

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

**GUIDO LUIS PONTAROLO
RENNAN BONAFÉ DE OLIVEIRA**

**AVALIAÇÃO DOS LIMITES DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA (X/D)
SEGUNDO NORMALIZAÇÕES PARA GARANTIR A DUCTILIDADE
EM VIGAS E LAJES**

PONTA GROSSA

2017

**GUIDO LUIS PONTAROLO
RENNAN BONAFÉ DE OLIVEIRA**

**AVALIAÇÃO DOS LIMITES DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA (X/D)
SEGUNDO NORMALIZAÇÕES PARA GARANTIR A DUCTILIDADE
EM VIGAS E LAJES**

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

Orientadora: Prof. Me. Gabriela Mazureki Campos Bahniuk

PONTA GROSSA

2017

**GUIDO LUIS PONTAROLO
RENNAN BONAFÉ DE OLIVEIRA**

**AVALIAÇÃO DOS LIMITES DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA (X/D)
SEGUNDO NORMALIZAÇÕES PARA GARANTIR A DUCTILIDADE
EM VIGAS E LAJES**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado e aprovado como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil pela Universidade Estadual de Ponta Grossa.

BANCA EXAMINADORA:

Prof.^a Me. Gabriela Mazureki Campos Bahniuk
Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual de Ponta Grossa

Prof. ^a Leticia Barizon Col Debella
Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual de Ponta Grossa

PhD. João Amilton Mendes
Engenheiro Civil

Ponta Grossa, Novembro de 2017.

AGRADECIMENTOS

Gostaríamos de agradecer primeiramente a Deus, nosso rochedo, força e proteção não só durante nossa jornada acadêmica, mas também por toda a vida.

Eu, Guido Luis Pontarolo, quero agradecer à minha mãe Jaqueline Rosa Pontarolo por todo o apoio e dedicação após todos esses anos de muito esforço. Quero agradecer também à minha namorada Leticia Vettorazzi dos Santos, por todo o carinho, paciência e amor.

Eu, Rennan Bonafé de Oliveira, agradeço imensamente aos meus pais, Rone Nedy Campos de Oliveira e Geruza Pereira Bonafé de Oliveira, que apesar de tantas dificuldades sempre me apoiaram em todos os momentos, com muito amor, carinho e incentivo. Agradeço também ao meu irmão, Ramon Pachelie Bonafé de Oliveira, por todo o apoio, companheirismo e parceria que sempre tivemos e levaremos para toda a vida.

À Prof.^a Me. Gabriela Mazureki Campos Bahniuk, que além de total inspiração e modelo para nós como profissional, é uma grande amiga a qual tivemos o prazer de sermos orientados. Muito obrigado por todo o conhecimento e sabedoria compartilhados, sempre com muita dedicação.

Por fim, agradecemos a todos os amigos e pessoas queridas que, direta ou indiretamente, nos ajudaram e deram incentivos nos momentos em que precisávamos.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Desempenho de uma viga em relação à fissuração	17
Figura 2 - Seção Transversal	26
Figura 3 - Modos de Ruptura.....	28
Figura 4 - Domínios de Deformação	29
Figura 5 - Pilar revestido por paredes finas de fibra de carbono	31
Figura 6 - Disposição Armaduras de Confinamento	32
Figura 7 - Planta de Formas Original	34
Figura 8 - Planta de Formas Adaptada	35
Figura 9 - Organograma de comparação entre as normativas	38
Figura 10 - Organograma de dimensionamento das vigas.....	39
Figura 11 - Organograma de dimensionamento das lajes.....	39
Figura 12 - Gráfico de Momento Fletor Viga V3.....	46
Figura 13 - Gráfico Momento Fletor Viga V3.....	57
Figura 14 - Gráfico Momento Fletor Redistribuído Viga V3.....	57
Figura 15 - Gráfico Área de Aço Vigas V3 e V12 Momento Fletor Negativo Extremidades a e c.....	60
Figura 16 - Gráfico Área de Concreto Vigas V3 e V12 Momento Fletor Negativo Extremidades a e c.....	61
Figura 17 - Gráfico Área de Aço Vigas V3 e V12 Momento Fletor Positivo Tramos a e c	62
Figura 18 - Gráfico Área de Concreto Vigas V3 e V12 Momento Fletor Positivo Tramos a e c	63
Figura 19 - Gráfico Área de Aço Vigas V3 e V12 Momento Fletor Negativo Tramos a/b e b/c	64
Figura 20 - Gráfico Área de Concreto Vigas V3 e V12 Momento Fletor Negativo Tramos a/b e c/b	64
Figura 21 - Gráfico Área de Aço Vigas V3 e V12 Momento Fletor Positivo Tramo b	65
Figura 22 - Gráfico Área de Concreto Vigas V3 e V12 Momento Fletor Positivo Tramo b.....	66
Figura 23- Gráfico Área de Aço Vigas V20 e V23 Momento Fletor Negativo Tramos a/b, b/c, c/d e d/e.....	67
Figura 24 - Gráfico Área de Concreto Vigas V20 e V23 Momento Fletor Negativo Tramos a/b, b/c, c/d e d/e.....	67
Figura 25 - Gráfico Área de Aço Vigas V20 e V23 Momento Fletor Positivo Tramos b e d	68
Figura 26 - Gráfico Área de Concreto Vigas V20 e V23 Momento Fletor Positivo Tramos b e d	69
Figura 27 - Gráfico Resumo Geral Áreas de Aço	70
Figura 28 - Gráfico Resumo Geral Áreas de Concreto.....	70
Figura 29 - Vinculação das Lajes	73
Figura 30 - Gráfico de Momento Fletor Viga V3.....	81
Figura 31 - Gráfico de Momento Fletor Viga V7	81
Figura 32 - Gráfico de Momento Fletor Viga V9	82
Figura 33 - Gráfico de Momento Fletor Viga V12.....	82
Figura 34 - Gráfico de Momento Fletor Viga V17	82

Figura 35 - Gráfico de Momento Fletor Viga V18	83
Figura 36 - Gráfico de Momento Fletor Viga V19	83
Figura 37 - Gráfico de Momento Fletor Viga V20	83
Figura 38 - Gráfico de Momento Fletor Viga V21	84
Figura 39 - Gráfico de Momento Fletor Viga 22	84
Figura 40 - Gráfico de Momento Fletor Viga 23	84
Figura 41 - Gráfico de Momento Fletor Viga V24	85
Figura 42 - Gráfico de Momento Fletor Viga V25	85
Figura 43 - Gráfico de Momento Fletor Viga V26	85
Figura 44 - Gráfico Momento Fletor Vigas V3 e V12	97
Figura 45 - Gráfico Momento Fletor Redistribuído Vigas V3 e V12	97
Figura 46 - Gráfico Momento Fletor Vigas V7 e V9	97
Figura 47 - Gráfico Momento Fletor Redistribuído Vigas V7 e V9	98
Figura 48 - Gráfico Momento Fletor Vigas V17 e V26	98
Figura 49 - Gráfico Momento Fletor Redistribuído Vigas V17 e V26	98
Figura 50 - Gráfico Momento Fletor Vigas V20 e V23	99
Figura 51 - Gráfico Momento Fletor Redistribuído Vigas V20 e V23	99

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Combinação de Ações	22
Tabela 2 - Cargas acidentais, vento e temperatura.....	23
Tabela 3 - Coeficientes de ponderação das resistências	23
Tabela 4 - Tabela de Dimensionamento à Flexão Vigas Situação "a"	47
Tabela 5 - Tabela de Dimensionamento à Flexão Vigas Situação "b"	49
Tabela 6 - Tabela de Dimensionamento à Flexão Vigas Situação "c".....	52
Tabela 7 - Tabela de Dimensionamento das Armaduras de Confinamento Vigas Situação "c"	54
Tabela 8 - Tabela Dimensionamento à Flexão Vigas Situação "d"	58
Tabela 9 - Tabela Dimensionamento à Flexão Lajes	74
Tabela 10 - Tabela de Dimensionamento à Flexão	105

RESUMO

Os momentos fletores, oriundos das cargas atuantes nas estruturas, geram os esforços de flexão nas seções dos elementos estruturais. Para o dimensionamento adequado dessas seções, a normativa NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) traz algumas prescrições importantes. Uma das indicações diz respeito à posição da linha neutra para garantir a devida ductilidade das peças sujeitas à flexão, através da imposição de limites para a relação x/d (altura da linha neutra/altura útil). Este trabalho teve por objetivo discutir as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014) acerca das limitações relativas à posição da linha neutra e da redistribuição de esforços. Outro aspecto avaliado foi a opção pelo dimensionamento dos elementos com valor da relação x/d acima do limite indicado, porém com a inclusão de armaduras de confinamento, que visam garantir a ductilidade dos elementos flexionados. Para análise dos itens deste trabalho, foi adotada uma planta de formas e a partir dela foram dimensionados seus elementos, para as seguintes situações: vigas com dimensões da planta de formas adotada; vigas com dimensões para obter-se x/d igual a 0,45; vigas com dimensões relativas à fronteira dos domínios de deformação 3 e 4; vigas com dimensões da planta de formas adotando critérios de redistribuição de momentos; lajes com dimensões mínimas conforme NBR 6118 (ABNT, 2014). O dimensionamento das vigas nas situações apresentadas ocasionou um aumento da área de aço para a diminuição da seção de concreto. Com relação às lajes, as alturas mínimas analisadas apresentaram-se coerentes no que diz respeito à garantia da ductilidade. Foi realizado também um estudo das normativas ACI 318 (2008) e Eurocode 2 (2010), no que diz respeito às condições de redistribuição de esforços, e relatou-se a proximidade das prescrições existentes entre a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) e a Eurocode 2 (2010).

Palavras-Chave: Linha neutra. Redistribuição de esforços. Dimensionamento à flexão. Ductilidade em vigas e lajes.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	12
1.2	OBJETIVOS	14
1.3	JUSTIFICATIVA	15
1.4	ESTRUTURAÇÃO.....	15
2	REVISÃO DA LITERATURA.....	16
2.1	ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	16
2.1.1	Definições.....	16
2.1.2	Interação aço-concreto	16
2.2	NORMATIVAS	17
2.2.1	NBR 6118.....	18
2.2.2	ACI 318.....	19
2.2.3	EUROCODE 2.....	19
2.3	ANÁLISE ESTRUTURAL	20
2.3.1	Análise Linear.....	20
2.3.2	Análise Linear com Redistribuição.....	21
2.3.3	Análise Plástica	21
2.3.4	Análise Não Linear	21
2.3.5	Análise Através de Modelos Físicos	22
2.4	DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	22
2.4.1	Estado-Limite Último (ELU)	24
2.4.2	Estado-Limite de Serviço (ELS).....	24
2.5	FLEXÃO	25
2.5.1	Nomenclatura	25
2.5.2	Tipos de Flexão	26
2.5.3	Estádios de Deformação	27
2.5.4	Modos de Ruptura à Flexão Pura	27
2.5.5	Domínios de Deformação	28
2.6	ARMADURA DE CONFINAMENTO.....	30
2.6.1	Método Simplificado para Dimensionamento de Vigas Confinadas.....	31
3	METODOLOGIA.....	34
3.1	PLANTA DE FORMAS	34
3.2	PARÂMETROS ADOTADOS	35

3.3	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	36
3.4	ORGANOGRAMAS.....	38
3.4.1	Comparação Entre as Normativas.....	38
3.4.2	Dimensionamento das Vigas	39
3.4.3	Dimensionamento das Lajes	39
4	COMPARAÇÃO ENTRE AS NORMATIVAS NBR 6118, ACI 318 E EUROCODE 2 QUANTO � GARANTIA DE DUCTILIDADE E POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA	40
4.1	NBR 6118 (ABNT, 2014).....	40
4.2	EUROCODE 2 PARTE 1-1 (2010)	42
4.3	ACI 318 (2008).....	45
5	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS NAS SITUAÇÕES “A”, “B”, “C” E “D” ...	46
5.1	ESFORÇOS – DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR	46
5.2	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS NA SITUAÇÃO “A”	46
5.3	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS NA SITUAÇÃO “B”	49
5.4	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS NA SITUAÇÃO “C”	51
5.4.1	Armadura longitudinal.....	52
5.4.2	Armadura de confinamento	54
5.5	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS NA SITUAÇÃO “D”	56
5.5.1	Esforços redistribuídos	56
5.5.2	Dimensionamento.....	57
5.6	ANÁLISE DOS RESULTADOS	59
5.6.1	Análise das Vigas V3 e V12 nos Apoios.....	60
5.6.2	Análise das Vigas V3 e V12 nos Tramos a e b.....	61
5.6.3	Análise das Vigas V3 e V12 nos Apoios dos Tramos a/b e b/c	63
5.6.4	Análise das Vigas V3 e V12 no Tramo b	65
5.6.5	Análise das Vigas V20 e V23 nos Apoios dos Tramos a/b, b/c, c/d e d/e.....	66
5.6.6	Análise das Vigas V20 e V23 nos Tramos b e d.....	68
5.6.7	Análise Geral da Planta de Formas	69
6	DIMENSIONAMENTO DAS LAJES	72
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	72
6.2	TABELAS DE DIMENSIONAMENTO.....	73
7	CONCLUSÕES	76
	REFERÊNCIAS.....	77

APÊNDICE A - PLANTA DE FORMAS ALTERADA.....	79
APÊNDICE B - DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR DAS VIGAS.....	81
APÊNDICE C - Exemplo de dimensionamento da área de aço à flexão para as vigas das situações “a”, “b”, “c” e “d”.....	86
APÊNDICE D - Exemplo de dimensionamento das armaduras de confinamento para a situação “c”.....	94
APÊNDICE E - Redistribuição de momentos vigas V3, V7, V9, V12, V17, V20, V23, V26.....	97
APÊNDICE F - Exemplo de dimensionamento da área de aço à flexão para lajes.....	100
ANEXO A - PLANTA DE FORMAS ORIGINAL.....	102
ANEXO B - TABELA DE DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO.....	104

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Um dos grandes desafios do calculista estrutural é conciliar a segurança do edifício a projetar e o não desperdício de materiais e recursos para a sua construção, visando sempre atender as solicitações de esforços sem demasiar e encarecer seu dimensionamento. Portanto, um projeto estrutural de qualidade é a garantia da segurança da edificação e do seu melhor desempenho perante o uso dos materiais.

Nas estruturas de concreto armado, predominantes no Brasil devido principalmente a um conhecimento das técnicas de execução, e também nos demais tipos de estruturas, a segurança é um fator de extrema importância. Por isso torna-se fundamental ao projetista estrutural atentar aos métodos de dimensionamento que as normas recomendam para cada tipo de estrutura.

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), que é a norma regulamentadora das estruturas de concreto armado, as estruturas devem ser dimensionadas no estado limite último, estado no qual se prevê a ruína da estrutura, e atender às prescrições da mesma quanto ao estado limite de serviço, estado este que está relacionado ao conforto do usuário, à aparência e ao desempenho da estrutura perante sua finalidade.

Nas peças sujeitas a flexão, a ruína pode acontecer tanto pela deformação excessiva do aço quanto pela ruptura do concreto comprimido, sendo assim é necessário o estudo da relação entre esses dois materiais para melhor entendimento do comportamento e modelagem dos elementos sujeitos a este esforço.

O concreto e o aço são materiais que, apesar da sua boa interação nas peças estruturais, apresentam comportamentos diferentes na ruína. O aço apresenta comportamento dúctil, que nada mais é do que a capacidade de apresentar grandes deformações inelásticas sem que ocorram grandes perdas de resistência, e o concreto, por sua vez, apresenta comportamento frágil, se rompendo com menores deformações e de maneira abrupta.

Uma das preocupações da NBR 6118 (ABNT, 2014), devido ao aço e o concreto se comportarem de maneira distinta, é a garantia da ductilidade das peças estruturais, que se traduz em deformações excessivas antes da ruptura, caso esta venha a ocorrer, sendo observada essa recomendação nos itens 14.6.4.3 e 14.7.3.2 da norma.

O item 14.6.4.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) trata das condições de redistribuições de esforços associado ao dimensionamento de vigas, e traz as seguintes prescrições:

“A capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU. Quanto menor for x/d , tanto maior será essa capacidade.

Para proporcionar o adequado comportamento dúctil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

- a) $x/d \leq 0,45$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- b) $x/d \leq 0,35$, para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$ MPa.

Esses limites podem ser alterados se forem utilizados detalhes especiais de armaduras, como, por exemplo, os que produzem confinamento nessas regiões.

Quando for efetuada uma redistribuição, reduzindo-se um momento fletor de M para δM , em uma determinada seção transversal, a profundidade da linha neutra nessa seção x/d , para o momento reduzido δM , deve ser limitada por:

- a) $x/d \leq (\delta - 0,44)/1,25$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- b) $x/d \leq (\delta - 0,56)/1,25$, para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$ MPa.

O coeficiente de redistribuição deve, ainda, obedecer aos seguintes limites:

- a) $\delta \geq 0,90$, para estruturas de nós móveis;
- b) $\delta \geq 0,75$, para qualquer outro caso.

Pode ser adotada redistribuição fora dos limites estabelecidos nesta Norma, desde que a estrutura seja calculada mediante o emprego de análise não linear ou de análise plástica, com verificação explícita da capacidade de rotação das rótulas plásticas.”

Por sua vez, o item 14.7.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) trata das condições de redistribuições de esforços associado ao dimensionamento de lajes, e traz as seguintes prescrições:

“Quando for efetuada uma redistribuição, sendo o coeficiente δ conforme 14.6.4.3, a profundidade da linha neutra deve ser limitada por:

- a) $x/d \leq (\delta - 0,44)/1,25$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- b) $x/d \leq (\delta - 0,56)/1,25$, para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$ MPa.

O coeficiente de redistribuição deve, ainda, obedecer ao limite $\delta \geq 0,75$.”

No dimensionamento de vigas, para garantir a ductilidade, existe a possibilidade do dimensionamento da seção adotando armadura dupla, que consiste no método da adição de armaduras na região comprimida da peça estrutural. Este

método é de uso corriqueiro, porém não será avaliado neste trabalho. Outra possibilidade, para adoção de valores de x/d maiores que os limites, é o dimensionamento de armaduras que causam confinamento nas seções à flexão, conforme indica o item 14.6.4.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Seguindo as proposições dos itens 14.6.4.3 e 14.7.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), os domínios de deformação utilizáveis para o dimensionamento das peças à flexão seriam apenas o domínio 2 e uma parcela do domínio 3. Segundo Carvalho e Figueiredo (2015), os domínios de deformação são os conjuntos de deformações a que o aço e o concreto estão sujeitos ao longo da seção transversal da peça flexionada. A flexão normal, pura e simples, é representada pelos domínios de deformação 2, 3, 4 e 4a.

Sendo assim, através da análise das recomendações normativas referentes à ductilidade, impostas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), pode ser avaliada a influência no dimensionamento que estes parâmetros representam.

1.2 OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho é realizar a análise dos itens 14.6.4.3 e 14.7.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), que indicam limites para redistribuição de momentos e condições de ductilidade através da imposição da posição da linha neutra, colocando em discussão os valores relativos ao dimensionamento por estes itens limitados.

Como objetivos específicos, tem-se:

- a) Realizar dimensionamentos de modelo estrutural genérico visando abordar à discussão acerca das limitações recomendadas;
- b) Realizar estudo referente às armaduras de confinamento que podem ser utilizadas como opção para garantir ductilidade às peças sujeitas à flexão e dimensionadas na fronteira dos domínios 3 e 4;
- c) Comparar as prescrições impostas pela norma brasileira com as normas internacionais para relatar possíveis diferenças nas indicações sobre ductilidade;
- d) Analisar as dimensões mínimas para as lajes impostas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) no que diz respeito à ductilidade após realizar o dimensionamento das mesmas.

1.3 JUSTIFICATIVA

Para realizar o dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado, é necessário adotar valores indicados em normas regulamentadoras. Para estruturas de concreto armado esta norma é a NBR 6118. Especificamente, quando se trata de peças fletidas (vigas e lajes, por exemplo) uma das variáveis a ser respeitada é o limite da relação x/d (linha neutra/altura útil), que determina a posição da linha neutra da seção transversal no dimensionamento. Esse limite é indicado para garantir boas condições de ductilidade e redistribuição de momentos nos elementos fletidos.

As recomendações quanto à posição da linha neutra na seção transversal nas estruturas de concreto armado são apresentadas nos itens 14.6.4.3 (vigas) e 14.7.3.2 (lajes) da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Avaliar e entender recomendações normativas é válido e justificável a fim de analisar os parâmetros e as consequências que esses limites impõem em um projeto estrutural.

1.4 ESTRUTURAÇÃO

No capítulo 1 é realizada uma apresentação a respeito da segurança das estruturas e a sua importância no que diz respeito ao dimensionamento das estruturas de concreto armado. Posteriormente são esclarecidos os objetivos deste trabalho e a sua justificativa.

No capítulo 2 são revisadas as principais literaturas acerca dos assuntos neste trabalho abordados, envolvendo as normativas de dimensionamento de estruturas de concreto.

No capítulo 3 apresenta-se a metodologia utilizada para a realização deste trabalho.

No capítulo 4 são comparadas as normas estudadas neste trabalho, apresentando as principais distinções entre as suas prescrições.

No capítulo 5 é realizado o dimensionamento e a análise das vigas da planta de formas adotada, nas situações “a”, “b”, “c” e “d” propostas no trabalho.

No capítulo 6 é realizado o dimensionamento e a análise das lajes da planta de formas adotada.

No capítulo 7 são realizadas as conclusões acerca dos estudos realizados.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

A utilização das Estruturas de Concreto Armado, que se iniciou na França na metade do século XIX, vem crescendo cada vez mais devido ao avanço do conhecimento das técnicas construtivas e substitui em grande parte das obras outros métodos construtivos realizados por séculos, como as estruturas em madeira, pedra e alvenaria de tijolos.

Segundo McCornac (1997), um dos avanços que se destaca é o controle tecnológico do concreto, que faz com que as estruturas possuam desempenhos adequados frente às solicitações. Outro fator importante é a utilização de computadores e softwares na confecção de projetos estruturais, visto que o dimensionamento das estruturas é um processo iterativo de grande escala, e de árduo trabalho se realizado sem o auxílio dessas ferramentas.

No Brasil, nos últimos 100 anos, de acordo com Santos (2008), a utilização de estruturas em Concreto Armado ganhou força, com concreto e armaduras sendo patenteados e distribuídos por filiais de firmas estrangeiras estabelecidas no país e também nacionais. Já nos anos 40, o uso do concreto se encontrava estabilizado e normalizado, propiciando nos anos seguintes a construção de grandes obras como o Estádio do Maracanã, o MASP e a Ponte Rio-Niterói.

2.1.1 Definições

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), elementos de concreto armado são aqueles nos quais as características estruturais dependem da aderência entre o concreto e a armadura, sendo esta utilizada sem alongamentos prévios (armadura passiva).

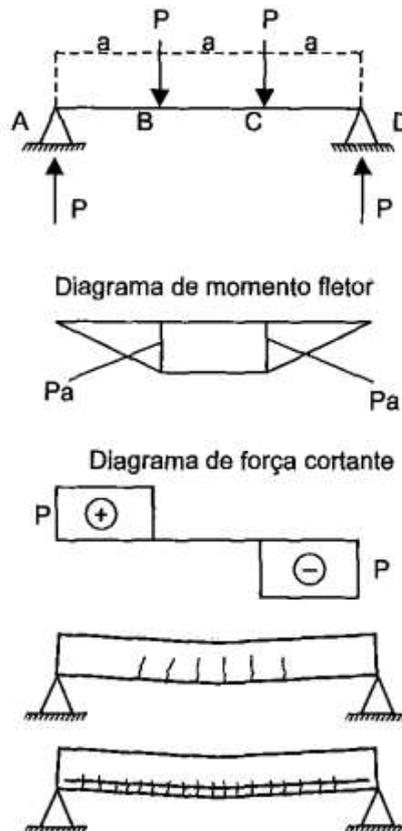
2.1.2 Interação aço-concreto

O concreto, para utilização estrutural, não apresenta um bom comportamento às solicitações quando aplicado sozinho. Isso se deve pelo fato desse material apresentar uma baixíssima resistência à tração, apesar de apresentar uma boa resistência à compressão. Portanto, é coerente associar o concreto com um material resistente à tração, sendo mais comum o aço, fazendo com que este seja disposto na região onde ocorrem tensões de tração. (CARVALHO E FIGUEIREDO, 2015).

Quando utilizado somente o concreto como material constituinte de uma viga, por exemplo, onde são aplicados carregamentos gravitacionais, a mesma apresentará fissuras na sua região inferior, onde são verificados esforços de tração, conforme a Figura 1, podendo a viga entrar em ruína.

Porém, quando se determina uma armadura para a região de esforços de tração e esta é disposta na peça de maneira coerente, verifica-se um melhor desempenho da viga em relação à fissuração, como pode ser observado no último detalhe da Figura 1. Segundo Carvalho e Figueiredo (2015), isso ocorre pela existência da boa aderência entre as armaduras e o concreto, fazendo com que ocorra o alongamento das armaduras na região de tração com a deformação do concreto.

Figura 1 - Desempenho de uma viga em relação à fissuração



Fonte: Carvalho e Figueiredo (2015).

2.2 NORMATIVAS

Segundo Nogueira e Pinto (2016), os códigos normativos possuem fundamental importância no processo do projeto estrutural, sendo estes os instrumentos responsáveis por definir parâmetros e limitações ao bom

desenvolvimento do projeto e, conseqüentemente, ao bom desempenho do sistema estrutural.

Os códigos normativos são desenvolvidos e atualizados conforme a necessidade de cada país ou região, porém alguns apresentam maior destaque devido ao seu melhor desenvolvimento, sendo o caso do código ACI – 318 (American Concrete Institute) e do Eurocode 2 (European Committee Standardization), que são instrumentos de extrema competência para o desenvolvimento do projeto estrutural. A NBR 6118 (ABNT, 2014), que é a norma regulamentadora de estruturas de concreto armado no Brasil, também está entre as mais competentes do ramo, apresentando parâmetros coerentes com o desenvolvimento das estruturas do país.

2.2.1 NBR 6118

Normativa regulamentadora dos “Projetos de estruturas de Concreto – Procedimento” no Brasil, a NBR 6118 (ABNT, 2014) foi elaborada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas. Com sua última atualização realizada no ano de 2014, dentre outras importantes alterações, a norma passou a atender as Classes de resistência do concreto C50 até a C90. A última atualização da NBR 6118 foi atestada pela ISO (International Organization for Standardization) como uma das normas técnicas que pode ser utilizada em qualquer lugar no mundo, devido ao fato de atender exigências internacionais.

Conforme cita o item 1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), a norma tem por objetivos os seguintes itens:

“1.1 Esta Norma estabelece os requisitos básicos exigíveis para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, excluídas aquelas em que se empregam concreto leve, pesado ou outros especiais.

1.2 Esta Norma aplica-se às estruturas de concretos normais, identificados por massa específica seca maior do que 2 000 kg/m³, não excedendo 2 800 kg/m³, do grupo I de resistência (C20 a C50) e do grupo II de resistência (C55 a C90), conforme classificação da ABNT NBR 8953. Entre os concretos especiais excluídos desta Norma estão o concreto-massa e o concreto sem finos.

1.3 Esta Norma estabelece os requisitos gerais a serem atendidos pelo projeto como um todo, bem como os requisitos específicos relativos a cada uma de suas etapas.

1.4 Esta Norma não inclui requisitos exigíveis para evitar os estados-limites gerados por certos tipos de ação, como sismos, impactos, explosões e fogo. Para ações sísmicas, consultar a ABNT NBR 15421; para ações em situação de incêndio, consultar a ABNT NBR 15200.

1.5 No caso de estruturas especiais, como de elementos pré-moldados, pontes e viadutos, obras hidráulicas, arcos, silos, chaminés, torres, estruturas off-shore, ou estruturas que utilizam técnicas construtivas

não convencionais, como formas deslizantes, balanços sucessivos, lançamentos progressivos e concreto projetado, as condições desta Norma ainda são aplicáveis, devendo, no entanto, ser complementadas e eventualmente ajustadas em pontos localizados por Normas Brasileiras específicas”.

2.2.2 ACI 318

A ACI 318 (2008), Building Code Requirements for Structural Concrete (Requisitos do Código de Construção para Concreto Estrutural), é a norma regulamentadora das Estruturas de Concreto Armado desenvolvida pelo American Concrete Institute (Instituto Americano do Concreto). Este Código fornece os requisitos básicos para o desenvolvimento de projetos estruturais aplicáveis nos Estados Unidos da América, porém também é utilizado em outros países da América.

O item 1.1.1, define os objetivos do Código:

“1.1.1 Este Código estabelece requisitos mínimos para a concepção e construção de elementos de concreto estrutural de qualquer estrutura em conformidade com os requisitos do código geral de construção legalmente adotado do qual este Código faz parte. Em áreas sem código de construção legalmente adotado, este Código define padrões mínimos aceitáveis para materiais, projeto e prática de construção. Este Código abrange também a avaliação da resistência das estruturas de concreto existentes”.

2.2.3 EUROCODE 2

O Eurocode 2 (Projeto de Estruturas de Concreto), faz parte dos eurocódigos destinados à construção de obras, e é dividida em quatro partes:

- a) Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios.
- b) Parte 1-2: Regras Gerais. Verificação da Resistência ao Fogo.
- c) Parte 2: Pontes de Concreto. Projeto e Detalhamento.
- d) Parte 3: Estruturas de Retenção e Contenção de Líquidos.

Conforme cita o item 1.1 da Eurocode 2 parte 1-1, os objetivos desta norma são:

“1.1.1 Objetivo e Campo de Aplicação do Eurocode 2

(1) O Eurocode 2 aplica-se ao projeto de edifícios e de outras obras de engenharia civil de concreto simples, concreto armado e concreto protendido. Obedece aos princípios e requisitos de segurança e de utilização das estruturas e às bases para o seu projeto e verificação indicadas na EN 1990 (Eurocode 0).

(2) O Eurocode 2 trata apenas dos requisitos de resistência, utilização, durabilidade e resistência ao fogo das estruturas de concreto. Não são, portanto, considerados outros requisitos tais como, por exemplo, os relativos ao isolamento térmico ou acústico.

1.1.2 Objetivo e Campo de Aplicação da Parte 1-1 do Eurocode 2

(1) A presente Norma estabelece os princípios de base para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido constituídos por agregados de massa volumétrica normal ou por agregados leves, assim como regras para edifícios”.

2.3 ANÁLISE ESTRUTURAL

Após a determinação do projeto preliminar de uma estrutura, esta deve ser analisada de modo a garantir a rigidez e resistência necessárias. Certas idealizações são feitas quanto a como seus membros são suportados e conectados e as cargas são determinadas por códigos competentes, com o objetivo de encontrar as forças nos membros e seus deslocamentos, através da teoria da análise estrutural. (HIBBELER, 2013).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o objetivo da análise estrutural é determinar as reações que a estrutura apresenta quando solicitada pelos carregamentos, para assim poder fazer as verificações necessárias no Estado Limite Último (ELU) e de Serviço (ELS), permitindo estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, num aspecto local ou global da estrutura.

Para fazer uma correta análise estrutural deve-se lançar mão dos modelos de análise, utilizando um ou mais modelos adequados à análise que se pretende desenvolver. A utilização de uma análise com redistribuição de esforços ou plastificação para a determinação das solicitações e posterior verificação no ELU e uma análise linear para determinação de momentos e posterior verificação no Estado Limite de Serviço para Abertura de Fissuras (ELS-W), é uma situação comum onde se fazem análises de diferentes concepções de maneira conjunta. (BUENO E KIMURA, 2015).

