

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

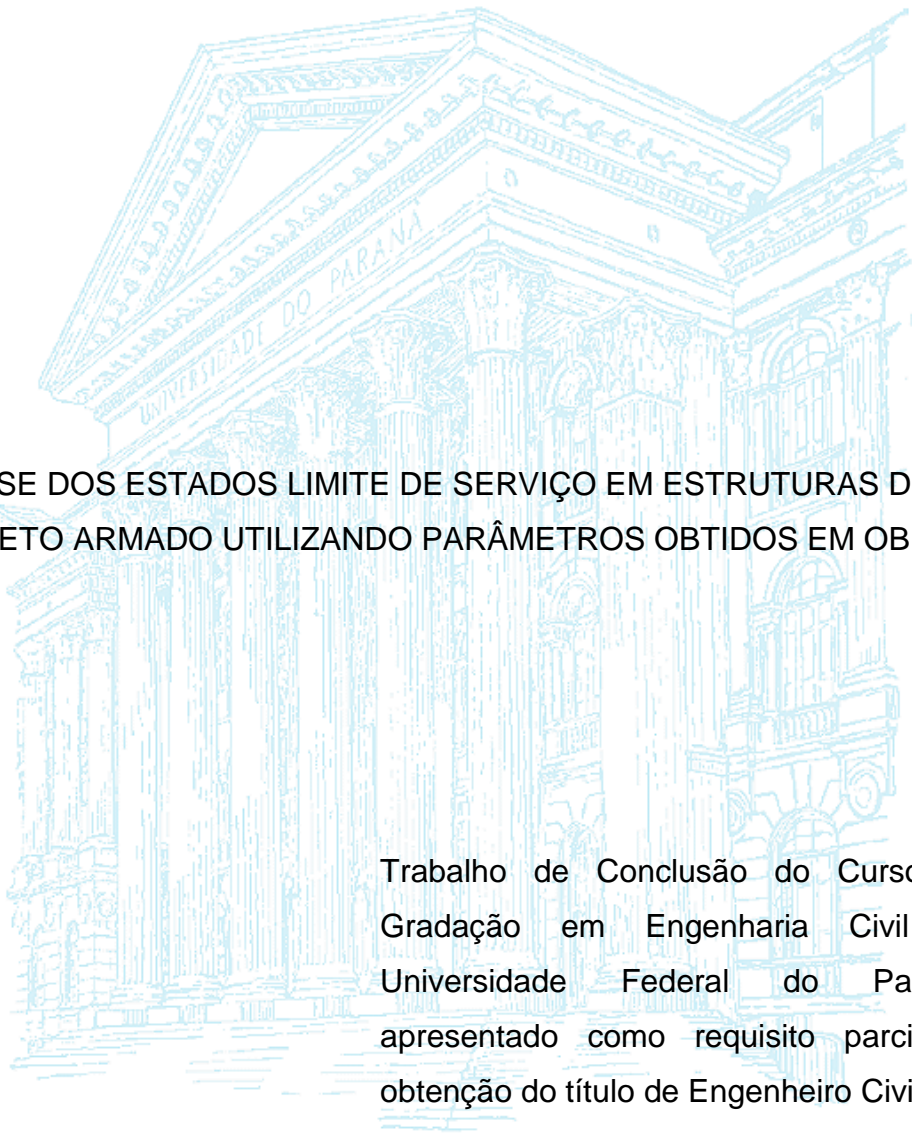
JONATA STADNIK KOMARCHEUSKI  
MIKAEL DE OLIVEIRA NUNES DA SILVA

ANÁLISE DOS ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO EM ESTRUTURAS DE  
CONCRETO ARMADO UTILIZANDO PARÂMETROS OBTIDOS EM OBRA

CURITIBA

2014

JONATA STADNIK KOMARCHEUSKI  
MIKAEL DE OLIVEIRA NUNES DA SILVA



ANÁLISE DOS ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO EM ESTRUTURAS DE  
CONCRETO ARMADO UTILIZANDO PARÂMETROS OBTIDOS EM OBRA

Trabalho de Conclusão do Curso de  
Gradação em Engenharia Civil da  
Universidade Federal do Paraná,  
apresentado como requisito parcial à  
obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Marco André Argenta

CURITIBA  
2014

## TERMO DE APROVAÇÃO

JONATA STADNIK KOMARCHEUSKI  
MIKAEL DE OLIVEIRA NUNES DA SILVA

### ANÁLISE DOS ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO PARÂMETROS OBTIDOS EM OBRA

Trabalho de conclusão de curso aprovado como requisito parcial para obtenção do grau de Engenheiro Civil pela Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

---

Prof. Dr. Marco André Argenta  
Orientador – Departamento de Construção Civil da Universidade  
Federal do Paraná

---

Prof<sup>a</sup>. Dra. Lia Yamamoto  
Departamento de Construção Civil da Universidade Federal do  
Paraná

---

Prof<sup>a</sup>. Dra. Nayara Soares Klein  
Departamento de Construção Civil da Universidade Federal do  
Paraná

Curitiba, 02 de dezembro de 2014

## RESUMO

Com o desenvolvimento dos métodos construtivos e da evolução de vários materiais da construção civil, houve a possibilidade de criar peças mais esbeltas, que acabaram por reduzir a rigidez da estrutura causando um problema que até então não era tão comum, o aumentando das deformações para estados de serviço, que podem causar problemas no conforto, tanto da utilização visual, assim como alguns problemas estruturais.

A NBR 6118 (2014) cria então algumas recomendações para auxiliar o cálculo destas deformações e aplica uma série de limites às deformações e fissuras calculadas, em diversos tipos de uso e situações.

Neste trabalho será apresentada a formulação simplificada da NBR 6118 (2014) para avaliação dos Estados Limites de Serviço em vigas de concreto armado, no que tange à abertura de fissuras e deformação e para fazer esta análise foi elaborada, pelos autores, uma planilha de cálculo para obtenção desses dados, e em seguida apresentados alguns exemplos práticos para análise dos resultados e estudos para métodos de redução de valores excessivos.

Palavras-chave: Deformações excessivas. Flechas em vigas. Concreto armado. Análise estrutural. NBR 6118 (2014).

## **ABSTRACT**

With the development of construction methods and the development of various materials used on construction, it was possible to create more slender pieces, which ultimately reduce the stiffness of the structure causing a problem which until then was not so common, increasing the strain on service loads, that may cause problems in the use of visual comfort as much as some structural problems.

NBR 6118 (2014) creates some recommendations to help calculate these deformations, applying a series of limits to the deformations and fissures on different types of uses and situations.

In this paper a simplified formulation of NBR 6118 (2014) will be presented for evaluation of Service Limit State in reinforced concrete beams, focusing on fissures and deflections, and to the analysis of values was developed, by the authors, a spreadsheet to obtain such data and then presented some practical examples to analysis and studies for methods of reducing excessive values.

Keyword: Excessive deformations. Deflections in beams. Reinforced concrete. Structural analysis. NBR 6118 (2014).

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1: DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO .....	19
FIGURA 2: DIAGRAMA PARÁBOLA-RETÂNGULO .....	19
FIGURA 3: REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DOS RESULTADOS DE UM ENSAIO DE DEFORMAÇÃO LENTA.....	20
FIGURA 4: ARMADURAS DE REFORÇO .....	28
FIGURA 5: DANO EM ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS .....	30
FIGURA 6: ESTÁDIO I DE FISSURAÇÃO .....	32
FIGURA 7: ESTÁDIO II DE FISSURAÇÃO .....	32
FIGURA 8: ESTÁDIO III DE FISSURAÇÃO .....	33
FIGURA 9: TRINCAS EM PAREDE DE VEDAÇÃO: DEFORMAÇÃO DO SUPORTE MAIOR QUE A DEFORMAÇÃO DA VIGA SUPERIOR .....	34
FIGURA 10: TRINCAS EM PAREDE DE VEDAÇÃO: DEFORMAÇÃO DO SUPORTE INFERIOR À DEFORMAÇÃO DA VIGA SUPERIOR.....	34
FIGURA 11: TRINCAS EM PAREDE DE VEDAÇÃO: DEFORMAÇÃO DO SUPORTE IDÊNTICA À DEFORMAÇÃO DA VIGA SUPERIOR .....	35
FIGURA 12: FISSURAÇÃO TÍPICA EM VIGA SUBARMADA SOLICITADA À FLEXÃO .....	39
FIGURA 13: FISSURAS DE CISALHAMENTO EM VIGA SOLICITADA À FLEXÃO .....	40
FIGURA 14: ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE SEGUNDO A NBR 6118:2014 .....	44
FIGURA 15: ALTURA ÚTIL.....	49
FIGURA 16: DADOS DE ENTRADA DA PLANILHA.....	57

FIGURA 17: DADOS DE ENTRADA DA PLANILHA.....	58
FIGURA 18: DADOS DE ENTRADA DA PLANILHA.....	59
FIGURA 19: DADOS DE ENTRADA DA PLANILHA.....	59
FIGURA 20: DADOS DE ENTRADA DA PLANILHA.....	60
FIGURA 21: DADOS DE ENTRADA DA PLANILHA.....	60
FIGURA 22: VALORES DE CARREGAMENTO NA PLANILHA DE CÁLCULO DO EXCEL .....	63
FIGURA 23: VALORES DE MOMENTOS SOLICITANTES NA PLANILHA DE CÁLCULO DO EXCEL .....	63
FIGURA 24: VALORES DE CARREGAMENTO NO SOFTWARE FTOOL.....	64
FIGURA 25: VALORES DE MOMENTOS SOLICITANTE NO SOFTWARE FTOOL .....	64
FIGURA 26: MODELO DE GRELHA.....	66
FIGURA 27: EXEMPLO 2 – CARGAS ATUANTES .....	67
FIGURA 28: VALORES DE MOMENTOS – TQSX PLANILHA DE CÁLCULO	69
FIGURA 29: VALORES DE DEFORMAÇÕES – TQSXPLANILHA DE CÁLCULO .....	69
FIGURA 30: LOG DE INFORMAÇÕES DO TQS .....	70
FIGURA 31: VALORES DE ABERTURA DE FISSURAS – TQSXPLANILHA DE CÁLCULO .....	71
FIGURA 32: EXEMPLO NUMÉRICO 1 –VIGA BIAPOIADA .....	72
FIGURA 33: EXEMPLO 2 – SISTEMA ESTRUTURAL .....	76
FIGURA 34: EXEMPLO 2 – ARMADURA DA V2.....	76
FIGURA 35: EXEMPLO 2 – SISTEMA ESTRUTURAL .....	77

FIGURA 36: EXEMPLO 2 – ENVOLTÓRIA DE MOMENTOS FLETORES.....	79
FIGURA 37: INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS – ESTRUTURA ANALISADA.....	81
FIGURA 38: INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS – ARMAÇÃO DA VIGA .....	82



## LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: BASE X FLECHA.....	84
GRÁFICO 2 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: BASE X FISSURAÇÃO.....	85
GRÁFICO 3 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: ALTURA X FLECHA .....	86
GRÁFICO 4 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: ALTURA X FISSURAÇÃO .....	87
GRÁFICO 5 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: FCK X FLECHA .....	88
GRÁFICO 6 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: FCK X FISSURAÇÃO .....	88
GRÁFICO 7 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: A'S X FISSURAS .....	89
GRÁFICO 8 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: AS X FLECHA.....	90
GRÁFICO 9 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: AS X FISSURAÇÃO.....	90
GRÁFICO 10 – INFLUÊNCIA DAS VARIÁVEIS: T0 X FLECHA.....	91
GRÁFICO 11 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: CARGA PERMANENTE X FLECHA .....	92
GRÁFICO 12 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: CARGA PERMANENTE X FISSURAÇÃO .....	93
GRÁFICO 13 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: CARGA ACIDENTAL X FLECHA .....	93
GRÁFICO 14 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: CARGA ACIDENTAL X FISSURAÇÃO .....	94

## LISTA DE TABELAS

TABELA 1: DIMENSÕES MÍNIMAS DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE ACORDO COM A NBR 6118 (2014) .....	23
TABELA 2: LIMITES DE H/L PARA VIGAS DE CONCRETO ARMADO .....	23
TABELA 3: LIMITES PARA DESLOCAMENTOS.....	25
TABELA 4: LIMITES PARA DESLOCAMENTOS (ACI 318) .....	26
TABELA 5: LIMITES CONSIDERADOS.....	27
TABELA 6: EXIGÊNCIAS DE DURABILIDADE RELACIONADAS À FISSURAÇÃO E À PROTEÇÃO DA ARMADURA EM FUNÇÃO DAS CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL .....	37
TABELA 7: VALORES MÁXIMOS DE DIÂMETRO E ESPAÇAMENTO, COM BARRAS DE ALTA ADERÊNCIA.....	39
TABELA 8: VALORES DE $\Psi_1$ E $\Psi_2$ PARA AS COMBINAÇÕES.....	48
TABELA 9: RESULTADOS DE DEFORMAÇÕES PELA PLANILHA DE CÁLCULO .....	74
TABELA 10: RESULTADOS DE ABERTURA DE FISSURAS PELA PLANILHA DE CÁLCULO .....	75
TABELA 11: EXEMPLO 2 – CARGAS ATUANTES .....	78
TABELA 12: EXEMPLO 2 – MOMENTOS SOLICITANTES .....	78
TABELA 13: CÁLCULO DA FLECHA.....	80
TABELA 14: CÁLCULO DA ABERTURA DE FISSURAS .....	80
TABELA 15: VALORES DE FLECHA TOTAL E ABERTURA DE FISSURAS TOTAL PARA O EXEMPLO ACIMA.....	83
TABELA 16: LIMITES DE DEFORMAÇÕES PARA O EXEMPLO .....	83
TABELA 17: ANÁLISE DE ALTURA PARA SATISFAZER LIMITES.....	86

## SUMÁRIO

1	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	14
2	<b>OBJETIVOS</b> .....	15
3	<b>JUSTIFICATIVA</b> .....	16
4	<b>ESTUDO DAS DEFORMAÇÕES</b> .....	17
4.1	ORIGENS DAS DEFORMAÇÕES NAS ESTRUTURAS .....	17
4.2	TIPOS DE DEFORMAÇÃO .....	18
4.3	ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO (ELS).....	20
4.4	ESTADOS LIMITE DE RUPTURA (ELU) .....	21
4.5	MÉTODOS PARA REDUÇÃO DAS FLECHAS .....	22
4.5.1	Dimensões mínimas .....	22
4.5.2	Armadura de compressão .....	23
4.5.3	Aumento da resistência do concreto.....	24
4.6	DESLOCAMENTOS LIMITE.....	24
4.6.1	Brasil.....	24
4.6.2	Estados unidos .....	25
4.6.3	Outros valores limites de normas .....	26
4.7	CONTRAFLECHA .....	27
4.8	ARMADURAS DE REFORÇO NAS PAREDES.....	27
4.9	PROBLEMAS GERADOS DEVIDO A GRANDES DEFORMAÇÕES EM ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS.....	28
4.10	FISSURAS.....	31
4.10.1	Estádios de fissuração.....	31
4.10.2	Tipos de trincas .....	33
4.10.3	Fissuras devidas ao carregamento.....	36

4.11	DEFORMAÇÕES NOS SUPORTES DE CONCRETO.....	40
<b>5</b>	<b>BASES DA PLANILHA DE CÁLCULO E MANUAL DE ENTRADA DE DADOS .....</b>	<b>42</b>
5.1	OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS DE CÁLCULO.....	42
5.1.1	Concepção do modelo estrutural.....	42
5.1.2	Cálculo das áreas de influência das lajes.....	43
5.1.3	Cálculo dos momentos fletores .....	44
5.2	COMBINAÇÕES DE AÇÕES .....	47
5.3	CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES .....	48
5.3.1	Valor do momento máximo da viga .....	48
5.3.2	Altura útil da viga .....	49
5.3.3	Altura da linha neutra.....	49
5.3.4	Valor de momento para combinação quase permanente .....	49
5.3.5	Taxa de armadura .....	50
5.3.6	Relação dos módulos de elasticidade do aço e concreto .....	50
5.3.7	Momento de inércia na seção bruta.....	50
5.3.8	Momento de fissuração .....	50
5.3.9	Momento de fissuração para verificação de estágio.....	51
5.3.10	Resistência à tração direta .....	51
5.3.11	Valor para linha neutra em serviço .....	52
5.3.12	Momento de inércia da seção fissurada .....	52
5.3.13	Inércia equivalente da seção .....	52
5.3.14	Flecha imediata .....	53
5.3.15	Flecha diferida no tempo .....	54
5.3.16	Flecha total.....	55
5.3.17	Valor limite de deformação .....	55
5.3.18	Verificação flecha total e flecha limite.....	55

5.4	VERIFICAÇÃO DE ABERTURA DE FISSURAS .....	55
5.5	MANUAL PARA ENTRADA DE DADOS .....	57
5.5.1	Propriedades da viga principal .....	57
5.5.2	Dados de coeficientes e limites .....	58
5.5.3	Dados de definição do sistema estrutural.....	59
5.5.4	Dados para definição dos carregamentos .....	60
6	<b>PROGRAMA PARA VALIDAÇÃO DE RESULTADOS</b> .....	62
6.1	FTOOL.....	62
6.2	TQS .....	65
6.2.1	Modelo estrutural .....	65
6.2.2	Cargas atuantes .....	66
6.2.3	Análises do tqz quanto às deformações.....	67
6.2.4	Análises do tqz quanto à abertura de fissuras.....	68
6.2.5	Comparação dos valores obtidos pela planilha de cálculo e os valores obtidos pelo tqz .....	68
7	<b>ANÁLISE DE RESULTADOS DA PLANILHA DE CÁLCULO</b> .....	72
7.1	EXEMPLO NUMÉRICO 1 .....	72
7.1.1	Solução proposta por PINHEIRO & MUZARDO (2004).....	73
7.1.2	Verificação pela planilha de cálculo.....	74
7.2	EXEMPLO NUMÉRICO 2.....	75
7.2.1	Verificação pela planilha de cálculo.....	77
8	<b>DISCUSSÃO DE RESULTADOS</b> .....	81
8.1	BASE DA VIGA ( $B_w$ ).....	84
8.2	ALTURA DA VIGA (H) .....	85
8.3	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO ( $F_{ck}$ ) .....	87
8.4	ÁREA DE AÇO NA COMPRESSÃO ( $A'_s$ ) .....	88
8.5	ÁREA DE AÇO NA TRAÇÃO ( $A_s$ ).....	89

8.6	TEMPO PARA APLICAÇÃO DA CARGA PERMANENTE ( $T_0$ ) .....	91
8.7	CARGA PERMANENTE .....	92
8.8	CARGA ACIDENTAL.....	93
9	<b>CONCLUSÃO</b> .....	95
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	96

## 1 INTRODUÇÃO

Vigas e componentes estruturais são dimensionados dentro de certos limites, definidos por Normas, onde admitem flechas e abertura de fissuras máximos, que não comprometam a resistência, a estabilidade e a estética da estrutura. Estes limites são definidos por cada país, de acordo com características de suas obras, baseados em estudos acadêmicos que indicam o comportamento das estruturas.

É comum que os elementos estruturais horizontais, vigas ou lajes, sirvam de suporte para as paredes ou divisórias do edifício, e devido às características dos materiais que as compõem, seus limites para deformações são diferentes.

