15
	Asw	26,33	26,7	28,67	19,35	20,74	21,36
	h	**115**	**100**	**90**	**140**	**120**	**110**
7 PAV	As	93,36	108,63	121,88	112,65	132,04	146,91
196 tf	A's	38,91	46,01	51,83	45,82	55,8	60,69
	Asw	27,35	30,55	32,97	21,38	23,96	25,29
	h	**125**	**110**	**95**	**150**	**130**	**115**
8 PAV	As	98,7	111,31	131,02	119,96	140,14	159,02
224 tf	A's	39,84	41,08	56,82	48,35	58,14	68,51
	Asw	29,29	31,28	36,45	23,23	25,99	28,46
	h	**130**	**120**	**105**	**160**	**135**	**125**
9 PAV	As	105,36	114,77	132,61	126,06	151,52	164,93
252 tf	A's	43,52	37,79	49,61	49,39	66,74	66,56
	Asw	31,83	32,34	36,71	24,72	29,03	29,82
	h	**145**	**135**	**110**	**165**	**145**	**130**
10 PAV	As	104,95	114,58	140,93	135,56	156,22	175,65
280 tf	A's	35,19	27,77	54,47	56,84	64,63	73,48
	Asw	31,24	31,73	39,89	27,28	30,09	32,64

APÊNDICE B – Tabela para as vigas com f_{ck}= 45Mpa

F_{ck}=45Mpa		l_{ef}= 5,30m			l_{ef}= 7,80m		
Carga (tf)	bw	**30**	**40**	**50**	**30**	**40**	**50**
	h	**60**	**55**	**55**	**80**	**75**	**75**
1 PAV	As	26,77	28,17	27,53	28,65	30,52	30,37
28 tf	A's	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Asw	4,55	6,07	7,59	4,55	6,07	7,59
	h	**65**	**55**	**55**	**80**	**80**	**80**
2 PAV	As	50,95	62,01	61,51	60,53	61,26	58,17
56 tf	A's	12,51	19,93	7,01	12,01	0,00	0,00
	Asw	9,72	10,94	7,59	6,37	6,07	7,59
	h	**75**	**65**	**60**	**95**	**80**	**80**
3 PAV	As	64,51	74,83	82,69	75,04	89,86	91,95
84 tf	A's	19,71	23,02	23,63	17,18	25,54	10,83
	Asw	14,78	15,61	15,49	9,98	10,96	8,21
	h	**85**	**75**	**70**	**105**	**90**	**85**
4 PAV	As	74,93	86,55	93,61	89,28	104,87	114,32
112 tf	A's	23,86	27,23	24,27	26,17	32,35	29,86
	Asw	18,64	19,93	19,39	13,77	14,78	14,13
	h	**95**	**80**	**75**	**115**	**105**	**90**
5 PAV	As	83,55	93,76	107,62	102,76	111,86	132,47
140 tf	A's	26,49	25,19	33,02	34,21	26,08	42,73
	Asw	21,81	22,4	24,68	17,17	16,22	18,86
	h	**105**	**90**	**85**	**125**	**110**	**100**
6 PAV	As	90,12	105,3	114,39	111,41	127,17	142,74
168 tf	A's	26,60	32,68	29,93	35,67	37,90	42,88
	Asw	24,13	26,8	26,95	19,28	20,27	21,33
	h	**115**	**100**	**90**	**135**	**120**	**105**
7 PAV	As	95,61	110,3	125,04	119,98	135,53	157,01
196 tf	A's	25,61	29,04	35,4	38,09	37,78	51,96
	Asw	26,00	28,39	30,94	21,41	22,26	25,03
	h	**120**	**105**	**95**	**145**	**130**	**115**
8 PAV	As	104,42	119,72	133,91	127,06	143,99	164,13
224 tf	A's	31,70	34,66	38,52	38,66	38,90	48,97
	Asw	29,41	31,97	34,2	23,12	24,31	26,64
	h	**130**	**120**	**100**	**155**	**135**	**120**
9 PAV	As	110,48	119,16	143,34	135,12	153,67	176,58
252 tf	A's	33,21	21,44	43,48	41,83	43,35	56,88
	Asw	31,62	31,08	37,76	25,16	26,77	29,89
	h	**140**	**130**	**105**	**165**	**140**	**130**
10 PAV	As	111,55	121,41	151,52	140,60	164,08	180,38
280 tf	A's	25,62	13,73	46,80	40,79	49,90	49,37
	Asw	31,56	31,41	40,8	26,42	29,49	30,52