Conforme cita o item 14.5.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), a análise estrutural dos projetos que seguem esta norma deve ser realizada por um dos métodos apresentados nos itens 14.5.2 (Análise Linear), 14.5.3 (Análise Linear com Redistribuição), 14.5.4 (Análise Plástica), 14.5.5 (Análise Não Linear) e 14.5.6 (Análise Através de Métodos Físicos).

2.3.1 Análise Linear

Segundo Fontes (2005), esse tipo de análise considera os materiais elástico-lineares, propriedade na qual o material está condicionado a voltar a sua concepção inicial após cessarem as solicitações. Esta análise também considera que existe uma relação linear entre a tensão aplicada no material e a sua deformação,

possuindo uma constante responsável por esta relação, conhecida como módulo de elasticidade, característica para cada material.

Podendo servir de base para o dimensionamento de elementos lineares e lajes de concreto armado, através da análise dos Estados Limites Últimos (ELU), a análise linear é muito utilizada na verificação de Estados Limites de Serviço (ELS), devido a sua boa aproximação desses esforços. (BUENO E KIMURA, 2015).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), na análise global as características geométricas podem ser determinadas pela seção bruta de concreto, porém em análises locais, caso ocorra fissuração, esta situação deve ser considerada.

2.3.2 Análise Linear com Redistribuição

A redistribuição dos esforços é típica de estruturas hiperestáticas, pois, mesmo havendo a plastificação de uma seção da estrutura, a capacidade resistente não se esgota. Sendo assim, a redistribuição de esforços ocasiona uma diminuição dos momentos fletores nos apoios das vigas, diminuindo também o consumo de aço nessa região, devido à aproximação dos valores de momentos negativos e positivos. (FONTES, 2005).

Conforme é citado no item 14.5.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), as condições de ductilidade devem ser atendidas, para evitar problemas de colapso da estrutura sem avisos prévios.

2.3.3 Análise Plástica

A plasticidade é a capacidade de armazenar deformações residuais, de tal forma que se aumentar as solicitações sobre determinada peça, após esta ter atingido o seu limite elástico, deformações permanentes ocorrerão com o alívio do carregamento. (FONTES, 2005).

Segundo o item 14.5.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014), a análise é dita plástica quando as não linearidades podem ser consideradas, tendo assim os materiais um comportamento rígido-plástico perfeito ou elastoplástico perfeito.

2.3.4 Análise Não Linear

Um material que é classificado como não linear não possui uma relação de proporcionalidade entre as tensões aplicadas e suas deformações. O concreto é um material que apresenta um comportamento próximo dessa condição (FONTES, 2005).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), tanto a geometria da estrutura e as armaduras determinadas necessitam ser conhecidas para se fazer uma análise não linear da estrutura.

2.3.5 Análise Através de Modelos Físicos

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a análise através de modelos físicos de um elemento estrutural nada mais é do que a análise do comportamento a partir de ensaios mecânicos realizados considerando os critérios de semelhança mecânica entre modelos físicos de concreto.

Uma das maiores utilizações de modelos físicos se dá na concepção de barragens, devido à sua complexidade, podendo assim analisar os esforços que atuam nessas estruturas.

2.4 DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o objetivo do dimensionamento é garantir a segurança em relação aos Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS), sendo respeitada a condição onde as solicitações de cálculo são iguais ou menores às resistências de cálculo ($S_d \leq R_d$).

Para garantia da segurança da estrutura deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos, conforme cita o item 11.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), e para o devido uso das ações devem ser utilizados os coeficientes de ponderação das ações, conforme preconiza o item 11.7 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Este item diz que as ações devem ser majoradas pelos coeficientes γ_f , cujos valores encontram-se na Tabela 1 e na Tabela 2.

Tabela 1 - Combinação de Ações

Combinações de Ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	D	F	D	F	D	F
Normais	1,4*	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de Construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	0,2	0,0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.
 * Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: Tabela 11.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 2 - Cargas acidentais, vento e temperatura

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1^a	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas. ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas. ^c	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
a: Para valores de Ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23. b: Edifícios residenciais. c: Edifícios comerciais, de escritórios estações e edifícios públicos.				

Fonte: Tabela 11.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Além das considerações que devem ser realizadas em relações às ações, a NBR 6118 (ABNT, 2014) no seu item 12.4 fala sobre os coeficientes de ponderação das resistências, onde as resistências devem ser minoradas pelos coeficientes da Tabela 3.

Tabela 3 - Coeficientes de ponderação das resistências

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

Fonte: Tabela 12.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

2.4.1 Estado-Limite Último (ELU)

Segundo Carvalho e Figueiredo (2015), o Estado-Limite Último é o estado onde ocorre o colapso da estrutura, impossibilitando o uso da mesma para os seus devidos fins.

Conforme o item 10.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), as verificações relacionadas à segurança das estruturas devem ser realizadas analisando os seguintes estados-limites últimos:

- “a) estado-limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos;
- c) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) estado-limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- e) estado-limite último de colapso progressivo;
- f) estado-limite 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-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421;
- h) outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais”.

2.4.2 Estado-Limite de Serviço (ELS)

Segundo o item 10.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014), os estados-limites de serviços são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, às máquinas e aos equipamentos suportados pela estrutura.

Conforme o item 3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), para as estruturas de concreto armado alguns estados-limites de serviço devem ser verificados, sendo eles:

- “a) Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F): estado de início da fissuração das peças;
- b) Estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W): estado onde as fissuras já atingiram dimensões iguais aos limites do item 13.4.2;
- c) Estado-limite de deformação excessiva (ELS-DEF): estado onde se limita a deformação para uso normal, conforme item 13.3;
- d) Estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE): estado limite onde as vibrações alcançam valores limites para o uso normal da estrutura.”

2.5 FLEXÃO

Segundo Carvalho e Figueiredo (2015), o dimensionamento das peças solicitadas à flexão é uma das etapas mais importantes do projeto estrutural, pois determina a área de armadura necessária à peça e também a sua disposição, para resistir a um dos esforços mais comuns nas estruturas de concreto.

Os esforços de flexão ocorrem devido a momentos fletores que causam tensões normais à seção transversal da peça solicitada e também causam a rotação da peça em relação a eixos contidos na mesma seção. (CLÍMACO, 2016).

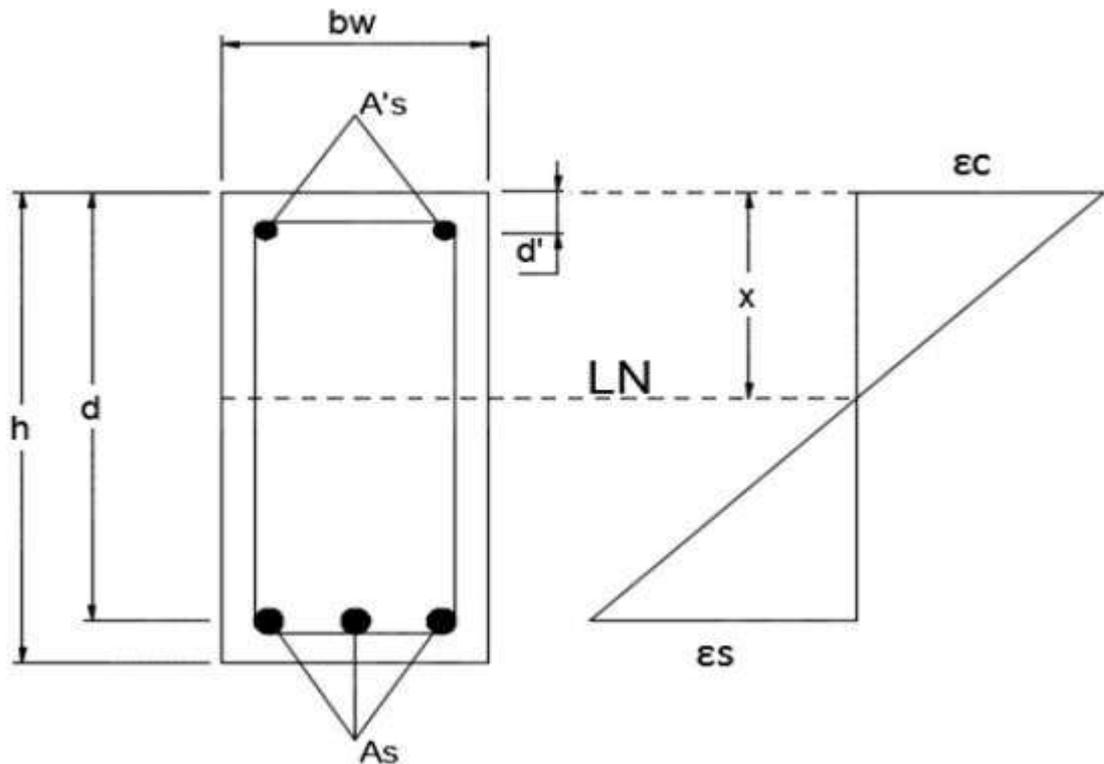
2.5.1 Nomenclatura

Para que se possa realizar o dimensionamento necessário das peças de concreto armado faz-se necessário o conhecimento das grandezas, definições e nomenclaturas que serão utilizadas nos cálculos. As principais apresentadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), servindo também de base para as normas internacionais, conforme Figura 2, são:

- a) d : distância do centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até a fibra mais comprimida de concreto;
- b) d' : distância entre o centro de gravidade da armadura longitudinal comprimida e a fibra mais comprimida de concreto;
- c) M_d : momento solicitante de cálculo na seção;
- d) M_{Rd} : momento fletor resistente de cálculo;
- e) b_w : largura da seção transversal de vigas de seção retangular ou da nervura (parte mais estreita da seção transversal), chamada alma, das vigas de seção em forma de T;
- f) h : altura total da seção transversal de uma peça;
- g) z : distância entre o centro de gravidade da armadura de tração e o centro de gravidade da região comprimida de concreto;
- h) x : altura (profundidade) da linha neutra, sendo a distância da borda mais comprimida do concreto ao ponto que apresenta deformação e tensão nulas;
- i) f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão;
- j) f_{tk} : resistência característica do concreto à tração;
- k) f_{yd} : resistência de escoamento de cálculo do aço à tração ou compressão;
- l) ε_c : deformação do concreto;

- m) ε_s : deformação do aço;
- m) γ_f : coeficiente de majoração de ações/solicitações;
- o) A_s : área de aço da face tracionada;
- p) A'_s : área de aço da face comprimida, em caso de armadura dupla.

Figura 2 - Seção Transversal



Fonte: Os Autores.

2.5.2 Tipos de Flexão

Conhecer os tipos de flexão é importante para o cálculo e detalhamento das peças solicitadas por esse esforço. Segundo Clímaco (2016), a flexão classifica-se em:

- a) Flexão Simples: ocorrência de momento fletor e esforço cortante na peça, tornando a seção transversal sujeita a tensões normais e tangenciais;
- b) Flexão Composta: ocorrência de momento fletor e esforço normal na peça, tornando a seção transversal sujeita a tensões normais;
- c) Flexão Normal: ocorre quando o plano do carregamento é perpendicular à linha neutra;

- d) Flexão Oblíqua: ocorre quando o plano do carregamento não é perpendicular à linha neutra;
- e) Flexão Pura: quando se considera apenas o momento fletor na peça, sendo ausente o esforço cortante, ficando a peça sujeita apenas a esforços normais;
- f) Flexão não Pura: quando se considera a atuação de esforço cortante juntamente com o momento fletor atuante na peça.

2.5.3 Estádios de Deformação

Segundo Carvalho e Figueiredo (2015), ao solicitar uma viga a um carregamento crescente, que causa flexão pura, a mesma passa por três estádios (níveis) de deformação, sendo eles:

- a) Estádio I: estágio onde a peça ainda não está fissurada, possuindo um diagrama de tensão normal linear ao longo da seção (estado elástico). Na zona tracionada, as tensões de tração são menores que a resistência do concreto. Atuação das ações reais, correspondentes às situações de serviço;
- b) Estádio II: estágio onde se verifica o início da fissuração na região tracionada do concreto, devido a tensões de tração maiores que a resistência à tração do concreto. Apesar de fissurada, a peça apresenta o aço tracionado e o concreto comprimido na fase elástica. Atuação das ações reais, correspondentes às situações de serviço;
- c) Estádio III: estágio onde se tem a ruína da peça sujeita à flexão, e onde ocorre o dimensionamento, sendo caracterizado pelo Estado Limite Último das peças flexionadas. O dimensionamento neste estágio acarreta um melhor aproveitamento dos materiais. Admite-se um diagrama parábola-retângulo para as tensões de compressão no concreto. Nesse nível as fissuras se aproximam da linha neutra, ocasionando uma diminuição da sua profundidade, diminuindo também a área comprimida de concreto.

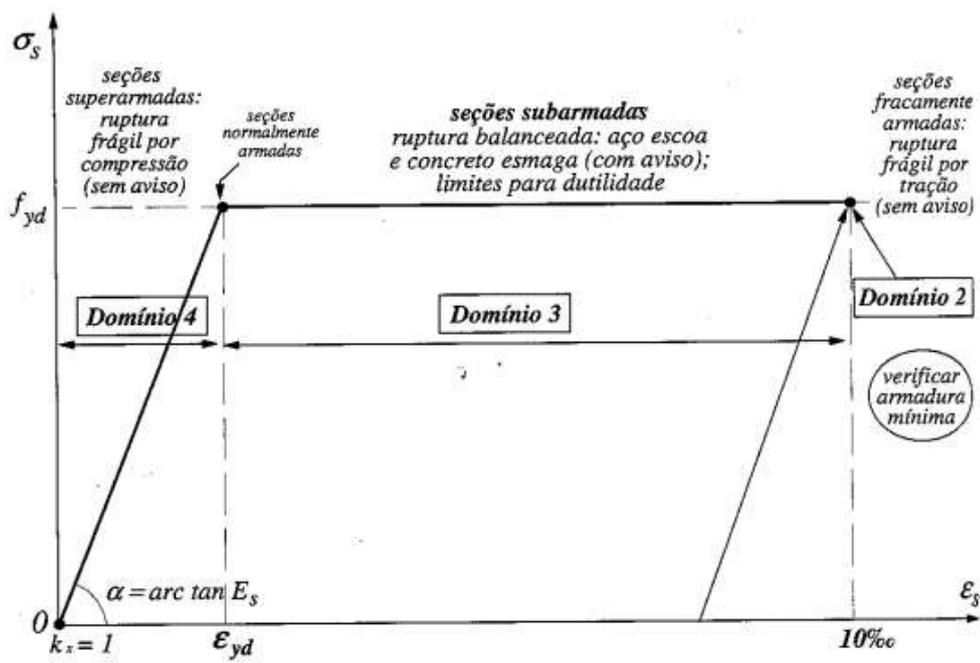
2.5.4 Modos de Ruptura à Flexão Pura

Segundo Clímaco (2016), para peças sujeitas à flexão pura existe os seguintes modos de ruptura:

- Ruptura Balanceada: Estado-Limite Último caracterizado pelo esmagamento do concreto à compressão e escoamento do aço tracionado;
- Ruptura Frágil à Compressão: ruptura do concreto à compressão sem o escoamento da armadura, devido ao excesso de armadura existente na peça para resistir à tração. Essa ruptura ocorre sem avisos prévios;
- Ruptura Frágil à Tração: ruptura brusca do aço devido à armadura subdimensionada, onde a mesma não resiste às tensões de tração.

No gráfico da Figura 3, podem ser verificados os limites que determinam os modos de ruptura à flexão:

Figura 3 - Modos de Ruptura



Fonte: Clímaco (2016).

2.5.5 Domínios de Deformação

Domínio de deformações de uma seção transversal de um elemento de concreto armado no ELU por solicitação normal é a denominação atribuída ao intervalo que representa graficamente todas as possíveis situações de deformações entre concreto e aço para a ruptura da seção para aquela solicitação. (CLÍMACO, 2016). As possíveis situações de deformações podem ser observadas na Figura 4:

escoamento do aço. A altura da linha neutra tem sua profundidade variável com o tipo de aço, variando de $x_2 = 0,259.d$ a x_3 . (CARVALHO E FIGUEIREDO, 2015). O valor de x_3 depende do tipo de aço e é dado pela equação 1:

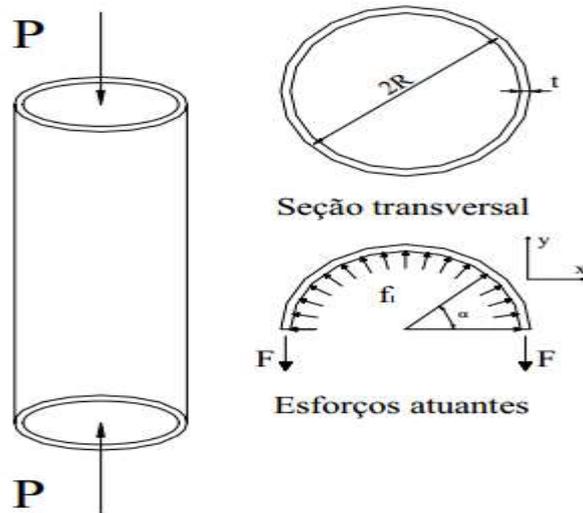
$$x_3 = \frac{0,035 \times d}{\varepsilon_{yd} + 0,0035} \quad (1)$$

- e) Domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento. Este domínio tem início em $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$ e $\varepsilon_c = 3,5\%$ e término em $\varepsilon_s = 0$ e $\varepsilon_c = 3,5\%$. A linha neutra corta a seção transversal, e sua profundidade varia entre x_3 e x_4 , possuindo uma seção composta por aço resistindo à tração e o concreto resistindo à compressão. A ruptura neste domínio é frágil, devido ao fato da mesma se dar pelo escoamento do aço. (CARVALHO E FIGUEIREDO, 2015).
- f) Domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas. Este domínio tem início em $\varepsilon_s = 0$ e $\varepsilon_c = 3,5\%$ e término em $\varepsilon_s < 0$ e $\varepsilon_c = 3,5\%$. A linha neutra corta a seção transversal, e sua profundidade está entre d e h . A ruptura é frágil, devido ao rompimento do concreto por encurtamento da armadura. (CARVALHO E FIGUEIREDO, 2015).
- g) Domínio 5: compressão não uniforme, sem tração. Este domínio tem início em $\varepsilon_s < 0$ e $\varepsilon_c = 3,5\%$ e término em $\varepsilon_s = 2,0\%$ (compressão) e $\varepsilon_c = 2,0\%$. A linha neutra não corta a seção transversal, sendo esta inteiramente comprimida. (CARVALHO E FIGUEIREDO, 2015).
- h) Reta "b": compressão uniforme.

2.6 ARMADURA DE CONFINAMENTO

Segundo Carrazedo (2002), o confinamento de uma peça estrutural pode ser compreendido analisando-se os esforços em um pilar revestido por paredes finas compostas de fibra de carbono, conforme apresentado na Figura 5. Com a aplicação da carga P , a peça tem por característica a condição de comprimir-se no seu eixo axial e expandir-se lateralmente. Porém, com a resistência exercida pelas paredes finas que envolvem o pilar, desenvolve-se uma pressão interna (f_1).

Figura 5 - Pilar revestido por paredes finas de fibra de carbono



Fonte: Carrazedo (2002).

Utilizado para casos onde se necessita uma maior ductilidade das peças, para limitações das dimensões das peças devidas à arquitetura imposta e também para situações de cargas cíclicas e possível ocorrência de sismos, o concreto confinado em elementos fletidos é utilizado principalmente em pilares, porém pode ser utilizado em outras peças estruturais, como as vigas. (DELALIBERA, 2002).

2.6.1 Método Simplificado para Dimensionamento de Vigas Confinadas

Delalibera (2002) apresenta um modelo simplificado para o dimensionamento das armaduras de confinamento, posicionadas na região comprimida, através de estribos quadrados. Para a determinação deste modelo simplificado, foram adotados valores obtidos através de experimentos realizados, que tem como princípio fundamental o equilíbrio de forças normais internas atuantes na seção transversal da peça flexionada.

A resistência do concreto confinado se dá pela equação 2 (DELALIBERA, 2002):

$$f_{cc} = f_c \cdot (1 + 0,773743 \cdot \rho_{sw,conf} - 0,0116403 \cdot \rho_{sw,conf}^2) \quad (2)$$

Onde:

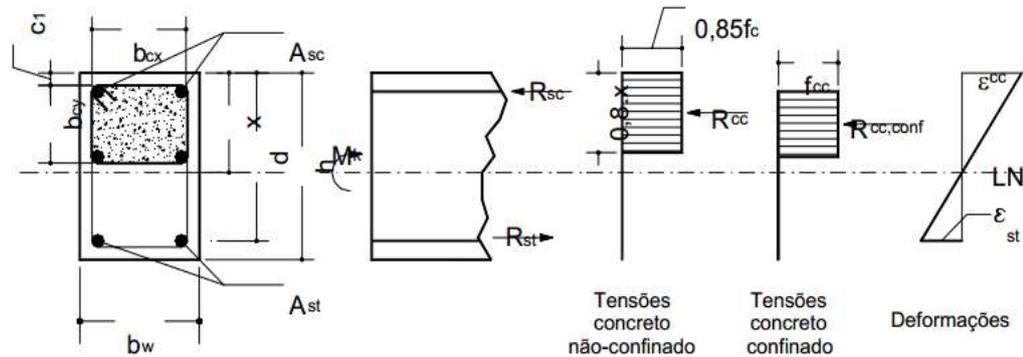
f_{cc} : resistência à compressão do concreto confinado (MPa);

f_c : resistência à compressão do concreto (MPa);

$\rho_{sw,conf}$: taxa volumétrica da armadura transversal de confinamento (%).

A disposição dos estribos de confinamento, para o modelo simplificado de Delalibera (2002), se dá conforme a Figura 6.

Figura 6 - Disposição Armaduras de Confinamento



Fonte: Delalibera (2002).

Sabendo que na região delimitada pelo núcleo de confinamento atua a força de compressão do concreto confinado e que na região onde não existe o confinamento atua a força de compressão do concreto não confinado, a força de compressão total do concreto é dada pela soma das duas parcelas, conforme a equação 3.

$$R_{cc,total} = R_{cc} + R_{cc,conf} \quad (3)$$

Onde:

$R_{cc,total}$: força de compressão total (kN);

R_{cc} : força de compressão.

$$R_{cc} = 0,85 \cdot f_{cc} \cdot (0,8 \cdot x \cdot b_w - b_{cx} \cdot b_{cy}) \quad (4)$$

$$R_{cc,conf} = 0,85 \cdot f_{cc} \cdot b_{cx} \cdot b_{cy} \quad (5)$$

Onde:

R_{cc} : força de compressão do concreto na região não confinada (kN);

$R_{cc,conf}$: força de compressão do concreto na região confinada (kN);

f_{cc} : resistência à compressão do concreto confinado (MPa);

x : altura da linha neutra (cm);

b_w : largura da seção transversal da viga (cm);

b_{cx} : distância de centro a centro da armadura transversal na direção y (cm);

b_{cy} : distância de centro a centro da armadura transversal na direção x (cm).

Para a determinação da resistência do concreto confinado pela equação 2, é necessário determinar a taxa volumétrica da armadura transversal de confinamento

(equação 6). Segundo Delalibera (2002), a taxa mínima aconselhável a ser utilizada é de 3,20%.

$$\rho_{sw,conf} = \frac{\sum A_{sw,conf} \cdot (b_{cx} + b_{cy})}{s \cdot b_{cx} \cdot b_{cy}} \quad (6)$$

Onde:

$A_{sw,conf}$: área da armadura de confinamento (cm);

s : espaçamento entre os estribos (cm).

Segundo Delalibera (2002), a ductilidade deve ser verificada pelo índice de ductilidade pós-pico da viga, aplicando a equação 7. Caso o valor encontrado para a ductilidade pós-pico seja menor que 0,905, que é indicado como o índice de ductilidade ideal, deve-se adotar uma taxa volumétrica de armadura de confinamento maior que 3,20% e dimensiona-se novamente.

$$\begin{aligned} ID_{pós} = & 1,40412037 + 0,02069815 \cdot f_{ck} - 0,7760556 \cdot \varepsilon_{st} \\ & - 0,0585 \cdot s + 0,0012778 \cdot f_{ck} \cdot \varepsilon_{st} + 0,00019877 \cdot f_{ck} \cdot s \\ & + 0,01755556 \cdot \varepsilon_{st} \cdot s - 0,00034963 \cdot f_{ck}^2 \\ & + 0,26866667 \cdot \varepsilon_{st}^2 + 0,00033745 \cdot s^2 \end{aligned} \quad (7)$$

Onde:

$ID_{pós}$: índice de ductilidade pós-pico;

f_{ck} : resistência à compressão característica do concreto (MPa);

ε_{st} : deformação característica do aço à tração (%);

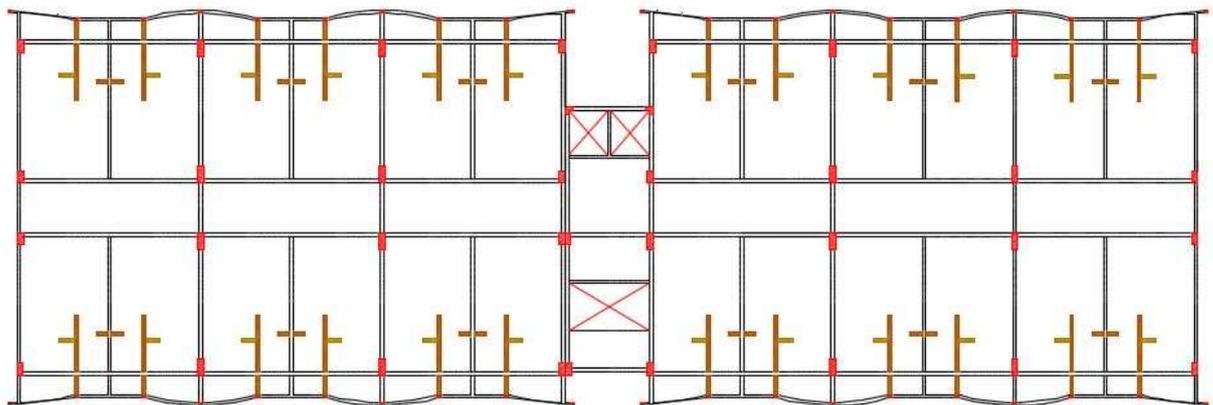
s : espaçamento entre os estribos (cm).

3 METODOLOGIA

3.1 PLANTA DE FORMAS

A planta de formas adotada para a realização das análises deste trabalho foi a de um projeto estrutural de um edifício residencial localizado na Avenida Guedner, Nº 490, Jardim Aclamação, no município de Maringá, Paraná, sendo o responsável técnico pelo projeto o Engenheiro Civil Doutor João Amilton Mendes. O projeto refere-se a um edifício de sete pavimentos, constituído de dois blocos (A e B), com lajes treliçadas com altura de 12 cm e 13 cm, apoiadas em vigas de seções variadas, que por sua vez apoiam-se em pilares retangulares. No Anexo A deste trabalho, apresenta-se a planta de formas completa do pavimento tipo e na Figura 7, uma representação simplificada.

Figura 7 - Planta de Formas Original



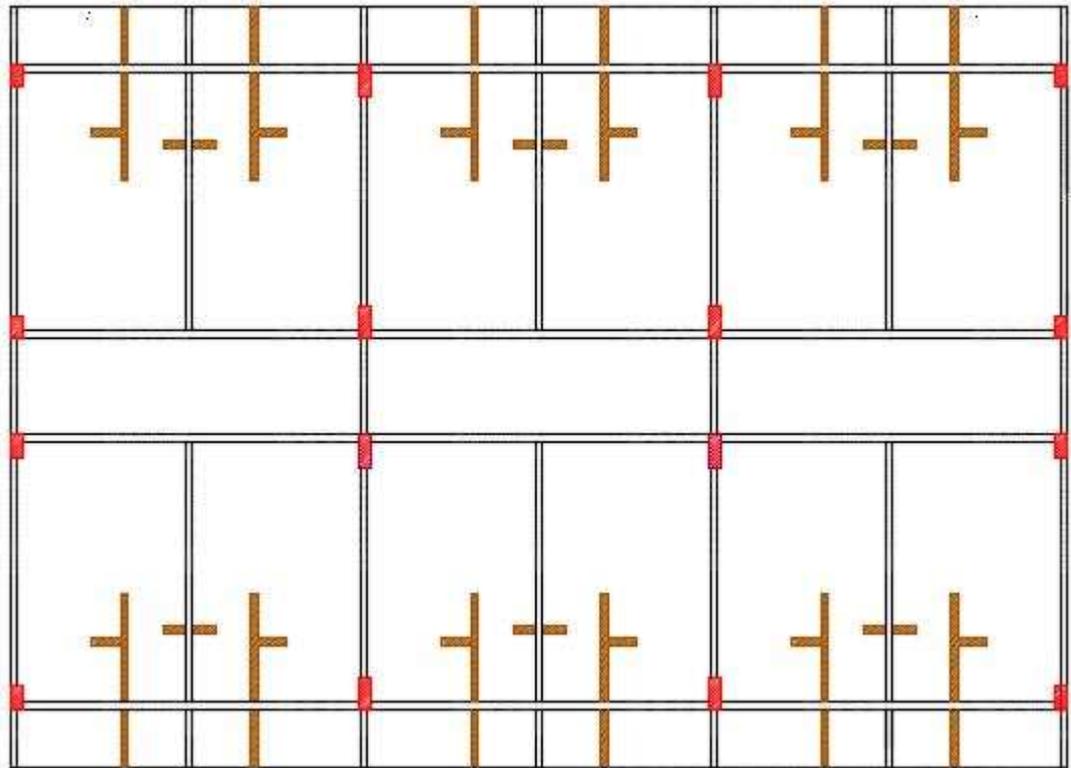
Fonte: Mendes (2007).

Como a planta de formas apresenta simetria entre os blocos A e B, optou-se por dimensionar somente o bloco A, não incluindo a escada e elevador, devido à presença de uma junta de dilatação, separando as duas regiões.

Para adequar a planta de formas às análises necessárias deste trabalho, foram feitas algumas alterações na planta de formas, tais como: foram consideradas lajes maciças de espessura 10 cm em substituição a todas as lajes pré-moldadas em balanço e lajes maciças de espessura 8 cm em substituição a todas as demais lajes pré-moldadas; foram eliminadas as vigas V1 e V15 (vigas curvas), fazendo com que as lajes que se apoiavam nestas ficassem em balanço e com extremidade retilínea; foram eliminados os pilaretes que nasciam nas vigas V1 e V15.

Após as alterações, a planta de formas obteve uma nova configuração, conforme indicado simplificada na Figura 8 e apresentado no Apêndice A, com todos os detalhes, características e dimensões.

Figura 8 - Planta de Formas Adaptada



Fonte: Os Autores.

3.2 PARÂMETROS ADOTADOS

Para avaliar os itens 14.6.4.3 e 14.7.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), que definem as condições de ductilidade a serem atendidas pelas estruturas de concreto armado, foi realizado um estudo detalhado do comportamento dos elementos sujeitos à flexão e dos parâmetros que devem ser adotados no dimensionamento destes elementos. A análise foi referenciada na posição da linha neutra, com o intuito de verificar as condições de ductilidade das peças sujeitas à flexão.

Foi feita uma comparação entre os principais aspectos que a normativa Brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) diferencia-se das normativas Americana e Europeia, respectivamente apresentados no AC1 318 (2008) e na Eurocode 2, no que se refere ao dimensionamento das peças sujeitas à flexão e a consideração da

ductilidade. Essa comparação se resume em uma apresentação e posterior discussão dos principais requisitos característicos de cada normativa.