Com a evolução dos materiais de construção civil nos últimos anos, principalmente no que tange à resistência, observa-se maior facilidade no dimensionamento de estruturas mais esbeltas, com maiores vãos, além de mais carregadas. Estas tendências implicam também na necessidade de verificação do desempenho em serviço destas estruturas, para garantir resultados satisfatórios quanto às deformações e fissuras.

De acordo com diversos estudos de PFEFFERMANN (1968), verifica-se o aparecimento das primeiras fissuras na alvenaria com flechas da ordem de  $L/1000$  e  $L/1500$ . Não há, contudo, consenso quanto aos limites a serem considerados, enquanto a NBR 6118 (2014) utiliza valores inferiores a  $L/400$  em casos de edifícios residenciais, existem limites de flechas muito superiores, como as prescrições Belgas que chegam a recomendar flechas instantâneas de no máximo  $L/2500$  para lajes de suporte.

O desempenho em serviço é um fator de suma importância no projeto de estruturas de edifícios e sua construção, pois indica a qualidade das estruturas durante o uso, e sua verificação em todas as fases da construção também se mostra necessária.

## 2 OBJETIVOS

Este trabalho tem por objetivo a automação do procedimento de cálculo simplificado dos Estados Limite de Serviço de estruturas de concreto armado, descrito na NBR 6118 (2014), tendo em foco a etapa de execução, portanto, o procedimento de cálculo será alimentado por parâmetros disponíveis em obra.

Esta automação será feita através de uma planilha de cálculo, desenvolvida através do software Microsoft Office Excel, versão 2007 ou superior e terá seus cálculos verificados por outros dois softwares, FTOOL, desenvolvido pela universidade PUC-Rio, e o software CAD/TQS, versão 15.

Tendo este procedimento de cálculo de forma automática, será feita a verificação da influência de algumas variáveis envolvidas no processo em seu resultado final, podendo-se assim tomar decisões de quais parâmetros podem ser modificados para alcançar de maneira mais eficaz os limites necessários.

De maneira secundária, busca-se também mostrar a distância que há entre os limites dados na NBR 6118 (2014), para as deformações excessivas, e os limites de Normas e estudos internacionais.

Destaca-se aqui o fato destes cálculos fornecerem uma base preliminar para a tomada de decisão, mas qualquer modificação deve ser indicada pelo projetista, fazendo todas as verificações e modificações julgadas necessárias.



### 3 JUSTIFICATIVA

Como indicado pelas pesquisas de PFEFFERMANN (1968), as fissuras nas paredes de alvenaria se iniciam muito antes das fissuras em seus elementos de suporte, portanto a compatibilização destas deformações se faz necessária para o bom funcionamento dos edifícios.

Além de problemas relacionados ao uso do edifício, foco deste trabalho, controlar as deformações e fissuras existentes nas estruturas está também relacionado com a durabilidade destas estruturas, pois as deformações provocam o aumento da abertura das fissuras e estas aberturas funcionam como porta de entrada de agentes agressivos, podendo provocar a aceleração no processo de corrosão das armaduras.

Deformações excessivas, ainda que não comprometam o funcionamento ou a durabilidade da estrutura, provocam desconforto ao usuário, devido à sensação de insegurança do edifício, motivo que se soma aos anteriores na importância da verificação dos Estados Limite de Serviço.

Devido a imprevistos que surgem nas obras, levando à necessidade de modificação do projeto original, é possível que não haja tempo hábil para o responsável pelo projeto verificar o desempenho em serviço da estrutura, sendo importante a disponibilização de ferramentas para que estas verificações também possam ser feitas no local da obra.

Esta é uma ferramenta que também permite a verificação das deformações para outros limites além da NBR 6118 (2014), limites estes normalmente não considerados de forma padrão nos softwares comerciais de dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto armado.

## 4 ESTUDO DAS DEFORMAÇÕES

### 4.1 ORIGENS DAS DEFORMAÇÕES NAS ESTRUTURAS

As estruturas de concreto armado, como qualquer outro tipo de estrutura, sofrem deformações e, dependendo das características da estrutura, as deformações se tornam mais decisivas em relação às dimensões das peças que a própria capacidade resistente (ACI 435R, 2003). Portanto é importante dedicar a devida atenção às origens destas, para se entender quais parcelas da deformação podem ser atenuadas e quais são de origem intrínseca do material.

Estas deformações podem ter sua origem relacionada ao carregamento que sofre ou não. As de origem não relacionadas ao carregamento são, basicamente, devidas a retração, módulo de elasticidade ou às variações de temperatura. Já as deformações causadas pelo carregamento estão relacionadas diretamente com a carga que está aplicada, mas não necessariamente, indicando que o elemento estrutural está próximo do seu estado de ruptura (NEVILLE, 1997) (RÜSCH, 1980).

Outras origens são mencionadas pelo *American Concrete Institute* em sua publicação de número 435R (2003), tais como o uso de concretos de alta resistência, que possibilitam a criação de seções mais esbeltas e, portanto, com menor rigidez.

Devido a sua baixa resistência à tração (cerca de 10% da resistência à compressão), considerando concretos convencionais, o carregamento que flexiona elementos estruturais, como lajes e vigas, lhes impõe deformações mesmo antes de atingirem os valores de projeto. Portanto, a análise criteriosa das cargas atuantes deve ser realizada, para verificar se a carga crítica de deformação da estrutura não é atingida antes da carga máxima de uso, causando o comprometimento da funcionalidade da estrutura (KARA & DUNDAR, 2009).

Várias proposições foram feitas para se calcular as deformações causadas pelo carregamento em estruturas, análises tanto no campo da

linearidade (como na Lei de Hooke, onde existe uma proporcionalidade entre os valores de tensão e deformações), quanto na não-linearidade, que temos o método simplificado recomendado pela NBR 6118 (2014), simplificado pelo fato de não considerar todos os efeitos não-lineares provenientes da fissuração, colaboração do concreto entre fissuras, influência dos processos construtivos e condições ambientais, onde essa simplificação sobre fissuras e desprezo sobre outros fatores relevantes, acaba por tornar o cálculo uma forma aproximada.

Como já foi dito, é importante a definição correta do carregamento ao qual a estrutura estará sujeita para que as parcelas de deformação devido às cargas sejam bem estabelecidas e, caso necessário, esta deformação seja combatida com a modificação de dimensões das peças ou armadura mínima (THOMAZ, 1989).

## 4.2 TIPOS DE DEFORMAÇÃO

Durante sua vida útil, uma estrutura sofre, basicamente, três tipos de deformações: deformação elástica imediata, deformação elástica retardada e deformação por fluência. As duas primeiras entram no campo das deformações elásticas, sendo aquelas reversíveis quando se remove o carregamento. Já a deformação por fluência está no campo da plasticidade do concreto, portanto ela é parcialmente reversível ao se remover o carregamento. Serão destacadas aqui as deformações dentro do campo da elasticidade.

Entende-se por deformação elástica, toda aquela que é “reversível”, ou seja, enquanto houver a carga que provoca a deformação, ela existe, porém assim que a carga é removida estas tensões se dissipam e a estrutura retorna para sua posição de origem. Contudo, este tipo de deformação é de difícil análise, pois ocorrem deformações plásticas também ao se carregar a peça, e a distinção entre estas deformações se complicam (RÜSCH, 1980). Portanto, simplificando este processo, convencionou-se o seguinte critério: toda deformação causada durante o carregamento, é considerada elástica e toda deformação que surge a partir deste momento é considerada deformação por fluência (NEVILLE, 1997).

Ao se plotar em um gráfico a relação entre a tensão aplicada e a deformação que o elemento sofre, percebe-se que um padrão é mantido. Para o caso do concreto, o formato aproximado é dado pela Figura 1. Porém a NBR 6118 (2014) traz uma simplificação deste gráfico, de maneira que seja possível o seu equacionamento, e propõe o chamado “Diagrama parábola-retângulo”, o qual pode ser visto na Figura 2. Este diagrama relaciona as tensões de compressão atuantes com as deformações sofridas pelo concreto, indicando dois patamares de tensão para deformações superiores a 2‰,  $f_{ck}$  e  $0,85f_{cd}$ , o primeiro é o patamar do diagrama característico, enquanto o segundo é do diagrama de cálculo.

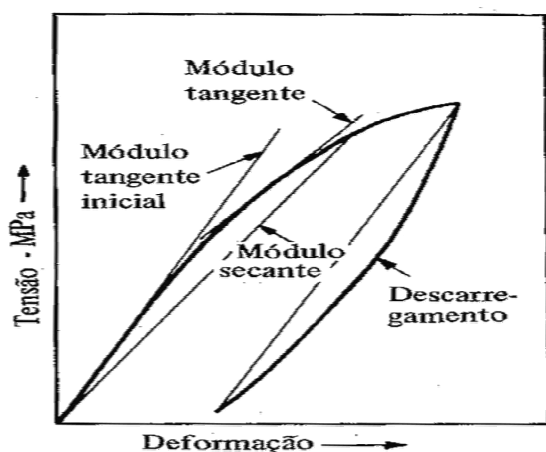


FIGURA 1: DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

FONTE: (NEVILLE, 1997)

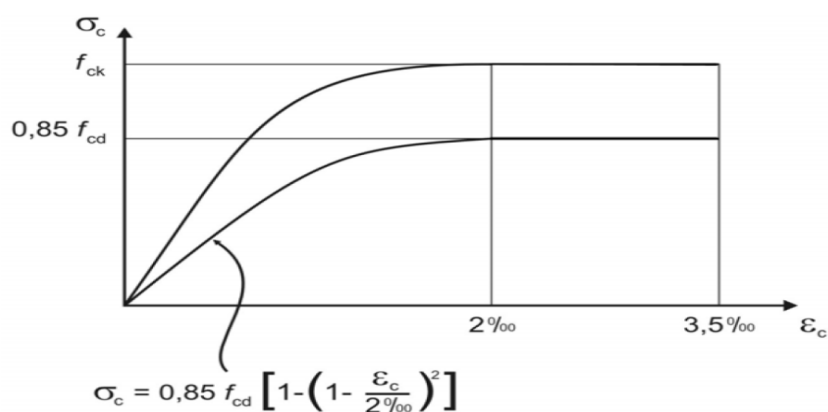


FIGURA 2: DIAGRAMA PARÁBOLA-RETÂNGULO

FONTE: NBR 6118 (2014)

A Figura 1 também indica o Módulo tangente e o Módulo secante, valor que representa a relação entre a tensão e a deformação para o concreto em questão, pois se trata da tangente das retas indicadas na figura. O Módulo de Elasticidade comumente utilizado é aquele correspondente à corda que liga a origem a 30% de  $f_c$  conforme indica a NBR 6118 (2014).

Ao se manter a carga aplicada, o concreto tende a sofrer deformações lentas plásticas e elásticas. A Figura 3 indica a relação aproximada entre estas duas parcelas de deformação lenta.

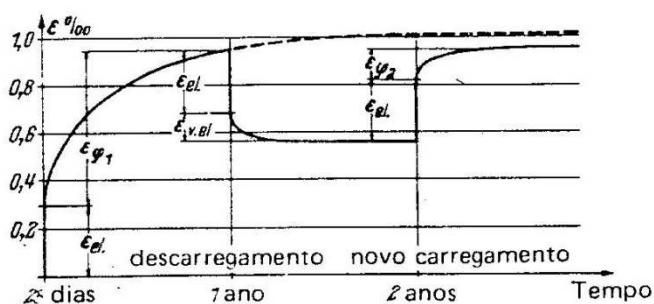


FIGURA 3: REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DOS RESULTADOS DE UM ENSAIO DE DEFORMAÇÃO LENTA

FONTE: NBR 6118 (2014)

### 4.3 ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

Definido no item 10.4 da NBR 6118 (2014), os estados limites de utilização estão ligados à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas. Abaixo estão descritos alguns dos ELS definidos de acordo com o item 3.2 da NBR 6118 (2014):

- ELS-F – Estado Limite de Formação de Fissuras: estado em que se inicia a formação de fissuras;
- ELS-W – Estado Limite de Abertura de Fissuras: estado em que as aberturas atingem o valor máximo especificado para utilização normal da edificação;

- c) ELS-DEF – Estado Limite de Deformações Excessivas: estado em que as deformações atingem o valor máximo especificado para utilização normal da edificação;
- d) ELS-VE – Estado Limite de Vibrações Excessivas: estado em que as vibrações atingem o valor máximo especificado para utilização normal da edificação.

No estudo em questão, os ELS que serão mais especificamente abordados serão os relacionados às fissuras e deformações.

#### 4.4 ESTADOS LIMITE DE RUPTURA (ELU)

Está relacionado ao colapso total ou parcial da estrutura em questão, que determine a interrupção no uso da edificação, em todo ou em parte (CHUST & FIGUEIREDO, 2001).

Segundo o item 10.3 da NBR 6118 (2014), a segurança aos seguintes estados limites últimos deve ser atendida:

- 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, podendo admitir-se verificações separadas destas solicitações;
- c) estado limite último da capacidade resistente da estrutura, considerando efeitos de segunda ordem;
- d) estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- e) estado limite último de colapso progressivo;
- f) outros estados limites últimos que possam ocorrer em casos especiais.

Todos os elementos estruturais usualmente são dimensionados neste limite, e depois é feita a verificação para cada ELS, exceto para estruturas de concreto protendido que o processo é invertido, esse que não será abordado no presente estudo. O ELU é sempre caracterizado pela ruína ou esgotamento

da capacidade resistente última, trata-se de uma situação na qual se espera que a estrutura nunca atinja, com os coeficientes dos materiais minorados e os esforços solicitantes majorados tornando mais difícil as estruturas atingirem este limite de resistência. KIMURA (2007) alerta que o uso da edificação é inviabilizado quando é atingido o ELS, assim como quando é atingido o ELU.

#### 4.5 MÉTODOS PARA REDUÇÃO DAS FLECHAS

##### 4.5.1 DIMENSÕES MÍNIMAS

Uma maneira de se minimizar os deslocamentos da estrutura está relacionada com as dimensões das peças que as compõe. Quanto maior a altura útil de um elemento estrutural que age à flexão, maior será sua inércia, portanto, maior a dificuldade de deformação deste. Estudos mostram que, para peças não fissuradas, a redução das deformações é proporcional ao cubo da altura da seção, enquanto que, para peças completamente fissuradas, esta proporção é reduzida para o quadrado da altura útil. Modificações na largura de vigas também aumentam a capacidade resistente a deformações, porém de forma menos significativa que o aumento da altura (ACI 435R, 2003).

Geralmente a altura mínima dos elementos fletidos está associada ao vão deste, havendo Normas em cada país que abordam estes requisitos. Aqui no Brasil, os valores estipulados pela NBR 6118(2014) são descritos a seguir (TABELA 1).

TABELA 1: DIMENSÕES MÍNIMAS DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE ACORDO COM A NBR 6118 (2014)

ELEMENTO	LARGURA MÍNIMA
VIGA	12 cm
VIGA-PAREDE	15 cm
LAJE	Entre 5 cm e 16 cm <sup>1</sup>

FONTE: NBR 6118 (2014). ADAPTADO PELOS AUTORES.

THOMAZ (1989) resumiu os limites da relação altura (h) e vão efetivo (L) criados por algumas normas internacionais, os quais são dados na Tabela 2

TABELA 2: LIMITES DE H/L PARA VIGAS DE CONCRETO ARMADO

PAÍS - NORMA	VALOR LIMITE DE H/L		OBSERVAÇÕES
	APOIO SIMPLES	VIGAS CONTÍNUAS	
FRANÇA (BA-60)	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{16}$	$100 \rho_1 < 0,9 \frac{2400}{f_{yk}}$
GRÃ-BRETANHA (CP 114)	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{25}$	-
ESTADOS UNIDOS (ACI - 318)	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{26}$	TRAMO INTERMEDIÁRIO
		$\frac{1}{23}$	TRAMO EXTREMO
PAÍSES BAIXOS (GBV 62)	$\frac{1}{26}$	$\frac{1}{37}$	TRAMO INTERMEDIÁRIO
		$\frac{1}{30}$	TRAMO EXTREMO

FONTE: THOMAZ (1989)

#### 4.5.2 ARMADURA DE COMPRESSÃO

As armaduras de compressão têm um papel importante em reduzir as deformações diferidas no tempo, pois algebricamente o seu valor está diretamente ligado ao valor do denominador da fórmula dessa deformação e, portanto, o seu aumento gerará uma redução no valor deste tipo de deformação.

<sup>1</sup> Estes valores dependem do uso, condições de apoio e carregamento sobre a laje.



### 4.5.3 AUMENTO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO

O aumento da resistência do concreto influencia diretamente no aumento do módulo de elasticidade, tornando a peça mais resistente às deformações, causando uma redução tanto das deformações instantâneas, como das diferidas com o tempo.

O valor do módulo de elasticidade é inversamente proporcional ao valor da deformação imediata da peça, estando na parte do denominador da equação e, portanto, quanto maior seu valor (considerando constantes os outros valores) menor o valor da flecha imediata.

## 4.6 DESLOCAMENTOS LIMITE

Não há consenso na bibliografia, quando se trata dos valores limite para a flecha ocorrida, ficando a cargo de cada país estabelecer os seus parâmetros. A seguir serão apresentados alguns limites definidos por Normas ou indicados em estudos.

### 4.6.1 BRASIL

A NBR 6118 (2014) define quais os deslocamentos máximos permitidos, considerando-se o tipo de uso da edificação, indicados na Tabela 3.

TABELA 3: LIMITES PARA DESLOCAMENTOS

Limites para deslocamentos				
Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell / 250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\ell / 350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\ell / 250^{1)}$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\ell / 350+$ contraflecha <sup>2)</sup>
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$\ell / 500^{3)}$ ou 10 mm ou $\theta = 0,0017 \text{ rad}^{4)}$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$\ell / 250^{3)}$ ou 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação freqüente ( $\psi_1=0,30$ )	$H/1.700$ ou $H/850^{5)}$ entre pavimentos <sup>6)</sup>
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$\ell / 400^{7)}$ ou 15 mm
	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após construção do forro	$\ell / 350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após construção do forro	$\ell / 175$
	Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenagem	$H/400$
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.		

<sup>1)</sup> As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo de água.

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

<sup>3)</sup> O vão  $\ell$  deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve.

<sup>4)</sup> Rotação nos elementos que suportam paredes.

<sup>5)</sup>  $H$  é a altura total do edifício e  $H_1$  o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

<sup>6)</sup> Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos devido à atuação de ações horizontais. Não devem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais nos pilares. O limite também se aplica para o deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, quando  $H$  representa o comprimento do lintel.

<sup>7)</sup> O valor  $\ell$  refere-se à distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.

#### NOTAS

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

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

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

4 Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas.

FONTE: NBR 6118 (2014) – ITEM 13.3

## 4.6.2 ESTADOS UNIDOS

O *American Concrete Institute* (ACI), órgão que regulamenta o projeto de edifícios em concreto nos Estados Unidos, em seu relatório de número 318

(2002), indicou quais os limites a serem considerados de acordo com o tipo de elemento estrutural, mostrados na Tabela 4.

TABELA 4: LIMITES PARA DESLOCAMENTOS (ACI 318)

Valores dos deslocamentos limites, segundo o ACI 318 (2002)

Tipo de elemento	Deslocamento a ser considerado	Deslocamento limite
Coberturas que não apoiem ou não estejam fixadas a elementos não estruturais que podem ser danificados por grandes deslocamentos	Deslocamento imediato devido à ação variável	$\frac{\ell}{180}$
Pisos que não apoiem ou não estejam fixados a elementos não estruturais que podem ser danificados por grandes deslocamentos	Deslocamento imediato devido à ação variável	$\frac{\ell}{360}$
Coberturas ou pisos que apoiem ou estejam fixados a elementos não estruturais que podem ser danificados por grandes deslocamentos	Parcela do deslocamento total que ocorre depois da instalação dos elementos não estruturais (é dado pelo deslocamento diferido mais o deslocamento imediato devido a qualquer ação variável de longa duração)	$\frac{\ell}{480}$
Coberturas ou pisos que apoiem ou estejam fixados a elementos não estruturais que não são danificados por grandes deslocamentos		$\frac{\ell}{240}$

FONTE: ACI 318

#### 4.6.3 OUTROS VALORES LIMITES DE NORMAS

Vários outros limites são especificados pelo mundo, como no caso das prescrições belgas, que estipulam valores para o caso das deformações instantâneas em  $L/2500$ , limitando por consequência a flecha diferida, por ter seu valor sendo função da instantânea.

Pode-se citar também o Conseil International Du Bâtiment, que recomenda flechas máximas de  $L/1000$  para os elementos de apoio das paredes, ou os estudos de PFEFFERMANN (1968) os quais indicam que o surgimento das primeiras fissuras em paredes de alvenaria se inicia com deformações da ordem de  $L/1500$ .

Resumidamente a Tabela 5 apresenta dos valores limite considerados no presente trabalho.

TABELA 5: LIMITES CONSIDERADOS

<b>Norma</b>	<b>Limite</b>	<b>Deslocamento considerado</b>	<b>Tipo de elemento</b>
NBR 6118 (2014)	L/250	Total	Elementos estruturais
NBR 6118 (2014)	L/350	Devido a cargas acidentais	Elementos estruturais
NBR 6118 (2014)	L/500	Imediato	Paredes
ACI 318 (2002)	L/180	Imediato	Coberturas
ACI 318 (2002)	L/480	Total que ocorre após a instalação de elementos não estruturais	Pisos que apóiam elementos não estruturais
Prescrições Belgas	L/2500	Imediato	Pisos que apóiam elementos não estruturais
O. PFEFFERMANN (1968)	L/1500	Imediato	Pisos que apóiam elementos não estruturais
<i>Conseil International Du Bâtiment</i>	L/1000	Total	Pisos que apóiam elementos não estruturais

FONTE: OS AUTORES

#### 4.7 CONTRAFLECHA

Além dos métodos para redução dos valores de flechas, um método muito útil para compensar parcialmente os deslocamentos excessivos, principalmente em casos onde os valores permitidos de deformações são muito pequenos, é a utilização de contraflechas.

Seu valor pode ser calculado como a somatória da flecha instantânea com metade da flecha diferida no tempo, observando ainda a verificação que a contraflecha limite não pode ocasionar um desvio superior do plano maior que L/350.

#### 4.8 ARMADURAS DE REFORÇO NAS PAREDES

Muitas vezes aumentar a qualidade ou a quantidade dos materiais para reduzir as flechas pode tornar-se inviável economicamente em alguns níveis, podendo utilizar, portanto, medidas alternativas como as armaduras de reforço nas paredes entre as fiadas de tijolos e blocos, com mais intensidade nas

primeiras fiadas, que mais são afetadas pelas deformações, que diminuem o rearranjo de tensões, reduzindo então as fissuras das alvenarias (THOMAZ, 1989).

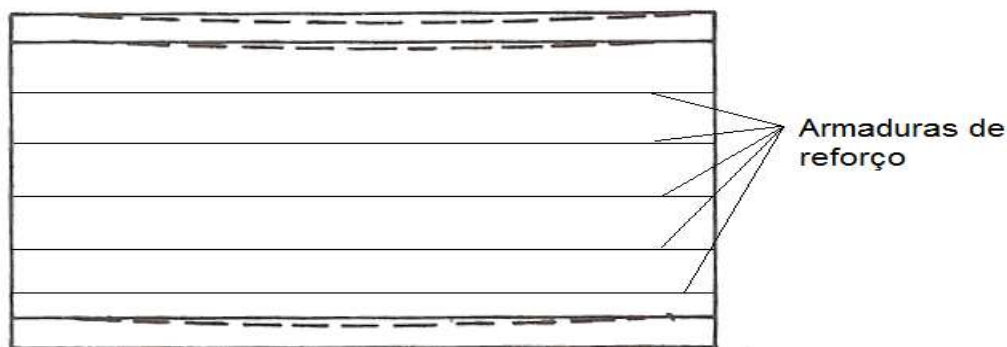


FIGURA 4: ARMADURAS DE REFORÇO

FONTE: THOMAZ (1989) ADAPTADO

#### 4.9 PROBLEMAS GERADOS DEVIDO A GRANDES DEFORMAÇÕES EM ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIIS

Além dos riscos à segurança da estrutura, as deformações em elementos estruturais também podem gerar problemas em outros componentes da edificação. Tendo em vista que os edifícios são, em geral, estruturas monolíticas, a deformação excessiva em um elemento, causa um rearranjo de tensões e, como consequência, deformações em outros elementos desta estrutura (ACI 435R, 2003).

##### 4.9.1 REVESTIMENTOS

Revestimentos têm um papel fundamental para garantir uma estanqueidade adequada à água da chuva (no caso de revestimentos externos), proteger as alvenarias e ajudar na durabilidade da edificação, além de ter influência quanto ao isolamento térmico e acústico do ambiente. Estes revestimentos estão ligados, na maioria das vezes, às alvenarias (conjunto

formado por blocos e argamassa de assentamento), que ao serem afetadas pelas deformações excessivas acabam por gerar problemas até de destacamento dos revestimentos, o que no caso externo pode ser um grande perigo nos confins da edificação (THOMAZ, 1989).

#### 4.9.2 FISSURAS NAS PAREDES

Deve ser observado não afetar as exigências funcionais das paredes e cuidando com os elementos dependentes dela. As alvenarias devem encontrar-se adequadamente ligadas ao pavimento e ao teto, de forma a transferir as cargas de projeto aos elementos a que se encontram ligadas.

As paredes também devem ser projetadas e construídas de modo que seja garantida a segurança estrutural, segurança contra incêndios, minimização dos efeitos associados à incidência e ao acúmulo de água da chuva, melhorar a durabilidade além de garantir um isolamento sonoro e térmico ao ambiente.

Manifestações patológicas mais comuns relacionadas às alvenarias são: fissuração de paredes exteriores e interiores, causando problemas associados à penetração de água e umidade, degradação dos revestimentos e acabamentos. Grande parte destas e outras manifestações patológicas têm relação com as deformações dos elementos de suporte (ABREU, 2011).

Estes problemas podem ser explicados pelo fato das paredes terem menor capacidade de se adaptarem as deformações do que seus elementos de suporte, onde apesar das deformações terem um ritmo mais significativo no início de sua vida, ela prolonga-se com menor ritmo ao longo dos anos.

Há vários estudos e artigos que mostram que esses problemas têm aumentado devido ao fato em que foram sendo alterados os métodos de cálculos, os materiais envolvidos terem sofrido melhorias nas características resistentes e elementos que estão vencendo vãos cada vez maiores, mas sem um cuidado em aumentar sua rigidez contribuindo para maiores níveis de deformações permitidas para os elementos de apoio e sendo um pouco esquecidos os elementos apoiados nestes (MEDEIROS, 2005)

### 4.9.3 ENCUNHAMENTO

As deformações excessivas podem causar problemas no encunhamento, que mesmo bem feitos e com cuidados de tornarem a área um pouco mais deformável, são pontos de fragilidade, pois sofrem diretamente o impacto das deformações, principalmente em idades muito novas da montagem das paredes, onde deflexões dos andares superiores são transmitidas para os andares inferiores (THOMAZ, 1989).

### 4.9.4 OMBREIRAS

Pontos de interrupções da parede, como os vazios de portas e janelas devem ter cuidados especiais, visto que são pontos privilegiados para ocorrência de concentração de tensões, tornando muito provável o surgimento de fissuras. Nas ombreiras, além dos cuidados para reduzir as deformações excessivas dos elementos de apoio, também devem ser dotadas de medidas preventivas, como serem robustas e menos deformadas (presença de vergas e se necessário contra vergas) para permitir a melhor distribuição de esforços sobre ela e resistir a ações dinâmicas produzidas nos caixilhos. A Figura 5 indica um dos problemas possíveis em ombreiras (THOMAZ, 1989).

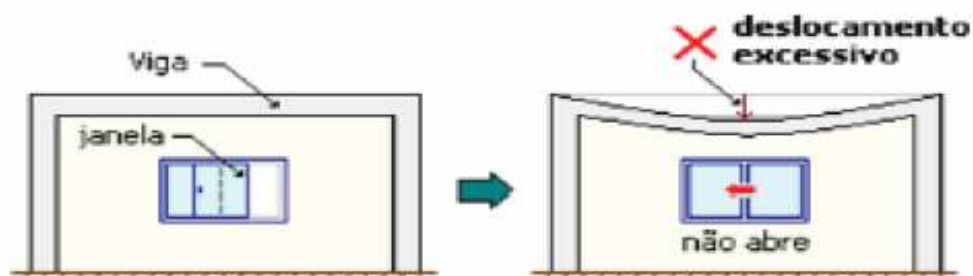


FIGURA 5: DANO EM ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS

FONTE: KIMURA (2007)

#### 4.9.5 PROBLEMAS GERAIS

Outros problemas em elementos não estruturais estão relacionados com o mau funcionamento de partes da edificação, como o acúmulo de água em coberturas e dificuldade no nivelamento de móveis (ACI 435R, 2003).

#### 4.10 FISSURAS

As fissuras surgem no concreto devido a pouca capacidade deste em resistir a esforços de tração (KOUTLI & PEREIRA, 2014) e é para suprir essa carência que se criou o concreto armado, onde as barras de aço são responsáveis por absorver os esforços de tração.

As consequências das fissuras podem variar muito, de acordo com a sua origem e com as dimensões que estas atingem. E os limites para a abertura de fissuras variam de acordo com o uso e condições ambientais da edificação, segundo a NBR 6118 (2014).

##### 4.10.1 ESTÁDIOS DE FISSURAÇÃO

De acordo com PINHEIRO (2007) as fases que o concreto passa ao longo do carregamento são distinguem-se em três etapas distintas, nomeadas Estádio I, Estádio II e Estádio III. Abaixo segue a separação de cada uma destas etapas.

###### Estádio I

É o início do carregamento, as tensões normais são de baixas magnitudes o concreto consegue resistir bem a elas e o diagrama de tensões é linear ao longo de toda seção da peça. O estágio I termina quando aparece a seção fissurada.



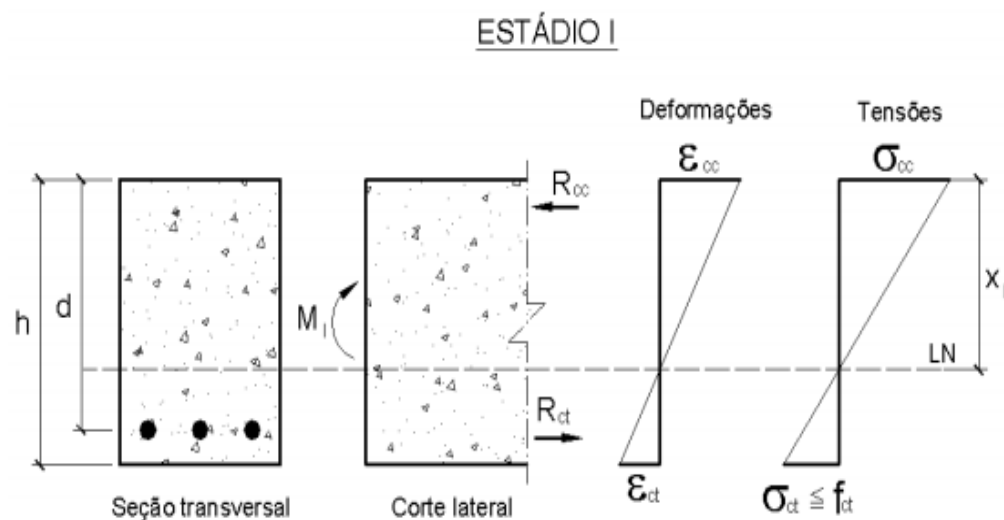


FIGURA 6: ESTÁDIO I DE FISSURAÇÃO

FONTE: (PINHEIRO L. M., 2007)

### Estádio II

Nesse carregamento, na região de tração o concreto está fissurado e o concreto dessa região deve ser desprezado, contudo na região comprimida a linearidade no diagrama de tensões ainda é mantida. Este estágio serve para verificação da peça em serviço, por exemplo, para ELS-W e ELS-DEF. Esta etapa termina no início da plastificação do concreto comprimido.

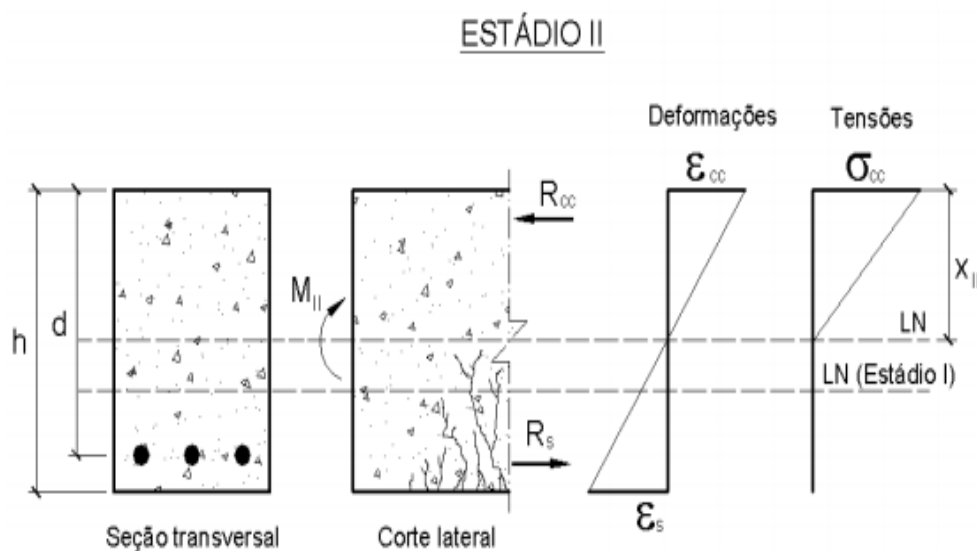


FIGURA 7: ESTÁDIO II DE FISSURAÇÃO

FONTE: (PINHEIRO L. M., 2007)

### Estádio III

Neste nível de carregamento o concreto da zona comprimida está na iminência da ruptura, o dimensionamento é denominado “cálculo de ruptura”.

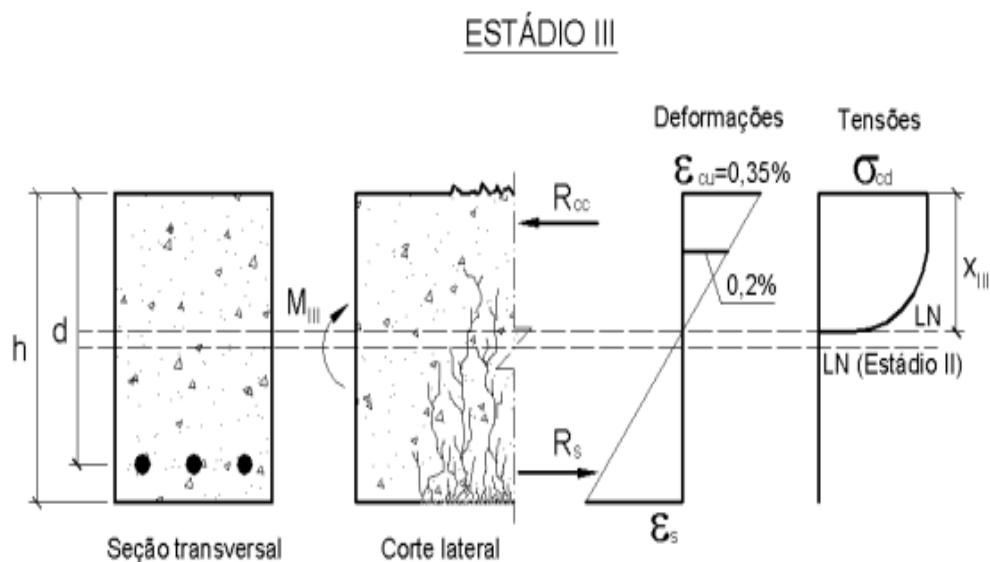


FIGURA 8: ESTÁDIO III DE FISSURAÇÃO

FONTE: (PINHEIRO L. M., 2007)

#### 4.10.2 TIPOS DE TRINCAS

Segundo THOMAZ (1989) existem três tipos mais comuns de trincas nas paredes de vedação sem a presença de aberturas para portas e janelas, que são geradas pela flexão das vigas de suporte das alvenarias.

O primeiro caso é quando a deformação da viga inferior é superior a deformação da superior, onde neste caso ocorrem fissuras do tipo horizontais ao longo das primeiras juntas de assentamento, ou na junção da parede com o pavimento superior, e caso onde as paredes têm comprimentos superiores às suas alturas, pode gerar fissuras inclinadas que indicam o desprendimento da parte inferior da parte superior da parede. Um exemplo deste tipo de fissura pode ser visto na Figura 9.



FIGURA 9: TRINCAS EM PAREDE DE VEDAÇÃO: DEFORMAÇÃO DO SUPORTE MAIOR QUE A DEFORMAÇÃO DA VIGA SUPERIOR  
 FONTE: (THOMAZ, 1989)

O segundo caso está indicado na Figura 10 e tem a característica da viga de apoio se deforma menos que a viga superior, e neste caso a parede é forçada a trabalhar como uma viga, com fissuras semelhantes a vigas em caso de flexão que podem ter características de fissuras perpendiculares às trajetórias dos principais esforços de tração.

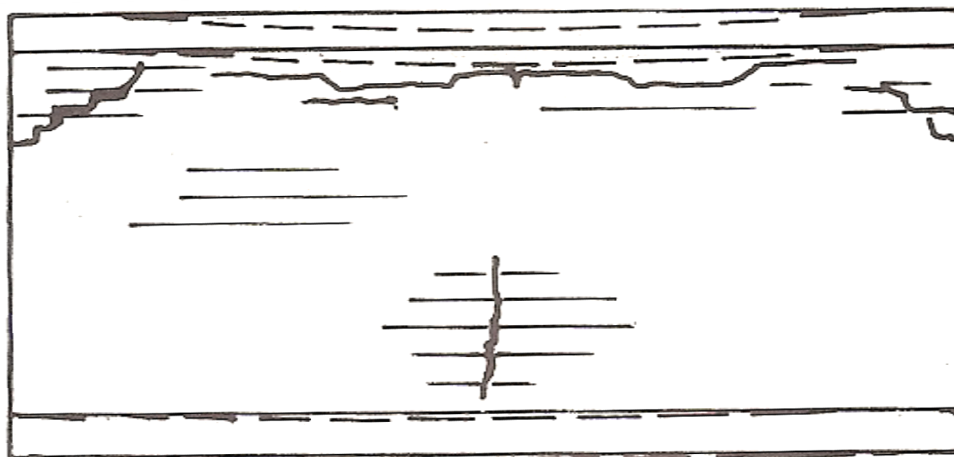


FIGURA 10: TRINCAS EM PAREDE DE VEDAÇÃO: DEFORMAÇÃO DO SUPORTE INFERIOR À DEFORMAÇÃO DA VIGA SUPERIOR  
 FONTE: (THOMAZ, 1989)

Por fim, o terceiro tipo de fissuras seria no caso de tanto a viga inferior, como a viga superior, deformarem aproximadamente iguais, onde a parede se

comporta como uma viga subarmada, gerando fissuras que surgem dos vértices com ângulo de aproximadamente  $45^\circ$ , podendo gerar ramificações, exemplificado na Figura 11.