Para aplicar as recomendações normativas de cálculo e detalhamento dos elementos sujeitos à flexão em estruturas de concreto armado, foram realizados os dimensionamentos relativos às vigas e às lajes da planta de formas adotada, para as seguintes situações:

- a) Adotando as dimensões das vigas segundo planta de formas original e obedecendo as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014);
- b) Adequação da altura da seção transversal das vigas de forma a se obter a relação $x/d=0,45$;
- c) No limite dos domínios 3 e 4, ressaltando que para esses casos foi necessária a inclusão de armadura de confinamento para respeitar a indicação da NBR 6118 (ABNT, 2014), segundo o item 14.6.4.3;
- d) Adotando as dimensões das vigas segundo planta de formas original, porém realizando distribuição de esforços segundo limites indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) segundo o item 14.6.4.3.

Para o item “c” o dimensionamento das armaduras de confinamento foi realizado adotando as prescrições de Delalibera (2002), visto que na NBR 6118 (ABNT, 2014) não existe nenhum indicativo para tal dimensionamento.

Por fim, foram dimensionadas as lajes com a sua altura mínima segundo a NBR 6118 (2014) e comparou-se as relações x/d para cada caso com a limitação $x/d \leq 0,45$.

3.3 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

O modelo utilizado para o dimensionamento foi o modelo clássico, onde a estrutura é analisada de forma discretizada, ou seja, onde as peças são analisadas individualmente. Para o dimensionamento à flexão foram respeitados todos os parâmetros recomendados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo alteradas somente as configurações de redistribuições de esforços e a relação x/d .

O concreto adotado para todos os dimensionamentos é o C25, com resistência característica à compressão de 25MPa.

Para o cobrimento das armaduras das lajes e vigas foi considerada uma classe de agressividade II, sendo assim o cobrimento mínimo para as lajes é de 2,5 cm e para as vigas 3 cm.

Os esforços atuantes nos elementos dimensionados foram obtidos pelo software CAD/TQS, sendo este uma ferramenta de cálculo e dimensionamento de estruturas de concreto. Os carregamentos foram considerados constantes em todos os casos dimensionados, apesar da “carga real” ter uma pequena alteração devido à mudança de altura das vigas.

Para o modelo do item “d”, que analisou a redistribuição de momentos, foi utilizado o software FTOOL.

Para o dimensionamento à flexão das peças foi utilizada a teoria de dimensionamento à flexão de Carvalho e Figueiredo (2014), que adota as variáveis KMD, KX e KZ, definidas pelas equações 8, 9 e 10, respectivamente. As tabelas apresentadas por este modelo são apresentadas no Anexo B.

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (8)$$

$$KX = \frac{x}{d} \quad (9)$$

$$KZ = \frac{M_d}{A_s \cdot d \cdot f_s} \quad (10)$$

Onde:

M_d : momento solicitante de cálculo;

b_w : largura da seção transversal;

d : altura útil;

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto à compressão;

x : profundidade da linha neutra;

A_s : área de aço;

f_s : resistência de cálculo do aço à tração.

No dimensionamento à flexão das vigas foi considerada armadura longitudinal em duas camadas para todas as vigas.

Para o aço CA-50, que foi o aço utilizado no dimensionamento das vigas e lajes deste trabalho, a relação x/d nos limites dos domínios tem os valores apresentados nas equações 11 e 12:

$$x_{2/3} = 0,259 \cdot d \quad (11)$$

$$x_{3/4} = 0,628 \cdot d \quad (12)$$

Portanto, para os valores na tabela do Anexo B onde KX (x/d) for menor que 0,259, trata-se do domínio 2; para os valores entre 0,259 e 0,628 trata-se do domínio 3 e valores acima de 0,628 trata-se do domínio 4.

Para o dimensionamento das vigas de cada item a metodologia foi:

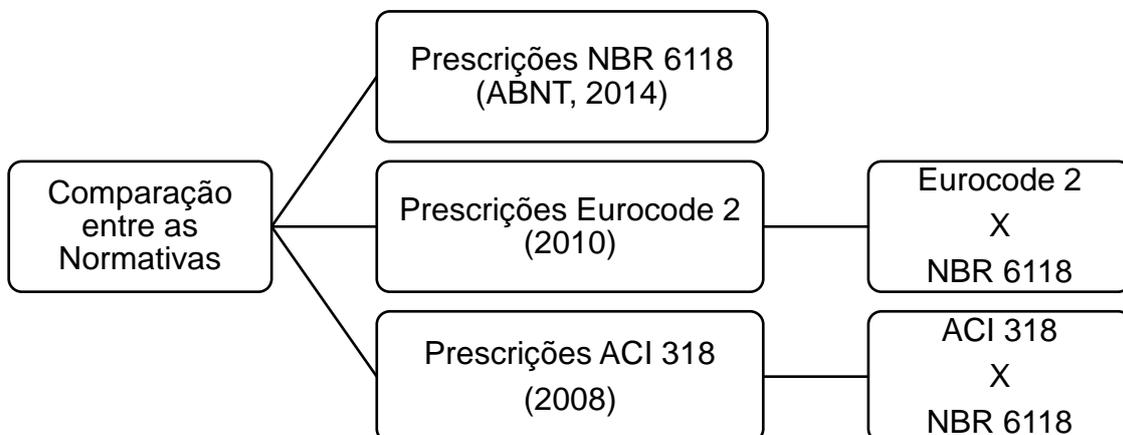
- situação “a”: definiu-se o valor de KMD e verificou-se se a relação $x/d \leq 0,45$ é atendida, para posteriormente realizar o procedimento de cálculo;
- situação “b”: inicialmente determinou-se a altura útil da viga para a relação $x/d = 0,45$ e posteriormente realizou-se o procedimento de cálculo;
- situação “c”: encontrou-se a altura útil no limite dos domínios 3 e 4, para na sequência realizar o dimensionamento. Neste item também foram dimensionadas as armaduras de confinamento;
- situação “d”: inicialmente realizou-se a redistribuição de esforços e definiu-se o valor de KMD. Posteriormente verificou-se a relação x/d para cada fator de redistribuição e seguiu-se o procedimento de cálculo.

3.4 ORGANOGRAMAS

3.4.1 Comparação Entre as Normativas

O diagrama representado na Figura 9 apresenta a sequência de análise das normativas NBR 6118 (ABNT, 2014), Eurocode 2 (2010) e ACI 318 (2008):

Figura 9 - Organograma de comparação entre as normativas

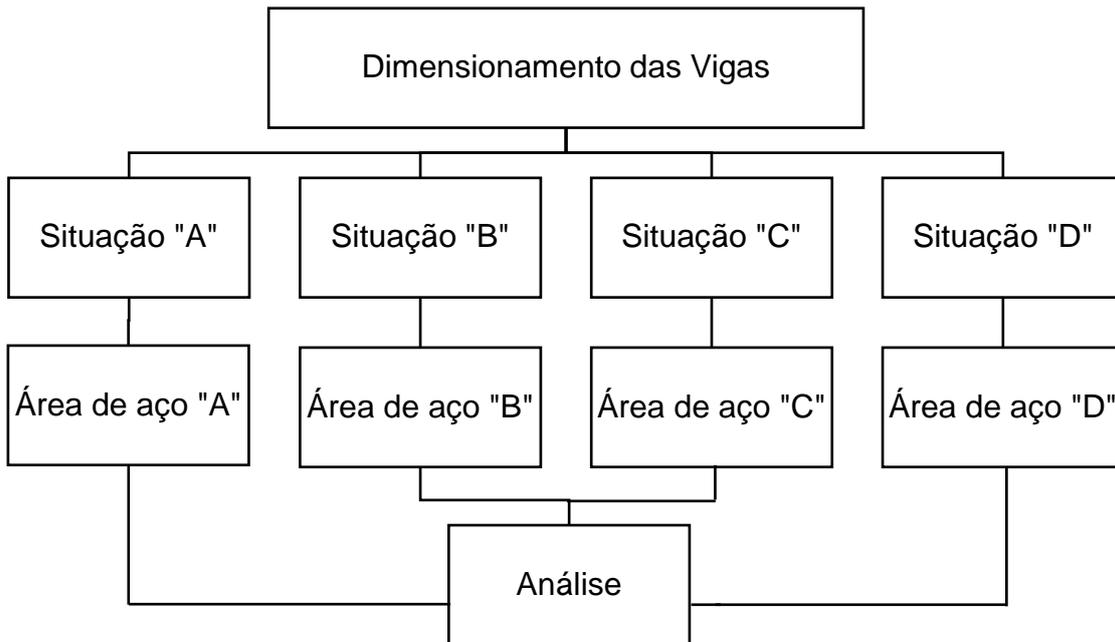


Fonte: Os Autores.

3.4.2 Dimensionamento das Vigas

O diagrama representado na Figura 10 apresenta o desenvolvimento da análise das vigas no que diz respeito ao dimensionamento nas situações "a", "b", "c" e "d":

Figura 10 - Organograma de dimensionamento das vigas



Fonte: Os Autores.

3.4.3 Dimensionamento das Lajes

O diagrama representado na Figura 11 apresenta o desenvolvimento da análise das lajes dimensionadas:

Figura 11 - Organograma de dimensionamento das lajes



Fonte: Os Autores.

4 COMPARAÇÃO ENTRE AS NORMATIVAS NBR 6118, ACI 318 E EUROCODE 2 QUANTO À GARANTIA DE DUCTILIDADE E POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA

No que diz respeito às condições de ductilidade das estruturas, as normativas estudadas apresentam algumas considerações:

A NBR 6118 (ABNT, 2014) no item 14.3.2 “Condições de compatibilidade” prescreve que quando as condições de compatibilidade não forem verificadas no estado-limite considerado, as medidas adotadas devem garantir a ductilidade no estado-limite último, resguardando um desempenho adequado nos estados-limites de serviço.

Na normativa Eurocode 2 parte 1-1 (2010) a preocupação com a ductilidade das peças estruturais é apresentada desde o item 2 “Bases para o projeto”. Esta normativa impõe nos itens 2.3.1.2, 2.3.1.3 e 2.3.2.2 a verificação dos Estados Limites Últimos (ELU) caso não sejam suficientes à ductilidade e capacidade de rotação dos elementos no que diz respeito aos efeitos térmicos, assentamentos/movimentos diferenciais e retração/fluência do concreto respectivamente.

A ACI 318 (2008) apresenta no seu item 7.13 “Requerimentos para a integridade estrutural” a preocupação com a ductilidade das peças, visto que neste item é orientado um melhor arranjo da estrutura para que se tenha redundância e ductilidade fazendo que em caso de danos a um elemento principal de suporte ou carregamento anormal, o dano possa ser restrito a uma área relativamente pequena e a estrutura apresente uma melhor estabilidade global.

Considerando as indicações citadas, verifica-se uma preocupação das normas com as condições de ductilidade.

4.1 NBR 6118 (ABNT, 2014)

Os itens da NBR 6118 (ABNT, 2014) objetivos de estudo deste trabalho, que são os itens 14.6.4.3 e 14.7.3.2, impõem condições na posição da linha neutra para garantir a ductilidade. O item 14.6.4.3 é subitem do item 14.6, que diz respeito aos elementos lineares, e por se tratar de dimensionamentos à flexão, refere-se ao dimensionamento das vigas. Já o item 14.7.3.2 é subitem do item 14.7, que diz

respeito aos elementos de placas, e por se tratar de dimensionamentos à flexão, refere-se ao dimensionamento das lajes.

Sendo um dos objetivos deste trabalho, avaliar a recomendação da NBR 6118 (ABNT, 2014) em limitar o dimensionamento das peças flexionadas em $x/d \leq 0,45$ (para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa) observa-se que ao analisar a Equação 13, equação genérica apresentada pela norma para redistribuição de momentos fletores, substituindo o valor do coeficiente de redistribuição (δ) por 1, ou seja, caso este onde ocorre uma análise elástica sem redistribuição dos momentos, tem-se que:

$$x/d \leq (\delta - 0,44)/1,25 \quad (13)$$

$$x/d \leq (1 - 0,44)/1,25$$

$$x/d \leq 0,448 \cong 0,45$$

Para concretos com f_{ck} entre 50 e 90 MPa, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), deve-se adotar a Equação 14 para uma análise elástica sem a redistribuição de momentos fletores:

$$x/d \leq (\delta - 0,56)/1,25 \quad (14)$$

$$x/d \leq (1 - 0,56)/1,25$$

$$x/d \leq 0,352 \cong 0,35$$

Os valores da relação x/d , para diferentes classes de concreto, são distintos devido ao comportamento mais frágil apresentado pelos concretos de maior resistência à compressão, sendo assim, a garantia da ductilidade se dá por um coeficiente menor.

O item 14.7.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), muito semelhante ao item 14.6.4.3, trata apenas da redistribuição de momentos, porém a dedução dos valores segue o mesmo princípio, e devem ser respeitados para uma análise elástica sem redistribuição.

Sendo assim, segundo a NBR 6118, (ABNT, 2014) para uma estrutura de nós móveis o valor máximo de redistribuição é de $\delta=0,9$, ou seja, uma diminuição de

no máximo 10%. A relação x/d para esta situação, para um concreto de $f_{ck} \leq 50$ MPa é de:

$$x/d \leq (0,9 - 0,44)/1,25$$

$$x/d \leq 0,368$$

Segundo a tabela do Anexo B, para esta relação x/d tem-se uma deformação no concreto de 3,5‰ e uma deformação no aço igual a 5,9‰, estando esta seção no domínio 3.

Já para uma estrutura de nós indeslocáveis o valor máximo de redistribuição é de $\delta=0,75$, ou seja, uma diminuição máxima de 25%. A relação x/d para esta situação, para um concreto de $f_{ck} \leq 50$ MPa é de:

$$x/d \leq (0,75 - 0,44)/1,25$$

$$x/d \leq 0,248$$

Segundo a tabela do Anexo B, para esta relação x/d tem-se uma deformação no concreto de 3,2‰ e uma deformação no aço de 10,0‰, estando esta seção no domínio 2.

4.2 EUROCODE 2 PARTE 1-1 (2010)

A normativa Eurocode 2 parte 1-1 (2010) apresenta no seu item 5.5 “Análise elástica linear com redistribuição limitada” as prescrições relativas à altura da linha neutra na seção transversal da peça flexionada. Este item é apresentado na normativa da seguinte maneira:

“(1) Nos vários domínios do projeto, deve ser considerada a influência de uma redistribuição dos momentos.

(2) A análise linear com redistribuição limitada poderá ser aplicada na verificação dos elementos estruturais em relação aos estados limites últimos.

(3) Os momentos no estado limite último, calculados com base em uma análise elástica linear, poderão ser redistribuídos desde que a distribuição de momentos resultante continue a equilibrar as cargas aplicadas.

(4) Nos casos de vigas ou lajes contínuas:

a) solicitadas predominantemente à flexão e

b) em que a relação adjacente entre vãos esteja entre 0,5 e 2,0

a redistribuição dos momentos fletores poderá ser efetuada sem uma verificação explícita da capacidade de rotação, desde que:

$$\delta \geq k_1 + k_2 x_u/d \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 x_u/d \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

$\delta \geq k_5$ quando são utilizadas armaduras da Classe B ou da Classe C

$\delta \geq k_6$ quando são utilizadas armaduras da Classe A

Em que:

δ relação entre o momento após a redistribuição e o momento fletor elástico;

x_u profundidade do eixo neutro no estado limite último após a redistribuição;

d altura útil da seção.

NOTA: Os valores de k_1 , k_2 , k_3 , k_4 , k_5 e k_6 a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado para k_1 é 0,44, para k_2 é $1,25(0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu2})$, para $k_3 = 0,54$, para $k_4 = 1,25(0,6+0,0014/ \epsilon_{cu2})$, para $k_5 = 0,7$ e para $k_6 = 0,8$.

(5) A redistribuição não deverá ser efetuada nos casos em que a capacidade de rotação não possa ser definida com confiança (por exemplo, nos nós de pórticos protendidos).

(6) Para o cálculo de pilares, os momentos elásticos resultantes do efeito de pórtico deverão ser considerados sem qualquer redistribuição.”

Aplicando os coeficientes propostos, é possível determinar os valores máximos da relação x/d para cada situação nas equações 15, 16, 17 e 18.

$$\delta \geq k_1 + k_2 \cdot x_u / d \quad (15)$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 \cdot x_u / d \quad (16)$$

$$\delta \geq k_5 \quad (17)$$

$$\delta \geq k_6 \quad (18)$$

Conforme prescreve a Eurocode 2 parte 1-1 (2010), a Equação 15 é utilizada para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa; a Equação 16 para concretos com $f_{ck} > 50$ MPa; a Equação 17 para armaduras da Classe B ou C; e a Equação 18 para armaduras da Classe A.

O valor de ϵ_{cu2} é a máxima deformação do concreto, que deve ser de 3,5 ‰, assim como nas prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014). Quanto aos tipos das barras serão realizadas as análises para as duas situações apresentadas. Portanto, será utilizado um coeficiente de redistribuição de 0,7 e 0,8.

Para um concreto com $f_{ck} \leq 50$ MPa e análise elástica sem redistribuição dos esforços ($\delta=1$) através da Equação 15, tem-se que:

$$\delta \geq k_1 + k_2 \cdot x_u / d$$

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu2}) \cdot x_u / d$$

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014 / 0,0035) \cdot x_u / d$$

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot x_u / d$$

$$x_u / d \leq (\delta - 0,44) / 1,25$$

$$x_u / d \leq (1 - 0,44) / 1,25$$

$$x_u / d \leq 0,448 \cong 0,45$$

Para um concreto com $f_{ck} > 50$ MPa e análise elástica sem redistribuição dos esforços ($\delta=1$) através da Equação 15, tem-se que:

$$\delta \geq k_3 + k_4 \cdot x_u / d$$

$$\delta \geq 0,54 + 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu2}) \cdot x_u / d$$

$$\delta \geq 0,54 + 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014 / 0,0035) \cdot x_u / d$$

$$\delta \geq 0,54 + 1,25 \cdot x_u / d$$

$$x_u / d \leq (\delta - 0,54) / 1,25$$

$$x_u / d \leq (1 - 0,54) / 1,25 \leq$$

$$x_u / d \leq 0,368 \cong 0,37$$

Conforme foi analisado, as recomendações da norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) são similares às recomendações da norma Eurocode 2 1-1 (2010) no que diz respeito à redistribuição de momentos, apresentando valores limites para a relação x/d muito próximos para as classes de concreto analisadas.

Quanto à redistribuição de momentos, uma das principais diferenças entre a NBR 6118 (ABNT, 2014) e a Eurocode 2 parte 1-1 (2010) se dá na limitação da redistribuição dos momentos para elementos fletidos, visto que a norma brasileira apresenta os valores máximos de redistribuição através de uma análise da estabilidade global (estruturas de nós móveis/estruturas de nós fixos) e a norma europeia apresenta a limitação desses valores através do tipo do aço (Classe A e Classes B/C).

A máxima redistribuição possível para a Eurocode 2 parte 1-1 (2010) é de $\delta=0,7$ (para aços das Classes B e C), ou seja, uma redução de no máximo 30% do momento atuante, diferentes da NBR 6118 (ABNT, 2014) que, conforme já foi visto,

apresenta uma redução máxima de 25% (para o caso de estruturas de nós indeslocáveis).

Outra diferenciação neste item é sobre a indicação da armadura de confinamento por parte da norma brasileira, visto que na norma europeia não é indicada esta possibilidade. No capítulo 5 será discutido de maneira mais aprofundada o dimensionamento destas armaduras, porém já pode-se perceber que a indicação da NBR 6118 (ABNT, 2014) é vaga.

Outro aspecto importante é a condição de redistribuição de momentos para lajes contínuas para a relação dos vãos de 0,5 a 2,0, aplicados, portanto, para lajes armadas em duas direções.

4.3 ACI 318 (2008)

Conforme os itens 8.4.1 e 8.4.2, subitens da seção 8.4 (Redistribuição de Momentos em Elementos Contínuos Flexionados), a máxima redistribuição possível para uma análise teórica elástica é de 20%. As redistribuições, segundo estes itens, só devem ser realizadas para deformações no aço de valores igual ou superior a 7,5 ‰, o que equivale ao domínio 3 e um $KX=0,315$.

Comparando com os valores apresentados na NBR 6118 (ABNT, 2014), com uma redistribuição de no máximo 25%, vê-se que a ACI – 318 opera num nível mais conservador que a norma brasileira. Porém essa limitação é indicada para todos os casos, diferente da NBR 6118 (ABNT, 2014) que tem uma redução máxima de 10% para edifícios que se apresentam de nós móveis na sua análise global.

Outro aspecto importante é a limitação da redistribuição de momentos pela deformação no aço, sendo que para valores menores que 7,5 ‰ não devem ser redistribuídos os momentos. Esta prescrição faz com que as seções que tendem ao domínio 2 possam ser redistribuídas e impossibilita a redistribuição nas seções que tendem ao domínio 4, semelhante às prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Em relação ao dimensionamento de armaduras de confinamento, a ACI 318 (2008) não apresenta prescrições dessas armaduras. A garantia da ductilidade deve se dar respeitando os limites impostos nas redistribuições de momentos, limites estes que condicionam as seções para situações subarmadas, tendendo para o domínio 2 de deformação.

5 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS NAS SITUAÇÕES “A”, “B”, “C” E “D”

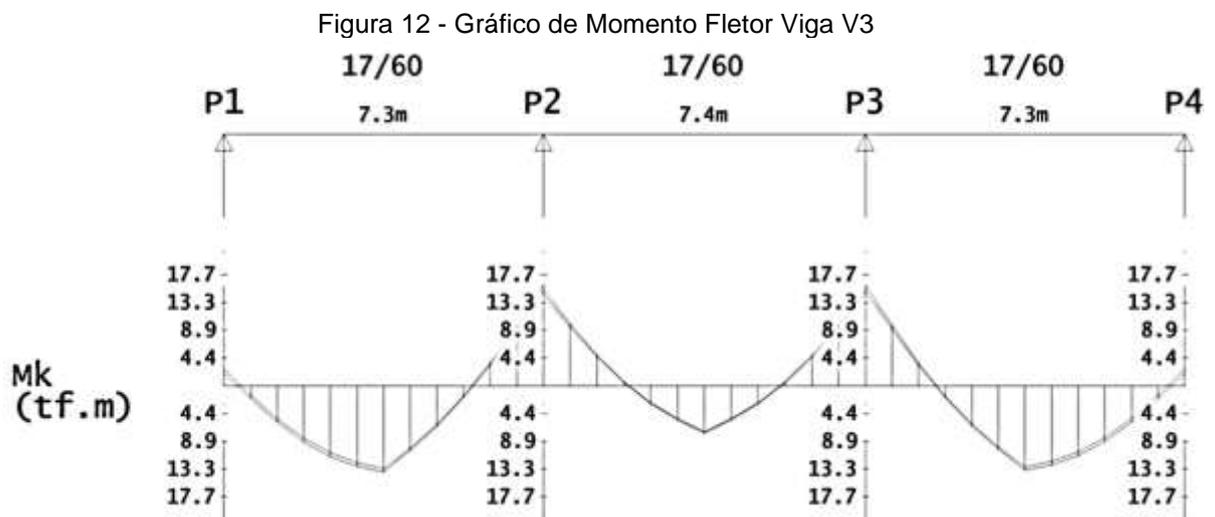
O dimensionamento das vigas para as situações “a”, “b”, “c” e “d” tem por objetivo comparar as áreas de aço necessárias para cada situação dimensionada conforme descrito na metodologia.

5.1 ESFORÇOS – DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR

Os esforços de momento fletor encontrados para as vigas foram determinados no software CAD/TQS, e para isso foram consideradas como envoltória de ações as cargas permanentes e as cargas acidentais atuantes sobre a estrutura.

Nos casos “b” e “c” ocorrem variações de alturas nas seções das vigas, porém os esforços foram considerados como os mesmos do caso “a”, situação onde as alturas referem-se à planta de formas inicial.

A Figura 12 apresenta o diagrama de momento fletor da viga V3, a fim de exemplificação. Os demais diagramas de momentos fletores das vigas estão apresentados no Apêndice B.



Fonte: Os Autores.

5.2 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS NA SITUAÇÃO “A”

A situação “a” de dimensionamento é a situação “real” de projeto, onde a partir de uma planta de formas as áreas de aço à flexão foram determinadas. Para este dimensionamento foram determinados os esforços atuantes nas seções das

vigas provenientes da planta de formas adotada, e a partir disso são determinadas as áreas de aço à flexão.

Os dimensionamentos das vigas da situação “a” estão representados em tabelas resumidas e o dimensionamento completo da viga V3 consta no Apêndice C.

A Tabela 4 apresenta a tabela de dimensionamento à flexão das vigas na situação “a”:

Tabela 4 - Tabela de Dimensionamento à Flexão Vigas Situação "a"

(continua)

Viga	Momento-Seção	M_d (kN.cm)	b_w (cm)	h (cm)	d adot (cm)	$KX - x/d$	Domínio	A_s (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)	$A_{s,adot}$ (cm ²)
V3	Negativo - Extremo a	3708	17	60	53,5	0,0758	2	1,64	1,53	1,64
	Positivo - Tramo a	20326	17	60	53,5	0,4143	3	10,47	1,53	10,47
	Negativo - Tramo a/b	21562	17	60	53,5	0,4479	3	11,29	1,53	11,29
	Positivo - Tramo b	11399	17	60	53,5	0,2175	2	5,37	1,53	5,37
	Negativo - Tramo b/c	21562	17	60	53,5	0,4479	3	11,29	1,53	11,29
	Positivo - Tramo c	20326	17	60	53,5	0,4143	3	10,47	1,53	10,47
	Negativo - Extremo c	3708	17	60	53,5	0,0758	2	1,64	1,53	1,64
V7	Negativo - Extremo a	3021	17	60	53,5	0,0603	2	1,33	1,53	1,53
	Positivo - Tramo a	16343	17	60	53,5	0,3205	3	8,06	1,53	8,06
	Negativo - Tramo a/b	19502	17	60	53,5	0,3925	3	9,95	1,53	9,95
	Positivo - Tramo b	8652	17	60	53,5	0,1569	2	3,97	1,53	3,97
	Negativo - Tramo b/c	19502	17	60	53,5	0,3925	3	9,95	1,53	9,95
	Positivo - Tramo c	16343	17	60	53,5	0,3205	3	8,06	1,53	8,06
	Negativo - Extremo c	3021	17	60	53,5	0,0603	2	1,33	1,53	1,53
V9	Negativo - Extremo a	3021	17	60	53,5	0,0603	2	1,33	1,53	1,53
	Positivo - Tramo a	16343	17	60	53,5	0,3205	3	8,06	1,53	8,06
	Negativo - Tramo a/b	19502	17	60	53,5	0,3925	3	9,95	1,53	9,95
	Positivo - Tramo b	8652	17	60	53,5	0,1569	2	3,97	1,53	3,97
	Negativo - Tramo b/c	19502	17	60	53,5	0,3925	3	9,95	1,53	9,95
	Positivo - Tramo c	16343	17	60	53,5	0,3205	3	8,06	1,53	8,06
	Negativo - Extremo c	3021	17	60	53,5	0,0603	2	1,33	1,53	1,53
V12	Negativo - Extremo a	3708	17	60	53,5	0,0758	2	1,64	1,53	1,64
	Positivo - Tramo a	20326	17	60	53,5	0,4143	3	10,47	1,53	10,47
	Negativo - Tramo a/b	21562	17	60	53,5	0,4479	3	11,29	1,53	11,29
	Positivo - Tramo b	11399	17	60	53,5	0,2175	2	5,37	1,53	5,37
	Negativo - Tramo b/c	21562	17	60	53,5	0,4479	3	11,29	1,53	11,29
	Positivo - Tramo c	20326	17	60	53,5	0,4143	3	10,47	1,53	10,47
	Negativo - Extremo c	3708	17	60	53,5	0,0758	2	1,64	1,53	1,64

Tabela 5 - Tabela de Dimensionamento à Flexão Vigas Situação "a"

Viga	Momento-Seção	M_d (kN.cm)	b_w (cm)	h (cm)	d d_{adot} (cm)	$KX -$ x/d	Domínio	(conclusão)		
								A_s (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)	$A_{s,adot}$ (cm ²)
V17	Negativo - Tramo a/b	3296	14	50	43,5	0,1076	2	1,82	1,05	1,82
	Positivo - Tramo b	2472	14	50	43,5	0,0836	2	1,35	1,05	1,35
	Negativo - Tramo b/c	3296	14	50	43,5	0,1076	2	1,82	1,05	1,82
	Positivo - Tramo c	687	14	50	43,5	0,0298	2	0,37	1,05	1,05
	Negativo - Tramo c/d	3296	14	50	43,5	0,1076	2	1,82	1,05	1,82
	Positivo - Tramo d	2472	14	50	43,5	0,0836	2	1,35	1,05	1,35
	Negativo - Tramo d/e	3296	14	50	43,5	0,1076	2	1,82	1,05	1,82
V18	Negativo - Tramo a/b	1923	14	50	43,5	0,0758	2	1,05	1,05	1,05
	Positivo - Tramo b	11262	14	50	43,5	0,4253	3	7,18	1,05	7,18
V19	Positivo Tramo a	11262	14	50	43,5	0,4253	3	7,18	1,05	7,18
	Negativo Tramo a/b	1923	14	50	43,5	0,0758	2	1,05	1,05	1,05
V20	Negativo - Tramo a/b	6043	14	50	43,5	0,2086	2	3,49	1,05	3,49
	Positivo - Tramo b	3434	14	50	43,5	0,1156	2	1,90	1,05	1,90
	Negativo - Tramo b/c	5494	14	50	43,5	0,1911	2	3,14	1,05	3,14
	Positivo - Tramo c	687	14	50	43,5	0,0298	2	0,37	1,05	1,05
	Negativo - Tramo c/d	5494	14	50	43,5	0,1911	2	3,14	1,05	3,14
	Positivo - Tramo d	3434	14	50	43,5	0,1156	2	1,90	1,05	1,90
	Negativo - Tramo d/e	6043	14	50	43,5	0,2086	2	3,49	1,05	3,49
V21	Negativo - Tramo a/b	1923	14	50	43,5	0,0758	2	1,05	1,05	1,05
	Positivo - Tramo b	11262	14	50	43,5	0,4253	3	7,18	1,05	7,18
V22	Positivo Tramo a	11262	14	50	43,5	0,4253	3	7,18	1,05	7,18
	Negativo Tramo a/b	1923	14	50	43,5	0,0758	2	1,05	1,05	1,05
V23	Negativo - Tramo a/b	6043	14	50	43,5	0,2086	2	3,49	1,05	3,49
	Positivo - Tramo b	3434	14	50	43,5	0,1156	2	1,90	1,05	1,90
	Negativo - Tramo b/c	5494	14	50	43,5	0,1911	2	3,14	1,05	3,14
	Positivo - Tramo c	687	14	50	43,5	0,0298	2	0,37	1,05	1,05
	Negativo - Tramo c/d	5494	14	50	43,5	0,1911	2	3,14	1,05	3,14
	Positivo - Tramo d	3434	14	50	43,5	0,1156	2	1,90	1,05	1,90
	Negativo - Tramo d/e	6043	14	50	43,5	0,2086	2	3,49	1,05	3,49
V24	Negativo - Tramo a/b	1923	14	50	43,5	0,0758	2	1,05	1,05	1,05
	Positivo - Tramo b	11262	14	50	43,5	0,4253	3	7,18	1,05	7,18
V25	Positivo Tramo a	11262	14	50	43,5	0,4253	3	7,18	1,05	7,18
	Negativo Tramo a/b	1923	14	50	43,5	0,0758	2	1,05	1,05	1,05
V26	Negativo - Tramo a/b	3296	14	50	43,5	0,1076	2	1,82	1,05	1,82
	Positivo - Tramo b	2472	14	50	43,5	0,0836	2	1,35	1,05	1,35
	Negativo - Tramo b/c	3296	14	50	43,5	0,1076	2	1,82	1,05	1,82
	Positivo - Tramo c	687	14	50	43,5	0,0298	2	0,37	1,05	1,05
	Negativo - Tramo c/d	3296	14	50	43,5	0,1076	2	1,82	1,05	1,82
	Positivo - Tramo d	2472	14	50	43,5	0,0836	2	1,35	1,05	1,35
	Negativo - Tramo d/e	3296	14	50	43,5	0,1076	2	1,82	1,05	1,82

Fonte: Os Autores.