FIGURA 11: TRINCAS EM PAREDE DE VEDAÇÃO: DEFORMAÇÃO DO SUPORTE IDÊNTICA À DEFORMAÇÃO DA VIGA SUPERIOR

FONTE: (THOMAZ, 1989)

Lembrando que há muitos fatores condicionantes que podem influenciar nas fissuras, como qualidade dos blocos, aderência destes blocos com a argamassa, presença de vãos na parede, que podem diferir os esquemas de fissuras apresentados.

Para as correções de fissuras terem melhores efeitos elas somente devem ser feitas após as deformações estabilizarem, por exemplo, através de malhas metálicas sobre elas. Contudo podem ser atingidas larguras significativas e durarem um longo tempo, então na maioria dos casos são feitas várias correções, tornando um processo dispendioso.

#### 4.10.3 FISSURAS DEVIDAS AO CARREGAMENTO

Quando as estruturas estão sujeitas a carregamentos maiores que os projetados, ou no caso de algum erro de projeto, há o surgimento de fissuras. Além dos elementos estruturais, os não estruturais também podem estar sujeitos a sobrecargas, fazendo surgir deformações não desejadas que, ainda que gerem menor risco às estruturas, criam desconforto ao usuário. Estas fissuras podem surgir por mecanismos diferentes, isso vai depender de qual o esforço está causando esta fissuração.

Estas fissuras, no entanto, não necessariamente indicam falta de instabilidade ou insegurança à estrutura, pois há o rearranjo das tensões aos elementos, e estas acabam sendo, em geral, absorvidas pela estrutura. Porém deve-se tomar cuidado, pois este fato não pode ser considerado que ocorrerá em todos os casos (CALDAS, 1997).

##### 4.10.3.1 FISSURAS DE SEPARAÇÃO

Segundo RODRIGUES (2007), as fissuras de separação são fissuras que atravessam toda a seção transversal da peça de concreto, ocorrem nos casos de tração centrada ou tração com pequena excentricidade. Apesar do concreto não ser dimensionado para esse tipo de esforços, pode estar sujeito a tensões intrínsecas ou a tensões normais que ocorrem no eixo da peça, mas que tendem a cair bastante com a fissuração da peça e o restante normalmente é resistido pelas armaduras mínimas.

##### 4.10.3.2 FISSURAS DE FLEXÃO

A NBR 6118 (2014), ao tratar de estruturas submetidas à flexão, considera que o concreto nas regiões tracionadas pode estar fendido, sendo de

responsabilidade do engenheiro o controle destas fissuras de modo a não interferirem no funcionamento da estrutura. A norma brasileira limita a abertura característica de fissuras ( $w_k$ ) entre 0,2 mm e 0,4 mm, para o caso de estruturas de concreto armado.

A Tabela 6, extraída da Norma, indica os limites para estas fissuras de acordo com a classe de agressividade do ambiente. Porém é também especificado que os valores postos são valores mínimos a serem respeitados e, na existência de estudos que indiquem necessidade de maior rigor, este deve ser empregado.

Além disso, pode haver estruturas que exijam maior controle de fissuras, como é o caso de reservatórios, pois necessitam estanqueidade, nestes casos, recomenda-se o uso do concreto protendido.

Limites quanto à aceitação visual também podem ser considerados em casos onde a fissura não provoca problemas à estrutura, mas gera desconforto ao usuário.

TABELA 6: EXIGÊNCIAS DE DURABILIDADE RELACIONADAS À FISSURAÇÃO E À PROTEÇÃO DA ARMADURA EM FUNÇÃO DAS CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	--
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação freqüente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação freqüente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação freqüente
		ELS-D <sup>1)</sup>	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D <sup>1)</sup>	Combinação freqüente

<sup>1)</sup> A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com  $a_p = 25$  mm (figura 3.1).

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

FONTE: NBR 6118 (2014)

Estruturas trabalhando dentro dos Estados Limites de Serviço, atuam parcialmente dentro do Estádio I e parcialmente dentro do Estádio II de

fissuração. A maneira de se distinguir em qual dos estádios essa se encontra é o Momento de Fissuração  $M_r$ , calculado pela fórmula a seguir:

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t}$$

Onde:

$\alpha$  o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

$y_t$  é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

$f_c$  é a resistência à tração direta do concreto, conforme 8.2.5 da Norma, com o quantil apropriado a cada verificação particular.

Estas aberturas podem ser calculadas de acordo com o item 17.3.3.2 da NR 6118 (2014), que, resumidamente, traz as seguintes fórmulas:

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

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

E o valor adotado para abertura de fissuras é o menor dentre os dois.

Outra maneira de se controlar a fissuração, porém sem verificar a abertura de fissuras é respeitar os valores máximos de diâmetro e espaçamento da armadura de acordo com a tensão à qual ela está submetida, expressa na Tabela 7, também retirada da NBR 6118(2014).

TABELA 7: VALORES MÁXIMOS DE DIÂMETRO E ESPAÇAMENTO, COM BARRAS DE ALTA ADERÊNCIA

Tensão na barra	Valores máximos			
	Concreto sem armaduras ativas		Concreto com armaduras ativas	
$\sigma_s$ MPa	$\phi_{m\acute{a}x}$ mm	$s_{m\acute{a}x}$ cm	$\phi_{m\acute{a}x}$ mm	$s_{m\acute{a}x}$ cm
160	32	30	25	20
200	25	25	16	15
240	16	20	12,5	10
280	12,5	15	8	5
320	10	10	6	-
360	8	6	-	-

FONTE: NBR 6118 (2014)

A forma que as fissuras de flexão assumem, quase verticais no terço médio da viga e com inclinação próxima a 45° com a horizontal próxima aos apoios, podem ser vistas na Figura 12 (THOMAZ, 1989).

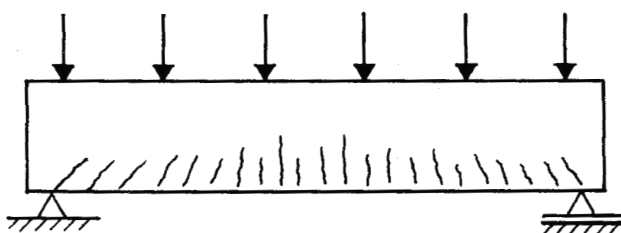


FIGURA 12: FISSURAÇÃO TÍPICA EM VIGA SUBARMADA SOLICITADA À FLEXÃO

FONTE: (THOMAZ, 1989)

#### 4.10.3.3 FISSURAS DE CISALHAMENTO

Fissuras devidas ao cisalhamento surgem pela falta de armadura transversal (estribos) nas vigas em concreto armado, ou no caso de ancoragem deficiente das armaduras. De acordo com THOMAZ (1989), estas fissuras surgem na região dos apoios (pois é onde aparecem os maiores esforços de cisalhamento) e inclinadas a 45°, conforme esquematizado na Figura 13.



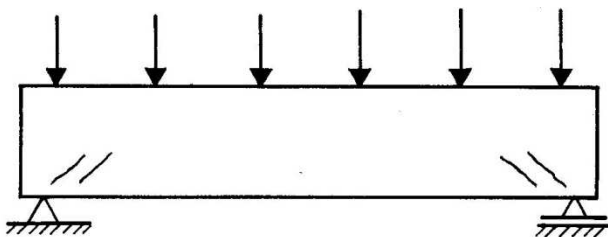


FIGURA 13: FISSURAS DE CISALHAMENTO EM VIGA SOLICITADA À FLEXÃO  
FONTE: (THOMAZ, 1989)

#### 4.11 DEFORMAÇÕES NOS SUPORTES DE CONCRETO

Numa alvenaria há uma ligação muito forte entre os vários elementos, e no caso de ocorrer uma modificação nas condições de apoio a alvenaria terá a tendência de redistribuir as cargas, criando zonas mais rígidas e zonas aliviadas (mais deformáveis), criando então o chamado efeito de arco, onde a viga se desliga da parede nos pontos deformados e cria concentrações de cargas próximas aos apoios (ROMAN & CARVALHO, 2001).

A deformação dos suportes é um processo natural das ações dos pesos próprios, das sobrecargas e até mesmo da deformação lenta do concreto, onde as deformações geradas podem ser totalmente aceitas pelos suportes, mas como já citado, muitas vezes não pela alvenaria e pelos revestimentos (ABREU, 2011).

As deformações instantâneas são inevitáveis e normalmente são conhecidas e ao dar prazos de tempo ao construir as alvenarias após a conclusão de toda a estrutura resistente, esperando o concreto atingir uma resistência maior, poderia evitar problemas gerados por estas deformações, mas o ritmo cada vez mais rápido das construções faz com que não seja seguido a estes prazos e as paredes acabam sendo executadas quase juntamente com a estrutura gerando uma transmissão significativa das cargas dos pavimentos superiores aos inferiores através das paredes (COIMBRA, 2010).

Apesar da norma não regulamentar flechas limites para paredes e nem cuidados específicos para os problemas nas alvenarias, existem estudos, como os de PFEFFERMANN(1968) que relata não aparecer nenhum tipo de fissuração para flechas de  $l/1500$ . Apenas o fator limitante não garantiria o impedimento de todas as fissurações já citadas, seria necessário investir em estudos para melhorar a resistência e na deformabilidade das alvenarias e criar regras construtivas mais claras e rígidas, contudo seria um grande passo para redução das fissuras.

## 5 BASES DA PLANILHA DE CÁLCULO E MANUAL DE ENTRADA DE DADOS

### 5.1 OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS DE CÁLCULO

#### 5.1.1 CONCEPÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL

O presente trabalho se propõe a realizar a verificação do Estado Limite de Serviço (ELS) de vigas de concreto armado. A análise é feita individualmente para cada trecho da viga em análise, porém para o cálculo das flechas ocorridas e das fissuras existentes o sistema estrutural do conjunto é considerado (entenda-se como “sistema estrutural” o conjunto de vigas, pilares e lajes no entorno da viga em análise). Portanto além de fornecer as características geométricas e físicas e as condições de apoio da viga, o comprimento e condição de apoio e carregamentos das lajes que estão em contato com esta viga também são requeridos.

Além das dimensões dos elementos que compõem o sistema estrutural, é necessário o conhecimento das cargas que atuam neste sistema. Porém, devido à característica de verificações com parâmetros de obra das flechas e fissuras do trabalho proposto, onde normalmente não se dispõe dos valores utilizados para o cálculo da estrutura, foi necessária a busca de parâmetros disponíveis em obra e que possam representar os carregamentos atuantes. Para isto, tomaram-se como base os valores indicados na ABNT NBR 6120, que trata das Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

Este procedimento foi utilizado para o cálculo de todas as cargas atuantes no sistema, a saber: peso próprio da viga em análise e das lajes apoiadas nesta viga, cargas de paredes (considerando também o revestimento existente) e sobrecargas atuantes nas lajes de acordo com o uso.

### 5.1.2 CÁLCULO DAS ÁREAS DE INFLUÊNCIA DAS LAJES

Tendo como base os valores de cargas por unidade de área ou volume extraídos da NBR 6120(1980), é necessário distribuir sobre a viga as cargas que atuam na laje. Este processo é feito através do processo das chamadas “áreas de influência”, definido na NBR 6118 (2014) em seu item 14.7.6.1.

Por definição, toda a carga atuante na área de influência da laje sobre a viga é descarregada sobre esta, podendo-se considerar como uma carga uniformemente distribuída sobre a viga. Neste processo foram consideradas a carga acidental de uso e as cargas permanentes (peso próprio da laje e revestimentos). A equação abaixo serve para o cálculo da carga distribuída sobre a viga:

$$r_{V_n} = \frac{p_k A_n}{l_n}$$

Sendo:

- $r_{V_n}$  reação de apoio na viga  $V_n$
- $p_k$  valor característico da carga distribuída na laje
- $A_n$  área n de influência da laje sobre a viga
- $l_n$  vão da laje e da viga  $V_n$

A área  $A_n$  pode ser um trapézio ou um triângulo, e é função das dimensões da laje e do tipo de apoio de cada bordo da laje. As retas que formam cada área podem assumir os seguintes ângulos:

- 45° entre dois apoios do mesmo tipo
- 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado
- 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre (balanço)

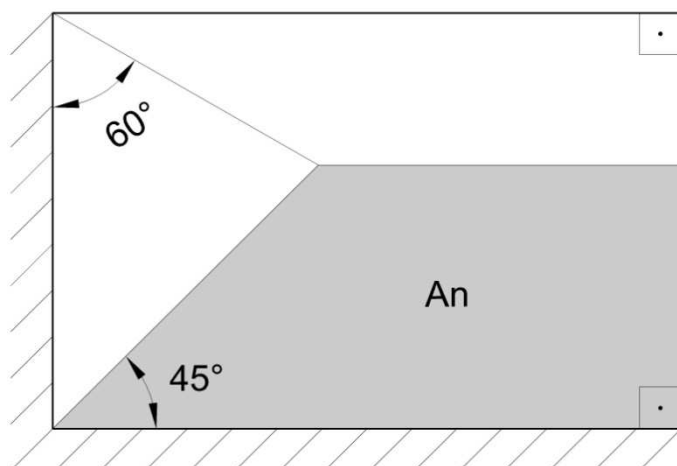


FIGURA 14: ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE SEGUNDO A NBR 6118:2014

FONTE: OS AUTORES

O presente trabalho aplica-se apenas a lajes retangulares (quadradas ou não), por facilidade dos cálculos e por considerar que estas são encontradas em quantidade muito mais representativa que lajes poligonais.

A análise destas lajes retangulares faz-se necessário para representar com mais fidelidade as cargas que ocorrem sobre a estrutura, como as sobrecargas reais distribuídas através das áreas de influência das lajes.

### 5.1.3 CÁLCULO DOS MOMENTOS FLETORES

As análises dos Estados Limite de Serviço são feitas com base nos esforços internos que agem sobre a estrutura. Com base nos carregamentos encontrados é possível encontrar os esforços internos atuantes. O esforço utilizado nas análises é o momento fletor positivo máximo no vão que está sendo analisado.

Considerando a aplicação do presente projeto em obras de edifícios comuns, sabe-se que a grande maioria das vigas são contínuas, ou seja, vigas que possuem mais de um vão e, portanto, hiperestáticas. Vários processos para a obtenção das reações de apoio e esforços internos podem ser encontrados na literatura, como o Método das Forças e o Método dos Deslocamentos, e outros métodos derivados destes, como o caso do Método

da Rigidez Direta, o qual é uma sistematização do Método dos Deslocamentos, de modo a facilitar seu uso em softwares computacionais (CARELLI, 2010).

O Método da Rigidez Direta, também chamado de Análise Matricial de Estruturas, foi adotado, pois é mais adequado para vigas com mais de três vãos, ao contrário do Método de Cross, por exemplo, e este tipo de viga é comum em obras de edifícios residenciais e comerciais (CARELLI, 2010).

Optou-se por limitar a quantidade máxima de vãos em dez, julgando-se ser este um valor que abrange a maioria dos casos encontrados na prática e diminuindo a quantidade de cálculos realizados, de modo a não tornar muito lenta a velocidade de cálculo.

A seguir, uma breve explicação da formulação deste método para o caso de vigas contínuas e retilíneas, indicado por CARELLI (2010).

Inicialmente é necessário obter a matriz de rigidez da estrutura. Este processo é realizado para cada barra que compõe a estrutura, e depois estas matrizes são somadas. A matriz de rigidez da barra é calculada a seguinte forma:

$$[k_B] = \begin{bmatrix} 12EI/L^3 & 6EI/L^2 & -12EI/L^3 & 6EI/L^2 \\ 6EI/L^2 & 4EI/L & -6EI/L^2 & 2EI/L \\ -12EI/L^3 & -6EI/L^2 & 12EI/L^3 & -6EI/L^2 \\ 6EI/L^2 & 2EI/L & -6EI/L^2 & 4EI/L \end{bmatrix}$$

Sendo:

E: Módulo de elasticidade do material que compõe a barra

I: Inércia da barra

L: Comprimento da barra

Tendo esta matriz para todas as barras, é possível fazer a soma das matrizes correspondentes para se obter a matriz de rigidez global da estrutura, cada coluna corresponde a uma deslocabilidade de cada nó, como os nós possuem duas deslocabilidades possíveis (rotação e translação), as duas primeiras colunas representam o nó inicial da barra, e as duas últimas colunas representam o nó final da barra.

Ao realizar o mesmo processo para a próxima barra, aquele que era o nó final da barra anterior (b), se torna o nó inicial da barra atual (b+1), portanto

estas colunas e linhas devem ser somadas, ou seja, o elemento 3x3 da matriz 1 é somado ao elemento 1x1 da matriz 2, o elemento 3x4 da matriz 1 é somado ao elemento 1x2 da matriz 2, e assim por diante. Este processo deve ser feito para todas as barras. No caso de uma viga com dez vãos, a matriz final seria a matriz  $[K]_{22 \times 22}$ .

Em seguida é necessário encontrar o vetor de deslocabilidades  $\{D\}$ , o qual será composto por duas partes, uma com as deslocabilidades conhecidas (estas, como regra geral, estão nos apoios, onde a translação é nula, para os apoios simples e engastado, e a rotação é nula para os apoios engastados).

Além deste vetor, o vetor de esforços  $\{E\}$  é requerido. Este vetor é a soma do vetor de reações de apoio e cargas nodais, subtraído do vetor de carga nodal equivalente. O vetor de carga nodal equivalente é formado pelas reações de engastamento perfeito da viga.

Tendo estes vetores e matrizes é possível dar início aos cálculos da estrutura propriamente dita. Ordena-se o vetor de deslocabilidades, colocando-se os valores desconhecidos acima e os valores conhecidos abaixo, formando assim dois vetores, não necessariamente de mesmas dimensões.

Com base na ordem deste vetor, os demais vetores e matrizes também são reordenados para as mesmas posições. Neste momento um cuidado importante é necessário, principalmente na ordenação da matriz de rigidez, pois além de reordenar as linhas, é necessário reordenar as colunas (por exemplo, se a ordem das linhas em relação à posição inicial do vetor de deslocabilidades ficou 1, 3, 5, 2, 4, 6 e a nova ordem do vetor de reações também deve ser esta, e a ordem das linhas e colunas da matriz de rigidez devem ser as mesmas).

Como consequência das definições, a parte do vetor de deslocabilidades formado por incógnitas, tem o vetor de esforços conhecido, e a parte conhecida do vetor de deslocabilidades tem como incógnita o vetor de esforços.

A seguir, resolve-se o seguinte sistema de equações:  $[K] \cdot \{D\} = \{E\}$

Como os vetores estão divididos em duas partes, a matriz será dividida em quatro partes correspondentes, possibilitando assim, o cálculo das deslocabilidades e das reações de apoio.

Tendo os resultados em mãos, é possível calcular os esforços internos de duas maneiras. A primeira delas é o cálculo “tradicional”, conhecendo-se as reações de apoio e as cargas atuantes, e tomando como base as equações da estática, obtêm-se os esforços internos. A segunda delas é matricial, resolvendo o seguinte sistema de equações:  $\{E_i\}_B = [k]_B \cdot \{D\}_B - \{cargas\ nodais\ equivalentes\}_B$ , sendo que os índices “B” indicam que o vetor/matriz é de cada barra, e “E<sub>i</sub>” representa os esforços internos. Para facilitar a obtenção dos diagramas de momentos fletores, optou-se pelo método tradicional.

## 5.2 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações utilizadas no trabalho são formadas de apenas uma carga permanente e uma carga acidental, então seguindo o item 11.8.3.1 da NBR 6118 (2014), que classifica em três as combinações de serviço:

- Quase permanente: resultado da somatória da carga permanente em sua totalidade e a carga acidental com seu valor multiplicada pelo coeficiente para ações variáveis de longa duração ( $\Psi_2$ ), retirado da tabela 11.2 da NBR 6118 (2014).
- Frequentes, resultado da somatória da carga permanente em sua totalidade e a carga acidental multiplicada pelo coeficiente para ações variáveis de média duração ( $\Psi_1$ ), também retirado da tabela 11.2 da NBR 6118 (2014).
- Raras, tendo como resultado a simples somatória da carga permanente e acidental.

Essas combinações têm seu uso para as diferentes avaliações, onde o primeiro tipo (quase permanente) foi utilizado para verificação do estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF), a segunda combinação (frequente) para estudo da abertura de fissuras (ELS-W), enquanto a terceira (rara) foi utilizada para verificação do estágio de fissuração da viga, conforme indicado na NBR 6118 (2014).

Abaixo seguem os valores de norma dos coeficientes  $\Psi_1$  e  $\Psi_2$  para o cálculo das combinações.



TABELA 8: VALORES DE  $\Psi_1$  E  $\Psi_2$  PARA AS COMBINAÇÕES

Ações		$\gamma_2$		
		$\psi_0$	$\psi_1^a$	$\psi_2$
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>b</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas <sup>c</sup>	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

<sup>a</sup> Para os valores de  $\psi_1$  relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.  
<sup>b</sup> Edifícios residenciais.  
<sup>c</sup> Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

FONTE: NBR 6118 (2014)

### 5.3 CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES

Tendo esse momento máximo da viga que deseja se estudar, começa o processo de cálculo das deformações conduzidas pelas recomendações do item 17.3.2.1 “Avaliação aproximada de flechas em vigas de concreto armado” da NBR 6118(2014), que para facilitar a organização decidimos dividimos em passos.

#### 5.3.1 VALOR DO MOMENTO MÁXIMO DA VIGA

O primeiro passo se resume a transcrição do valor do momento máximo da viga, entretanto em seu valor de estado limite último (ELU) e esse valor é obtido multiplicando-se o valor de combinação rara pelo fator de coeficiente de segurança ( $\gamma_f$ ) de 1,4. Este valor é utilizado apenas para o cálculo da altura da linha neutra, para verificação de qual domínio da viga destes seguintes passos de cálculo.

### 5.3.2 ALTURA ÚTIL DA VIGA

Consiste em calcular o valor da altura útil da viga, que considera as armaduras até terceira camada (para o cálculo da distância do centro de gravidade das armaduras), o diâmetro do estribo e o cobrimento em que todos esses dados são informados pelo usuário.

Abaixo segue uma imagem demonstrando qual a altura útil considerada para a viga:

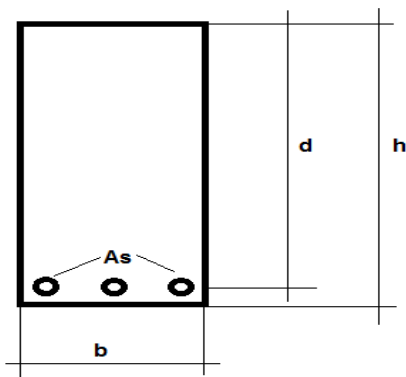


FIGURA 15: ALTURA ÚTIL

FONTE: OS AUTORES

### 5.3.3 ALTURA DA LINHA NEUTRA

É feito o cálculo da altura da linha neutra, e em função dela o domínio em que se encontra a viga, podendo a viga se apresentar no máximo no domínio 3, sendo inaceitável o domínio 4.

### 5.3.4 VALOR DE MOMENTO PARA COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE

É transcrito o valor de momento para a combinação de ações quase permanente.

### 5.3.5 TAXA DE ARMADURA

É obtida a taxa de armadura ( $\rho$ ) da viga, que é a quantidade de aço presente na seção de concreto, se resumindo na seguinte fórmula:

$$P = \frac{A_s}{BD}$$

### 5.3.6 RELAÇÃO DOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE DO AÇO E CONCRETO

É calculado o coeficiente  $\alpha_e$  que é a relação entre os módulos de elasticidade do aço pelo concreto.

$$A_E = \frac{E_s}{E_{CS}}$$

### 5.3.7 MOMENTO DE INÉRCIA NA SEÇÃO BRUTA

Calculado o momento de inércia da peça na seção bruta (o momento de inércia da peça fissurada será calculado mais a seguir), que depende apenas das dimensões da viga em seção.

$$I_c = \frac{BH^3}{12}$$

### 5.3.8 MOMENTO DE FISSURAÇÃO

É calculado o momento de fissuração, item 17.3.1 da norma, utilizado para os cálculos dos próximos passos.

$$M_R = \frac{A f_{ct} I_c}{Y_T}$$

O valor da resistência à tração direta do concreto ( $f_{ct}$ ) é calculado pela seguinte fórmula:

$$f_{ct} = 0,3 f_{cd}^{\frac{2}{3}}$$

Para o valor de  $\alpha$  segue valores de norma, tendo seu valor de

- 1,2 para seções T ou duplo T;
- 1,3 para seções I ou T invertido;
- 1,5 para seções retangulares.

E o valor de  $y_t$  é a distância do centro de gravidade da seção até a fibra mais tracionada.

### 5.3.9 MOMENTO DE FISSURAÇÃO PARA VERIFICAÇÃO DE ESTÁDIO

Este passo foi feito para recalculer o valor do momento de fissuração para ser comparado com o valor do momento de cálculo para a combinação rara para verificar em qual estágio a peça se encontra. (O valor é recalculado, pois para esta comparação é utilizado um valor de resistência à tração direta do concreto diferente).

Para este passo se tem o valor de  $f_{ct}$ , sendo:

$$f_{ct} = 0,21 f_{cd}^{\frac{2}{3}}$$

### 5.3.10 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DIRETA

É calculado o valor de resistência à tração direta do concreto, dado pela fórmula já apresentada anteriormente no oitavo passo.

### 5.3.11 VALOR PARA LINHA NEUTRA EM SERVIÇO

Sabendo-se o estágio em que a peça se encontra, é calculado a altura da linha neutra em serviço ( $\chi_1$  ou  $\chi_2$ ) e seu cálculo é dado igualando o momento da linha neutra à zero ( $M_{LN}=0$ ) e isolando o valor de  $\chi$  na expressão resultante desta igualdade.

### 5.3.12 MOMENTO DE INÉRCIA DA SEÇÃO FISSURADA

O valor do momento de inércia da seção fissurada é recalculado para o estágio em que a viga se encontra, e tem sua fórmula dependendo do tipo de estágio que a viga se encontra.

A fórmula para o estágio I é:

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + b h \left( \chi_1 - \frac{h}{2} \right)^2 + (\alpha_e - 1) A_s (d - \chi_1)^2$$

E a fórmula para o estágio II é:

$$I_0 = \frac{b \chi_2^3}{12} + \alpha_e A_s (d - \chi_2)^2 + \alpha_e A_s' (\chi_2 - d')^2$$

### 5.3.13 INÉRCIA EQUIVALENTE DA SEÇÃO

A norma recomenda que para verificação do ELS-DEF seja feito a aplicação do cálculo da inércia efetiva, para isso neste passo é calculada a inércia equivalente da seção, segue abaixo a equação do item 17.3.2.1.1 da NBR 6118 (2014) utilizado para o cálculo.

$$EI_{EQ} = E_{CS} \left\{ \left( \frac{M_R}{M_A} \right)^3 I_C + \left( \frac{M_R}{M_A} \right)^3 I_0 \right\} \leq E_{CS} I_C$$

Onde:

$E_{CS}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto

$M_R$  é o momento de fissuração, calculado no oitavo passo

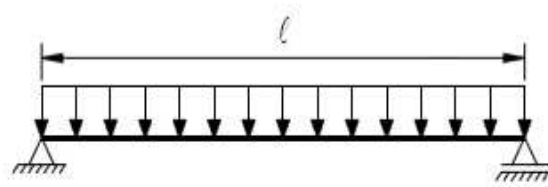
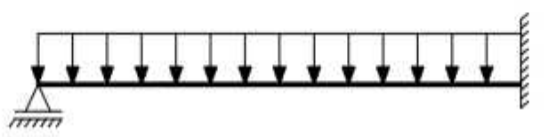
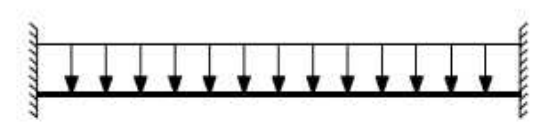
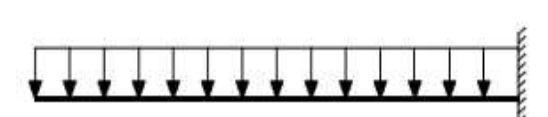
$M_a$  é o momento solicitante de cálculo da combinação rara

$I_C$  é o momento de inércia da seção bruta, calculado no sétimo passo

$I_0$  é o momento de inércia da seção fissurada

### 5.3.14 FLECHA IMEDIATA

É calculada a flecha imediata que a viga sofre, utilizando o coeficiente  $\alpha$  de MERLIN (2006), que relaciona uma constante pelo tipo de apoio da viga conforme segue abaixo.

	VALORES DO COEFICIENTE $\alpha$
	$\frac{5}{48}$
	$\frac{1}{23.08}$
	$\frac{1}{16}$
	$\frac{1}{4}$

Tendo este coeficiente  $\alpha$ , é possível calcular a flecha imediata pela aplicação da equação padrão de elementos fletidos não-fissurados, assumindo

o concreto armado como um material de comportamento elástico e linear, dada pela seguinte expressão:

$$f_{inst} = \frac{\alpha M_{sdqp} l^2}{EI_{eq}}$$

Onde:

$f_{inst}$  é o valor da flecha imediata da viga

$M_{sdqp}$  é o Momento solicitante de cálculo, mostrado no quarto passo

$l$  é o vão efetivo da viga

$EI_{eq}$  é a inércia equivalente, calculado no décimo quarto passo

### 5.3.15 FLECHA DIFERIDA NO TEMPO

É calculada a flecha diferenciada no tempo, utilizando valores de entrada do usuário, como o tempo para aplicar a carga permanente, o tempo que se deseja analisar a flecha além dos valores de armadura de compressão e dados da viga.

Conforme item 17.3.2.1.2 da NBR 6118 (2014), o valor da flecha diferida no tempo é dado pela expressão:

$$f_d = f_{inst} \times \alpha_f$$

Onde o valor de  $\alpha_f$  é dado pela seguinte expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \frac{As'}{b d}}$$

Onde:

$\xi$  é um coeficiente que varia em função do tempo, pode ser obtido da tabela 17.1 da NBR 6118 (2014)

$\Delta\xi$  é a diferença de valores, do tempo em que deseja descobrir a deformação diferida menos o tempo inicial em que foi aplicada a carga permanente (retirada do escoramento)

#### 5.3.16 FLECHA TOTAL

É calculada a flecha total sendo

$$f_{\text{tot}} = f_{\text{inst}} + f_d$$

#### 5.3.17 VALOR LIMITE DE DEFORMAÇÃO

É verificado o valor limite de deformação de acordo com o limite fornecido como dado de entrada pelo usuário.

#### 5.3.18 VERIFICAÇÃO FLECHA TOTAL E FLECHA LIMITE

Neste último passo é feito a verificação dos valores totais de flecha e o valor limite de deformação, onde são avaliados ambos os valores, devendo a flecha total ( $f_{\text{tot}}$ ) devendo ser menos que a flecha do décimo sexto passo, para ser aceita.

### 5.4 VERIFICAÇÃO DE ABERTURA DE FISSURAS

Seguindo o item 17.3.3.2 da NBR 6118 (2014), também foi feito uma verificação para a abertura de fissuras dessa viga em estudo.



A expressão retirada da norma faz o cálculo dos valores de  $w_1$  e  $w_2$ , sendo o valor de abertura de fissuras ( $w$ ) o menor valor dentre esses.

$$w_1 = \frac{\phi}{12,5} \frac{\sigma_{si}}{\eta_1} \frac{3\sigma_{si}}{E_{si} f_{ctm}}$$

$$w_2 = \frac{\phi}{12,5} \frac{\sigma_{si}}{\eta_1} \frac{E_{si}}{E_{si}} \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

Onde:

$\phi$  é o diâmetro da barra que protege a região considerada

$E_{si}$  é o módulo de elasticidade da barra considerada em  $\phi$

$\eta_1$  é o coeficiente de deformação superficial da armadura  $\phi$ , que conforme dado do item 9.3.2.1 da NBR 6118 (2014) tem o valor de:

- 1,0 para barras lisas (São as barras de aço de CA 25);

- 1,4 para barras dentadas;

- 2,25 para as barras nervuradas (Englobam as barras de aço CA 50 e em geral as de CA 60).

$f_{ctm}$  é o valor da resistência à tração direta do concreto, calculado igual ao nono passo da verificação de flechas.

$\sigma_{si}$  é a tensão no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II e é calculado pela fórmula:

$$\sigma_{si} = \frac{\alpha_e M_{sd_{freq}} (d - \chi_2)}{I_{o(II)}}$$


Os valores a serem utilizados nesta fórmula são os mesmos já calculados nos passos para as deformações totais.

Após obter os valores de  $w_1$  e  $w_2$ , e por consequência a abertura de fissuras considerada, é possível comparar com os valores de Norma, já citados no item 4.10.3.2 do presente trabalho, para a verificação se os valores estão dentro dos limites.

## 5.5 MANUAL PARA ENTRADA DE DADOS






A seguir segue um roteiro de como entrar com os dados na planilha de cálculo, para facilitar o preenchimento e evitar possíveis erros.

A planilha de cálculo foi trabalhada com o mínimo de locais de entrada de dados, numa tentativa de facilitar a utilização e evitar divergência de informações, mas mantendo a organização e a facilidade de preenchimento.


Inicialmente, foram situados todos os dados de entrada na aba “Dados de entrada”, o padrão de que as células de entrada estão na cor azul (do Excel: Azul escuro, Texto 2, 60% mais claro ), também foram inseridas a opção de colocar listas nos locais que fossem possíveis, como na classe de agressividade ambiental.


### 5.5.1 PROPRIEDADES DA VIGA PRINCIPAL


#### 1. Propriedades da viga principal

Base (bw)  cm  
 Altura (h)  cm  
 Cobrimento 0 cm  
 Pé direito  m  
 Concreto  MPa  
 Aço longitudinal  fyk = 0


As'  ferros



As (1a camada)  ferros

As (2a camada)  ferros

As (3a camada)  ferros

Diâmetro do estribo  mm


Espaçamento vertical entre camadas  cm


Restaurar Planilha  
 Calcular momentos  
 Classe de Agressividade Ambiental   
 Momento de Inércia 0 m<sup>4</sup>  
 Vão a ser analisado 


**\* Utilizar As' e As para a mesma seção**

**\* Se não tiver aço na camada, usar 0mm a bitola**

$\varphi$   = 0 cm<sup>2</sup>

$\varphi$   = 0 cm<sup>2</sup>

$\varphi$   = 0 cm<sup>2</sup>

$\varphi$   = 0 cm<sup>2</sup>

As (total) = 0 cm<sup>2</sup>

FIGURA 16: DADOS DE ENTRADA DA PLANILHA

FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

Nesta etapa se destacam os seguintes pontos:

- Cobrimento variável conforme classe de agressividade ambiental;
- Não necessária entrada da altura útil da viga, contudo deve-se informar o espaçamento vertical entre as camadas de aço adotadas em obra;
- As armaduras de tração ( $A_s$ ) e nos casos que houver armadura de compressão ( $A_s'$ ) ambos os valores devem se referir a mesma seção, preenchendo com zero os valores de  $\Phi$  nas camadas que não estiverem sendo usadas.
- Um ponto muito importante desta etapa é selecionar o vão que deseja se analisar.

## 5.5.2 DADOS DE COEFICIENTES E LIMITES

### 2. Coeficientes e limites

Deslocamento limite  
 Flecha diferida para quanto tempo  
 Tempo para aplicar carga permanente  
 Tipo de apoio da viga

1 e 1

Parâmetros adotados  
 $\gamma_{conc}$  25 kN/m<sup>3</sup>  
 E 0 MPa  
 $E_s$  210000000 MPa  
 $\gamma_f$   
 $\Psi_2$   
 $\Psi_1$

FIGURA 17: DADOS DE ENTRADA DA PLANILHA

FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

Destes valores, vale citar:

- O deslocamento limite tem uma lista com diversos valores, onde os dois últimos se encontram valores bem mais elevados, provenientes dos estudos de formação de fissuras em Alvenarias devido à deformação excessiva dos elementos de apoio de PFEFFERMANN (1968), como já citados.

- O valor de “Flecha diferida para quanto tempo” se refere ao tempo em que deseja ser analisada a deformação diferida no tempo, gerando resultados fixos para valores acima de 70 meses, apesar de poder ser preenchido com tais valores.

- O valor do “Tempo para aplicar carga permanente” também é utilizado para cálculo da deformação diferida no tempo, e este valor é o tempo em que foi feito a retirada dos escoramentos.

- Para os valores dos fatores de redução de combinações ( $\Psi_1$  e  $\Psi_2$ ) podem ser retirados da tabela da norma, que se encontra à direita destas entradas.

### 5.5.3 DADOS DE DEFINIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

#### 3. Definição do Sistema Estrutural

Número de vãos da viga principal

\* Inserir dimensões e condições de apoio das lajes

Apoiado		Apoiado		Apoiado		Apoiado		Apoiado		Apoiado		
L=0 m	A1	L=0 m	A1	L=0 m	A1	L=0 m	A1	L=0 m	A1	L=0 m	A1	
h=0 cm		h=0 cm		h=0 cm		h=0 cm		h=0 cm		h=0 cm		
L=0 m		L=0 m		L=0 m		L=0 m		L=0 m		L=0 m		
A	Engaste	B	Engaste	C	Engaste	D	Engaste	E	Engaste	F	Engaste	G
L=0 m	A2	L=0 m	A3	L=0 m	A4	L=0 m	A5	L=0 m	A6	L=0 m	A7	L=0 m
h=0 cm		h=0 cm		h=0 cm		h=0 cm		h=0 cm		h=0 cm		h=0 cm
L=0 m		L=0 m		L=0 m		L=0 m		L=0 m		L=0 m		L=0 m
Apoiado		Apoiado		Apoiado		Apoiado		Apoiado		Apoiado		Apoiado

FIGURA 18: DADOS DE ENTRADA DA PLANILHA

FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

#### Condições de apoio da viga

Vão 1	Tipo de apoio	A
Vão 2	Tipo de apoio	B
Vão 3	Tipo de apoio	C
Vão 4	Tipo de apoio	D
Vão 5	Tipo de apoio	E
Vão 6	Tipo de apoio	F
Vão 7	Tipo de apoio	G
Vão 8	Tipo de apoio	H
Vão 9	Tipo de apoio	I
Vão 10	Tipo de apoio	J
		K

FIGURA 19: DADOS DE ENTRADA DA PLANILHA

FONTE: OS AUTORES

Aqui será definido o esquema do modelo estrutural, onde após preencher o número de vãos irá aparecer a quantidade de vãos a direita, onde deve ser selecionada como serão os apoios das vigas, além do preenchimento no desenho do esquema com o tipo de apoio das lajes nas vigas, suas espessuras e suas dimensões.