Observando os momentos negativos resultantes no apoios entre V3a e V3b, entre V3b e V3c, entre V12a e V12b e entre V12b e V12c, vê-se que a relação x/d está muito próxima do seu limite máximo ($x/d \leq 0,45$). Esta condição é verificada devido a um momento fletor alto nesta região, que configura uma seção no domínio de deformação 3, com uma armadura elevada.

Com exceção dessas seções, que apresentaram uma relação x/d igual a 0,4479, as demais seções tiveram este limite bem abaixo do imposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Vale lembrar que o dimensionamento nesta situação refere-se ao que foi realmente construído. Caso o limite $x/d \leq 0,45$ não pudesse ser atendido, uma opção frequentemente utilizada é a adoção de armadura dupla. Contudo, neste trabalho não serão abordadas as seções de armadura dupla, visto que a pesquisa desenvolvida tem por características os estudos de ductilidade e redistribuição de momentos.

5.3 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS NA SITUAÇÃO “B”

Na situação “b” de dimensionamento foram condicionadas as seções das vigas analisadas a apresentarem uma relação $x/d = 0,45$, situação limite de dimensionamento segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Os dimensionamentos das vigas da situação “b” estão representados na Tabela 6 e seu dimensionamento completo consta no Apêndice C:

Tabela 6 - Tabela de Dimensionamento à Flexão Vigas Situação "b"

(continua)

Viga	Momento-Seção	M_d (kN.cm)	b_w (cm)	d_{min} (cm)	h_{min} (cm)	$KX -$ x/d	Domínio	A_s (cm ²)	$A_{s, min}$ (cm ²)	$A_{s, adot}$ (cm ²)
V3	Negativo - Extremo a	3708	17	22,10	28,60	0,45	3	4,70	0,73	4,70
	Positivo - Tramo a	20326	17	51,75	58,25	0,45	3	11,01	1,49	11,01
	Negativo - Tramo a/b	21562	17	53,30	59,80	0,45	3	11,34	1,52	11,34
	Positivo - Tramo b	11399	17	38,76	45,26	0,45	3	8,25	1,15	8,25
	Negativo - Tramo b/c	21562	17	53,30	59,80	0,45	3	11,34	1,52	11,34
	Positivo - Tramo c	20326	17	51,75	58,25	0,45	3	11,01	1,49	11,01
	Negativo - Extremo c	3708	17	22,10	28,60	0,45	3	4,70	0,73	4,70

Tabela 7 - Tabela de Dimensionamento à Flexão Vigas Situação "b"

Viga	Momento-Seção	M _d (kN.cm)	b _w (cm)	d _{min} (cm)	h _{min} (cm)	KX - x/d	Domínio	(continua)		
								A _s (cm ²)	A _{s, min} (cm ²)	A _{s, adot} (cm ²)
V7	Negativo - Extremo a	3021	17	19,95	26,45	0,45	3	4,25	0,67	4,25
	Positivo - Tramo a	16343	17	46,41	52,91	0,45	3	9,88	1,35	9,88
	Negativo - Tramo a/b	19502	17	50,69	57,19	0,45	3	10,79	1,46	10,79
	Positivo - Tramo b	8652	17	33,77	40,27	0,45	3	7,19	1,03	7,19
	Negativo - Tramo b/c	19502	17	50,69	57,19	0,45	3	10,79	1,46	10,79
	Positivo - Tramo c	16343	17	46,41	52,91	0,45	3	9,88	1,35	9,88
	Negativo - Extremo c	3021	17	19,95	26,45	0,45	3	4,25	0,67	4,25
V9	Negativo - Extremo a	3021	17	19,95	26,45	0,45	3	4,25	0,67	4,25
	Positivo - Tramo a	16343	17	46,41	52,91	0,45	3	9,88	1,35	9,88
	Negativo - Tramo a/b	19502	17	50,69	57,19	0,45	3	10,79	1,46	10,79
	Positivo - Tramo b	8652	17	33,77	40,27	0,45	3	7,19	1,03	7,19
	Negativo - Tramo b/c	19502	17	50,69	57,19	0,45	3	10,79	1,46	10,79
	Positivo - Tramo c	16343	17	46,41	52,91	0,45	3	9,88	1,35	9,88
	Negativo - Extremo c	3021	17	19,95	26,45	0,45	3	4,25	0,67	4,25
V12	Negativo - Extremo a	3708	17	22,10	28,60	0,45	3	4,70	0,73	4,70
	Positivo - Tramo a	20326	17	51,75	58,25	0,45	3	11,01	1,49	11,01
	Negativo - Tramo a/b	21562	17	53,30	59,80	0,45	3	11,34	1,52	11,34
	Positivo - Tramo b	11399	17	38,76	45,26	0,45	3	8,25	1,15	8,25
	Negativo - Tramo b/c	21562	17	53,30	59,80	0,45	3	11,34	1,52	11,34
	Positivo - Tramo c	20326	17	51,75	58,25	0,45	3	11,01	1,49	11,01
	Negativo - Extremo c	3708	17	22,10	28,60	0,45	3	4,70	0,73	4,70
V17	Negativo - Tramo a/b	3296	14	22,96	29,46	0,45	3	4,02	0,62	4,02
	Positivo - Tramo b	2472	14	19,89	26,39	0,45	3	3,49	0,55	3,49
	Negativo - Tramo b/c	3296	14	22,96	29,46	0,45	3	4,02	0,62	4,02
	Positivo - Tramo c	687	14	10,48	16,98	0,45	3	1,84	0,36	1,84
	Negativo - Tramo c/d	3296	14	22,96	29,46	0,45	3	4,02	0,62	4,02
	Positivo - Tramo d	2472	14	19,89	26,39	0,45	3	3,49	0,55	3,49
	Negativo - Tramo d/e	3296	14	22,96	29,46	0,45	3	4,02	0,62	4,02
V18	Negativo - Tramo a/b	1923	14	17,54	24,04	0,45	3	3,07	0,50	3,07
	Positivo - Tramo b	11262	14	42,45	48,95	0,45	3	7,44	1,03	7,44
V19	Positivo Tramo a	11262	14	42,45	48,95	0,45	3	7,44	1,03	7,44
	Negativo Tramo a/b	1923	14	17,54	24,04	0,45	3	3,07	0,50	3,07
V20	Negativo - Tramo a/b	6043	14	31,09	37,59	0,45	3	5,45	0,79	5,45
	Positivo - Tramo b	3434	14	23,44	29,94	0,45	3	4,11	0,63	4,11
	Negativo - Tramo b/c	5494	14	29,65	36,15	0,45	3	5,20	0,76	5,20
	Positivo - Tramo c	687	14	10,48	16,98	0,45	3	1,84	0,36	1,84
	Negativo - Tramo c/d	5494	14	29,65	36,15	0,45	3	5,20	0,76	5,20
	Positivo - Tramo d	3434	14	23,44	29,94	0,45	3	4,11	0,63	4,11
	Negativo - Tramo d/e	6043	14	31,09	37,59	0,45	3	5,45	0,79	5,45
V21	Negativo - Tramo a/b	1923	14	17,54	24,04	0,45	3	3,07	0,50	3,07
	Positivo - Tramo b	11262	14	42,45	48,95	0,45	3	7,44	1,03	7,44
V22	Positivo Tramo a	11262	14	42,45	48,95	0,45	3	7,44	1,03	7,44
	Negativo Tramo a/b	1923	14	17,54	24,04	0,45	3	3,07	0,50	3,07

Tabela 8 - Tabela de Dimensionamento à Flexão Vigas Situação "b"

(conclusão)

Viga	Momento-Seção	M _d (kN.cm)	b _w (cm)	d _{min} (cm)	h _{min} (cm)	KX - x/d	Domínio	A _s (cm ²)	A _{s,min} (cm ²)	A _{s,adot} (cm ²)
V23	Negativo - Tramo a/b	6043	14	31,09	37,59	0,45	3	5,45	0,79	5,45
	Positivo - Tramo b	3434	14	23,44	29,94	0,45	3	4,11	0,63	4,11
	Negativo - Tramo b/c	5494	14	29,65	36,15	0,45	3	5,20	0,76	5,20
	Positivo - Tramo c	687	14	10,48	16,98	0,45	3	1,84	0,36	1,84
	Negativo - Tramo c/d	5494	14	29,65	36,15	0,45	3	5,20	0,76	5,20
	Positivo - Tramo d	3434	14	23,44	29,94	0,45	3	4,11	0,63	4,11
	Negativo - Tramo d/e	6043	14	31,09	37,59	0,45	3	5,45	0,79	5,45
V24	Negativo - Tramo a/b	1923	14	17,54	24,04	0,45	3	3,07	0,50	3,07
	Positivo - Tramo b	11262	14	42,45	48,95	0,45	3	7,44	1,03	7,44
V25	Positivo Tramo a	11262	14	42,45	48,95	0,45	3	7,44	1,03	7,44
	Negativo Tramo a/b	1923	14	17,54	24,04	0,45	3	3,07	0,50	3,07
V26	Negativo - Tramo a/b	3296	14	22,96	29,46	0,45	3	4,02	0,62	4,02
	Positivo - Tramo b	2472	14	19,89	26,39	0,45	3	3,49	0,55	3,49
	Negativo - Tramo b/c	3296	14	22,96	29,46	0,45	3	4,02	0,62	4,02
	Positivo - Tramo c	687	14	10,48	16,98	0,45	3	1,84	0,36	1,84
	Negativo - Tramo c/d	3296	14	22,96	29,46	0,45	3	4,02	0,62	4,02
	Positivo - Tramo d	2472	14	19,89	26,39	0,45	3	3,49	0,55	3,49
	Negativo - Tramo d/e	3296	14	22,96	29,46	0,45	3	4,02	0,62	4,02

Fonte: Os Autores.

Conforme esperado, para todas as vigas as áreas de aço necessárias são maiores quando comparadas às vigas da situação "a". Isso se dá pela redução do braço de alavanca, que por sua vez se dá pela diminuição da altura útil e da altura da viga.

5.4 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS NA SITUAÇÃO "C"

Na situação "c" de dimensionamento as vigas foram condicionadas a uma situação correspondente à fronteira entre os domínios 3 e 4, ou seja, limite entre seção subarmada com ruptura balanceada (domínio 3) e uma seção superarmada com ruptura frágil por compressão (domínio 4).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), esta situação de dimensionamento não é permitida, porém apresenta a possibilidade de dimensionamento de armaduras de confinamento para garantir a ductilidade dos elementos estruturais em situações com a relação $x/d \geq 0,45$.

Sendo assim, o dimensionamento das vigas na situação "c" se deu pela determinação de uma área de aço longitudinal responsável pelos esforços de flexão

e uma área de aço transversal responsável pela garantia da ductilidade (armadura de confinamento).

5.4.1 Armadura longitudinal

Os dimensionamentos das armaduras longitudinais das vigas da situação "c" estão apresentados na Tabela 9 e o dimensionamento completo da viga V3 consta no Apêndice C.

Tabela 9 - Tabela de Dimensionamento à Flexão Vigas Situação "c"

(continua)

Viga	Momento-Seção	M _d (kN.cm)	b _w (cm)	d _{3/4} (cm)	h (cm)	KX - x/d	Domínio	A _s (cm ²)	A _{s,min} (cm ²)	A _{s,adot} (cm ²)
V3	Negativo - Extremo a	3708	17	19,54	26,04	0,6287	3 e 4	5,83	0,66	5,83
	Positivo - Tramo a	20326	17	45,74	52,24	0,6287	3 e 4	13,65	1,33	13,65
	Negativo - Tramo a/b	21562	17	47,11	53,61	0,6287	3 e 4	14,06	1,37	14,06
	Positivo - Tramo b	11399	17	34,26	40,76	0,6287	3 e 4	10,23	1,04	10,23
	Negativo - Tramo b/c	21562	17	47,11	53,61	0,6287	3 e 4	14,06	1,37	14,06
	Positivo - Tramo c	20326	17	45,74	52,24	0,6287	3 e 4	13,65	1,33	13,65
	Negativo - Extremo c	3708	17	19,54	26,04	0,6287	3 e 4	5,83	0,66	5,83
V7	Negativo - Extremo a	3021	17	17,64	24,14	0,6287	3 e 4	5,26	0,62	5,26
	Positivo - Tramo a	16343	17	41,02	47,52	0,6287	3 e 4	12,24	1,21	12,24
	Negativo - Tramo a/b	19502	17	44,81	51,31	0,6287	3 e 4	13,37	1,31	13,37
	Positivo - Tramo b	8652	17	29,84	36,34	0,6287	3 e 4	8,91	0,93	8,91
	Negativo - Tramo b/c	19502	17	44,81	51,31	0,6287	3 e 4	13,37	1,31	13,37
	Positivo - Tramo c	16343	17	41,02	47,52	0,6287	3 e 4	12,24	1,21	12,24
	Negativo - Extremo c	3021	17	17,64	24,14	0,6287	3 e 4	5,26	0,62	5,26
V9	Negativo - Extremo a	3021	17	17,64	24,14	0,6287	3 e 4	5,26	0,62	5,26
	Positivo - Tramo a	16343	17	41,02	47,52	0,6287	3 e 4	12,24	1,21	12,24
	Negativo - Tramo a/b	19502	17	44,81	51,31	0,6287	3 e 4	13,37	1,31	13,37
	Positivo - Tramo b	8652	17	29,84	36,34	0,6287	3 e 4	8,91	0,93	8,91
	Negativo - Tramo b/c	19502	17	44,81	51,31	0,6287	3 e 4	13,37	1,31	13,37
	Positivo - Tramo c	16343	17	41,02	47,52	0,6287	3 e 4	12,24	1,21	12,24
	Negativo - Extremo c	3021	17	17,64	24,14	0,6287	3 e 4	5,26	0,62	5,26
V12	Negativo - Extremo a	3708	17	19,54	26,04	0,6287	3 e 4	5,83	0,66	5,83
	Positivo - Tramo a	20326	17	45,74	52,24	0,6287	3 e 4	13,65	1,33	13,65
	Negativo - Tramo a/b	21562	17	47,11	53,61	0,6287	3 e 4	14,06	1,37	14,06
	Positivo - Tramo b	11399	17	34,26	40,76	0,6287	3 e 4	10,23	1,04	10,23
	Negativo - Tramo b/c	21562	17	47,11	53,61	0,6287	3 e 4	14,06	1,37	14,06
	Positivo - Tramo c	20326	17	45,74	52,24	0,6287	3 e 4	13,65	1,33	13,65
	Negativo - Extremo c	3708	17	19,54	26,04	0,6287	3 e 4	5,83	0,66	5,83

Tabela 10 - Tabela de Dimensionamento à Flexão Vigas Situação "c"

(conclusão)

Viga	Momento-Seção	M _d (kN.cm)	b _w (cm)	d _{3/4} (cm)	h (cm)	KX - x/d	Domínio	A _s (cm ²)	A _{s, mín} (cm ²)	A _{s, adot} (cm ²)
V17	Negativo - Tramo a/b	3296	14	20,30	26,80	0,6287	3 e 4	4,99	0,56	4,99
	Positivo - Tramo b	2472	14	17,58	24,08	0,6287	3 e 4	4,32	0,51	4,32
	Negativo - Tramo b/c	3296	14	20,30	26,80	0,6287	3 e 4	4,99	0,56	4,99
	Positivo - Tramo c	687	14	9,26	15,76	0,6287	3 e 4	2,28	0,33	2,28
	Negativo - Tramo c/d	3296	14	20,30	26,80	0,6287	3 e 4	4,99	0,56	4,99
	Positivo - Tramo d	2472	14	17,58	24,08	0,6287	3 e 4	4,32	0,51	4,32
	Negativo - Tramo d/e	3296	14	20,30	26,80	0,6287	3 e 4	4,99	0,56	4,99
V18	Negativo - Tramo a/b	1923	14	15,50	22,00	0,6287	3 e 4	3,81	0,46	3,81
	Positivo - Tramo b	11262	14	37,52	44,02	0,6287	3 e 4	9,22	0,92	9,22
V19	Positivo Tramo a	11262	14	37,52	44,02	0,6287	3 e 4	9,22	0,92	9,22
	Negativo Tramo a/b	1923	14	15,50	22,00	0,6287	3 e 4	3,81	0,46	3,81
V20	Negativo - Tramo a/b	6043	14	27,48	33,98	0,6287	3 e 4	6,76	0,71	6,76
	Positivo - Tramo b	3434	14	20,72	27,22	0,6287	3 e 4	5,09	0,57	5,09
	Negativo - Tramo b/c	5494	14	26,20	32,70	0,6287	3 e 4	6,44	0,69	6,44
	Positivo - Tramo c	687	14	9,26	15,76	0,6287	3 e 4	2,28	0,33	2,28
	Negativo - Tramo c/d	5494	14	26,20	32,70	0,6287	3 e 4	6,44	0,69	6,44
	Positivo - Tramo d	3434	14	20,72	27,22	0,6287	3 e 4	5,09	0,57	5,09
	Negativo - Tramo d/e	6043	14	27,48	33,98	0,6287	3 e 4	6,76	0,71	6,76
V21	Negativo - Tramo a/b	1923	14	15,50	22,00	0,6287	3 e 4	3,81	0,46	3,81
	Positivo - Tramo b	11262	14	37,52	44,02	0,6287	3 e 4	9,22	0,92	9,22
V22	Positivo Tramo a	11262	14	37,52	44,02	0,6287	3 e 4	9,22	0,92	9,22
	Negativo Tramo a/b	1923	14	15,50	22,00	0,6287	3 e 4	3,81	0,46	3,81
V23	Negativo - Tramo a/b	6043	14	27,48	33,98	0,6287	3 e 4	6,76	0,71	6,76
	Positivo - Tramo b	3434	14	20,72	27,22	0,6287	3 e 4	5,09	0,57	5,09
	Negativo - Tramo b/c	5494	14	26,20	32,70	0,6287	3 e 4	6,44	0,69	6,44
	Positivo - Tramo c	687	14	9,26	15,76	0,6287	4 e 4	2,28	0,33	2,28
	Negativo - Tramo c/d	5494	14	26,20	32,70	0,6287	3 e 4	6,44	0,69	6,44
	Positivo - Tramo d	3434	14	20,72	27,22	0,6287	3 e 4	5,09	0,57	5,09
	Negativo - Tramo d/e	6043	14	27,48	33,98	0,6287	3 e 4	6,76	0,71	6,76
V24	Negativo - Tramo a/b	1923	14	15,50	22,00	0,6287	3 e 4	3,81	0,46	3,81
	Positivo - Tramo b	11262	14	37,52	44,02	0,6287	3 e 4	9,22	0,92	9,22
V25	Positivo Tramo a	11262	14	37,52	44,02	0,6287	3 e 4	9,22	0,92	9,22
	Negativo Tramo a/b	1923	14	15,50	22,00	0,6287	3 e 4	3,81	0,46	3,81
V26	Negativo - Tramo a/b	3296	14	20,30	26,80	0,6287	3 e 4	4,99	0,56	4,99
	Positivo - Tramo b	2472	14	17,58	24,08	0,6287	3 e 4	4,32	0,51	4,32
	Negativo - Tramo b/c	3296	14	20,30	26,80	0,6287	3 e 4	4,99	0,56	4,99
	Positivo - Tramo c	687	14	9,26	15,76	0,6287	4 e 4	2,28	0,33	2,28
	Negativo - Tramo c/d	3296	14	20,30	26,80	0,6287	3 e 4	4,99	0,56	4,99
	Positivo - Tramo d	2472	14	17,58	24,08	0,6287	3 e 4	4,32	0,51	4,32
	Negativo - Tramo d/e	3296	14	20,30	26,80	0,6287	3 e 4	4,99	0,56	4,99

Fonte: Os Autores.

Como esperado, para todas as situações, as áreas de aço deste dimensionamento apresentaram valores superiores ao dimensionamento das situações “a” e “b”. Isso se deve ao fato das seções possuírem uma altura útil menor que as situações citadas, diminuindo o braço de alavanca e a altura da seção.

5.4.2 Armadura de confinamento

Para situações onde a relação $x/d \leq 0,45$ não é atendida, como é o caso da situação analisada, podem ser adotadas armaduras que causem confinamento nas peças sujeitas à flexão, conforme cita o item 14.6.4.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Portanto, para efeito de estudo e análise do consumo de aço, o dimensionamento da armadura de confinamento para as vigas analisadas estão apresentados na Tabela 11 de forma resumida, e o dimensionamento completo para a viga V3 encontra-se no Apêndice D

O dimensionamento seguiu as recomendações do modelo desenvolvido por Delalibera (2002), modelo este que adota estribos na seção comprimida, com o objetivo de confinamento do concreto nesta região.

Tabela 11 - Tabela de Dimensionamento das Armaduras de Confinamento Vigas Situação "c"
(continua)

Viga	Momento-Seção	$\rho_{sw, conf}$	b_{cx} (cm)	b_{cy} (cm)	S_{adot} (cm)	ϵ_{st} (‰)	$ID_{pós\ pico}$	$A_{sw, conf}$ (cm ²)	Bitola (mm)
V3	Negativo - Extremo a	0,032	9,28	9,28	6,5	2,07	1,215	1,05	8
	Positivo - Tramo a	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,36	8
	Negativo - Tramo a/b	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,37	8
	Positivo - Tramo b	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,21	8
	Negativo - Tramo b/c	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,37	8
	Positivo - Tramo c	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,36	8
	Negativo - Extremo c	0,032	9,28	9,28	6,5	2,07	1,215	1,05	8
V7	Negativo - Extremo a	0,032	8,09	8,09	7,5	2,07	1,203	1,12	8
	Positivo - Tramo a	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,31	8
	Negativo - Tramo a/b	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,35	8
	Positivo - Tramo b	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,14	8
	Negativo - Tramo b/c	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,35	8
	Positivo - Tramo c	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,31	8
	Negativo - Extremo c	0,032	8,09	8,09	7,5	2,07	1,203	1,12	8
V9	Negativo - Extremo a	0,032	8,09	8,09	7,5	2,07	1,203	1,12	8
	Positivo - Tramo a	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,31	8
	Negativo - Tramo a/b	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,35	8
	Positivo - Tramo b	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,14	8
	Negativo - Tramo b/c	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,35	8
	Positivo - Tramo c	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,31	8
	Negativo - Extremo c	0,032	8,09	8,09	7,5	2,07	1,203	1,12	8

Tabela 12 - Tabela de Dimensionamento das Armaduras de Confinamento Vigas Situação "c"
(continua)

Viga	Momento-Seção	$\rho_{sw, conf}$	b_{cx} (cm)	b_{cy} (cm)	S_{adot} (cm)	ϵ_{st} (‰)	$ID_{pós\ pico}$	$A_{sw, conf}$ (cm ²)	Bitola (mm)
V12	Negativo - Extremo a	0,032	9,28	9,28	6,5	2,07	1,215	1,05	8
	Positivo - Tramo a	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,36	8
	Negativo - Tramo a/b	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,37	8
	Positivo - Tramo b	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,21	8
	Negativo - Tramo b/c	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,37	8
	Positivo - Tramo c	0,032	11,00	11,00	5,5	2,07	1,228	1,36	8
	Negativo - Extremo c	0,032	9,28	9,28	6,5	2,07	1,215	1,05	8
V17	Negativo - Tramo a/b	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,06	8
	Positivo - Tramo b	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	0,96	8
	Negativo - Tramo b/c	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,06	8
	Positivo - Tramo c	0,032	2,82	2,82	22	2,07	1,097	1,47	8
	Negativo - Tramo c/d	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,06	8
	Positivo - Tramo d	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	0,96	8
	Negativo - Tramo d/e	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,06	8
V18	Negativo - Tramo a/b	0,032	6,75	6,75	9	2,07	1,185	1,05	8
	Positivo - Tramo b	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,38	8
V19	Positivo Tramo a	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,38	8
	Negativo Tramo a/b	0,032	6,75	6,75	9	2,07	1,185	1,05	8
V20	Negativo - Tramo a/b	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,23	8
	Positivo - Tramo b	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,07	8
	Negativo - Tramo b/c	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,20	8
	Positivo - Tramo c	0,032	2,82	2,82	22	2,07	1,097	1,47	8
	Negativo - Tramo c/d	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,20	8
	Positivo - Tramo d	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,07	8
	Negativo - Tramo d/e	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,23	8
V21	Negativo - Tramo a/b	0,032	6,75	6,75	9	2,07	1,185	1,05	8
	Positivo - Tramo b	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,38	8
V22	Positivo Tramo a	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,38	8
	Negativo Tramo a/b	0,032	6,75	6,75	9	2,07	1,185	1,05	8
V23	Negativo - Tramo a/b	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,23	8
	Positivo - Tramo b	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,07	8
	Negativo - Tramo b/c	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,20	8
	Positivo - Tramo c	0,032	2,82	2,82	22	2,07	1,097	1,47	8
	Negativo - Tramo c/d	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,20	8
	Positivo - Tramo d	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,07	8
	Negativo - Tramo d/e	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,23	8
V24	Negativo - Tramo a/b	0,032	6,75	6,75	9	2,07	1,185	1,05	8
	Positivo - Tramo b	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,38	8
V25	Positivo Tramo a	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,38	8
	Negativo Tramo a/b	0,032	6,75	6,75	9	2,07	1,185	1,05	8

Tabela 13 - Tabela de Dimensionamento das Armaduras de Confinamento Vigas Situação "c" (conclusão)

Viga	Momento-Seção	$\rho_{sw, conf}$	b_{cx} (cm)	b_{cy} (cm)	S_{adot} (cm)	ϵ_{st} (‰)	$ID_{pós\ pico}$	$A_{sw, conf}$ (cm ²)	Bitola (mm)
V26	Negativo - Tramo a/b	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,06	8
	Positivo - Tramo b	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	0,96	8
	Negativo - Tramo b/c	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,06	8
	Positivo - Tramo c	0,032	2,82	2,82	22	2,07	1,097	1,47	8
	Negativo - Tramo c/d	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,06	8
	Positivo - Tramo d	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	0,96	8
	Negativo - Tramo d/e	0,032	8,00	8,00	7,5	2,07	1,203	1,06	8

Fonte: Os Autores.

Além do acréscimo de armadura longitudinal, no dimensionamento no limite entre os domínios 3 e 4, a área necessária de estribos de confinamento apresentam altos valores, proporcionando gastos demasiados com aço. Conforme foi determinado, para algumas seções o resultado foi de estribo de 8 mm a cada 5,5 cm.

É necessário considerar ainda, que além do gasto material, tem-se a dificuldade em se executar uma armadura com esta configuração, por isso essa solução não é viável executivamente.

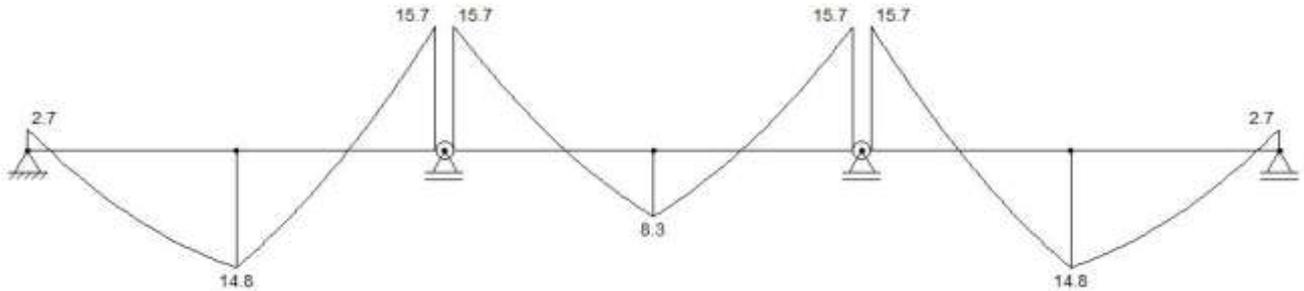
5.5 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS NA SITUAÇÃO "D"

5.5.1 Esforços redistribuídos

Utilizando o software Ftool foi possível realizar a análise de redistribuição dos momentos fletores nas vigas analisadas. A redistribuição foi realizada tentando-se igualar os momentos fletores dos apoios (negativos) com os momentos fletores dos vãos (positivos). Portanto, a redistribuição foi um processo iterativo que correspondeu em determinações aleatórias dos valores de equilíbrio das vigas em questão, porém respeitando sempre o coeficiente de redistribuição de 0,75 indicado pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

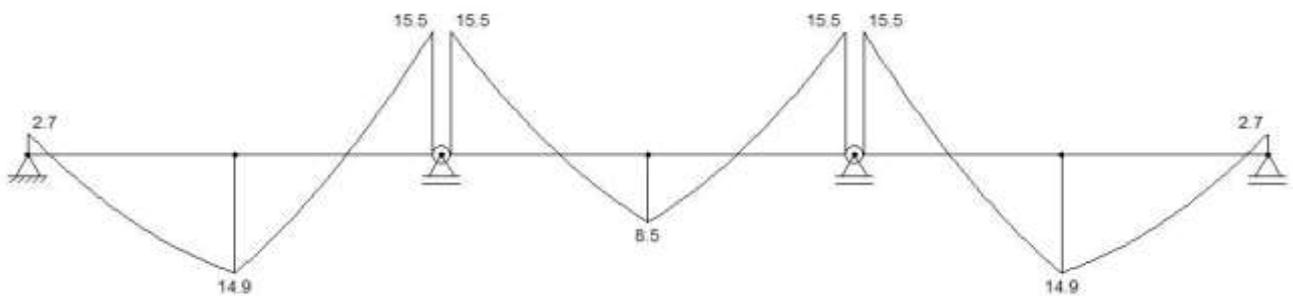
Na Figura 13 e Figura 14 são apresentados os gráficos de momento fletor das situações inicial e redistribuída, respectivamente, para a viga V3. Os demais diagramas das vigas são apresentados no Apêndice E. Para as vigas V18, V19, V21, V22, V24 e V25 não foram realizadas redistribuições devido à sua disposição estrutural.

Figura 13 - Gráfico Momento Fletor Viga V3



Fonte: Os Autores.

Figura 14 - Gráfico Momento Fletor Redistribuído Viga V3



Fonte: Os autores.

5.5.2 Dimensionamento

O dimensionamento da situação “d” consistiu em determinar as áreas de aço para as redistribuições realizadas nas vigas. Os valores do dimensionamento estão apresentados na Tabela 14 e o dimensionamento completo da viga V3 é apresentado no Apêndice C.

Para as situações onde não foram realizadas as redistribuições, os valores dos momentos fletores utilizados são iguais ao da situação “a”, ou seja, sem redistribuição.