#### 5.5.4 DADOS PARA DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS

4. Definição dos carregamentos		Tipo de uso	Contrapiso	Piso
Lajes que se apoiam no:  *lajes acima da viga no esquema mostrado em (3)	Vão 1		h= 0 cm	
	Vão 2		h= 0 cm	
	Vão 3		h= 0 cm	
	Vão 4		h= 0 cm	
	Vão 5		h= 0 cm	
	Vão 6		h= 0 cm	
	Vão 7		h= 0 cm	
	Vão 8		h= 0 cm	
	Vão 9		h= 0 cm	
	Vão 10		h= 0 cm	
Lajes que se apoiam no:	Vão 1		h= 0 cm	
	Vão 2			
	Vão 3			
	Vão 4			
	Vão 5			
	Vão 6			
	Vão 7			
	Vão 8			
	Vão 9			
	Vão 10			

FIGURA 20: DADOS DE ENTRADA DA PLANILHA

FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

Para o caso de existirem paredes sobre um ou mais trechos da viga, é possível também indicar quais as características desta parede.

Parede	Tipo de bloco	Revest. lado 1	Esp. (cm)	Revest. lado 2	Esp. (cm)
Sim			e= 0,0 cm		e= 0,0 cm
Sim			e= 0,0 cm		e= 0,0 cm
Sim			e= 0,0 cm		e= 0,0 cm
Sim			e= 0,0 cm		e= 0,0 cm
Sim			e= 0,0 cm		e= 0,0 cm
Sim			e= 0,0 cm		e= 0,0 cm
Sim			e= 0,0 cm		e= 0,0 cm
Sim			e= 0,0 cm		e= 0,0 cm
Sim			e= 0,0 cm		e= 0,0 cm
Sim			e= 0,0 cm		e= 0,0 cm

FIGURA 21: DADOS DE ENTRADA DA PLANILHA

FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

A quantidade de dados desse passo a serem preenchidas é função do número de vãos que a viga tem, pois deve ser definido como são os carregamentos das lajes que se apóiam nestas vigas, e a planilha dá a possibilidade de cada laje ter uma finalidade estrutural (portanto, uma carga de cálculo diferente para cada caso), além dos dados do caso de haver parede apoiada sobre estas lajes.

Quase todos os dados nesse passo devem ser selecionados de listas, as quais surgem ao se clicar no ícone na célula de interesse, sendo necessário inserir valores apenas nas espessuras desses dados.

## 6 PROGRAMA PARA VALIDAÇÃO DE RESULTADOS

### 6.1 FTOOL

Principalmente pela facilidade do programa e convívio com o programa, iniciou-se a comparação de resultados de momentos com o programa computacional Ftool, por ter um método de análise correlato ao que foi realizado ao longo da planilha de cálculo para momentos (análise matricial), foi optado para testar a validade dos dados de momentos calculados pela planilha de cálculo.

O programa FTOOL (Two-Dimensional Frame Analysis Tool) foi desenvolvido através de um projeto de pesquisa integrado, coordenado pelo professor Marcelo Gattass do departamento de informática da PUC-Rio com apoio do CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico), desenvolvido inicialmente em plataforma DOS, teve vários aprimoramentos até que em 1998 o programa foi reescrito pelo professor Luiz Fernando Martha utilizando o sistema de interface IUP e o sistema gráfico CD, desenvolvidos pelo Grupo de Tecnologia em Computação Gráfica (Tecgraf/PUC-Rio). O programa tem como objetivo básico de ser uma ferramenta simples, com uma interface com recursos para criação e manipulação do modelo.

A seguir segue um exemplo para teste dos valores de momentos da planilha de cálculos, utilizando 10 vãos (todos simplesmente apoiados) com cargas mostradas a seguir e em seguida os valores de momentos para os mesmos carregamentos e vãos da planilha aplicados no Ftool.

Cálculo das combinações

	Carga		QP
	Permanente	Acidental	
Vão 1	12,15 kN/m	3 kN/m	13,09 kN/m
Vão 2	12 kN/m	3 kN/m	12,64 kN/m
Vão 3	12 kN/m	3 kN/m	12,64 kN/m
Vão 4	12 kN/m	3 kN/m	12,64 kN/m
Vão 5	12 kN/m	3 kN/m	12,64 kN/m
Vão 6	12 kN/m	3 kN/m	12,64 kN/m
Vão 7	12 kN/m	3 kN/m	12,64 kN/m
Vão 8	12 kN/m	3 kN/m	12,64 kN/m
Vão 9	12 kN/m	3 kN/m	12,64 kN/m
Vão 10	13 kN/m	3 kN/m	13,84 kN/m

FIGURA 22: VALORES DE CARREGAMENTO NA PLANILHA DE CÁLCULO DO EXCEL  
 FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

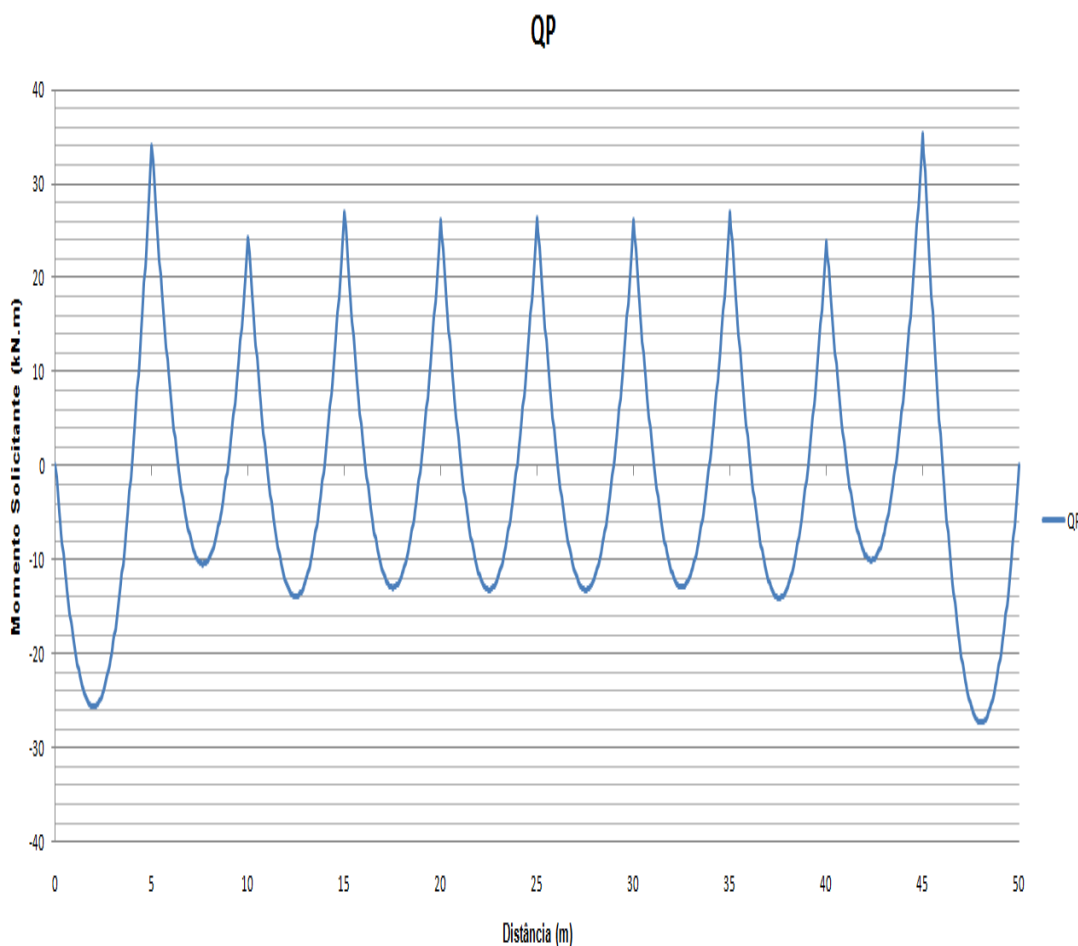


FIGURA 23: VALORES DE MOMENTOS SOLICITANTES NA PLANILHA DE CÁLCULO DO EXCEL

FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL



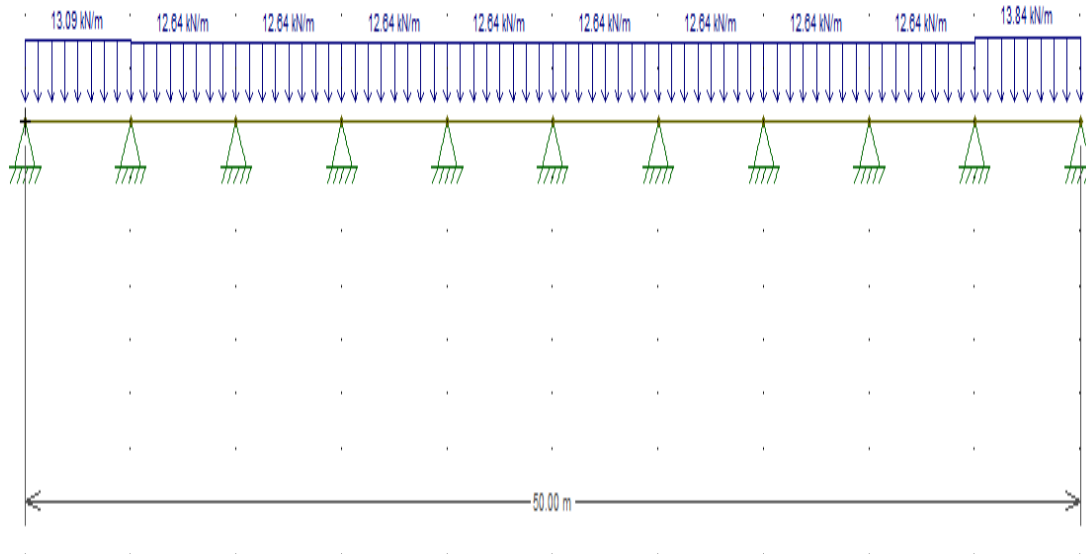


FIGURA 24: VALORES DE CARREGAMENTO NO SOFTWARE FTOOL  
 FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO SOFTWARE FTOOL.

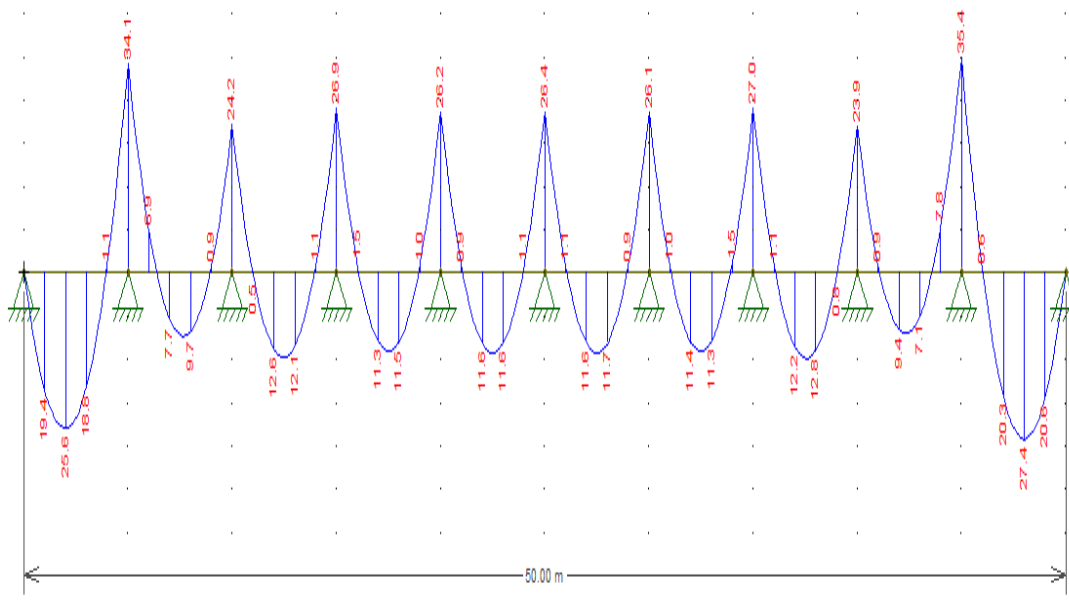


FIGURA 25: VALORES DE MOMENTOS SOLICITANTE NO SOFTWARE FTOOL  
 FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO SOFTWARE FTOOL.

Como podem ser observados, os valores são muito próximos em ambos os casos, considerando então os valores gerados na planilha de cálculo sendo satisfatórios e válidos para as seguintes etapas de verificações e análises.

## 6.2 TQS

Para poder ser feita a comparação dos dados calculados e verificados por norma de abertura de fissuras e de deformações, foi buscado a análise em um programa com uma análise diferente que tivesse bons resultados e quantidade razoável de informações com fácil acesso, encontrou-se o TQS que calcula grelhas considerando o comportamento não-linear (elastoplástico) do concreto armado, o programa já teve inúmeros testes para validação de seus resultados, que incluiu diversos projetos reais além da validação por diversos grandes escritórios de cálculo que comprovaram a qualidade do programa.

Com grande quantidade de informações e tutoriais no site do próprio programa (<http://www.tqs.com.br/v15/>), para cada versão contém informações diferentes e atualizadas, bastando alterar o v15 para o número da versão desejada (atualmente o programa se encontra na v18).

Com uma uniformização dos esforços através da eliminação de picos de momentos nas regiões próximas aos pilares torna-se uma vantagem oferecida pelo programa, além do fato de considerar a fissuração atuando no sentido de redistribuição dos esforços, de modo que as barras de grelha mais solicitadas possam transferir carga para as barras menos solicitadas.

### 6.2.1 MODELO ESTRUTURAL

As análises foram feitas através do processo de grelha não-linear do programa TQS.

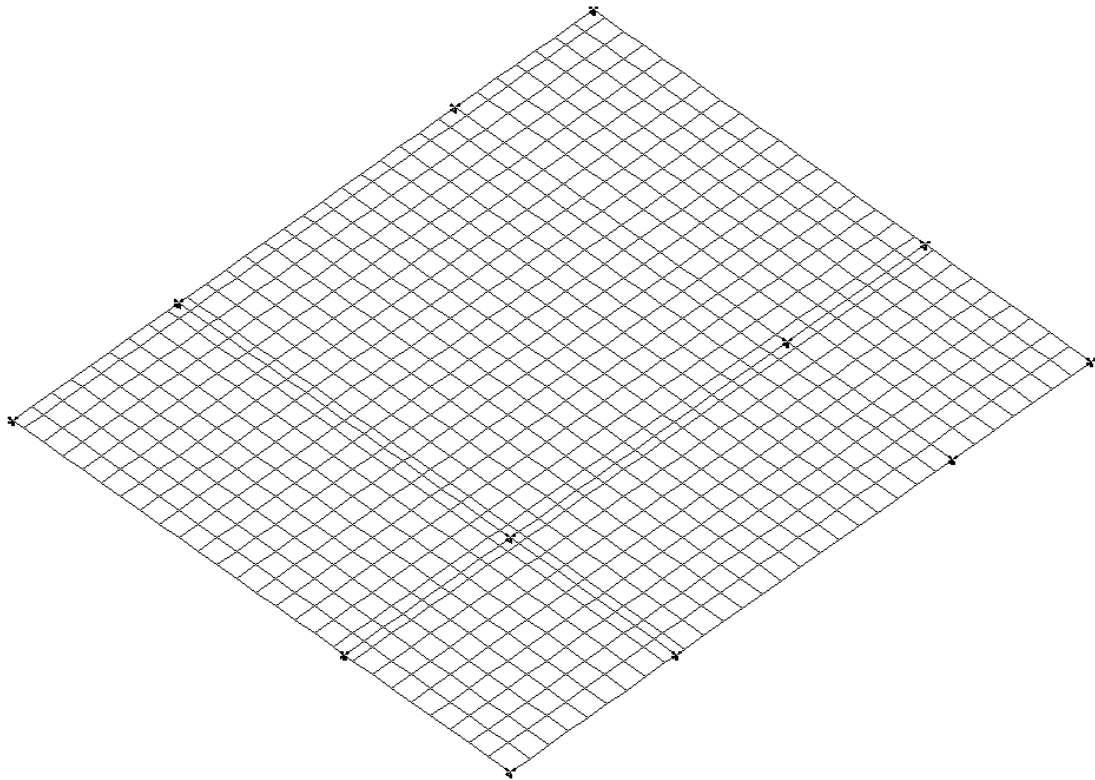


FIGURA 26: MODELO DE GRELHA

FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE TQS

### 6.2.2 CARGAS ATUANTES

A Figura 27 indica as cargas aplicadas à estrutura considerada neste exemplo de verificação. Os valores estão em Toneladas Força (tf) e os valores indicados ao lado da escrita “CD” indicam a carga distribuída sobre a laje, seguida dos valores para carga permanente e acidental, respectivamente e os valores indicados da escrita “CL” indicam a carga linear distribuída sobre a viga, representando as paredes. Além destas cargas mostradas, o software considera o peso próprio da estrutura.

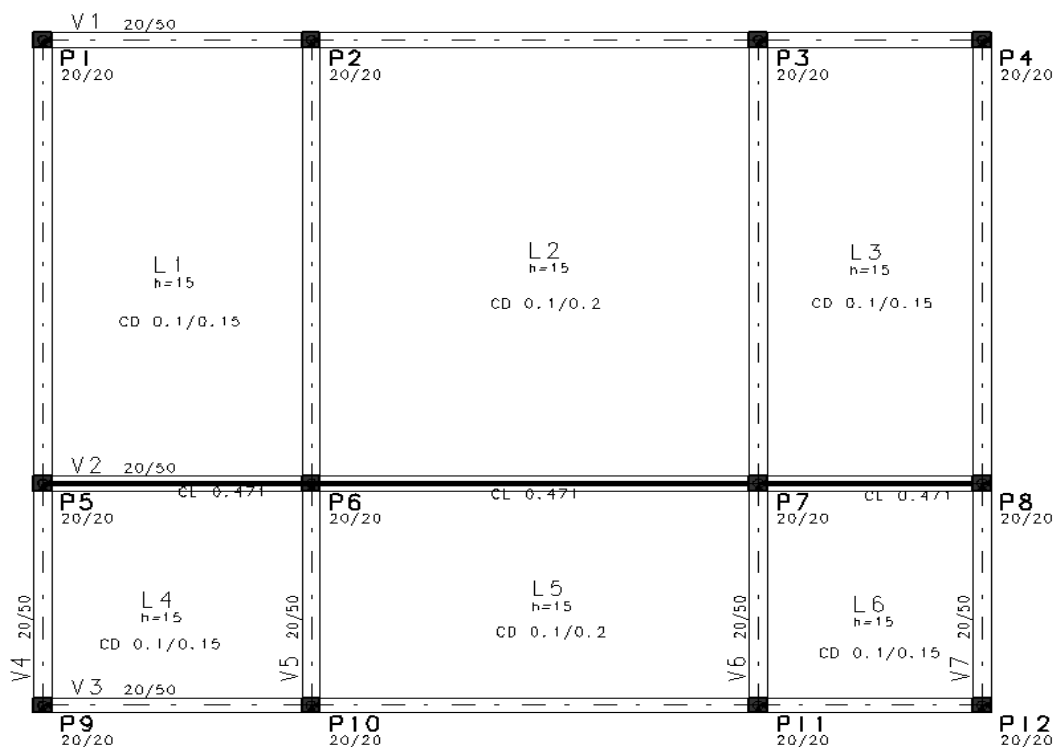


FIGURA 27: EXEMPLO 2 – CARGAS ATUANTES  
 FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE TQS

### 6.2.3 ANÁLISES DO TQS QUANTO ÀS DEFORMAÇÕES

O modelo de grelha não-linear do TQS utiliza o procedimento de subdividir os carregamentos correspondentes à verificação em ELS para deformações (pela combinação quase permanente) em parcelas iguais de carregamento e efetuando sucessivos e incrementais processamentos de esforços, modificando as inércias de cada barra a cada passo conforme a solicitação acumulada.

Para a simulação das deformações diferidas, após a introdução das alvenarias, foram modificadas as parcelas de deslocamentos obtidas em cada incremento pelo fator  $\alpha_f$ , fator este que calcula a flecha diferida no tempo para a peça analisada.

Apesar de todas as vantagens, a grande limitação das análises é de também não contemplar as fases executivas, por exemplo, na fase onde os pavimentos fazem parte do sistema do escoramento e as deformações já

ocorrem no ato da concretagem de um pavimento que transfere a carga aos pavimentos abaixo, ligados pelos escoramentos.

#### 6.2.4 ANÁLISES DO TQS QUANTO À ABERTURA DE FISSURAS

O modelo de análise quanto à abertura de fissuras do TQS segue o mesmo padrão que da análise das deformações, mudando basicamente ao utilizar a subdivisão de carregamentos correspondentes ao ELS na combinação frequente de esforços.

#### 6.2.5 COMPARAÇÃO DOS VALORES OBTIDOS PELA PLANILHA DE CÁLCULO E OS VALORES OBTIDOS PELO TQS

Ao aplicar os mesmos momentos em ambos locais foram obtidos resultados muito próximos de abertura de fissuras para as vigas, mostrando que ambos os métodos chegam a resultados bem próximos e válidos, conforme indicado na Figura 31.

Encontrou-se uma dificuldade no manuseio do programa para inserir os exemplos, devido à complexidade do programa e diversidade de fatores e coeficientes usados no programa para tornarem possível a criação de um modelo virtual da obra que contém as variáveis do modelo real, aceitando os valores de momento obtidos pela planilha como próximos dos gerados pelo TQS. Em seguida, na Figura 29, é mostrado os valores gerados pelo TQS para comparar com os valores obtidos pela planilha de cálculo

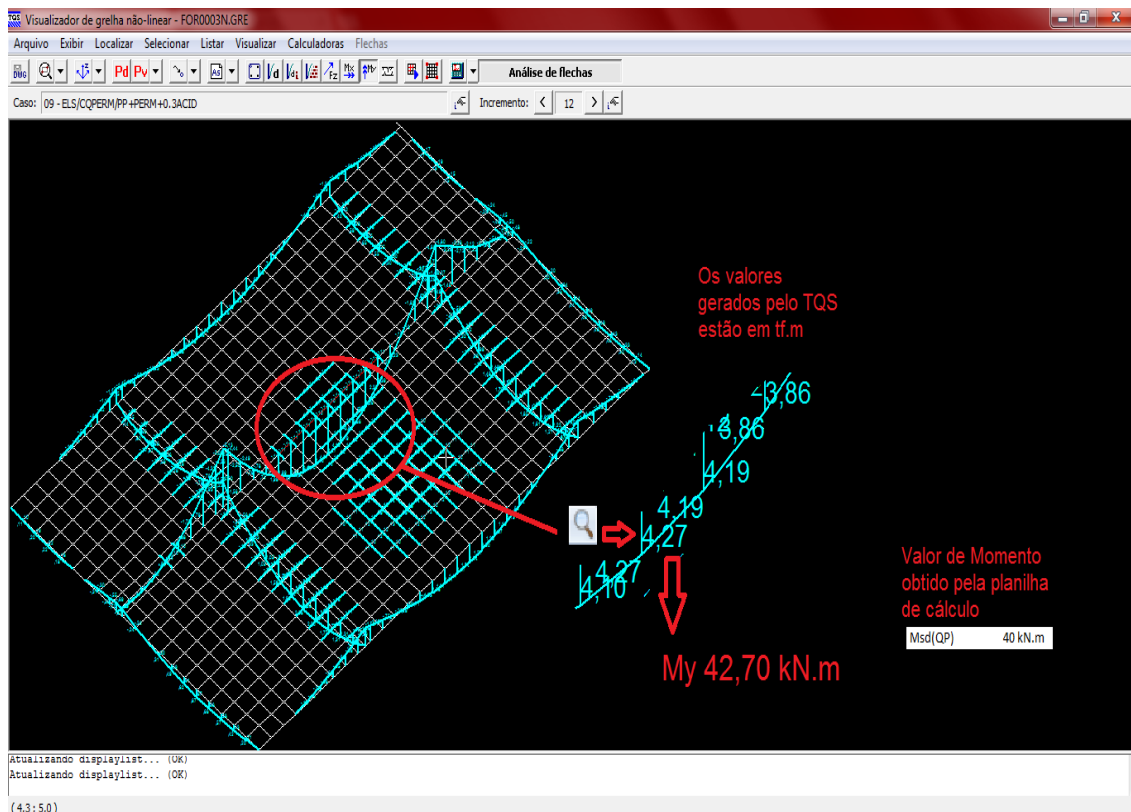


FIGURA 28: VALORES DE MOMENTOS – TQSx PLANILHA DE CÁLCULO  
FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO SOFTWARE TQS.

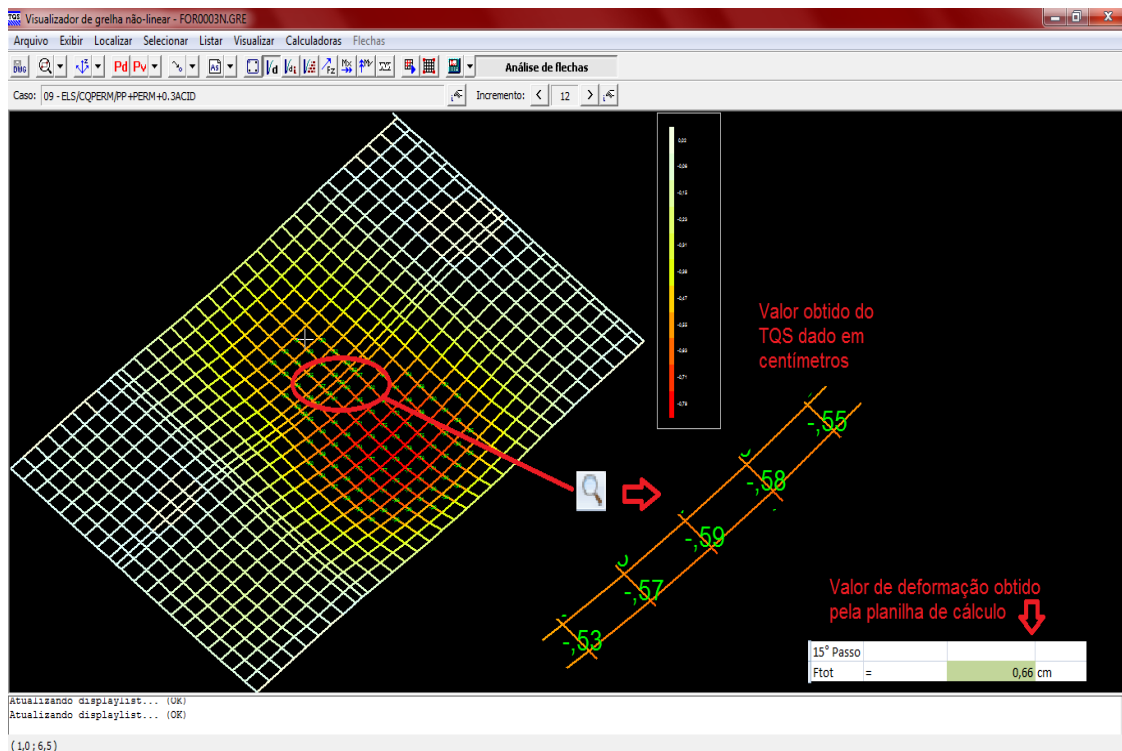


FIGURA 29: VALORES DE DEFORMAÇÕES – TQSxPLANILHA DE CÁLCULO  
FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO SOFTWARE TQS.

Percebeu-se uma diferença no valor das deformações totais, que aprofundando as análises verificou-se que o TQS não tem entrada de tempo para retirada de escoramentos e tempo para análise da flecha diferida, encontrando no log do programa da análise que foi considerado o valor de flecha diferida de  $1,50 \cdot f_{\text{instantânea}}$  e este valor representa o máximo valor de flecha diferida (para quando o tempo de remoção de escoramentos tende a 0, flecha para tempo  $>70$  meses, armadura de compressão nula), porém com a análise da flecha instantânea mais precisa, por considerar o efeito de grelha.

Abaixo segue o log de avisos do programa relatando que a flecha total é calculada somente com base na flecha instantânea, com uma relação de  $2,5 \cdot f_{\text{instantânea}}$  (resultante da  $f_{\text{instantânea}} + 1,50 \cdot f_{\text{instantânea}}$ , como já explicado acima).

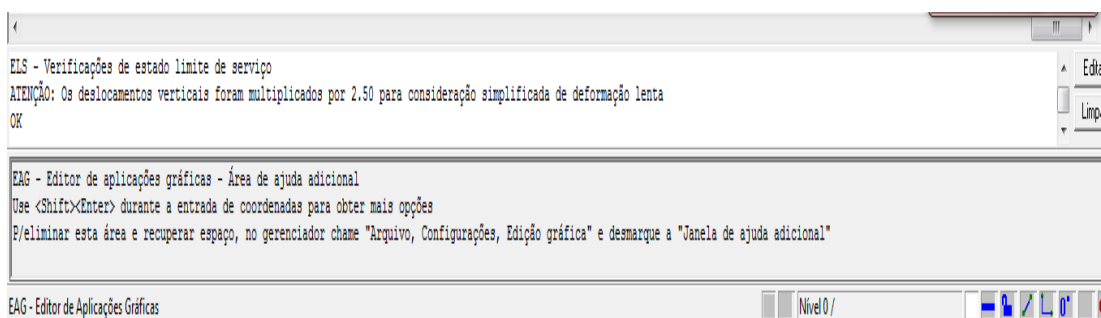


FIGURA 30: LOG DE INFORMAÇÕES DO TQS

FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO SOFTWARE TQS.

Na verificação dos resultados de abertura de fissuras, foi observado um valor muito próximo do resultado gerado pelo programa, como mostra a imagem abaixo.

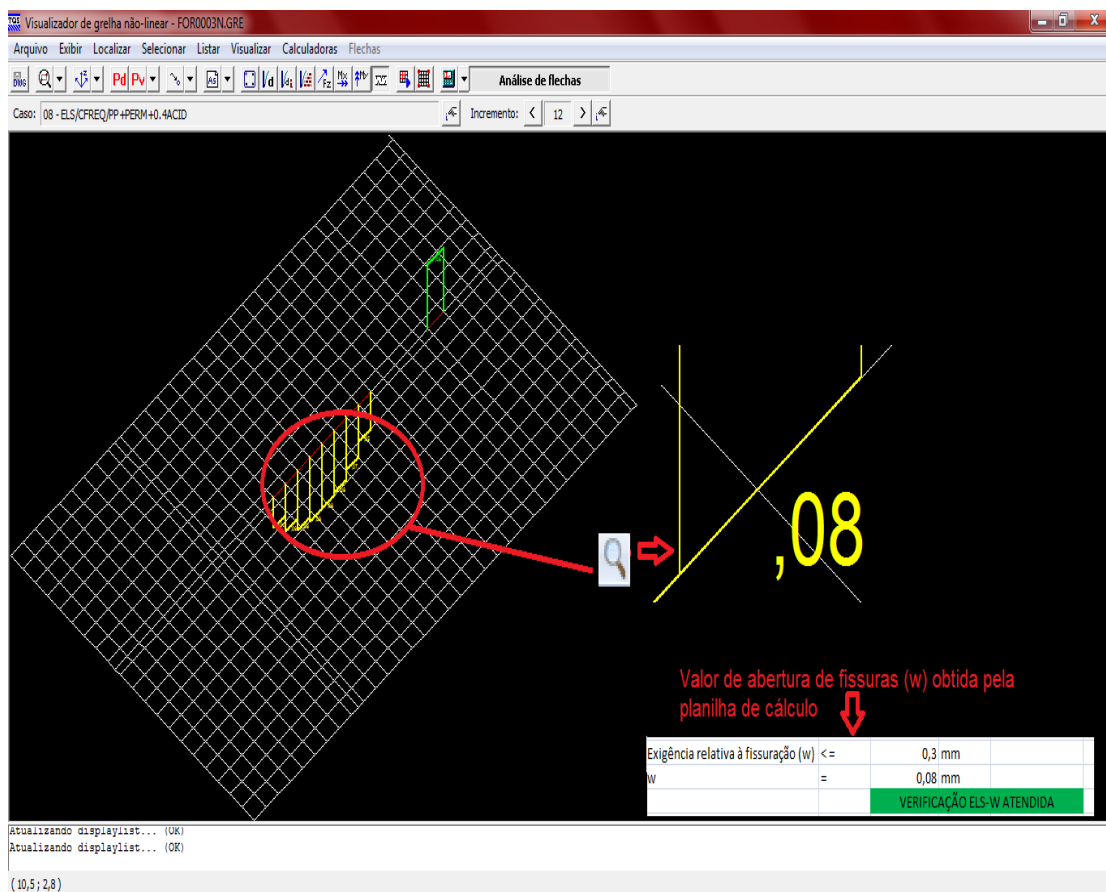


FIGURA 31: VALORES DE ABERTURA DE FISSURAS – TQSxPLANILHA DE CÁLCULO  
FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO SOFTWARE TQS.



## 7 ANÁLISE DE RESULTADOS DA PLANILHA DE CÁLCULO

Nesta seção serão analisados os resultados obtidos através da planilha de cálculo proposta. Esta análise será feita de forma aplicada, considerando-se dois exemplos numéricos.

O primeiro deles foi proposto por PINHEIRO e MUZARDO (2001), e encontra-se transcrito aqui.

O segundo exemplo proposto, idealizado pelos próprios autores, visa avaliar tanto a abertura de fissuras quanto as flechas observadas.

Em seguida, com base no segundo exemplo numérico proposto, serão feitas análises da influência de cada variável (independente dos resultados dos Estados Limite de Serviço).

### 7.1 EXEMPLO NUMÉRICO 1

Verificar os ELS para a viga biapoiada indicada na Figura 32. Dados: seção 22cm x 40cm,  $l = 410$  cm, concreto C25, aço CA-50, armadura longitudinal 4  $\phi$  20 (12,60 cm<sup>2</sup>),  $d = 35,9$  cm, classe II de Agressividade Ambiental.

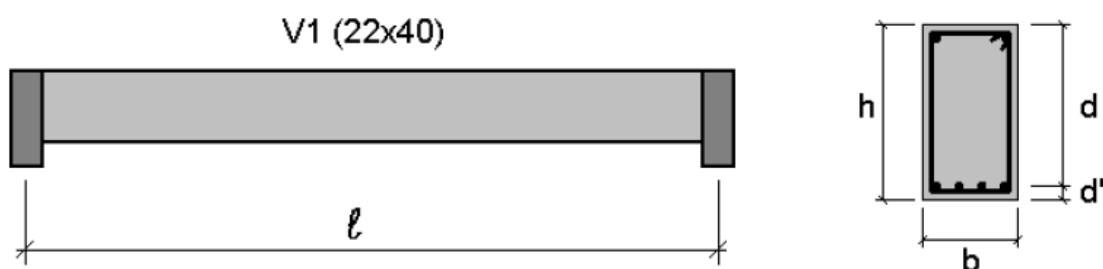


FIGURA 32: EXEMPLO NUMÉRICO 1 –VIGA BIAPOIADA  
 FONTE: (PINHEIRO & MUZARDO, 2001)

## 7.1.1 SOLUÇÃO PROPOSTA POR PINHEIRO & MUZARDO (2004)

### 7.1.1.1 MOMENTO DE FISSURAÇÃO

$$M_R = \frac{1,5 \times 0,1795 \times 117333}{20} = 1580 \text{ kN.cm (para formação de fissuras)}$$

$$M_R = \frac{1,5 \times 0,2565 \times 117333}{20} = 2257 \text{ kN.cm (para deformações excessivas)}$$

### 7.1.1.2 MOMENTO DE INÉRCIA NO ESTÁDIO II

$$E_C = 23800 \text{ MPa}$$

$$\alpha_E = 8,82$$

$$X_2 = 14,66 \text{ cm}$$

$$I_2 = 73.240 \text{ cm}^4$$

### 7.1.1.3 DEFORMAÇÃO EXCESSIVA

Combinação quase-permanente: 43 kN/m

$$I_{Eq} = 73.679 \text{ cm}^4$$

$$E_{cs} = 2.380 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_i = 0,902 \text{ cm}$$

$$f_d = 1,191 \text{ cm}$$

$$f_{tot} = 2,09 \text{ cm}$$

$$f_{limite} = l/250 = 1,64 \text{ cm}$$

Não OK. Adotar medidas de segurança.

## 7.1.1.4 ABERTURA DE FISSURAS

$$A_{cri} = 87,62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{ri} = 2,28\%$$

$$M_{d, Freq} = 92,5 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_s = 25,56 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 23,66 \text{ kN/cm}^2 \text{ (no estágio II)}$$

$$X_2 = 17,69 \text{ cm}$$

$$I_2 = 103.269 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = 24,47 \text{ kN/cm}^2 \text{ } (\alpha_E = 15)$$

$$w_1 = 0,26 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,19 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,19 \text{ mm}$$

$$w_{lim} = 0,4 \text{ mm}$$

OK.

## 7.1.2 VERIFICAÇÃO PELA PLANILHA DE CÁLCULO

TABELA 9: RESULTADOS DE DEFORMAÇÕES PELA PLANILHA DE CÁLCULO

Ecs	23800	MPa
$\alpha_e$	8,82	
$\chi^2$	14,54	cm
$I_2$	71253	cm <sup>4</sup>
CargaQP	43,16	kN/m
IEQ	71709	cm <sup>4</sup>
f <sub>inst</sub>	0,93	cm
f <sub>d</sub>	1,23	cm
f <sub>tot</sub>	2,16	cm
F <sub>limite</sub>	1,64	cm

FONTE: OS AUTORES

TABELA 10: RESULTADOS DE ABERTURA DE FISSURAS PELA PLANILHA DE CÁLCULO

$P_{ri}$	2,93%	
$M_{sd}(F)$	92,77	kN/m
$\sigma_{si}$	24,1	kN/cm <sup>2</sup>
$w_1$	0,23	mm
$w_2$	0,15	mm
$w$	0,15	mm
$w_{lim}$	0,4	mm

FONTES: OS AUTORES

## 7.2 EXEMPLO NUMÉRICO 2

Considerando a estrutura hipotética da Figura 33 e os dados fornecidos, verificar a aceitabilidade quanto às deformações e fissuras no Estado Limite de Serviço para a viga V2.