Tabela 14 - Tabela Dimensionamento à Flexão Vigas Situação "d"

(continua)

Viga	Momento-Seção	$M_{x, inicial}$ (tf.m)	δ	$M_{x, redis.}$ (tf.m)	M_d (kNxcn)	Limite x/d	KX - x/d	A_s (cm ²)	$A_{s, min}$ (cm ²)	$A_{s, adot}$ (cm ²)
V3	Negativo - Extremo a	2,7	1,00	2,7	3708	0,45	0,0758	1,64	1,53	1,64
	Positivo - Tramo a	14,8	-	14,9	20464	-	0,4253	10,60	1,53	10,60
	Negativo - Tramo a/b	15,7	0,99	15,5	21289	0,44	0,4365	11,03	1,53	11,03
	Positivo - Tramo b	8,3	-	8,5	11674	-	0,2264	5,52	1,53	5,52
	Negativo - Tramo b/c	15,7	0,99	15,5	21289	0,44	0,4365	11,09	1,53	11,09
	Positivo - Tramo c	14,8	-	14,9	20464	-	0,4253	10,60	1,53	10,60
	Negativo - Extremo c	2,7	1,00	2,7	3708	0,45	0,0758	1,64	1,53	1,64
V7	Negativo - Extremo a	2,2	1,00	2,2	3021	0,45	0,0603	1,33	1,53	1,53
	Positivo - Tramo a	11,9	-	12,6	17305	-	0,3405	8,61	1,53	8,61
	Negativo - Tramo a/b	14,2	0,89	12,7	17443	0,36	0,3506	8,72	1,53	8,72
	Positivo - Tramo b	6,3	-	7,8	10713	-	0,1998	5,01	1,53	5,01
	Negativo - Tramo b/c	14,2	0,89	12,7	17443	0,36	0,3506	8,72	1,53	8,72
	Positivo - Tramo c	11,9	-	12,6	17305	-	0,3405	8,61	1,53	8,61
	Negativo - Extremo c	2,2	1,00	2,2	3021	0,45	0,0603	1,33	1,53	1,53
V9	Negativo - Extremo a	2,2	1,00	2,2	3021	0,45	0,0603	1,33	1,53	1,53
	Positivo - Tramo a	11,9	-	12,6	17305	-	0,3405	8,61	1,53	8,61
	Negativo - Tramo a/b	14,2	0,89	12,7	17443	0,36	0,3506	8,72	1,53	8,72
	Positivo - Tramo b	6,3	-	7,8	10713	-	0,1998	5,01	1,53	5,01
	Negativo - Tramo b/c	14,2	0,89	12,7	17443	0,36	0,3506	8,72	1,53	8,72
	Positivo - Tramo c	11,9	-	12,6	17305	-	0,3405	8,61	1,53	8,61
	Negativo - Extremo c	2,2	1,00	2,2	3021	0,45	0,0603	1,33	1,53	1,53
V12	Negativo - Extremo a	2,7	1,00	2,7	3708	0,45	0,0758	1,64	1,53	1,64
	Positivo - Tramo a	14,8	-	14,9	20464	-	0,4253	10,60	1,53	10,60
	Negativo - Tramo a/b	15,7	0,99	15,5	21289	0,44	0,4365	11,03	1,53	11,03
	Positivo - Tramo b	8,3	-	8,5	11674	-	0,2264	5,52	1,53	5,52
	Negativo - Tramo b/c	15,7	0,99	15,5	21289	0,44	0,4365	11,09	1,53	11,09
	Positivo - Tramo c	14,8	-	14,9	20464	-	0,4253	10,60	1,53	10,60
	Negativo - Extremo c	2,7	1,00	2,7	3708	0,45	0,0758	1,64	1,53	1,64
V17	Negativo - Tramo a/b	2,4	0,88	2,1	2884	0,35	0,0995	1,59	1,05	1,59
	Positivo - Tramo b	1,8	-	2,1	2884	-	0,0995	1,59	1,05	1,59
	Negativo - Tramo b/c	2,4	0,88	2,1	2884	0,35	0,0995	1,59	1,05	1,59
	Positivo - Tramo c	0,5	-	0,5	687	-	0,0298	0,37	1,05	1,05
	Negativo - Tramo c/d	2,4	0,88	2,1	2884	0,35	0,0995	1,59	1,05	1,59
	Positivo - Tramo d	1,8	-	2,1	2884	-	0,0995	1,59	1,05	1,59
	Negativo - Tramo d/e	2,4	0,88	2,1	2884	0,35	0,0995	1,59	1,05	1,59
V18	Negativo - Tramo a/b	1,4	1,00	1,4	1923	0,45	0,0758	1,05	1,05	1,05
	Positivo - Tramo b	8,2	-	8,2	11262	-	0,4253	7,18	1,05	7,18
V19	Positivo Tramo a	8,2	-	8,2	11262	-	0,4253	7,18	1,05	7,18
	Negativo Tramo a/b	1,4	1,00	1,4	1923	0,45	0,0758	1,05	1,05	1,05
V20	Negativo - Tramo a/b	4,4	0,77	3,4	4670	0,27	0,1569	2,63	1,05	2,63
	Positivo - Tramo b	2,5	-	3,3	4532	-	0,1569	2,56	1,05	2,56
	Negativo - Tramo b/c	4	0,85	3,4	4670	0,33	0,1569	2,63	1,05	2,63
	Positivo - Tramo c	0,5	1,00	0,5	687	0,45	0,0298	0,37	1,05	1,05
	Negativo - Tramo c/d	4	0,85	3,4	4670	0,33	0,1569	2,63	1,05	2,63
	Positivo - Tramo d	2,5	-	3,3	4532	-	0,1569	2,56	1,05	2,56
	Negativo - Tramo d/e	4,4	0,77	3,4	4670	0,27	0,1569	2,63	1,05	2,63

Tabela 15 - Tabela Dimensionamento à Flexão Vigas Situação "d"

(conclusão)

Viga	Momento-Seção	$M_{x, inicial}$ (tf.m)	δ	$M_{x, redis.}$ (tf.m)	M_d (kNxcm)	Limite x/d	$KX - x/d$	A_s (cm ²)	$A_{s, mín}$ (cm ²)	$A_{s, adot}$ (cm ²)
V21	Negativo - Tramo a/b	1,4	1,00	1,4	1923	0,45	0,0758	1,05	1,05	1,05
	Positivo - Tramo b	8,2	-	8,2	11262	-	0,4253	7,18	1,05	7,18
V22	Positivo Tramo a	8,2	-	8,2	11262	-	0,4253	7,18	1,05	7,18
	Negativo Tramo a/b	1,4	1,00	1,4	1923	0,45	0,0758	1,05	1,05	1,05
V23	Negativo - Tramo a/b	4,4	0,77	3,4	4670	0,27	0,1569	2,63	1,05	2,63
	Positivo - Tramo b	2,5	-	3,3	4532	-	0,1569	2,56	1,05	2,56
	Negativo - Tramo b/c	4	0,85	3,4	4670	0,33	0,1569	2,63	1,05	2,63
	Positivo - Tramo c	0,5	1,00	0,5	687	0,45	0,0298	0,37	1,05	1,05
	Negativo - Tramo c/d	4	0,85	3,4	4670	0,33	0,1569	2,63	1,05	2,63
	Positivo - Tramo d	2,5	-	3,3	4532	-	0,1569	2,56	1,05	2,56
	Negativo - Tramo d/e	4,4	0,77	3,4	4670	0,27	0,1569	2,63	1,05	2,63
V24	Negativo - Tramo a/b	1,4	1,00	1,4	1923	0,45	0,0758	1,05	1,05	1,05
	Positivo - Tramo b	8,2	-	8,2	11262	-	0,4253	7,18	1,05	7,18
V25	Positivo Tramo a	8,2	-	8,2	11262	-	0,4253	7,18	1,05	7,18
	Negativo Tramo a/b	1,4	1,00	1,4	1923	0,45	0,0758	1,05	1,05	1,05
V26	Negativo - Tramo a/b	2,4	0,88	2,1	2884	0,35	0,0995	1,59	1,05	1,59
	Positivo - Tramo b	1,8	-	2,1	2884	-	0,0995	1,59	1,05	1,59
	Negativo - Tramo b/c	2,4	0,88	2,1	2884	0,35	0,0995	1,59	1,05	1,59
	Positivo - Tramo c	0,5	-	0,5	687	-	0,0298	0,37	1,05	1,05
	Negativo - Tramo c/d	2,4	0,88	2,1	2884	0,35	0,0995	1,59	1,05	1,59
	Positivo - Tramo d	1,8	-	2,1	2884	-	0,0995	1,59	1,05	1,59
	Negativo - Tramo d/e	2,4	0,88	2,1	2884	0,35	0,0995	1,59	1,05	1,59

Fonte: Os Autores.

Conforme esperado, alguns valores de área de aço longitudinal apresentaram-se maiores que a situação "a" e outros se apresentaram menores. Isso ocorre devido à redistribuição dos momentos, que faz com que os momentos negativos redistribuídos diminuam e os momentos positivos redistribuídos aumentem. A análise desta situação consiste em avaliar se as redistribuições acarretam uma diminuição no consumo de aço.

5.6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para realizar a análise dos dimensionamentos para as situações "a", "b", "c" e "d" foram adotadas as vigas V3, V12, V20 e V23. A análise foi pautada na comparação das áreas de aço longitudinal e área de concreto para cada uma das situações. Por fim foi elaborado um resumo geral com as somatórias das áreas de

aço e de concreto com o objetivo de analisar o dimensionamento de toda a planta de formas.

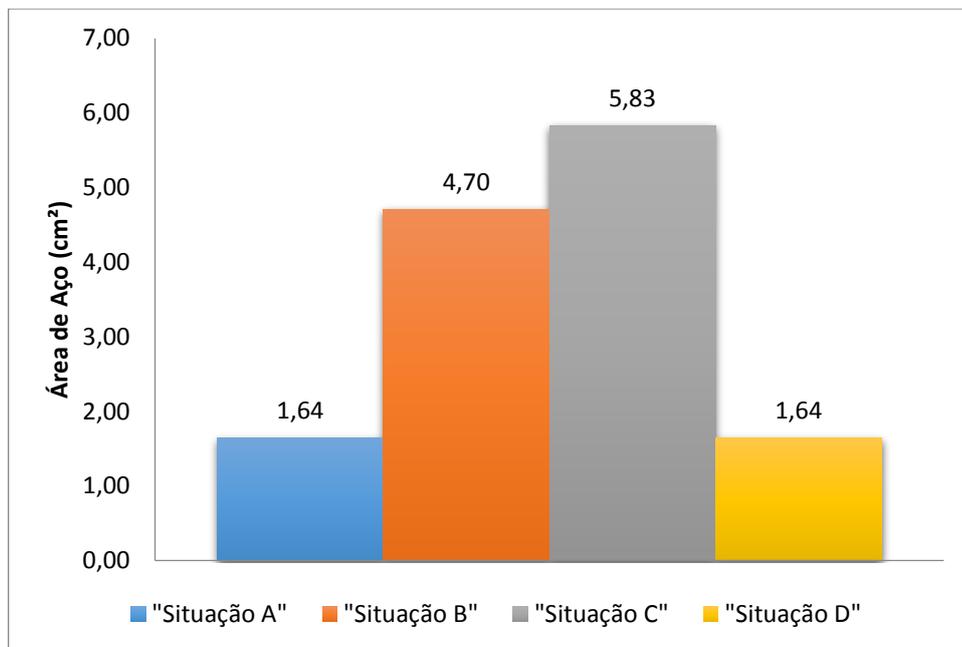
As vigas V3 e V12, iguais nas dimensões e esforços, apresentam os tramos a, b e c, sendo a e c simétricos.

As vigas V20 e V23, iguais nas dimensões e esforços, apresentam os tramos a, b, c, d e e, sendo a e e simétricos e também b e d simétricos.

5.6.1 Análise das Vigas V3 e V12 nos Apoios

Para o momento fletor negativo atuante nos apoios destas vigas, a Figura 15 e a Figura 16 apresentam, respectivamente, as áreas de aço longitudinal e de concreto em todas as situações de dimensionamento.

Figura 15 - Gráfico Área de Aço Vigas V3 e V12 Momento Fletor Negativo Extremidades a e c



Fonte: Os Autores.

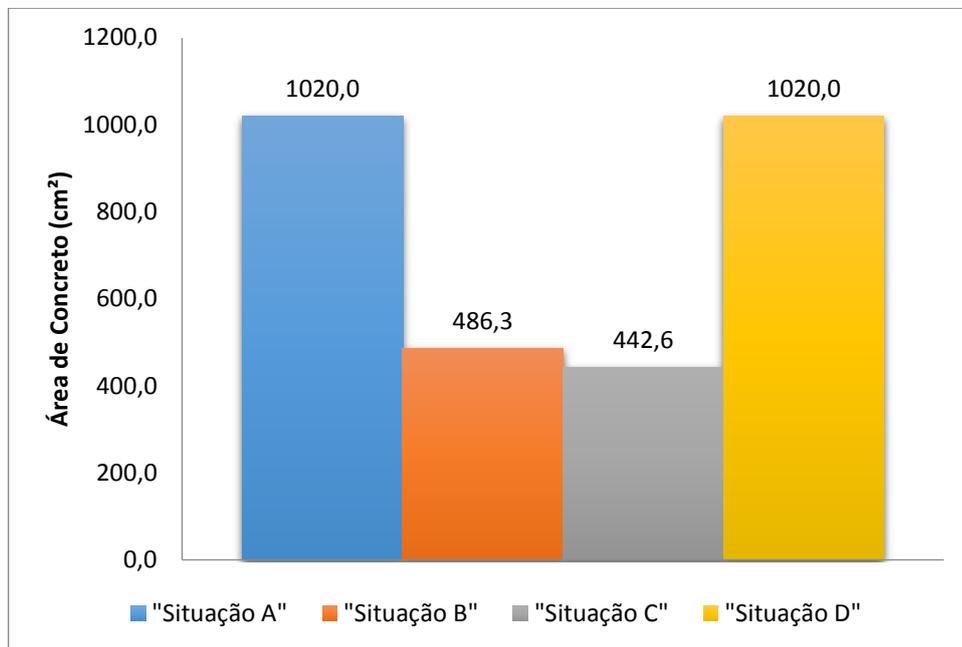
Conforme pode ser observado na Figura 15, as áreas de aço para a situação “b” e “c” aumentam em relação à situação “a”, e isso se deve à aproximação dessas seções em relação ao domínio 4 de deformações, que faz com que o braço de alavanca diminua e necessite-se mais área de aço para resistir ao momento fletor.

Para a situação “b” tem-se um aumento de 185,58% e para a situação “c” tem-se um aumento de 255,49% da área de aço longitudinal, porém para a situação “c” o consumo de aço é mais elevado ainda, devido à necessidade da armadura de confinamento.

A situação “d” apresenta o mesmo valor de área de aço que a situação “a” devido ao fato de não ter sido considerada a redistribuição do momento fletor atuante nesta seção.

As variações acentuadas das áreas de aço longitudinal e área de concreto para as seções de extremidade das vigas V3 e V12 devem-se ao fato de na situação “a” a viga estar com uma altura que ocasiona uma relação $x/d = 0,0785$, distante do limite 0,45 e da relação $x/d = 0,628$ limite do domínio 3 e 4, condições de dimensionamento das situações “b” e “c”, respectivamente.

Figura 16 - Gráfico Área de Concreto Vigas V3 e V12 Momento Fletor Negativo Extremidades a e c



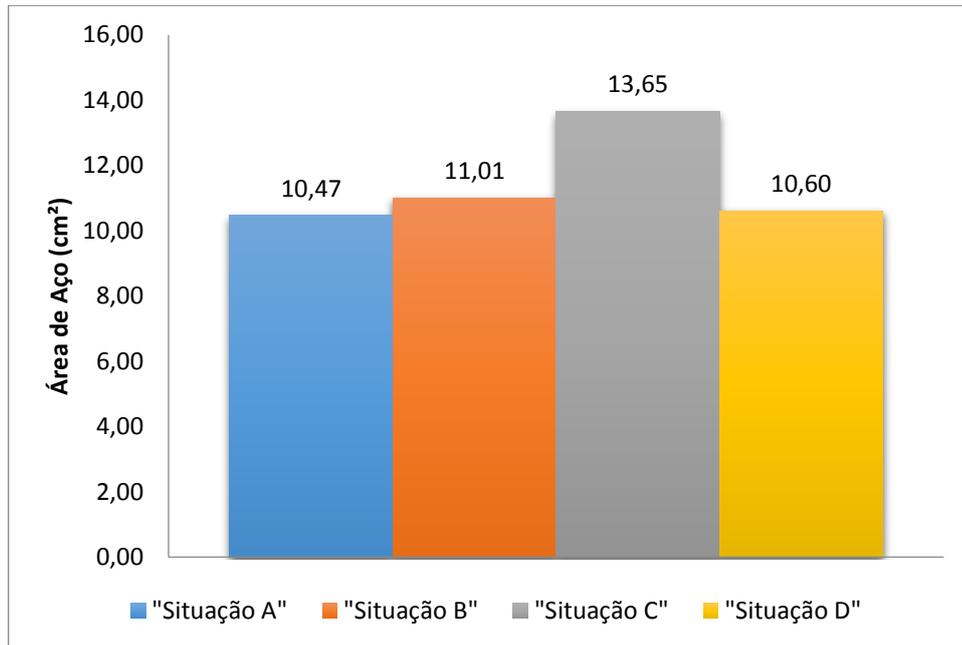
Fonte: Os Autores.

Conforme pode ser observado na Figura 16, a seção de concreto das vigas diminui para os casos “b” e “c” em relação à situação “a”, reduzindo assim o consumo de concreto. Para a situação “b” da seção analisada, tem-se uma redução de 52,32% e para a situação “c” uma redução de 56,61%.

5.6.2 Análise das Vigas V3 e V12 nos Tramos a e b

Para o momento fletor positivo atuante nos tramos a e c das vigas V3 e V12, a Figura 17 e a Figura 18 apresentam, respectivamente, as áreas de aço longitudinal e de concreto em todas as situações de dimensionamento.

Figura 17 - Gráfico Área de Aço Vigas V3 e V12 Momento Fletor Positivo Tramos a e c

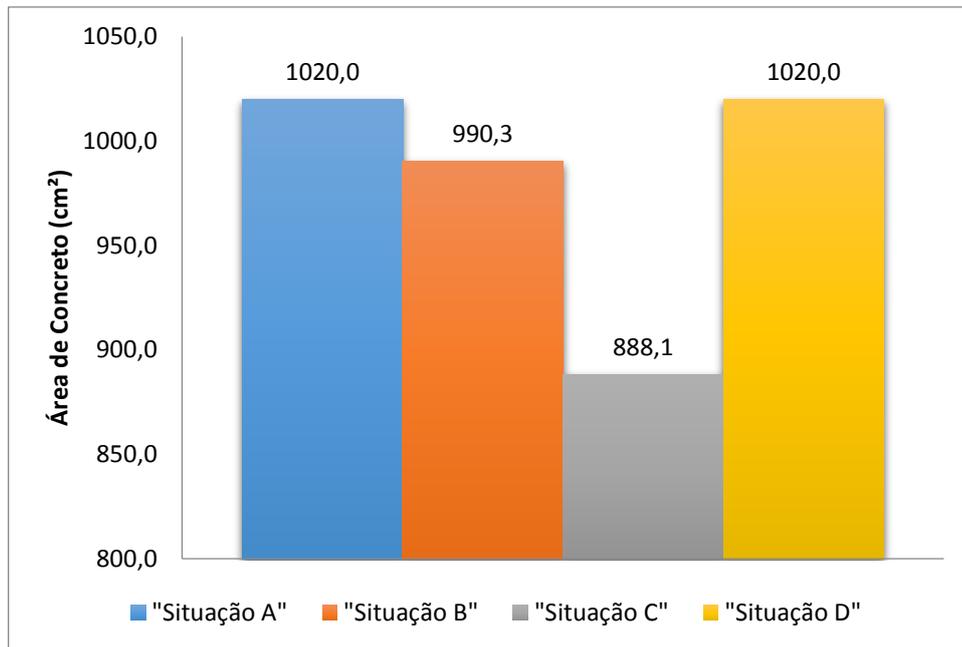


Fonte: Os Autores.

A variação da área de aço para a situação “b” em relação à situação “a”, com um aumento de 5,16%, apresenta-se com um valor pequeno devido à proximidade da relação $x/d = 0,4143$ com o limite de 0,45, condição de dimensionamento da situação “b”. Já a relação “c” apresenta um aumento de 30,37% do consumo da área de aço longitudinal.

Conforme pode ser analisado na Figura 17, a situação “d” apresenta uma área de aço de 10,60 cm², ou seja, com um aumento de 1,24% em relação à situação “a”. Isso se deve ao fato de na redistribuição dos momentos o momento fletor positivo atuante nos tramos a e c das vigas V3 e V12 aumentar o seu valor de 14,8 tf.m para 14,9 tf.m.

Figura 18 - Gráfico Área de Concreto Vigas V3 e V12 Momento Fletor Positivo Tramos a e c



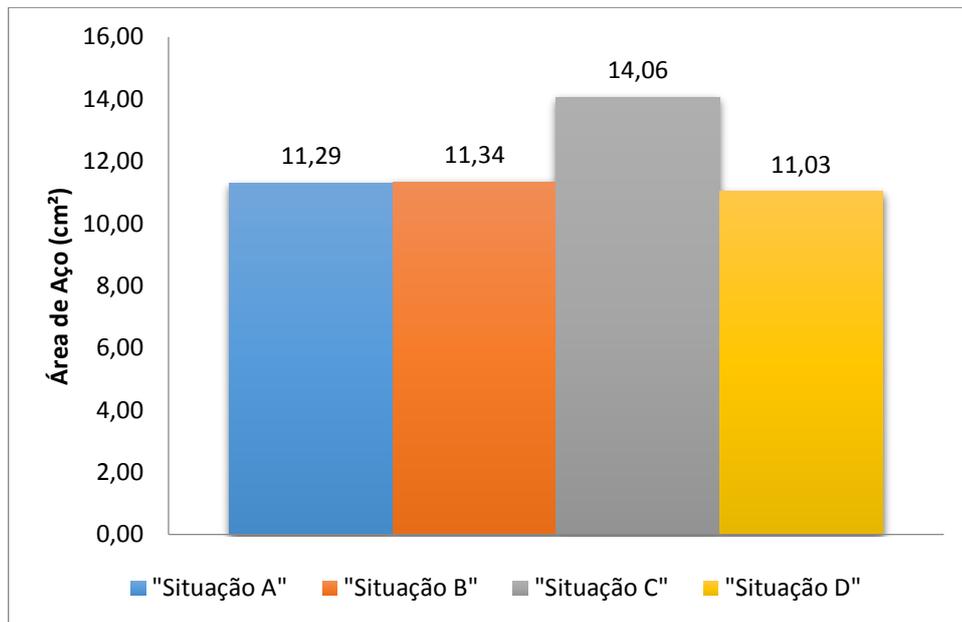
Fonte: Os Autores.

Conforme esperado, as áreas de concreto para as situações “b” e “c” diminuem em relação à situação “a”, com 2,91% e 12,91%, respectivamente.

5.6.3 Análise das Vigas V3 e V12 nos Apoios dos Tramos a/b e b/c

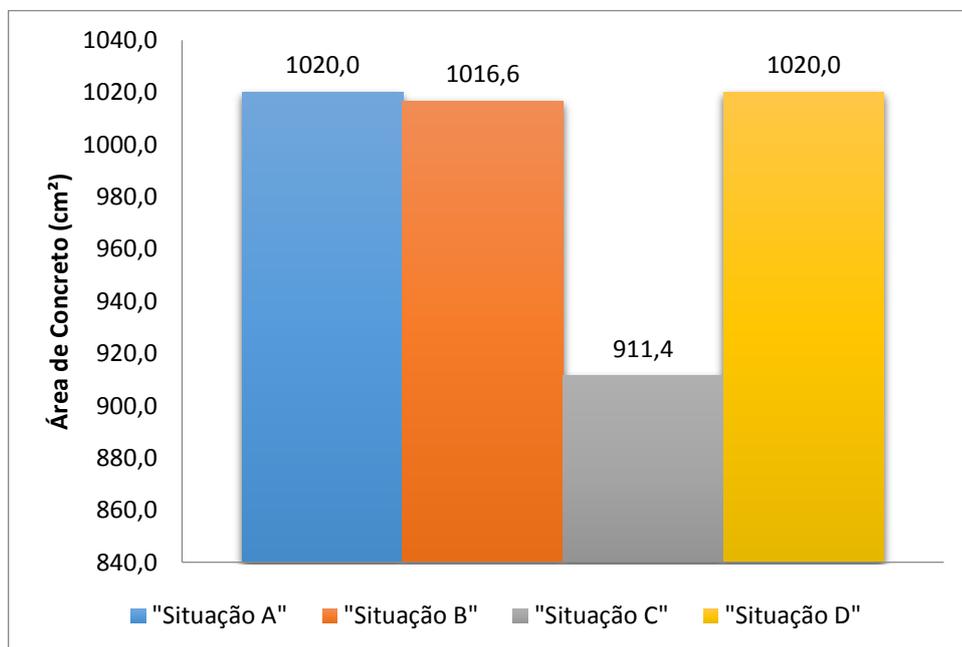
Para o momento fletor atuante nos apoios dos tramos a/b e b/c das vigas V3 e V12, a Figura 19 e a Figura 20 apresentam, respectivamente, as áreas de aço longitudinal e de concreto em todas as situações de dimensionamento.

Figura 19 - Gráfico Área de Aço Vigas V3 e V12 Momento Fletor Negativo Tramos a/b e b/c



Fonte: Os Autores.

Figura 20 - Gráfico Área de Concreto Vigas V3 e V12 Momento Fletor Negativo Tramos a/b e b/c



Fonte: Os Autores.

Devido ao fato da situação "a" apresentar a relação $x/d = 0,4479$, muito próxima da relação x/d para a situação b", as variações da área de aço longitudinal e área de concreto para essas duas situações são pequenas.

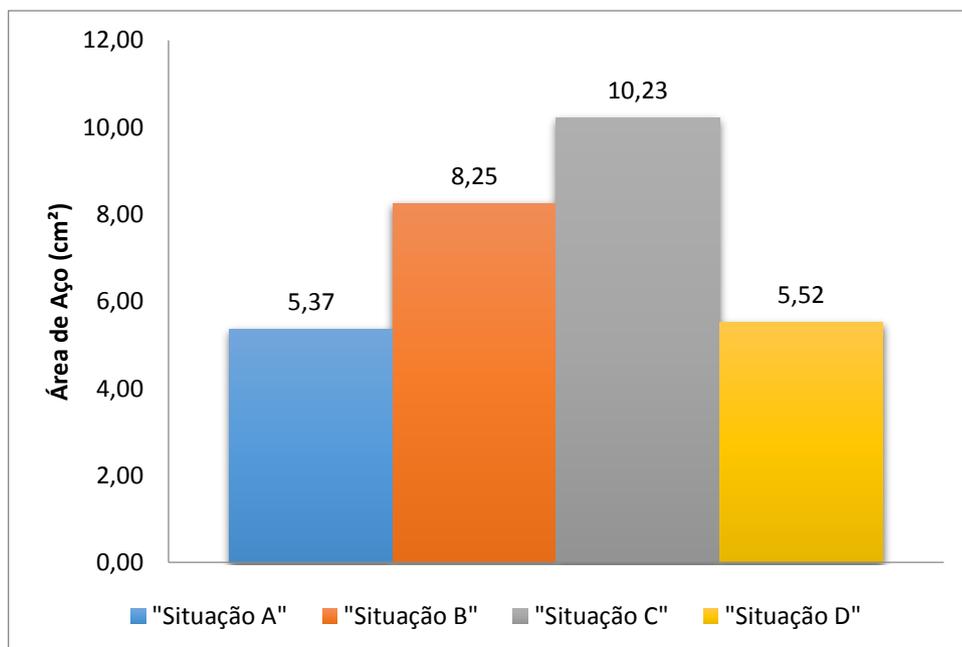
Na comparação entre a situação “a” e a situação “c”, tanto na Figura 19 como na Figura 20, as variações são maiores, apresentando para as situações “a” e “c” áreas de aço longitudinal de 11,29 cm² e 14,06 cm², respectivamente. Apesar da seção de concreto para a situação “c” ser em torno de 89,35% da situação “a”, o aumento do consumo de armadura é elevado, pois além dos 14,06 cm² de armadura longitudinal deve-se ser detalhada a armadura de confinamento, onde para esta seção foram adotados estribos quadrados de 11,00 cm espaçados a cada 5,5 cm, com uma bitola de 8 mm. Sendo assim, a situação “c” torna-se impraticável.

Distinto do que ocorre no Item 5.6.2, nas seções dos tramos a e c para os momentos positivos, nas seções dos apoios dos tramos a/b e b/c a situação “d” apresenta uma área de aço inferior à situação “a”, e isso se deve ao fato dos momentos negativos sofrerem uma diminuição dos valores apresentados.

5.6.4 Análise das Vigas V3 e V12 no Tramo b

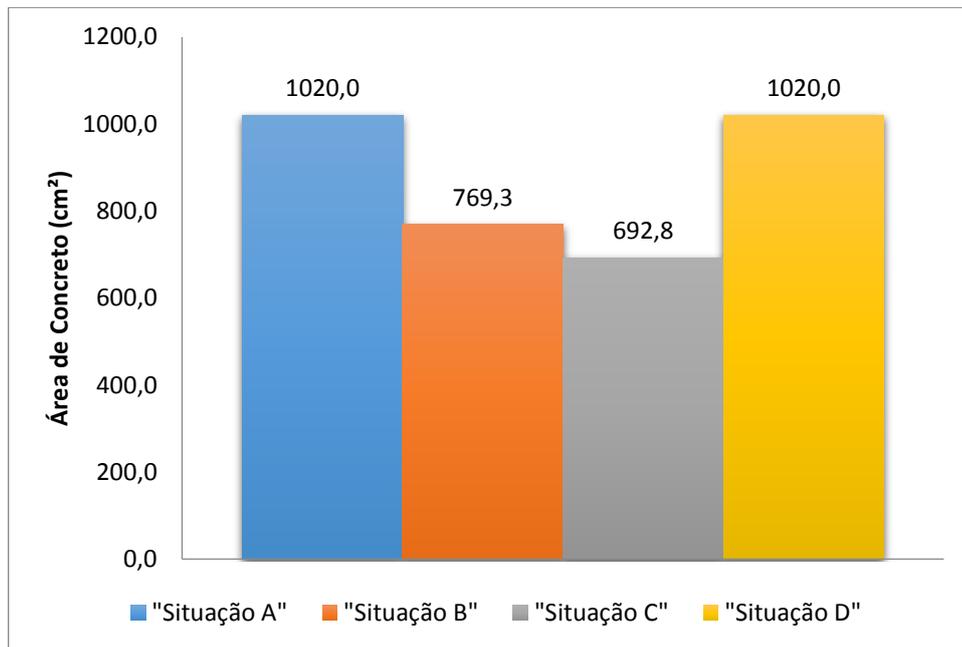
Para o momento fletor atuante no tramo b das vigas V3 e V12, a Figura 21 e a Figura 22 apresentam, respectivamente, as áreas de aço longitudinal e de concreto em todas as situações de dimensionamento.

Figura 21 - Gráfico Área de Aço Vigas V3 e V12 Momento Fletor Positivo Tramo b



Fonte: Os Autores.

Figura 22 - Gráfico Área de Concreto Vigas V3 e V12 Momento Fletor Positivo Tramo b



Fonte: Os Autores.

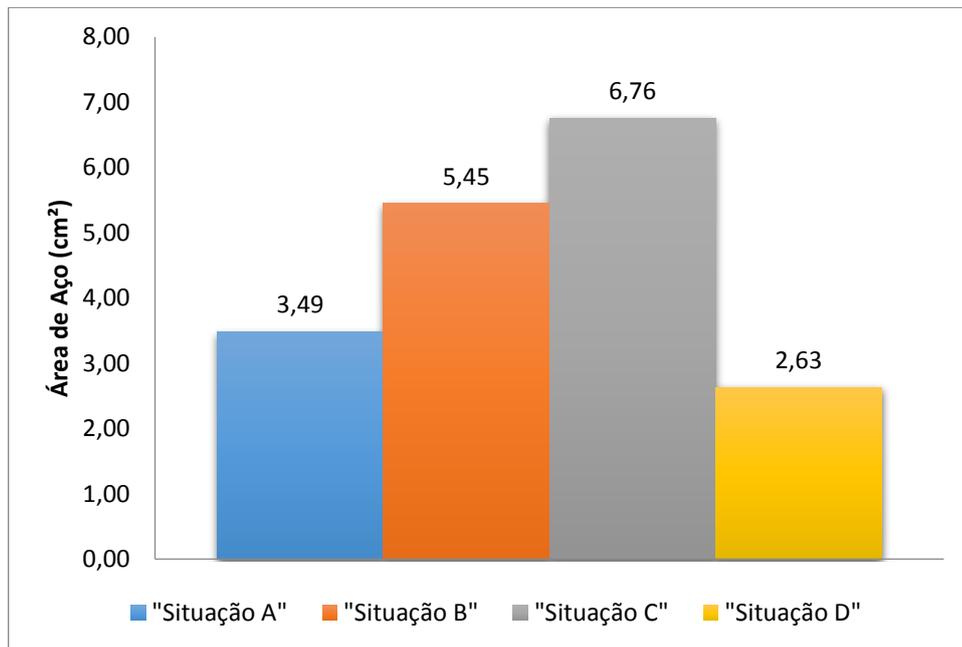
Conforme esperado, as áreas de aço longitudinal para as situações “b” e “c” apresentadas na Figura 21 são maiores que os valores obtidos na situação “a”, e as áreas de concreto, conforme a Figura 22 apresentam valores menores.

No que diz respeito à situação “d”, a área de aço é maior que a situação “a”, e isso se deve ao fato da redistribuição dos momentos fletores ocasionar um aumento do momento fletor positivo atuante na seção do tramo b das vigas V3 e V12.

5.6.5 Análise das Vigas V20 e V23 nos Apoios dos Tramos a/b, b/c, c/d e d/e

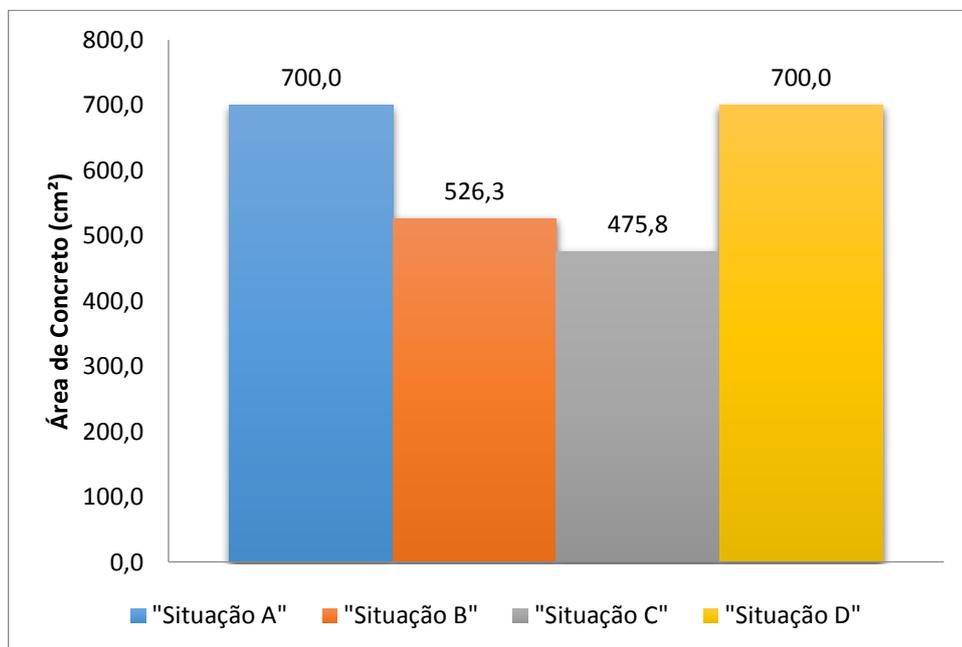
Para o momento fletor atuante nos apoios dos tramos a/b, b/c, c/d e d/e das vigas 20 e V23, a Figura 23 e a Figura 24 apresentam, respectivamente, as áreas de aço longitudinal e de concreto em todas as situações de dimensionamento.

Figura 23- Gráfico Área de Aço Vigas V20 e V23 Momento Fletor Negativo Tramos a/b, b/c, c/d e d/e



Fonte: Os Autores.

Figura 24 - Gráfico Área de Concreto Vigas V20 e V23 Momento Fletor Negativo Tramos a/b, b/c, c/d e d/e



Fonte: Os Autores.

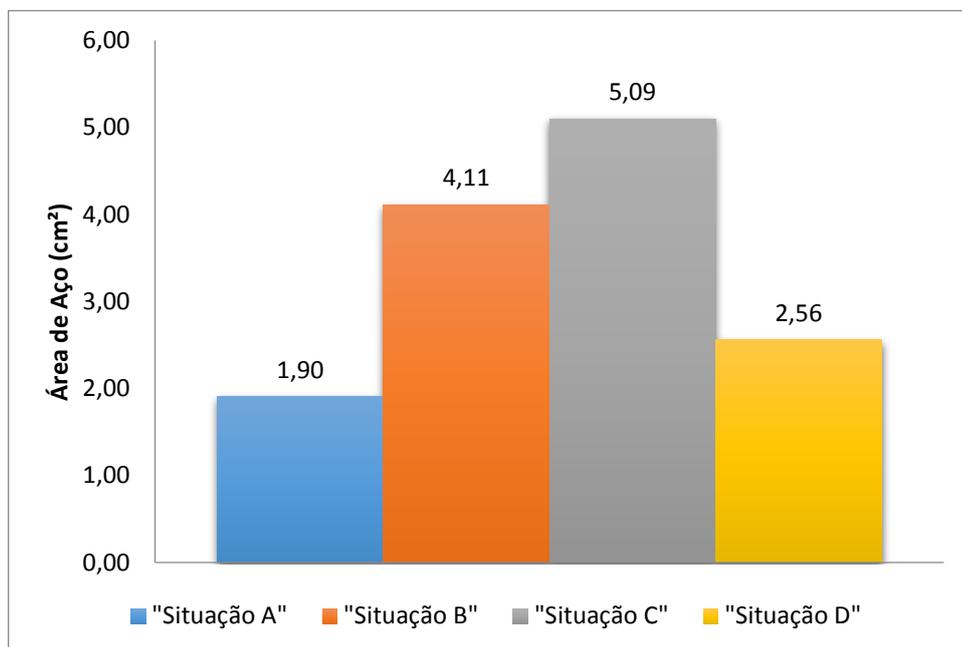
Semelhante às seções analisadas anteriormente, para as situações “b” e “c” ocorre um aumento da área de aço longitudinal em relação à situação “a”, conforme a Figura 23.

Devido à redistribuição de esforços, a situação “d” apresentou uma área de aço menor que as demais situações, com a mesma área transversal de concreto que a situação “a”.

5.6.6 Análise das Vigas V20 e V23 nos Tramos b e d

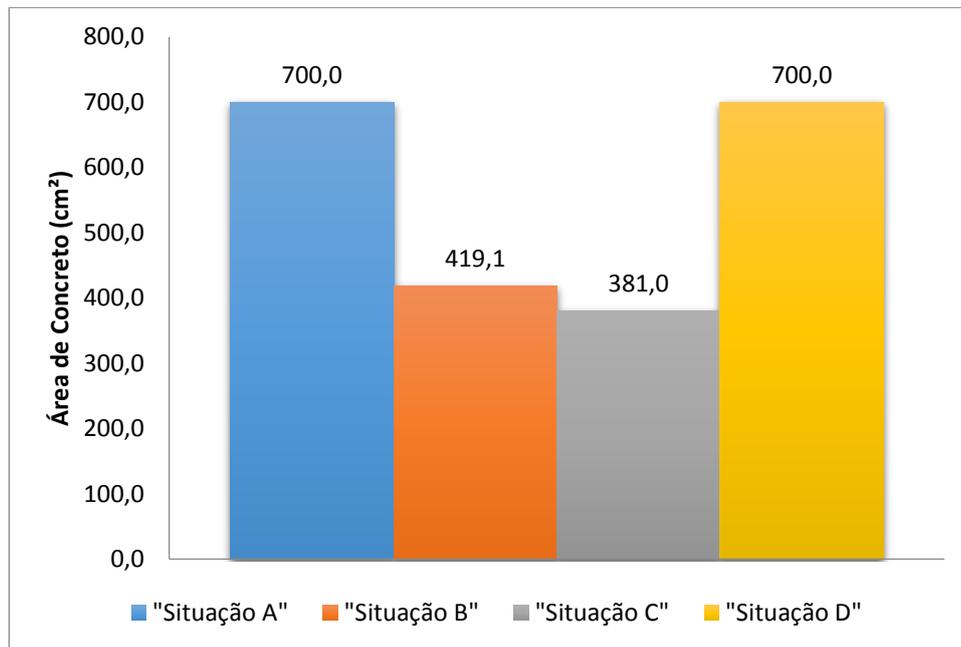
Para o momento fletor atuante nos tramos b e d das vigas 20 e V23, a Figura 25 e a Figura 26 apresentam, respectivamente, as áreas de aço longitudinal e de concreto em todas as situações de dimensionamento.

Figura 25 - Gráfico Área de Aço Vigas V20 e V23 Momento Fletor Positivo Tramos b e d



Fonte: Os Autores.

Figura 26 - Gráfico Área de Concreto Vigas V20 e V23 Momento Fletor Positivo Tramos b e d



Fonte: Os Autores.

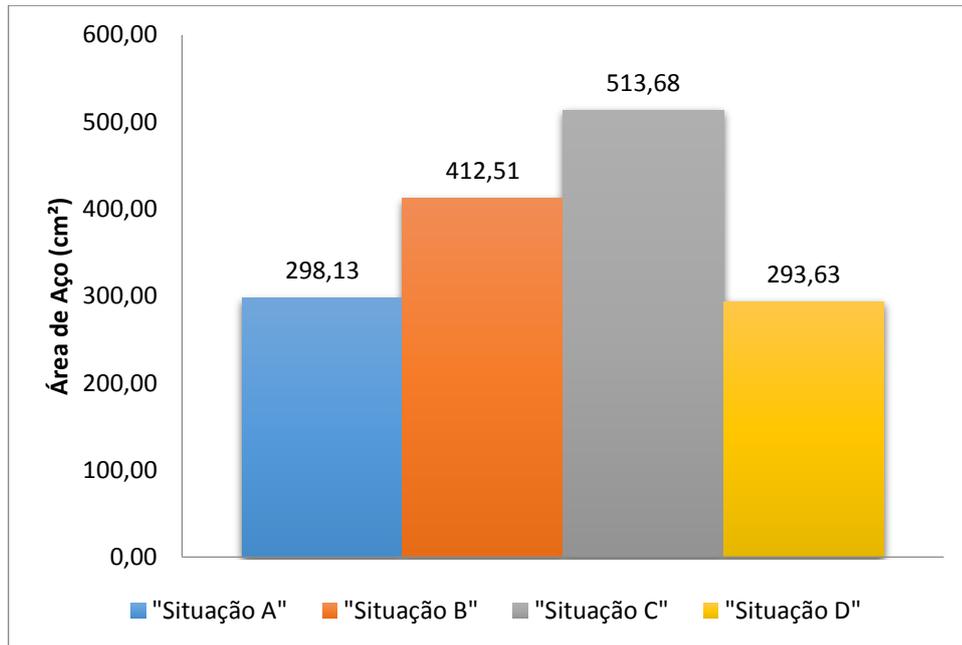
Analisando a Figura 25, vê-se que para as situações “b” e “c” as áreas de aço são maiores em relação à situação “a”, devido ao fato das seções diminuírem em relação a esta situação.

No dimensionamento realizado na situação “d” ocorre um aumento da área de aço longitudinal em relação à situação “a” devido à redistribuição dos momentos fletores, que ocasionam um aumento dos momentos fletores positivos no meio dos vãos.

5.6.7 Análise Geral da Planta de Formas

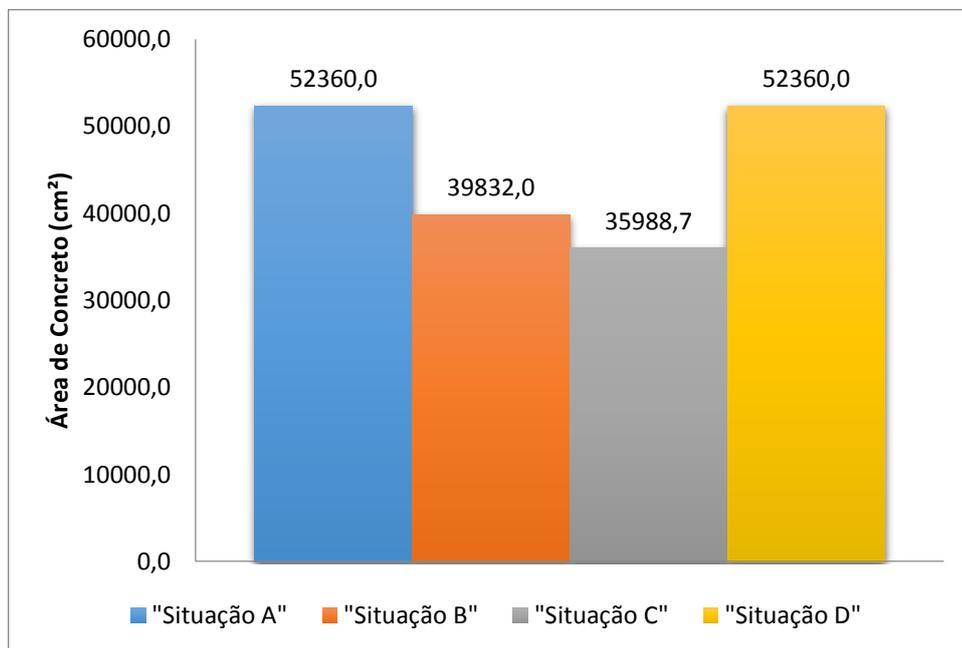
Para analisar de maneira geral a planta de formas dimensionada, foi realizado o somatório das áreas de aço longitudinal e áreas de concreto das vigas, valores que são apresentados na Figura 27 e na Figura 28, respectivamente.

Figura 27 - Gráfico Resumo Geral Áreas de Aço



Fonte: Os Autores.

Figura 28 - Gráfico Resumo Geral Áreas de Concreto



Fonte: Os Autores.

O somatório das áreas de aço longitudinal para a situação "a" é de 298,13 cm², compreendendo todas as seções que foram dimensionadas e o somatório das áreas de concreto é de 52360,0 cm².

Para a situação “b” tem-se um total de 412,51 cm², ou seja, em relação à situação “a” ocorre um aumento de aproximadamente 38,36% da área de aço longitudinal. Para a área de concreto tem-se um somatório de 39832,0 cm², ou seja, uma diminuição de 23,93% do valor em relação à situação “a”.

Para a situação “c” tem-se um total de 513,68 cm², ou seja, em relação à situação “a” ocorre um aumento de aproximadamente 72,23% da área de aço longitudinal. Para a área de concreto tem-se um somatório de 35988,7 cm², ou seja, uma diminuição de 31,27% do valor em relação à situação “a”. Apesar de uma redução de 31,27% da área de concreto, o que reduz significativamente o consumo deste material, tem-se na situação “c” a pior situação de dimensionamento. Isso se deve ao fato de que para a relação $x/d = 0,628$ (limite entre os domínios 3 e 4) a seção necessita do dimensionamento de armaduras para garantir a ductilidade da peça (confinamento), fazendo com que além de ter um valor 72,23% maior de área de aço longitudinal que a situação “a” (mais usual), apresente-se uma alta taxa de armadura devido ao confinamento.

Para a situação “d” tem-se um total de 293,63 cm², ou seja, em relação à situação “a” ocorre uma diminuição de aproximadamente 1,51% da área de aço longitudinal, e para o somatório das áreas de concreto o mesmo valor de 52360,0 cm² apresentado pela situação “a”.

Sendo assim, tem-se para a situação “d” a melhor opção de dimensionamento, visto que em relação à situação “a”, apresenta uma área inferior de armadura longitudinal para as mesmas seções de concreto.

6 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O dimensionamento das lajes tem por objetivo comparar os valores relativos ao item 14.7.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), que tem como premissa a garantia da ductilidade das peças em forma de placa sujeitas à flexão com o item 13.2.4.1 da mesma norma, que fala a respeito das dimensões mínimas das lajes, citado a seguir:

“Nas lajes maciças devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a espessura:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30kN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $l/42$ para lajes de piso biapoiadas e $l/50$ para lajes de piso contínuas;
- g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.”

Os esforços foram extraídos do software CAD/TQS, sendo os mesmos resultados da envoltória dos carregamentos permanentes e acidentais a que essas lajes estão sujeitas.

Como a planta de formas apresenta simetria, nas dimensões e esforços, o dimensionamento foi efetuado considerando:

Lajes A - L1/L6/L52/L57;

Lajes B - L2/L5/L53/L56;

Lajes C - L3/L4/L54/L55;

Lajes D - L13/L18/L33/L38;

Lajes E - L14/L17/L34/L37;

Lajes F - L15/L16/35/L36;

Lajes G - L26/L28 (Armadas em uma só direção);

Laje H - L27 (Armada em uma só direção).

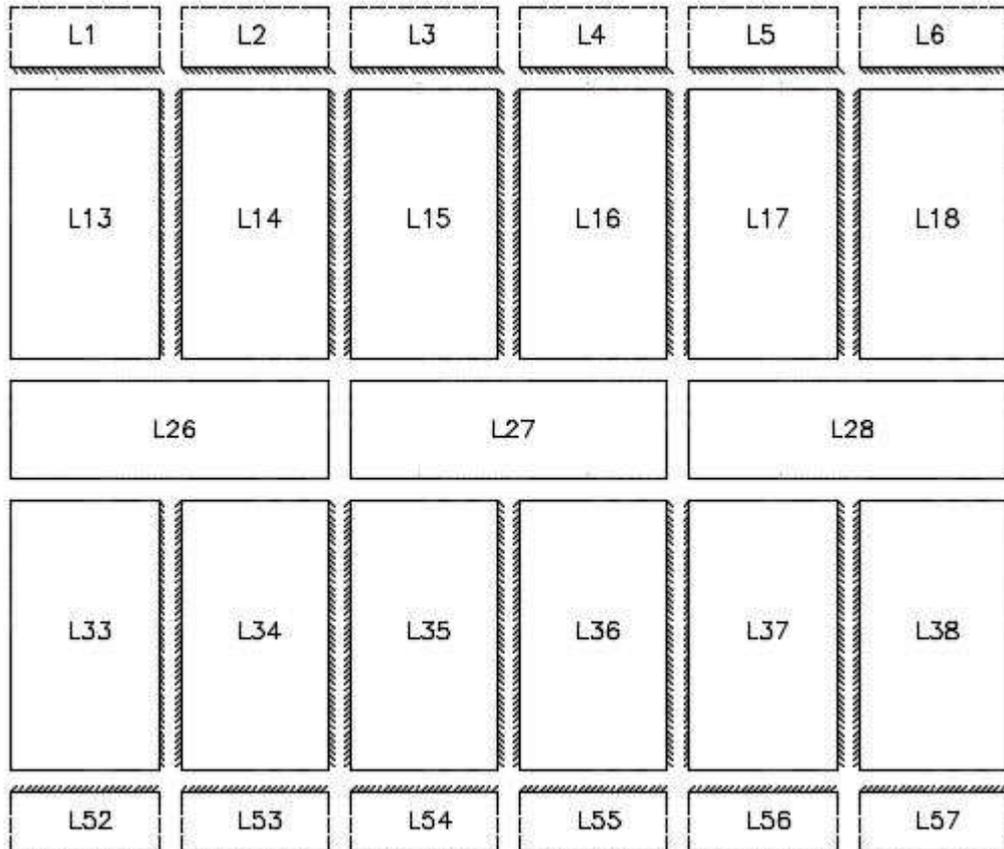
O dimensionamento foi realizado adotando concreto da Classe C25 e aço CA-60.

6.2 TABELAS DE DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento das lajes se dá através da determinação da área de aço por metro de laje (cm^2/m) para os momentos positivos (meio do vão) e negativos (engastes) máximos nas duas principais direções (X e Y).

Na Figura 29 é apresentada a vinculação das lajes:

Figura 29 - Vinculação das Lajes



Fonte: Os Autores.

Por exemplo, para a laje L14 foram dimensionadas duas áreas de aço para os momentos positivos (direção x e y) e duas áreas de aço para os momentos negativos (engastes lajes L13 e L15).

O dimensionamento das lajes é apresentado em tabelas resumidas, e seu dimensionamento completo é apresentado no Apêndice F.

A Tabela 16 apresenta o dimensionamento à flexão das lajes:

Tabela 16 - Tabela Dimensionamento à Flexão Lajes

Direção	Momento - Laje	M_d (kN.cm/m)	h (cm)	h_{\min} (cm)	d_{adot} (cm)	KX - x/d	Domínio	A_s (cm ² /m)	$A_{s,\min}$ (cm ² /m)	$A_{s,\text{adot}}$ (cm ² /m)
X	Positivo - L1	717	10	7,01	7	0,132	2	2,07	1,50	2,07
X	Negativo - L1/L2	418	10	6,06	7	0,0758	2	1,18	1,50	1,50
X	Positivo - L2	637	10	6,78	7	0,1156	2	1,83	1,50	1,83
X	Negativo - L2/L3	657	10	6,84	7	0,1156	2	1,89	1,50	1,89
X	Positivo - L3	498	10	6,34	7	0,0916	2	1,42	1,50	1,50
X	Negativo - L3/L4	578	10	6,60	7	0,1076	2	1,65	1,50	1,65
X	Positivo - L4	498	10	6,34	7	0,0916	2	1,42	1,50	1,50
X	Negativo - L4/L5	657	10	6,84	7	0,1156	2	1,89	1,50	1,89
X	Positivo - L5	637	10	6,78	7	0,1156	2	1,83	1,50	1,83
X	Negativo - L5/L6	418	10	6,06	7	0,0758	2	1,18	1,50	1,50
X	Positivo - L6	717	10	7,01	7	0,132	2	2,07	1,50	2,07
X	Positivo - L13	838	8	7,33	5	0,3205	3	3,68	1,20	3,68
X	Negativo - L13/L14	398	8	5,99	5	0,1403	2	1,62	1,20	1,62
X	Positivo - L14	591	8	6,64	5	0,2175	2	2,48	1,20	2,48
X	Negativo - L14/L15	934	8	7,57	5	0,3609	3	4,18	1,20	4,18
X	Positivo - L15	577	8	6,59	5	0,2086	2	2,41	1,20	2,41
X	Negativo - L15/L16	439	8	6,14	5	0,1569	2	1,80	1,20	1,80
X	Positivo - L16	577	8	6,59	5	0,2086	2	2,41	1,20	2,41
X	Negativo - L16/L17	934	8	7,57	5	0,3609	3	4,18	1,20	4,18
X	Positivo - L17	591	8	6,64	5	0,2175	2	2,48	1,20	2,48
X	Negativo - L17/L18	398	8	5,99	5	0,1403	2	1,62	1,20	1,62
X	Positivo - L18	838	8	7,33	5	0,3205	3	3,68	1,20	3,68
Y	Negativo - L1/L13	876	8	7,43	5	0,3405	3	3,89	1,20	3,89
Y	Positivo - L13	591	8	6,64	5	0,2175	2	2,48	1,20	2,48
Y	Positivo - L26	426	8	6,09	5	0,1485	2	1,74	1,20	1,74
Y	Positivo - L33	591	8	6,64	5	0,2175	2	2,48	1,20	2,48
Y	Negativo - L33/L52	876	8	7,43	5	0,3405	3	3,89	1,20	3,89
Y	Negativo - L2/L14	677	8	6,89	5	0,2536	2	2,89	1,20	2,89
Y	Positivo - L14	398	8	5,99	5	0,1403	2	1,62	1,20	1,62
Y	Positivo L26	426	8	6,09	5	0,1485	2	1,74	1,20	1,74
Y	Positivo - L34	398	8	5,99	5	0,1403	2	1,62	1,20	1,62
Y	Negativo - L34/L53	677	8	6,89	5	0,2536	2	2,89	1,20	2,89
Y	Negativo - L3/L15	777	8	7,17	5	0,2913	3	3,37	1,20	3,37
Y	Positivo - L15	412	8	6,04	5	0,1485	2	1,68	1,20	1,68
Y	Positivo - L27	385	8	5,93	5	0,1403	2	1,56	1,20	1,56
Y	Positivo - L35	412	8	6,04	5	0,1485	2	1,68	1,20	1,68
Y	Negativo - L35/L54	777	8	7,17	5	0,2913	3	3,37	1,20	3,37

Fonte: Os Autores.

Conforme pode ser analisado na Tabela 16, as alturas mínimas das lajes ($h_{\text{mín}}$) para o dimensionamento à flexão ($x/d \leq 0,45$) foram todas atendidas pelas seções determinadas como mínimas pelo item 13.2.4.1 da NBR 618 (ABNT, 2014). Isso faz com que a NBR 6118 (ABNT, 2014) se apresente condizente no que diz respeito ao dimensionamento das lajes à flexão, pois com os valores mínimos previstos para este caso, onde os carregamentos não são altos, a garantia da ductilidade é atendida.

As áreas de aço obtidas do dimensionamento à flexão para a altura mínima, resultam, em sua maioria, no domínio 2 de deformação. Sendo assim, tratam-se de seções subarmadas.

Como pode ser observado nos valores de dimensionamento das lajes, somente para algumas situações verificam-se seções no domínio 3 de deformações. Devido a carregamentos mais altos em relação aos demais casos, estas lajes apresentam-se no domínio 3 de deformações, com uma relação $x/d > 0,259$. Por estarem no domínio 3 de deformações ainda, tratam-se de seções subarmadas e por possuírem uma relação $x/d \leq 0,45$ atendem aos requisitos apresentados pela NBR 6118 (ABNT, 2014). De uma maneira geral pode-se afirmar que para lajes com sobrecarga de $1,5 \text{ kN/m}^2$ ou 2 kN/m^2 e carregamentos permanentes usuais, as alturas mínimas para as lajes atendem à ductilidade.

7 CONCLUSÕES

No decorrer deste trabalho foram apresentadas as condições de dimensionamento de peças sujeitas à flexão e as limitações impostas pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014) no que diz respeito à relação x/d , colocando em discussão os itens 14.6.4.3 e 14.7.3.2 desta norma.

Em comparação com outras normas de dimensionamento de estruturas de concreto armado, a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta-se similar à Eurocode 2 Parte 1-1 (2010), visto que apresenta valores próximos para a relação x/d nas classes de concreto analisadas. Porém em relação à ACI 318 (2008), a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta considerações distintas de limitação para a redistribuição de momentos.

No que diz respeito ao dimensionamento de armaduras de confinamento, somente a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta nas suas considerações a possibilidade de adotar essas armaduras para garantir a ductilidade. Porém, apesar de apresentar essa possibilidade, não dá parâmetros para o dimensionamento, nem critérios de cálculo.

No dimensionamento das vigas verificou-se que para as situações “b” e “c” as áreas de aço longitudinais dispõem-se significativamente maiores em relação à situação “a”, porém ocorre uma diminuição significativa da seção de concreto. No entanto, para o caso “c”, onde se deve dimensionar armaduras que visem o confinamento da seção, as taxas de armaduras apresentam-se elevadas, devido à disposição dessas armaduras.

Para a situação “d” verifica-se uma diminuição da área de aço longitudinal em comparação com a situação “a”, para uma mesma seção de concreto, e isso se deve à redistribuição de momentos.

Quanto ao dimensionamento das lajes para as alturas mínimas impostas pelo item 13.2.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), verificou-se que de uma maneira geral essas alturas atendem os requisitos de ductilidade impostas pelo item 14.7.3.2 da mesma norma.

Sendo assim, os itens 14.6.4.3 e 14.7.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) certamente garantem condições de ductilidade adequadas às peças sujeitas à flexão, pois acarretam seções que tendem a ser dimensionadas no domínio 2 ou em uma parcela do domínio 3 de deformações, onde se tem uma grande área de concreto em contrapartida a uma pequena área de aço.

REFERÊNCIAS

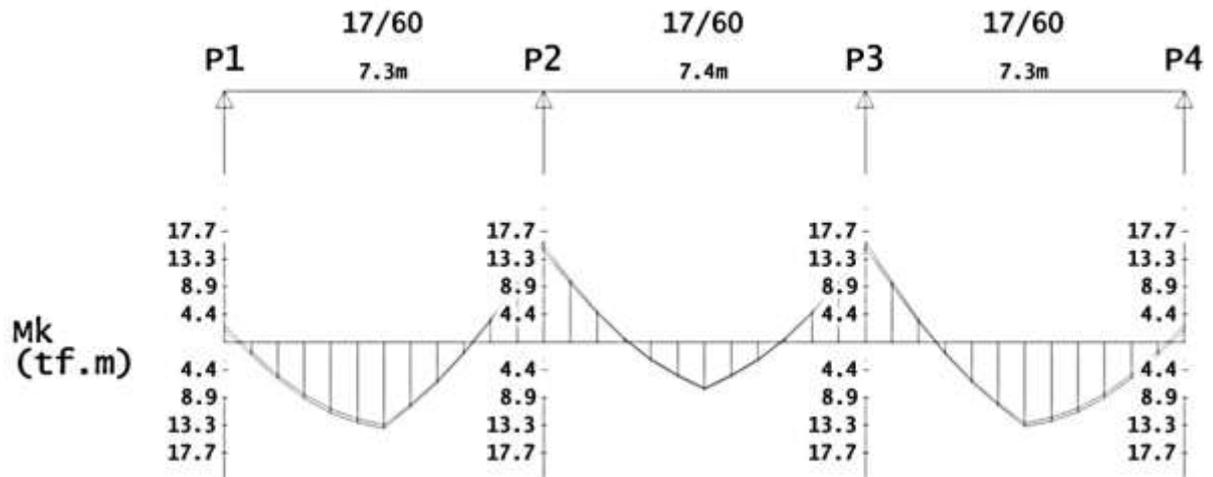
- ACI COMMITTEE 318 - **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary (318R-08)** - American Concrete Institute. Farmington Hills, Michigan, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ____ **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- ____ **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.
- ____ **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- ____ **NBR 15421**: Projeto de estruturas sujeitas a sismos – Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.
- BUENO, S.; KIMURA, A. **ABNT NBR 6118:2014: Comentários e exemplos de aplicação**. 1º. ed. São Paulo: IBRACON, 2015.
- CARRAZEDO, R. **Mecanismos de Confinamento e Suas Implicações no Reforço de Pilares de Concreto por Encamisamento com Compósito de Fibras de Carbono**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R. de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 4º. ed. São Paulo: EduFScar, 2014.
- CLÍMACO, J. C. T. S. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 3º. ed. Rio de Janeiro: Elsevier; Brasília, DF: ed. UnB, 2016.
- CTC/PUC-Rio, **Ftool (Two-dimensional Frame Analysis Tool), 4.0** – Rio de Janeiro, 2017.
- DELALIBERA, R.G. **Análise Teórica e Experimental de Vigas de Concreto Armado com Armadura de Confinamento**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- EUROCODE 2 - **Design of Concrete Structures 2010** – Part 1: General Rules and Rules for Buildings. Bruxelas: CEN, 2010.

- FONTES, F.F. **Análise Estrutural de Elementos Lineares Segundo a NBR 6118:2003**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.
- HIBBELER, R.C. **Análise das Estruturas**. 8º. ed. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2013.
- MCCORMAC, J.C. **Design of Reinforced Concrete**. 4º. ed. New York: John Wiley and Sons, 1997.
- MENDES, J.A. **Projeto Estrutural Edifício Residencial – Blocos A e B**. Ponta Grossa, 2007.
- NOGUEIRA, C.G.; PINTO, M.D. **Avaliação da variabilidade da segurança de vigas em concreto armado submetidas ao momento fletor considerando os coeficientes parciais de segurança da NBR 6118:2014**. IBRACON, 2016.
- SANTOS, R.E dos. **A armação do concreto no Brasil: História da difusão da tecnologia do concreto armado e da construção de sua hegemonia**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

APÊNDICE A – PLANTA DE FORMAS ALTERADA

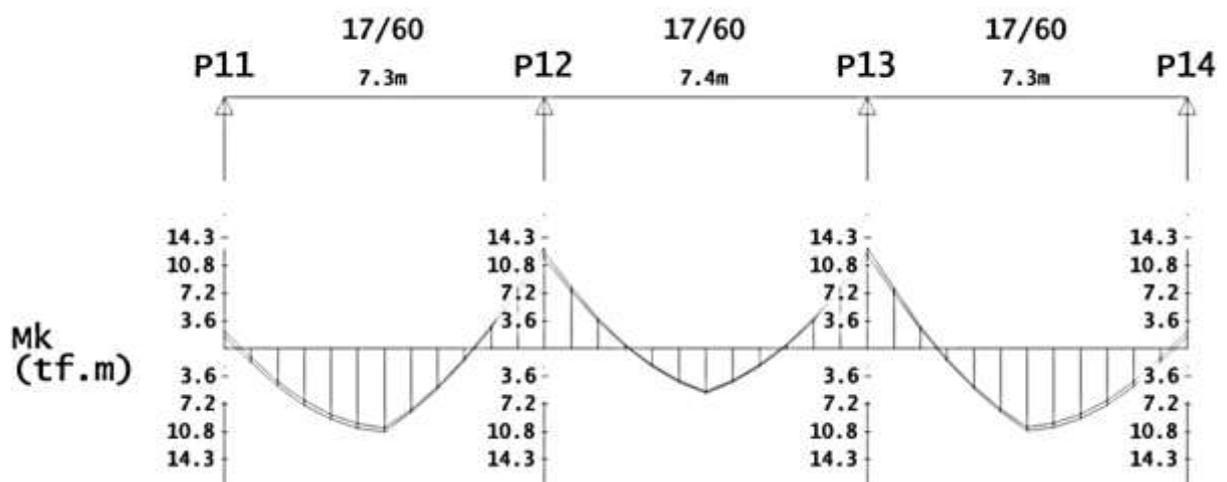
APÊNDICE B – DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR DAS VIGAS

Figura 30 - Gráfico de Momento Fletor Viga V3



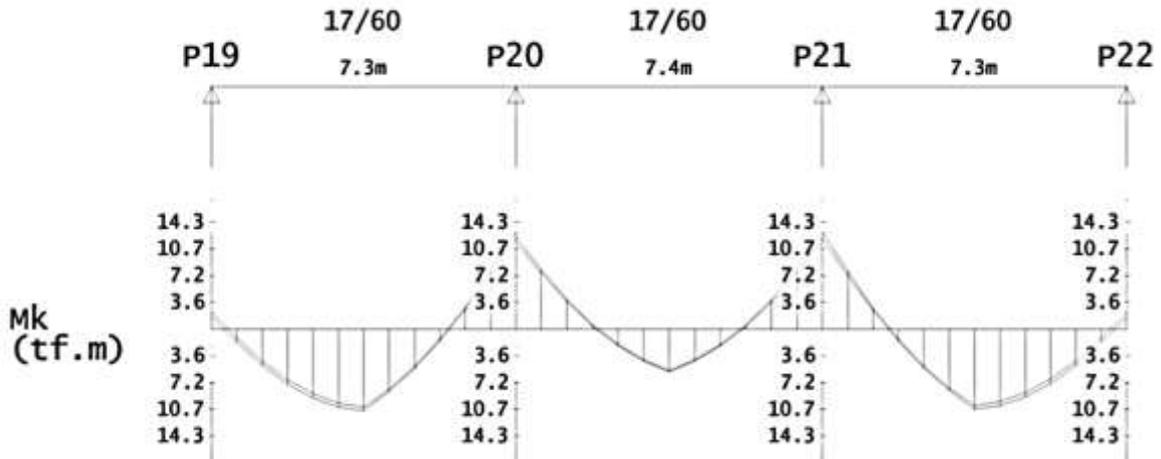
Fonte: Os Autores.

Figura 31 - Gráfico de Momento Fletor Viga V7



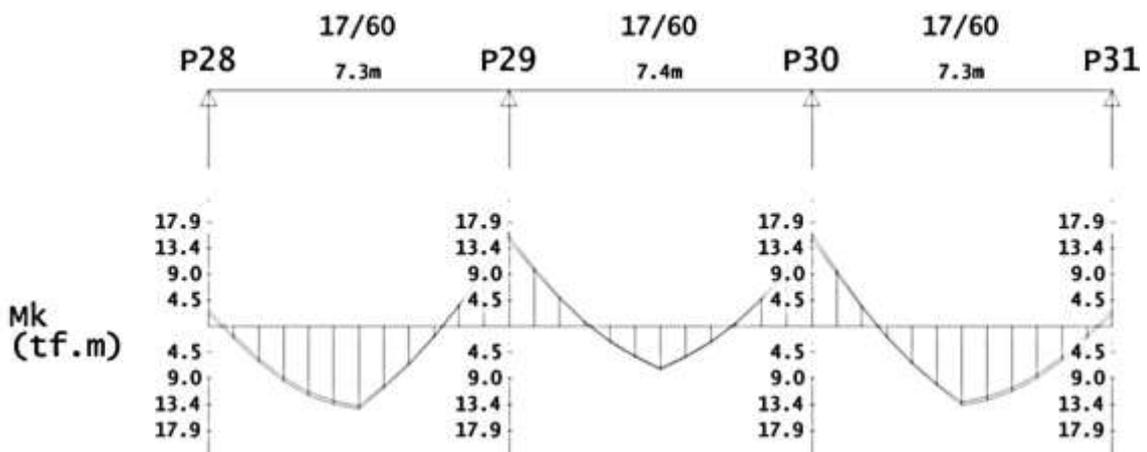
Fonte: Os Autores.

Figura 32 - Gráfico de Momento Fletor Viga V9



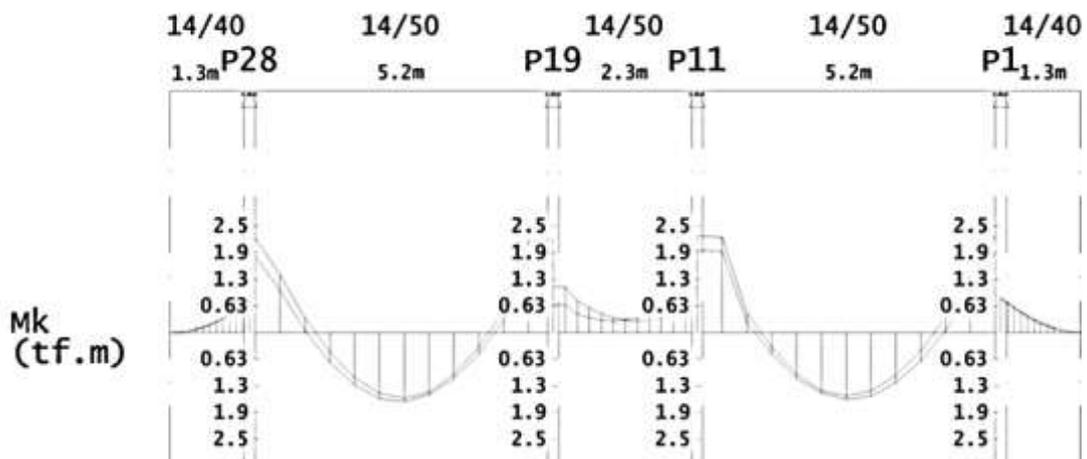
Fonte: Os Autores.

Figura 33 - Gráfico de Momento Fletor Viga V12



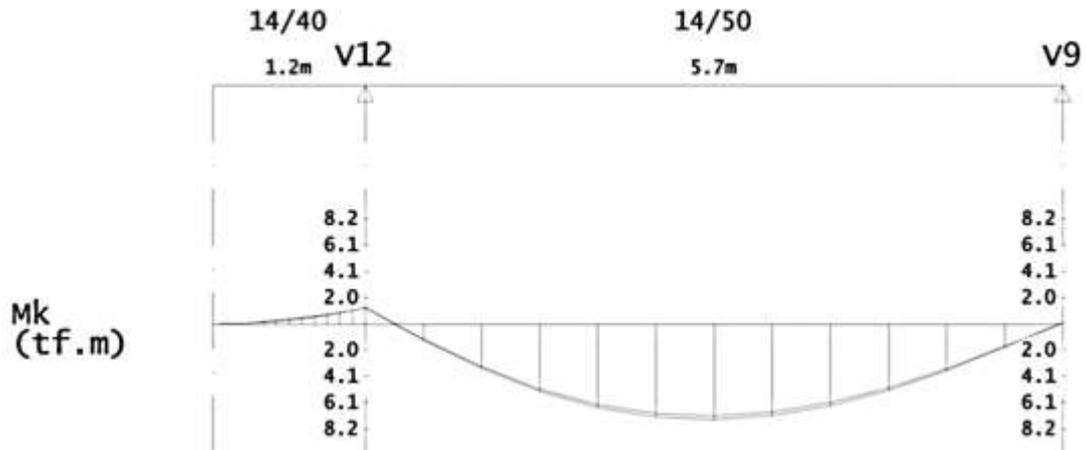
Fonte: Os Autores.

Figura 34 - Gráfico de Momento Fletor Viga V17



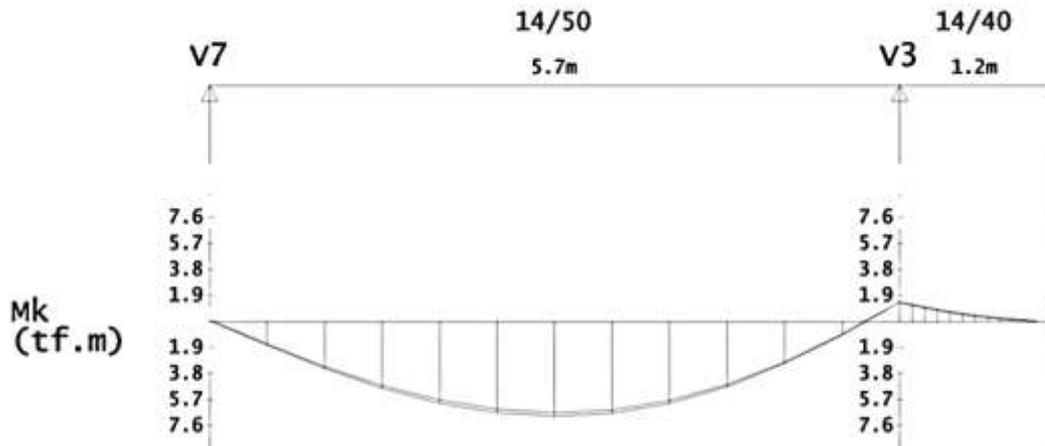
Fonte: Os Autores.

Figura 35 - Gráfico de Momento Fletor Viga V18



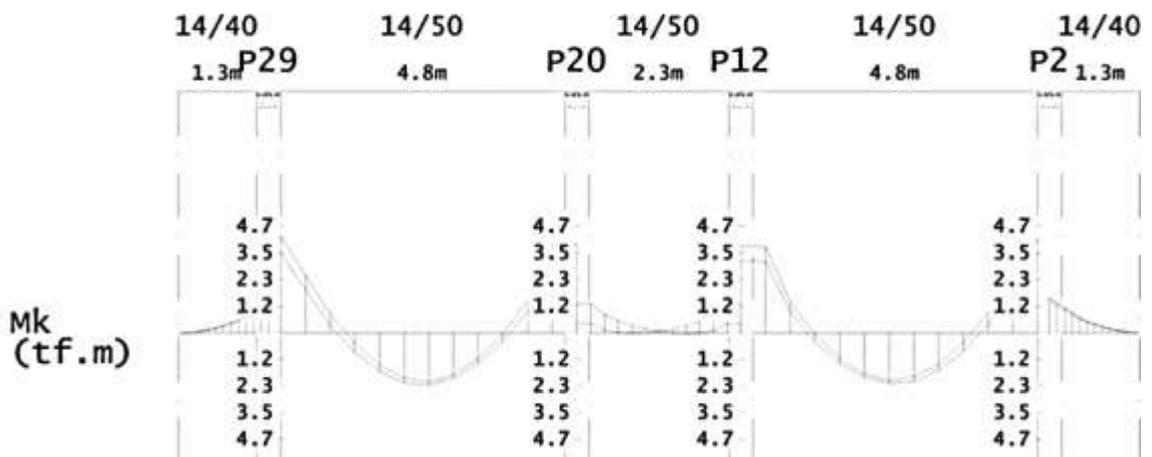
Fonte: Os Autores.

Figura 36 - Gráfico de Momento Fletor Viga V19



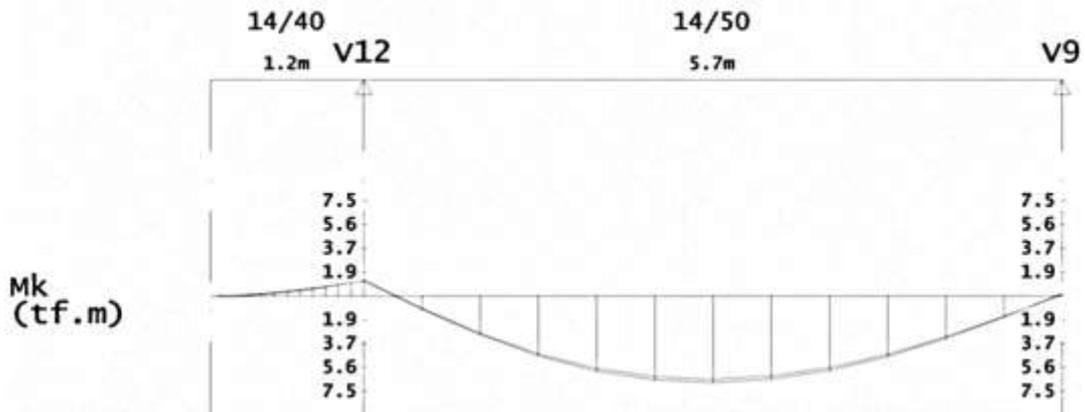
Fonte: Os Autores.

Figura 37 - Gráfico de Momento Fletor Viga V20



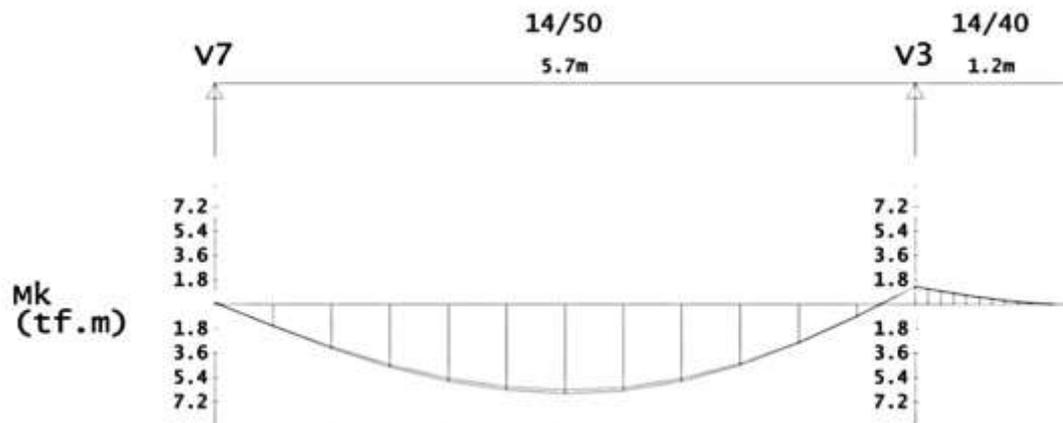
Fonte: Os Autores.

Figura 38 - Gráfico de Momento Fletor Viga V21



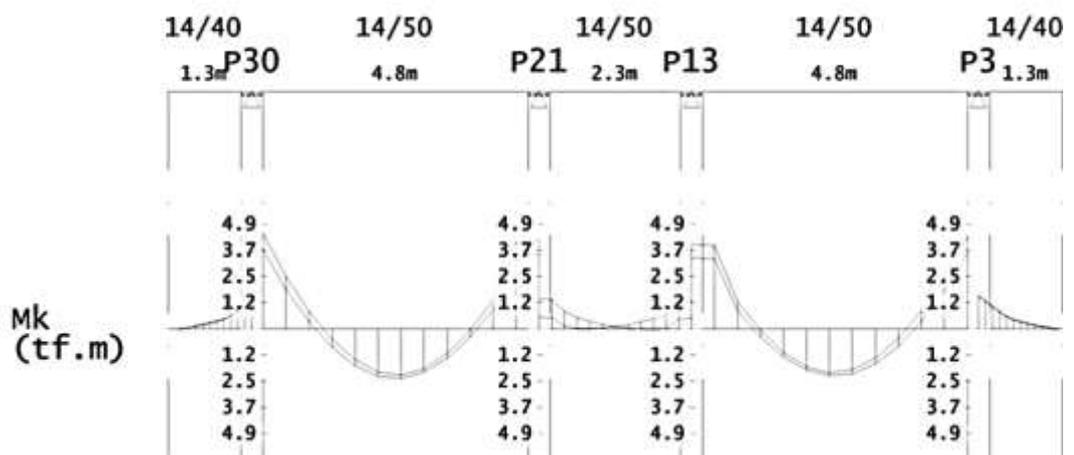
Fonte: Os Autores.

Figura 39 - Gráfico de Momento Fletor Viga 22



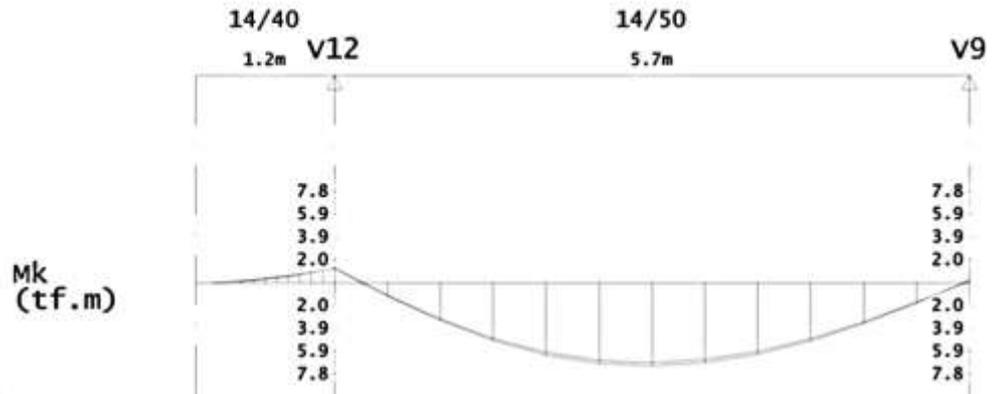
Fonte: Os Autores.

Figura 40 - Gráfico de Momento Fletor Viga 23



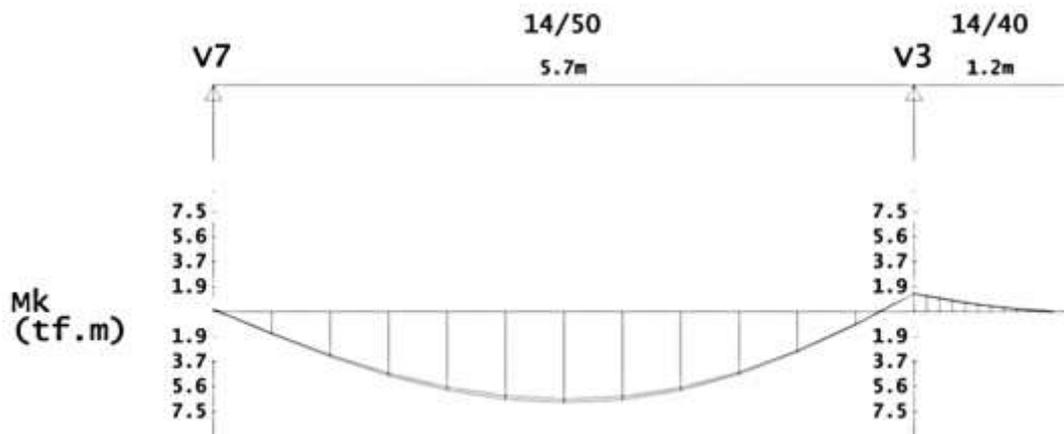
Fonte: Os Autores.

Figura 41 - Gráfico de Momento Fletor Viga V24



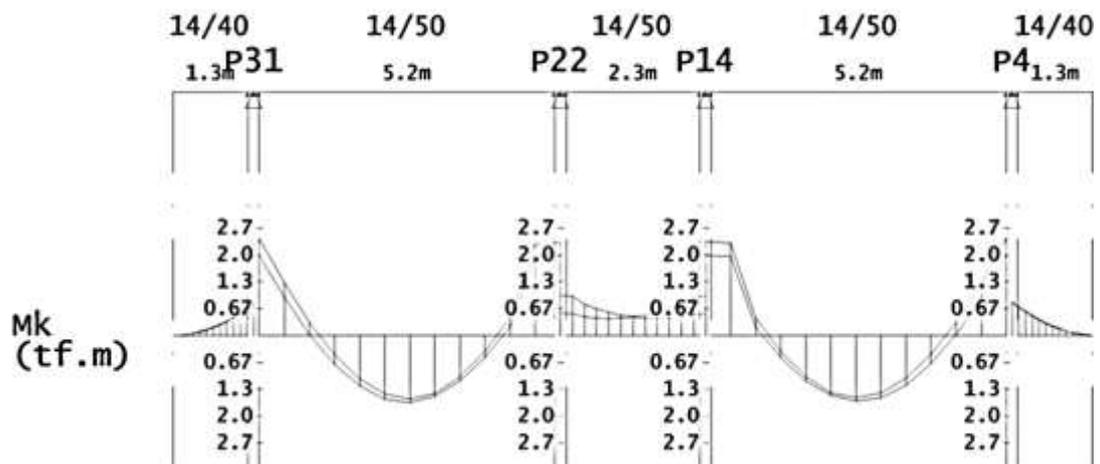
Fonte: Os Autores.

Figura 42 - Gráfico de Momento Fletor Viga V25



Fonte: Os Autores.

Figura 43 - Gráfico de Momento Fletor Viga V26



Fonte: Os Autores.

APÊNDICE C – Exemplo de dimensionamento da área de aço à flexão para as vigas das situações “a”, “b”, “c” e “d”

Para todas as situações será apresentado o dimensionamento da viga V3, tramo b.

Situação “a”: Momento Positivo Viga V3b

Dados:

$$M_k = 8,30 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$b_w = 17 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Aço CA-50: } f_s = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Concreto Classe C25: } f_{cd} = 1,786 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 8,30 \cdot 9,81 \cdot 100 = 8142,3 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_d = M_k \cdot 1,4 = 8142,3 \cdot 1,4 = 11399,22 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$d_{\min} = 2 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{11399,22}{17 \cdot 1,786}} = 38,76 \text{ cm}$$

$$d_{\text{adot}} = h - \text{cobrimento} - \phi t - 1,5 \cdot \phi l = 60 - 3 - 0,5 - 1,5 \cdot 2 = 53,5 \text{ cm}$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{11399,22}{17 \cdot 53,5^2 \cdot 1,786} = 0,131$$

$$KMD_{\text{adot}} = 0,135$$

$$\left(\begin{array}{l} KX = 0,2175 \\ KZ = 0,9130 \\ \varepsilon_c = 2,7786\text{‰} \\ \varepsilon_s = 10\text{‰} \end{array} \right) \quad (\text{Domínio 2})$$

$$x = KX \cdot d = 0,2175 \cdot 53,5 = 11,64 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} = \frac{11399,22}{0,9130 \cdot 53,5 \cdot 43,48} = 5,37 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \frac{A_{s,\min}}{A_c} \quad 0,15\% = \frac{A_{s,\min}}{17 \cdot 60} \therefore A_{s,\min} = 1,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} = 4\% \cdot A_c = 0,04 \cdot 17 \cdot 60 = 40,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{adot}} = 5,37 \text{ cm}^2$$

Situação “a”: Momento Negativo Viga V3b/c

Dados:

$$M_k = 15,7 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$b_w = 17 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Aço CA-50: } f_s = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Concreto Classe C25: } f_{cd} = 1,786 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 15,7 \cdot 9,81 \cdot 100 = 15402 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_d = M_k \cdot 1,4 = 15402 \cdot 1,4 = 21562,38 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$d_{\min} = 2 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{21562,38}{17 \cdot 1,786}} = 53,30 \text{ cm}$$

$$d_{\text{adot}} = h - \text{cobrimento} - \varnothing t - 1,5 \cdot \varnothing l = 60 - 3 - 0,5 - 1,5 \cdot 2 = 53,5 \text{ cm}$$

$$\text{KMD} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{21562,38}{17 \cdot 53,5^2 \cdot 1,786} = 0,248$$

$$\text{KMD}_{\text{adot}} = 0,250$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{KX} = 0,4479 \\ \text{KZ} = 0,8208 \\ \varepsilon_c = 3,5\text{‰} \\ \varepsilon_s = 4,3144\text{‰} \end{array} \right. \quad (\text{Domínio 3})$$

$$x = \text{KX} \cdot d = 0,4479 \cdot 53,5 = 23,96 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{\text{KZ} \cdot d \cdot f_s} = \frac{21562,38}{0,0,8208 \cdot 53,5 \cdot 43,48} = 11,29 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \frac{A_{s,\min}}{A_c} \quad 0,15\% = \frac{A_{s,\min}}{17 \cdot 60} \therefore A_{s,\min} = 1,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} = 4\% \cdot A_c = 0,04 \cdot 17 \cdot 60 = 40,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{adot}} = 11,29 \text{ cm}^2$$

Exemplo situação “b”: Momento Positivo Viga V3b

Dados:

$$M_k = 8,30 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$b_w = 17 \text{ cm}$$

$$\text{Aço CA-50: } f_s = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Concreto Classe C25: } f_{cd} = 1,786 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 8,30 \cdot 9,81 \cdot 100 = 8142,3 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_d = M_k \cdot 1,4 = 8142,3 \cdot 1,4 = 11399,22 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{mín}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{11399,22}{17 \cdot 1,786}} = 38,76 \text{ cm}$$

$$h_{\text{mín}} = d_{\text{mín}} + \text{cobrimento} + \phi t + 1,5 \cdot \phi l = 38,76 + 3 + 0,5 + 1,5 \cdot 2 = 45,26 \text{ cm}$$

$$h = 45,26 \text{ cm}$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{11399,22}{17 \cdot 38,76^2 \cdot 1,786} = 0,2500$$

$$KMD_{\text{adot}} = 0,2500$$

$$\left\{ \begin{array}{l} KX = 0,4500 \\ KZ = 0,8202 \\ \varepsilon_c = 3,5\text{‰} \\ \varepsilon_s = 4,3144\text{‰} \end{array} \right. \quad (\text{Domínio 3})$$

$$x = KX \cdot d = 0,45 \cdot 38,76 = 17,44 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} = \frac{11399,22}{0,8202 \cdot 38,76 \cdot 43,48} = 8,25 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{A_{s,\text{mín}}}{A_c} \quad 0,15\% = \frac{A_{s,\text{mín}}}{17 \cdot 45,26} \quad \therefore A_{s,\text{mín}} = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{máx}} = 4\% \cdot A_c = 0,04 \cdot 17 \cdot 45,26 = 30,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{adot}} = 8,25 \text{ cm}^2$$

Exemplo situação “b”: Momento Negativo Viga V3b/c

Dados:

$$M_k = 15,7 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$b_w = 17 \text{ cm}$$

$$\text{Aço CA-50: } f_s = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Concreto Classe C25: } f_{cd} = 1,786 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 15,7 \cdot 9,81 \cdot 100 = 15401,7 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_d = M_k \cdot 1,4 = 15401,7 \cdot 1,4 = 21562,38 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{mín}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{21562,38}{17 \cdot 1,786}} = 53,30 \text{ cm}$$

$$h_{\text{mín}} = d_{\text{mín}} + \text{cobrimento} + \phi t + 1,5 \cdot \phi l = 53,30 + 3 + 0,5 + 1,5 \cdot 2 = 59,80 \text{ cm}$$

$$h = 59,80 \text{ cm}$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{21562,38}{17 \cdot 53,30^2 \cdot 1,786} = 0,2500$$

$$KMD_{\text{adot}} = 0,2500$$

$$\left\{ \begin{array}{l} KX = 0,4500 \\ KZ = 0,8202 \\ \varepsilon_c = 3,5\text{‰} \\ \varepsilon_s = 4,3144\text{‰} \end{array} \right. \quad (\text{Domínio 3})$$

$$x = KX \cdot d = 0,45 \cdot 53,30 = 23,99 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} = \frac{21562,38}{0,8202 \cdot 53,30 \cdot 43,48} = 11,34 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{A_{s,\text{mín}}}{A_c} \quad 0,15\% = \frac{A_{s,\text{mín}}}{17 \cdot 59,80} \quad \therefore A_{s,\text{mín}} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{máx}} = 4\% \cdot A_c = 0,04 \cdot 17 \cdot 59,80 = 40,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{adot}} = 11,34 \text{ cm}^2$$

Exemplo situação “c”: Momento Positivo Viga V3b

Dados:

$$M_k = 8,30 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$b_w = 17 \text{ cm}$$

$$\text{Aço CA-50: } f_s = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Concreto Classe C25: } f_{cd} = 1,786 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 8,30 \cdot 9,81 \cdot 100 = 8142,3 \text{ kN} \cdot \text{cm/m}$$

$$M_d = M_k \cdot 1,4 = 8142,3 \cdot 1,4 = 11399,22 \text{ kN} \cdot \text{cm/m}$$

$$d_{3/4} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot KMD \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{11399,22}{17 \cdot 0,3200 \cdot 1,786}} = 34,26 \text{ cm}$$

$$h_{3/4} = d_{3/4} + \text{cobrimento} + \varnothing t + 1,5 \cdot \varnothing l = 34,26 + 3 + 0,5 + 1,5 \cdot 2 = 40,76 \text{ cm}$$

$$h = 40,76 \text{ cm}$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{11399,22}{17 \cdot 34,26^2 \cdot 1,786} = 0,3200$$

$$KMD_{adot} = 0,3200$$

$$\left\{ \begin{array}{l} KX = 0,6287 \\ KZ = 0,7485 \\ \varepsilon_c = 3,5\text{‰} \\ \varepsilon_s = 2,0672\text{‰} \end{array} \right. \quad (\text{Domínio 3})$$

$$x = KX \cdot d = 0,6287 \cdot 34,26 = 21,54 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} = \frac{11399,22}{0,7485 \cdot 38,26 \cdot 43,48} = 10,23 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{A_{s,\text{mín}}}{A_c} \quad 0,15\% = \frac{A_{s,\text{mín}}}{17 \cdot 40,76} \quad \therefore A_{s,\text{mín}} = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{máx}} = 4\% \cdot A_c = 0,04 \cdot 17 \cdot 40,76 = 27,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{adot}} = 10,23 \text{ cm}^2$$

Exemplo situação “c”: Momento Negativo Viga V3b/c

Dados:

$$M_k = 15,7 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$b_w = 17 \text{ cm}$$

$$\text{Aço CA-50: } f_s = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Concreto Classe C25: } f_{cd} = 1,786 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 15,7 \cdot 9,81 \cdot 100 = 15401,7 \text{ kN} \cdot \text{cm/m}$$

$$M_d = M_k \cdot 1,4 = 15401,7 \cdot 1,4 = 21562,38 \text{ kN} \cdot \text{cm/m}$$

$$d_{3/4} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot KMD \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{21562,38}{17 \cdot 0,3200 \cdot 1,786}} = 47,11 \text{ cm}$$

$$h_{3/4} = d_{3/4} + \text{cobrimento} + \emptyset t + 1,5 \cdot \emptyset l = 47,11 + 3 + 0,5 + 1,5 \cdot 2 = 53,61 \text{ cm}$$

$$h = 53,61 \text{ cm}$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{21562,38}{17 \cdot 47,11^2 \cdot 1,786} = 0,3200$$

$$KMD_{adot} = 0,3200$$

$$\left\{ \begin{array}{l} KX = 0,6287 \\ KZ = 0,7485 \\ \varepsilon_c = 3,5\text{‰} \\ \varepsilon_s = 2,0672\text{‰} \end{array} \right. \quad (\text{Domínio 3})$$

$$x = KX \cdot d = 0,6287 \cdot 47,11 = 21,54 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} = \frac{21562,38}{0,7485 \cdot 47,11 \cdot 43,48} = 14,06 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{A_{s,\text{mín}}}{A_c} \quad 0,15\% = \frac{A_{s,\text{mín}}}{17 \cdot 53,61} \quad \therefore A_{s,\text{mín}} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{máx}} = 4\% \cdot A_c = 0,04 \cdot 17 \cdot 53,61 = 36,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{adot}} = 14,06 \text{ cm}^2$$

Exemplo situação “d”: Momento Positivo V3b

Dados:

$$M_k = 8,30 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$b_w = 17 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Aço CA-50: } f_s = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Concreto Classe C25: } f_{cd} = 1,786 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 8,30 \cdot 9,81 \cdot 100 = 8142,3 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_d = M_k \cdot 1,4 = 8142,3 \cdot 1,4 = 11399,22 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$d_{\min} = 2 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{11399,22}{17 \cdot 1,786}} = 38,76 \text{ cm}$$

$$d_{\text{adot}} = h - \text{cobrimento} - \phi t - 1,5 \cdot \phi l = 60 - 3 - 0,5 - 1,5 \cdot 2 = 53,5$$

$$\text{KMD} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{11399,22}{17 \cdot 53,5^2 \cdot 1,786} = 0,131$$

$$\text{KMD}_{\text{adot}} = 0,135$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{KX} = 0,2175 \\ \text{KZ} = 0,9130 \\ \epsilon_c = 2,7786\text{‰} \\ \epsilon_s = 10\text{‰} \end{array} \right. \quad (\text{Domínio 2})$$

$$x = \text{KX} \cdot d = 0,2175 \cdot 53,5 = 11,64 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{\text{KZ} \cdot d \cdot f_s} = \frac{11399,22}{0,9130 \cdot 53,5 \cdot 43,48} = 5,37 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \frac{A_{s,\min}}{A_c} \quad 0,15\% = \frac{A_{s,\min}}{17 \cdot 60} \therefore A_{s,\min} = 1,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} = 4\% \cdot A_c = 0,04 \cdot 17 \cdot 60 = 40,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{adot}} = 5,37 \text{ cm}^2$$

Exemplo situação “d”: Momento Negativo V3b/c

Dados:

$$M_{k\text{inicial}} = 15,7 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$b_w = 17 \text{ cm}$$

$$\text{Aço CA-50: } f_s = 43,48 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Concreto Classe C25: } f_{cd} = 1,786 \text{ kN/cm}^2$$

Redução Momento Redistribuído: 1,27%

$$\delta = \frac{100 - 1,27}{100} = 0,99$$

$$M_k = M_{k\text{inicial}} \cdot \delta = 15,7 \cdot 0,99 = 15,5 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_k = 15,5 \cdot 9,81 \cdot 100 = 15206 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_d = M_k \cdot 1,4 = 15206 \cdot 1,4 = 21288,54 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Novo limite } \frac{x}{d} \leq \frac{\delta - 0,44}{1,25} = \frac{0,99 - 0,44}{1,25} = 0,44$$

$$d_{\text{adot}} = h - \text{cobrimento} - \phi t - 1,5 \cdot \phi l = 60 - 3 - 0,5 - 1,5 \cdot x_2 = 53,5$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{21288,54}{17 \cdot 53,5^2 \cdot 1,786} = 0,245$$

$$KMD_{\text{adot}} = 0,245$$

$$\left\{ \begin{array}{l} KX = 0,4365 \\ KZ = 0,8254 \\ \epsilon_c = 3,5\text{‰} \\ \epsilon_s = 4,5181\text{‰} \end{array} \right. \quad (\text{Domínio 3})$$

$$x = KX \cdot d = 0,4365 \cdot 53,5 = 23,35 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} = \frac{21288,54}{0,8254 \cdot 53,5 \cdot 43,48} = 11,09 \text{ cm}^2$$

$$p_{\text{mín}} = \frac{A_{s,\text{mín}}}{A_c} \quad 0,15\% = \frac{A_{s,\text{mín}}}{17 \cdot 60} \therefore A_{s,\text{mín}} = 1,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{máx}} = 4\% \cdot A_c = 0,04 \cdot 17 \cdot 60 = 40,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{adot}} = 11,09 \text{ cm}^2$$

APÊNDICE D – Exemplo de dimensionamento das armaduras de confinamento para a situação “c”

Momento Positivo V3b

Dados:

$$M_k = 8,30 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$b_w = 17 \text{ cm}$$

$$h = 40,76 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = 0,6287$$

$$d_{3/4} = 34,26 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{st} = 2,07\text{‰}$$

$$\text{Aço CA-50: } f_s = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

Concreto Classe C25

$$\rho_{sw,conf} = 3,2\%$$

$$b_{cx} \text{ (possível)} = b_w - 2 \cdot \text{cobrimento} = 17 - 2 \cdot 3 = 11 \text{ cm}$$

$$x = 0,6287 \cdot d_{3/4} = 0,6287 \cdot 34,26 = 21,54$$

$$b_{cy} \text{ (possível)} = x - 1 \cdot \text{cobrimento} = 21,54 - 1 \cdot 3 = 18,54 \text{ cm}$$

Para estribos quadrados:

$$b_{cx} = b_{cy}$$

Sendo assim:

$$b_{cx} = b_{cy} = 11 \text{ cm}$$

Com:

$$\rho_{sw,conf} = \frac{\Sigma A_{sw,conf} \cdot (b_{cx} + b_{cy})}{s \cdot b_{cx} \cdot b_{cy}}$$

Adotando Φ 8 mm, tem-se uma área de aço de 0,505 cm² por ramo do estribo de confinamento, sendo assim, para os dois ramos tem-se:

$$\Sigma A_{sw,conf} = 1,01 \text{ cm}^2$$

Com isso, para garantir uma taxa de armadura de no mínimo 3,2%, adota-se um espaçamento máximo da seguinte maneira:

$$s_{m\acute{a}x} = \frac{\Sigma A_{sw,conf} \cdot (b_{cx} + b_{cy})}{\rho_{sw,conf} \cdot b_{cx} \cdot b_{cy}} = \frac{1,01 \cdot (11 + 11)}{0,032 \cdot 11 \cdot 11} = 5,74 \text{ cm}$$

$$s_{adot} = 5,50 \text{ cm}$$

Após as considerações realizadas, deve ser analisada a ductilidade da seção, através da seguinte equação:

$$\begin{aligned} ID_{pós} = & 1,40412037 + 0,02069815 \cdot f_{ck} - 0,7760556 \cdot \varepsilon_{st} \\ & - 0,0585 \cdot s + 0,0012778 \cdot f_{ck} \cdot \varepsilon_{st} + 0,00019877 \cdot f_{ck} \cdot s \\ & + 0,01755556 \cdot \varepsilon_{st} \cdot s - 0,00034963 \cdot f_{ck}^2 \\ & + 0,26866667 \cdot \varepsilon_{st}^2 + 0,00033745 \cdot s^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ID_{pós} = & 1,40412037 + 0,02069815 \cdot 25 - 0,7760556 \cdot 2,07 \\ & - 0,0585 \cdot 5,5 + 0,0012778 \cdot 25 \cdot 2,07 + 0,00019877 \cdot 25 \cdot 5,5 \\ & + 0,01755556 \cdot 2,07 \cdot 5,5 - 0,00034963 \cdot 25^2 \\ & + 0,26866667 \cdot 2,07^2 + 0,00033745 \cdot 5,5^2 \end{aligned}$$

$$ID_{pós} = 1,2283$$

Momento Negativo V3b/c

Dados:

$$M_k = 15,7 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$b_w = 17 \text{ cm}$$

$$h = 53,61 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = 0,6287$$

$$d_{3/4} = 47,11 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{st} = 2,07\text{‰}$$

$$\text{Aço CA-50: } f_s = 43,48 \text{ kN/m}^2$$

Concreto Classe C25

$$\rho_{sw,conf} = 3,2\%$$

$$b_{cx} \text{ (possível)} = b_w - 2 \cdot \text{cobrimento} = 17 - 2 \cdot 3 = 11 \text{ cm}$$

$$x = 0,6287 \cdot d_{3/4} = 0,6287 \cdot 7,11 = 29,62 \text{ cm}$$

$$b_{cy} \text{ (possível)} = x - 1 \cdot \text{cobrimento} = 29,62 - 1 \cdot 3 = 26,62 \text{ cm}$$

Para estribos quadrados:

$$b_{cx} = b_{cy}$$

Sendo assim:

$$b_{cx} = b_{cy} = 11 \text{ cm}$$

Com:

$$\rho_{sw,conf} = \frac{\Sigma A_{sw,conf} \cdot (b_{cx} + b_{cy})}{s \cdot b_{cx} \cdot b_{cy}}$$

Adotando Φ 8 mm, tem-se uma área de aço de 0,505 cm² por ramo do estribo de confinamento, sendo assim, para os dois ramos tem-se:

$$\Sigma A_{sw,conf} = 1,01 \text{ cm}^2$$

Com isso, para garantir uma taxa de armadura de no mínimo 3,2%, adota-se um espaçamento máximo da seguinte maneira:

$$s_{m\acute{a}x} = \frac{\Sigma A_{sw,conf} \cdot (b_{cx} + b_{cy})}{\rho_{sw,conf} \cdot b_{cx} \cdot b_{cy}} = \frac{1,01 \cdot (11 + 11)}{0,032 \cdot 11 \cdot 11} = 5,74 \text{ cm}$$

$$s_{adot} = 5,50 \text{ cm}$$

Após as considerações realizadas, deve ser analisada a ductilidade da seção, através da seguinte equação:

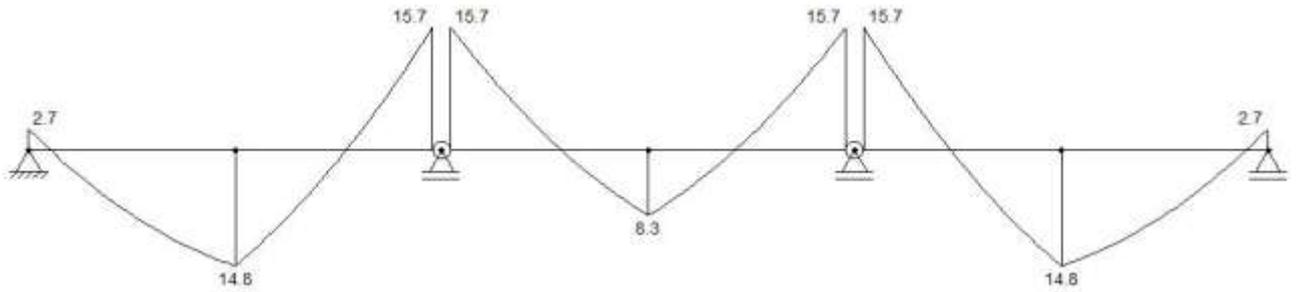
$$\begin{aligned} ID_{p\acute{o}s} = & 1,40412037 + 0,02069815 \cdot f_{ck} - 0,7760556 \cdot \varepsilon_{st} \\ & - 0,0585 \cdot s + 0,0012778 \cdot f_{ck} \cdot \varepsilon_{st} + 0,00019877 \cdot f_{ck} \cdot s \\ & + 0,01755556 \cdot \varepsilon_{st} \cdot s - 0,00034963 \cdot f_{ck}^2 \\ & + 0,26866667 \cdot \varepsilon_{st}^2 + 0,00033745 \cdot s^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ID_{p\acute{o}s} = & 1,40412037 + 0,02069815 \cdot 25 - 0,7760556 \cdot 2,07 \\ & - 0,0585 \cdot 5,5 + 0,0012778 \cdot 25 \cdot 2,07 + 0,00019877 \cdot 25 \cdot 5,5 \\ & + 0,01755556 \cdot 2,07 \cdot 5,5 - 0,00034963 \cdot 25^2 \\ & + 0,26866667 \cdot 2,07^2 + 0,00033745 \cdot 5,5^2 \end{aligned}$$

$$ID_{p\acute{o}s} = 1,2283$$

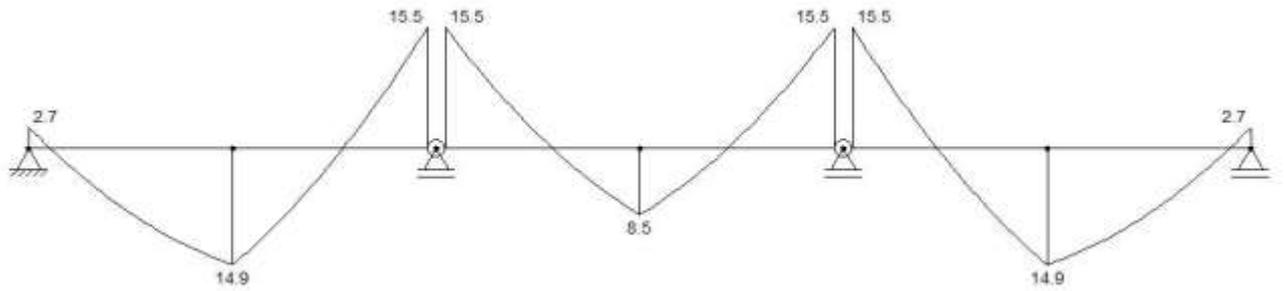
APÊNDICE E – Redistribuição de momentos vigas V3, V7, V9, V12, V17, V20, V23, V26

Figura 44 - Gráfico Momento Fletor Vigas V3 e V12



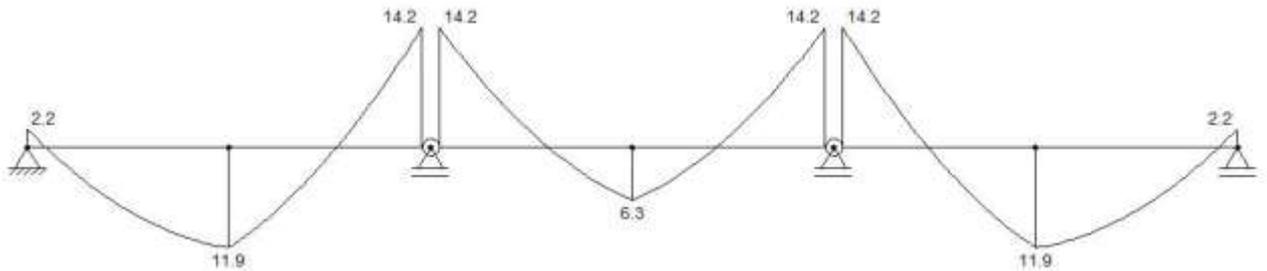
Fonte: Os Autores.

Figura 45 - Gráfico Momento Fletor Redistribuído Vigas V3 e V12



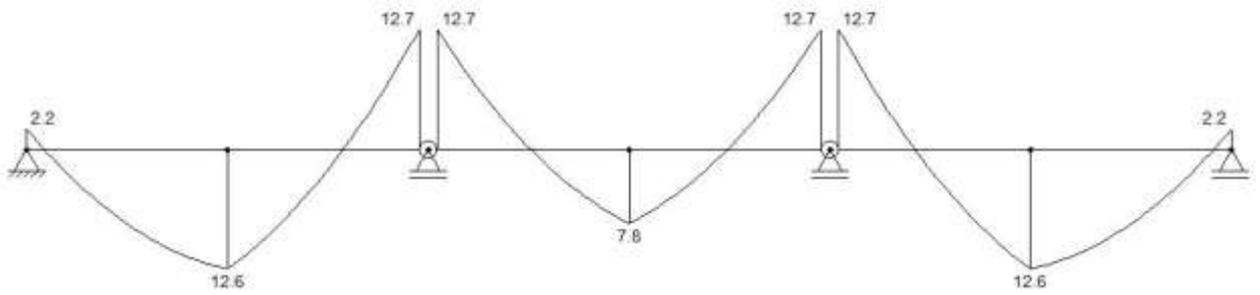
Fonte: Os Autores.

Figura 46 - Gráfico Momento Fletor Vigas V7 e V9



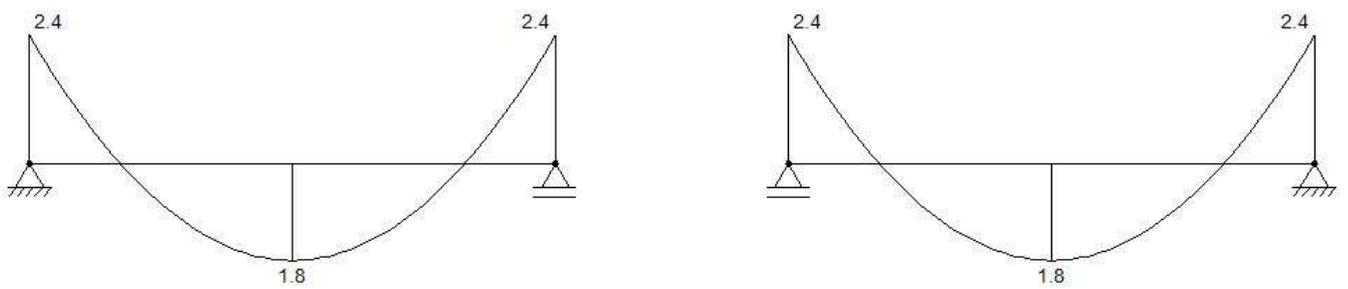
Fonte: Os Autores.

Figura 47 - Gráfico Momento Fletor Redistribuído Vigas V7 e V9



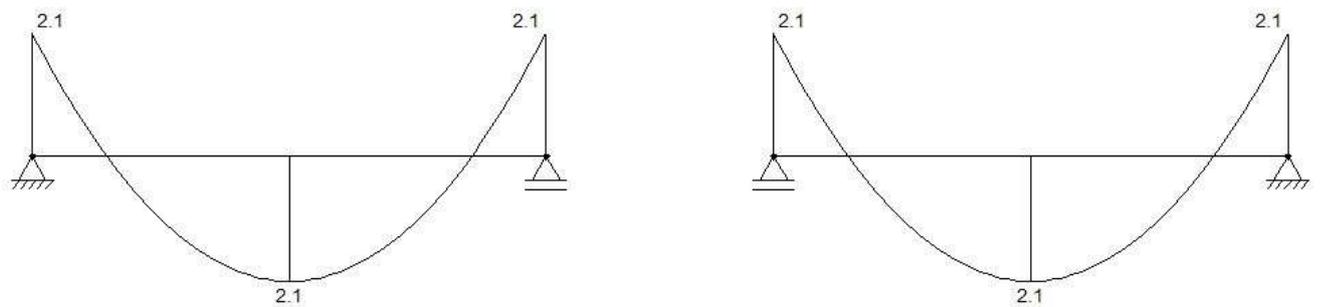
Fonte: Os Autores.

Figura 48 - Gráfico Momento Fletor Vigas V17 e V26



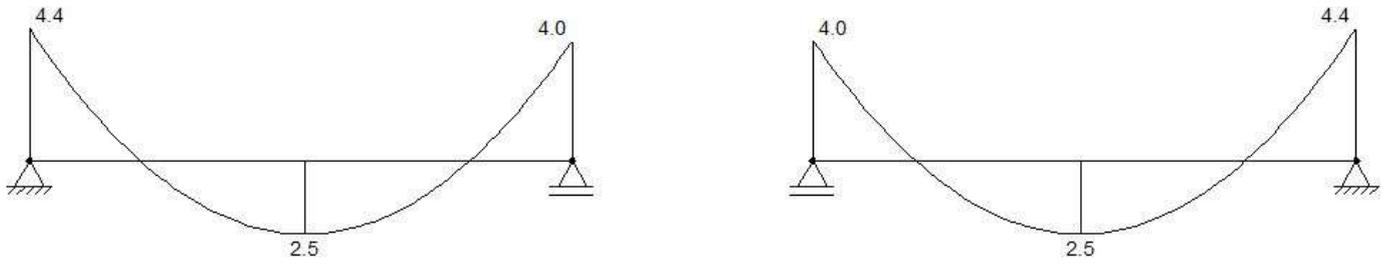
Fonte: Os Autores.

Figura 49 - Gráfico Momento Fletor Redistribuído Vigas V17 e V26



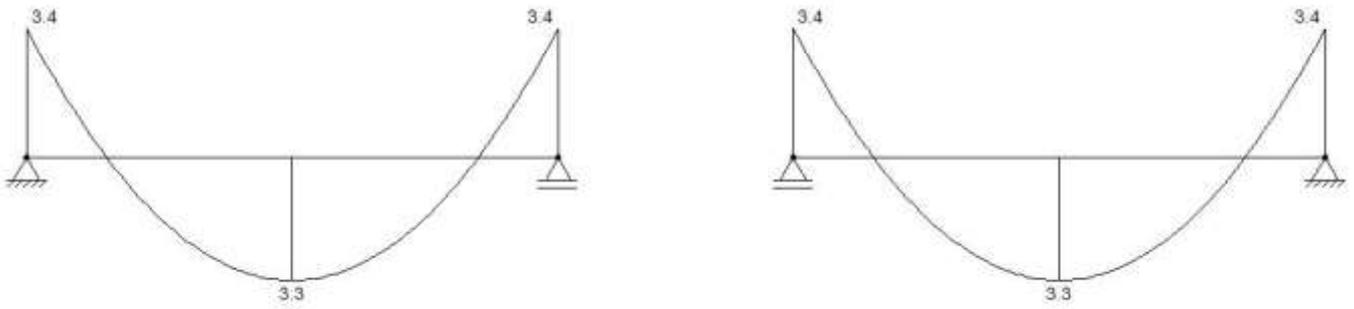
Fonte: Os Autores.

Figura 50 - Gráfico Momento Fletor Vigas V20 e V23



Fonte: Os Autores.

Figura 51 - Gráfico Momento Fletor Redistribuído Vigas V20 e V23



Fonte: Os Autores.

APÊNDICE F – Exemplo de dimensionamento da área de aço à flexão para lajes

O exemplo de dimensionamento refere-se ao momento positivo da Laje L13 e ao momento negativo de engaste da L13 com a L14.

Momento Positivo Laje L13 (direção x)

Dados:

$$M_k = 0,61 \text{ tf} \cdot \text{m/m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Aço CA-60: } f_s = 52,17 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Concreto Classe C25: } f_{cd} = 1,786 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 0,61 \cdot 9,81 \cdot 100 = 598,41 \text{ kN} \cdot \text{cm/m}$$

$$M_d = M_k \cdot 1,4 = 598,41 \cdot 1,4 = 837,77 \text{ kN} \cdot \text{cm/m}$$

$$d_{\min} = 2 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{837,77}{100 \cdot 1,786}} = 4,33 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = d_{\min} + \text{cobrimento} + \frac{\phi l}{2} = 4,33 + 2,5 + \frac{1}{2} = 7,33 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = 7,33 \leq 8 \text{ (OK!)}$$

$$d_{\text{adot}} = 5 \text{ cm}$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$\text{KMD} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{837,77}{100 \cdot 5^2 \cdot 1,786} = 0,188$$

$$\text{KMD}_{\text{adot}} = 0,190$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{KX} = 0,3205 \\ \text{KZ} = 0,8715 \\ \epsilon_c = 3,5\text{‰} \\ \epsilon_s = 7,4204\text{‰} \end{array} \right. \quad (\text{Domínio 3})$$

$$x = \text{KX} \cdot d = 0,3205 \cdot 5 = 1,60 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{\text{KZ} \cdot d \cdot f_s} = \frac{837,77}{0,8718 \cdot 5 \cdot 52,17} = 3,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_{\min} = \frac{A_{s,\min}}{A_c} \quad 0,15\% = \frac{A_{s,\min}}{100 \cdot 8} \quad \therefore A_{s,\min} = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} = 4\% \cdot A_c = 0,04 \cdot 100 \cdot 8 = 32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{adot}} = 3,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Momento Negativo Lajes L13/L14 (direção x)

Dados:

$$M_x = 0,29 \text{ tf} \cdot \text{m/m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Aço CA-60: } f_s = 52,17 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Concreto Classe C25: } f_{cd} = 1,786 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 0,29 \cdot 9,81 \cdot 100 = 284,49 \text{ kN} \cdot \text{cm/m}$$

$$M_d = M_k \cdot 1,4 = 284,49 \cdot 1,4 = 328,29 \text{ kN} \cdot \text{cm/m}$$

$$d_{\min} = 2 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{328,29}{100 \cdot 1,786}} = 2,99 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = d_{\min} + \text{cobrimento} + \frac{\emptyset l}{2} = 2,99 + 2,5 + \frac{1}{2} = 5,99 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = 5,99 \leq 8 \text{ (OK!)}$$

$$d_{\text{adot}} = 5 \text{ cm}$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$\text{KMD} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{328,29}{100 \cdot 5^2 \cdot 1,786} = 0,089$$

$$\text{KMD}_{\text{adot}} = 0,090$$

$$\left(\begin{array}{l} \text{KX} = 0,1403 \\ \text{KZ} = 0,9439 \\ \varepsilon_c = 1,6308\text{‰} \\ \varepsilon_s = 10\text{‰} \end{array} \right) \quad (\text{Domínio 2})$$

$$x = \text{KX} \cdot d = 0,1403 \cdot 5 = 0,70 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{\text{KZ} \cdot d \cdot f_s} = \frac{328,29}{0,9439 \cdot 5 \cdot 52,17} = 1,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_{\min} = \frac{A_{s,\min}}{A_c} \quad 0,15\% = \frac{A_{s,\min}}{100 \cdot 8} \therefore A_{s,\min} = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} = 4\% \cdot A_c = 0,04 \cdot 100 \cdot 8 = 32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{adot}} = 1,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para as lajes em balanço de $h = 10 \text{ cm}$ foi adotado um $\gamma_n = 1,45$, conforme prevê o item 13.2.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

ANEXO A – PLANTA DE FORMAS ORIGINAL

ANEXO B – TABELA DE DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

Tabela 17 - Tabela de Dimensionamento à Flexão

Domínio	KMD	KX	KZ	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_s(\%)$	Domínio	KMD	KX	KZ	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_s(\%)$
DOMÍNIO 2	0,010	0,0148	0,9941	0,1502	10	DOMÍNIO 3 (AÇO CA-50)	0,190	0,3205	0,8718	3,5	7,4204
	0,020	0,0298	0,9881	0,3068	10		0,195	0,3305	0,8678	3,5	7,0919
	0,030	0,0449	0,982	0,4704	10		0,200	0,3405	0,8638	3,5	6,7793
	0,040	0,0603	0,9759	0,6414	10		0,205	0,3506	0,8597	3,5	6,4814
	0,050	0,0758	0,9697	0,8205	10		0,210	0,3609	0,8556	3,5	6,1971
	0,055	0,0836	0,9665	0,9133	10		0,215	0,3714	0,8515	3,5	5,9255
	0,060	0,0916	0,9634	1,0083	10		0,220	0,3819	0,8473	3,5	5,6658
	0,065	0,0995	0,9602	1,1056	10		0,225	0,3925	0,843	3,5	5,417
	0,070	0,1076	0,957	1,2054	10		0,230	0,4033	0,8387	3,5	5,1785
	0,075	0,1156	0,9537	1,3077	10		0,235	0,4143	0,8343	3,5	4,9496
	0,080	0,1238	0,9505	1,4126	10		0,240	0,4253	0,8299	3,5	4,7297
	0,085	0,132	0,9472	1,5203	10		0,245	0,4365	0,8254	3,5	4,5181
	0,090	0,1403	0,9439	1,6308	10		0,250	0,4479	0,828	3,5	4,3144
	0,095	0,1485	0,9406	1,7444	10		0,255	0,4594	0,8162	3,5	4,1181
	0,100	0,1569	0,9372	1,8611	10		0,260	0,4711	0,8115	3,5	3,9287
	0,105	0,1654	0,9339	1,981	10		0,265	0,4830	0,8068	3,5	3,7459
	0,110	0,1739	0,9305	2,1044	10		0,270	0,4951	0,802	3,5	3,5691
	0,115	0,1824	0,927	2,2314	10		0,275	0,5074	0,797	3,5	3,3981
	0,120	0,1911	0,9236	2,3621	10		0,280	0,5199	0,7921	3,5	3,2324
	0,125	0,1998	0,9201	2,4967	10		0,285	0,5326	0,787	3,5	3,0719
0,130	0,2086	0,9166	2,6355	10	0,290	0,5455	0,7818	3,5	2,9162		
0,135	0,2175	0,913	2,7786	10	0,295	0,5586	0,7765	3,5	2,7649		
0,140	0,2264	0,9094	2,9263	10	0,300	0,5721	0,7712	3,5	2,6179		
0,145	0,2354	0,9058	3,0787	10	0,305	0,5858	0,7657	3,5	2,4748		
0,150	0,2445	0,9022	3,2363	10	0,310	0,5998	0,7601	3,5	2,3355		
0,155	0,2536	0,8985	3,3391	10	0,315	0,6141	0,7544	3,5	2,1997		
DOMÍNIO 3 (AÇO CA-50)	0,160	0,263	0,8948	3,5	9,8104	DOMÍNIO 4 (AÇO CA-50)	0,320	0,6287	0,7485	3,5	2,0672
	0,165	0,223	0,8911	3,5	9,3531		0,330	0,6590	0,7364	3,5	1,81
	0,170	0,2818	0,8873	3,5	8,9222		0,340	0,6910	0,7236	3,5	1,5652
	0,175	0,2913	0,8835	3,5	8,5154		0,350	0,7249	0,71	3,5	1,3283
	0,180	0,3009	0,8796	3,5	8,3106		0,360	0,7612	0,6955	3,5	1,0983
	0,185	0,3106	0,8757	3,5	7,7662		0,370	0,8003	0,6799	3,5	0,8732

Fonte: Carvalho e Figueiredo (2014).