Sobre a viga V2 será construída uma parede de tijolos furados de 14 cm com revestimento em gesso, com espessura de 0,5 cm. As lajes sobre os vãos externos suportam carga de dormitórios, sala, copa, cozinha ou banheiro de edifícios residenciais, enquanto as lajes que se apoiam sobre o vão intermediário são destinadas à despensa, área de serviço ou lavanderia. Sobre estas lajes foi considerado um contrapiso de regularização de 2 cm de espessura e piso cerâmico para as lajes intermediárias e laminado para as lajes externas.

Dados:  $f_{ck} = 25$  MPa (25.000 kN/m<sup>2</sup>); aço CA-50; cobrimento da viga (c) igual a 3 cm (classe de agressividade ambiental II); pé-direito = 3,0 m.

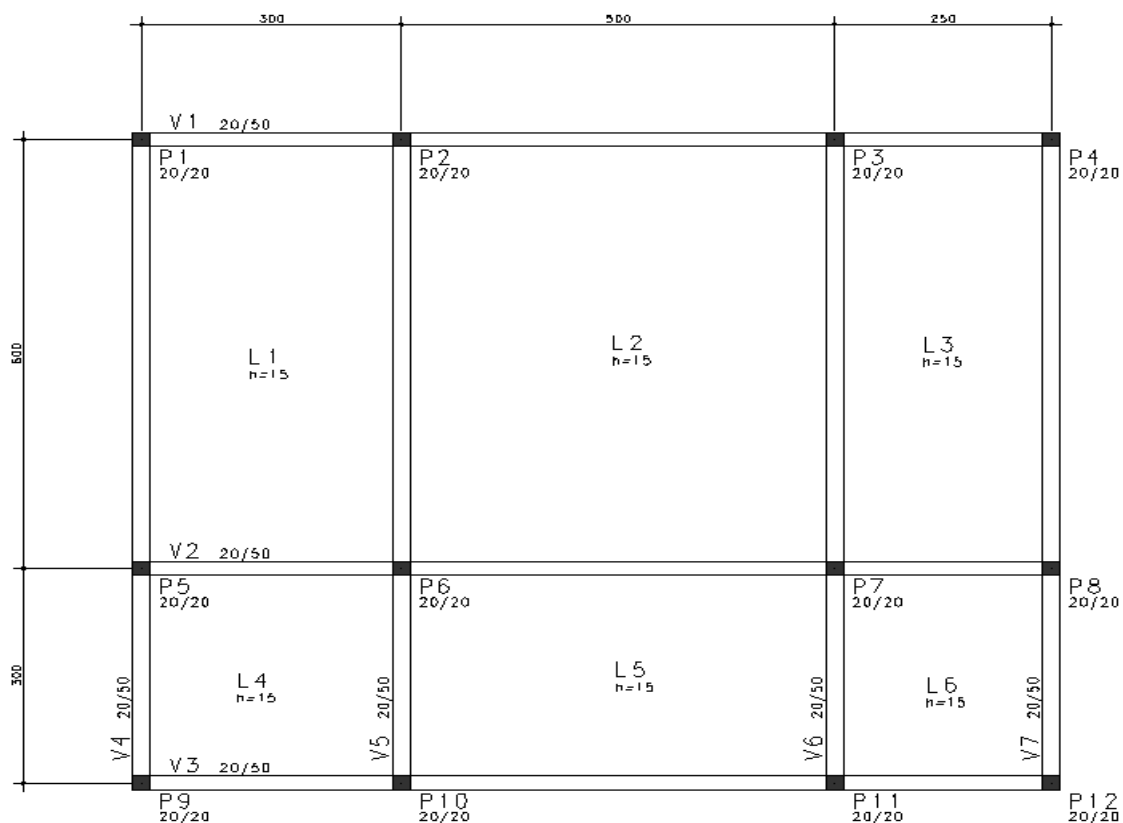


FIGURA 33: EXEMPLO 2 – SISTEMA ESTRUTURAL

FONTE: OS AUTORES UTILIZANDO SOFTWARE TQS

A viga V2 foi calculada pelo software TQS e tem sua armadura indicada na Figura 34.

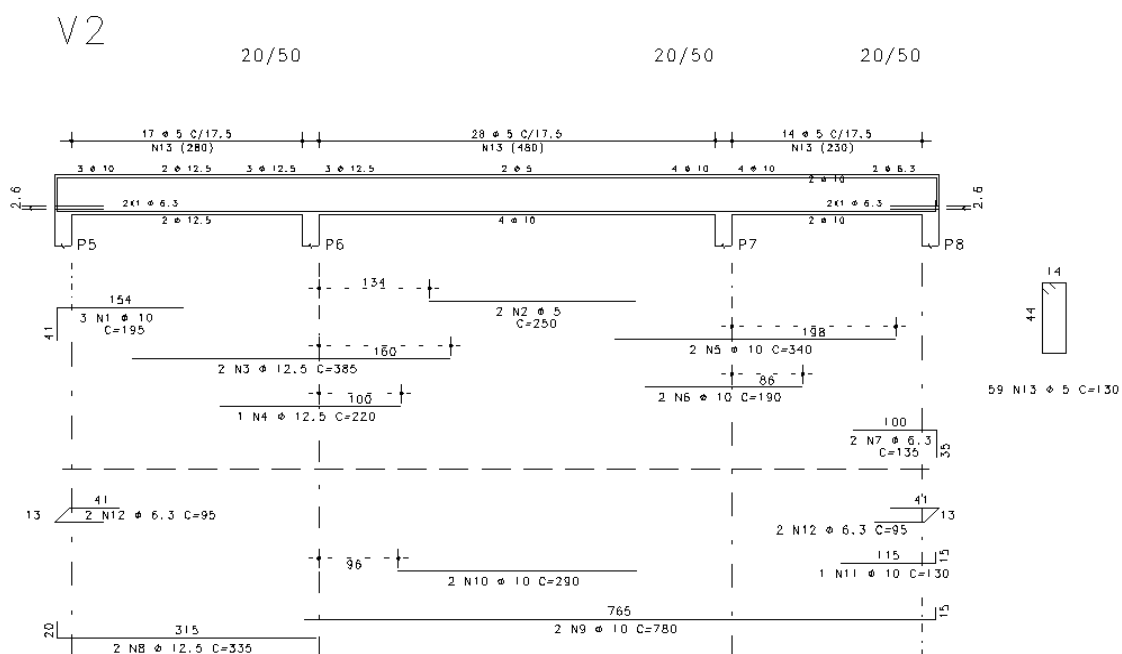


FIGURA 34: EXEMPLO 2 – ARMADURA DA V2

FONTE: OS AUTORES UTILIZANDO SOFTWARE TQS

## 7.2.1 VERIFICAÇÃO PELA PLANILHA DE CÁLCULO

Levando em consideração o dimensionamento realizado pelo software e os demais dados fornecidos, foi possível a análise da viga V2 aos Estados Limite de Serviço.

### 7.2.1.1 CONCEPÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

O sistema estrutural adotado para a estrutura proposta pode ser visto na Figura 35, sendo que as condições de contorno do tipo “Apoiado” indicam que o bordo correspondente da laje está apoiado em uma viga e que não há outra laje se apoiando na mesma viga, ou seja, é um bordo externo. Já a condição de contorno do tipo “Engaste” significa que a laje está apoiada sobre uma viga, porém há continuidade da laje além do apoio, ou seja, é um bordo interno de laje.

	Apoiado		Apoiado		Apoiado
	L= 3,0 m		L= 5,0 m		L= 2,5 m
Apoiado	L1	Engaste	L2	Engaste	L3
L= 6 m	h= 15 cm	L= 6 m	L= 6 m	L= 6 m	L= 6 m
	L= 3,0 m		L= 5,0 m		L= 2,5 m
A	Engaste	B	Engaste	C	Engaste
Apoiado	L4	Engaste	L5	Engaste	L6
L= 3 m	h= 15 cm	L= 3 m	L= 3 m	L= 3 m	L= 3 m
	L= 3,0 m		L= 5,0 m		L= 2,5 m
	Apoiado		Apoiado		Apoiado

FIGURA 35: EXEMPLO 2 – SISTEMA ESTRUTURAL

FONTE: OS AUTORES UTILIZANDO PLANILHA DE CÁLCULO

### 7.2.1.2 CARGAS ATUANTES

Levando em consideração as características fornecidas, e os valores de carga vertical e peso específico indicados na NBR 6120(1980), foram considerados os seguintes carregamentos sobre a viga V2. Para o cálculo das combinações, foram considerados os fatores de ponderação segundo a NBR 6118(2014).

TABELA 11: EXEMPLO 2 – CARGAS ATUANTES

	Carga (kN/m)		Combinação (kN/m)			
	Permanente	Acidental	QP <sup>2</sup>	Frequente	Rara	ELU <sup>3</sup>
Vão 1	13,61	2,25	14,29	14,51	15,86	22,21
Vão 2	15,76	3,86	16,92	17,30	19,62	27,47
Vão 3	12,69	1,87	13,25	13,44	14,56	20,39

FONTE: OS AUTORES UTILIZANDO PLANILHA DE CÁLCULO

### 7.2.1.3 MOMENTOS SOLICITANTES

Com as cargas atuantes sobre a estrutura de acordo com cada combinação, e utilizando o processo de cálculo anteriormente descrito, foi possível obter os momentos solicitantes à viga V2, indicados na Tabela 12 e Figura 36.

TABELA 12: EXEMPLO 2 – MOMENTOS SOLICITANTES

	QP <sup>4</sup>		Frequente		Raro		ELU <sup>5</sup>	
	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo
Vão 1	-30,1	4,5	-30,8	4,6	-34,7	4,7	-48,5	6,6
Vão 2	-30,1	23,5	-30,8	24,0	-34,7	27,4	-48,5	38,4
Vão 3	-28,7	1,0	-29,3	1,0	-33,1	0,8	-46,4	1,2

FONTE: OS AUTORES UTILIZANDO PLANILHA DE CÁLCULO

<sup>2</sup> Leia-se “Quase-Permanente”.

<sup>3</sup> Leia-se “Estado Limite Último”

<sup>4</sup> Idem 2

<sup>5</sup> Idem 3

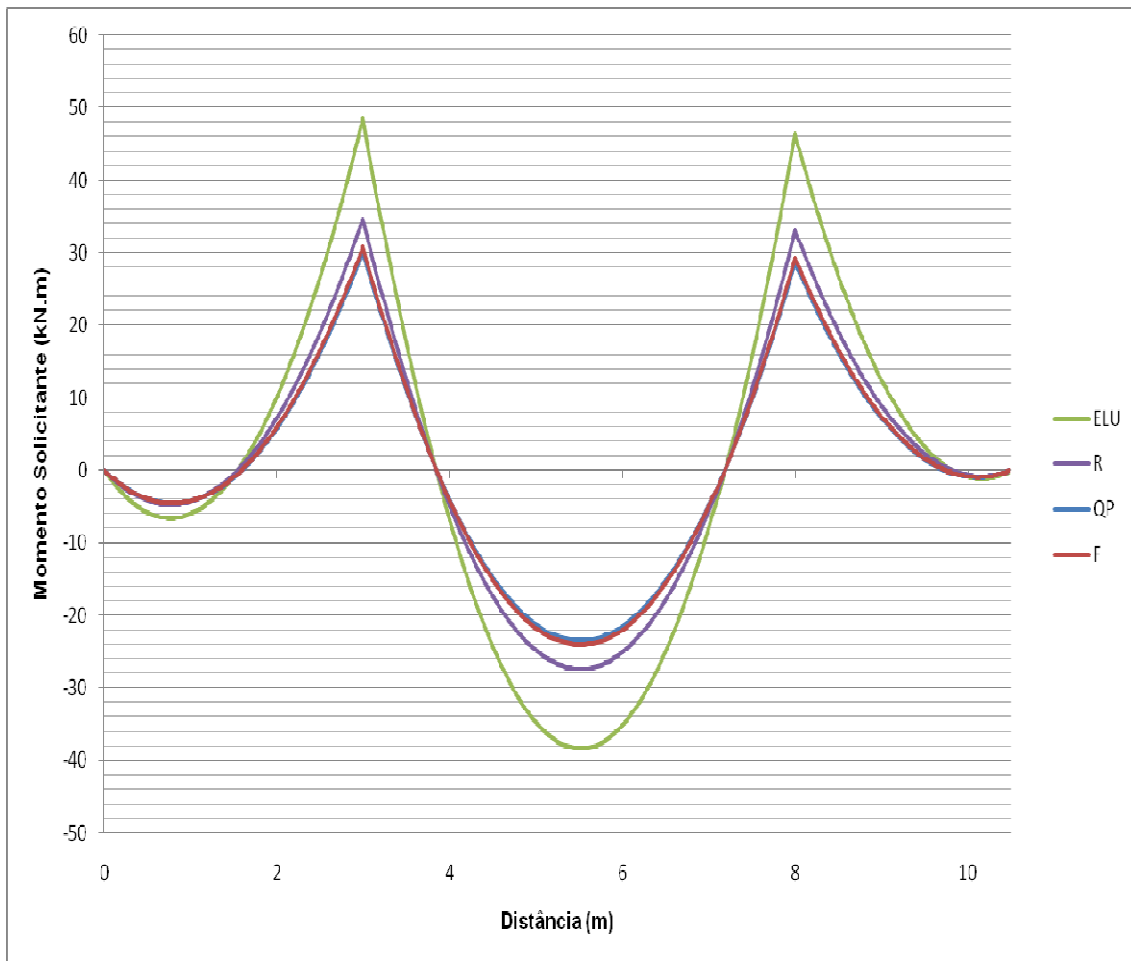


FIGURA 36: EXEMPLO 2 – ENVOLTÓRIA DE MOMENTOS FLETORES  
 FONTE: OS AUTORES UTILIZANDO PLANILHA DE CÁLCULO

#### 7.2.1.4 ELS-DEF

Tomando os dados fornecidos e os esforços solicitantes, calculam-se os parâmetros necessários para obtenção da flecha máxima, indicados na Tabela 13. Destaca-se que o limite de flecha considerado foi de  $L/350$ .



TABELA 13: CÁLCULO DA FLECHA

$M_{SD}$	38,4	kN.m
$D_{LINHA}$	3,75	cm
$D_{REAL}$	46	cm
$X_{LN}$	2,51	cm
$M_{D,SER}$	23,5	kN.m
P	0,341	%
$A_E$	8,82	
$I_C$	208.333	cm <sup>4</sup>
$M_R$	3.206	kN.cm
$F_{CTM}$	2,56	MPa
$X^2$	9,99	cm
$I_{(II)}$	42.592	cm <sup>4</sup>
$EI_{EQ}$	495.833.333	kN.cm <sup>2</sup>
$F_{INST}$	0,12	cm
$F_D$	0,18	cm
$F_{TOT}$	0,30	cm
$F_{NORMA}$	1,43	cm
VERIFICAÇÃO DA FLECHA OK		

FONTES: OS AUTORES UTILIZANDO PLANILHA DE CÁLCULO

### 7.2.1.5 ELS-W

Com os parâmetros obtidos até o momento é possível realizar a verificação da abertura de fissuras, conforme o processo indicado no item 5.4 do presente trabalho.

TABELA 14: CÁLCULO DA ABERTURA DE FISSURAS

$M_{d,serv}$	24,0	kN.m
$\phi_i$	10	mm
Tipo de barra	CA50	
$\eta_i$	2,25	
$E_{si}$	210.000.000	MPa
$f_{ctm}$	0,2565	kN/cm <sup>2</sup>
$\rho_{ri}$	1,37%	
$\sigma_{si}$	17,94	kN/cm <sup>2</sup>
$w_1$	0,064	mm
$w_2$	0,103	mm
Limite	0,3	mm
w	0,064	mm
Verificação ELS-W OK		

FONTES: OS AUTORES UTILIZANDO PLANILHA DE CÁLCULO

## 8 DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Neste capítulo serão feitas análises da influência de algumas variáveis envolvidas no cálculo dos Estados Limites de Serviço no comportamento final da estrutura, visando entender quais parâmetros tem maior influência sobre o ELS e como é dada esta influência. Para estudar a importância de cada variável de forma independente, mantiveram-se os parâmetros iniciais, alterando-se apenas a variável em análise. Para isto, foi considerada a estrutura representada na FIGURA 37, sendo que as análises foram feitas para a viga V2, com a distribuição de armaduras conforme indica a Figura 38.

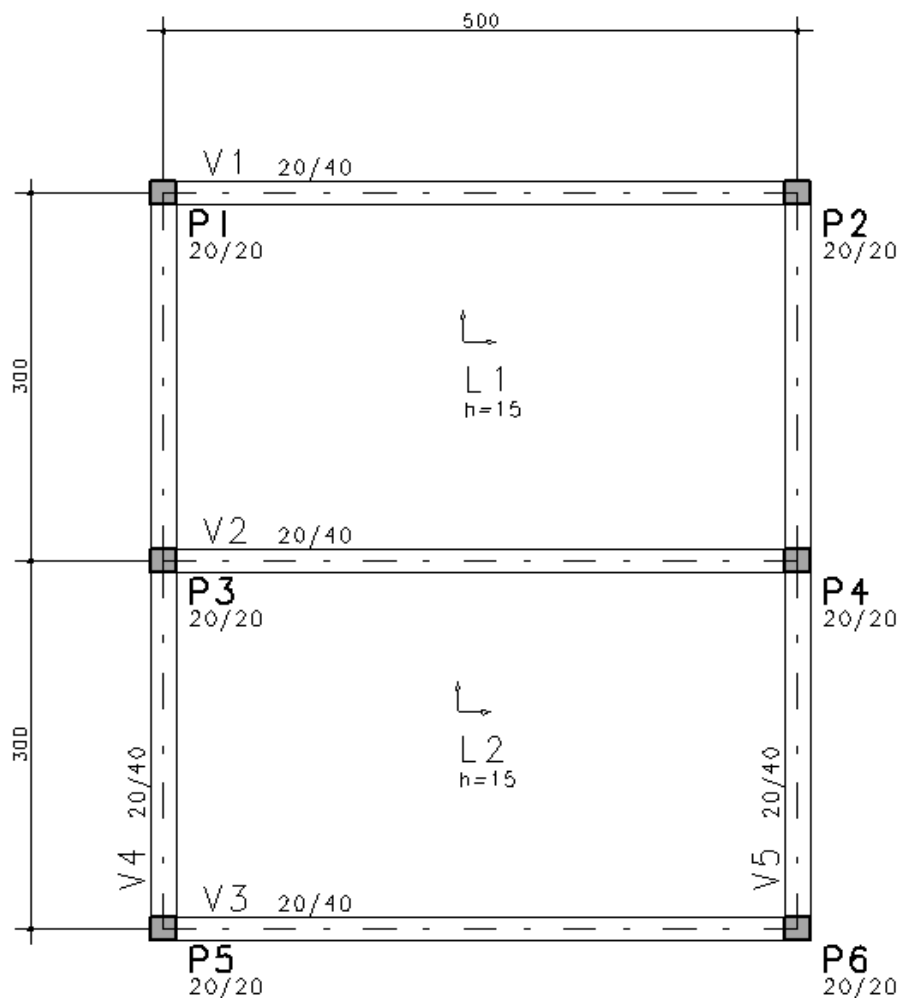


FIGURA 37: INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS – ESTRUTURA ANALISADA  
 FONTE: OS AUTORES UTILIZANDO SOFTWARE TQS

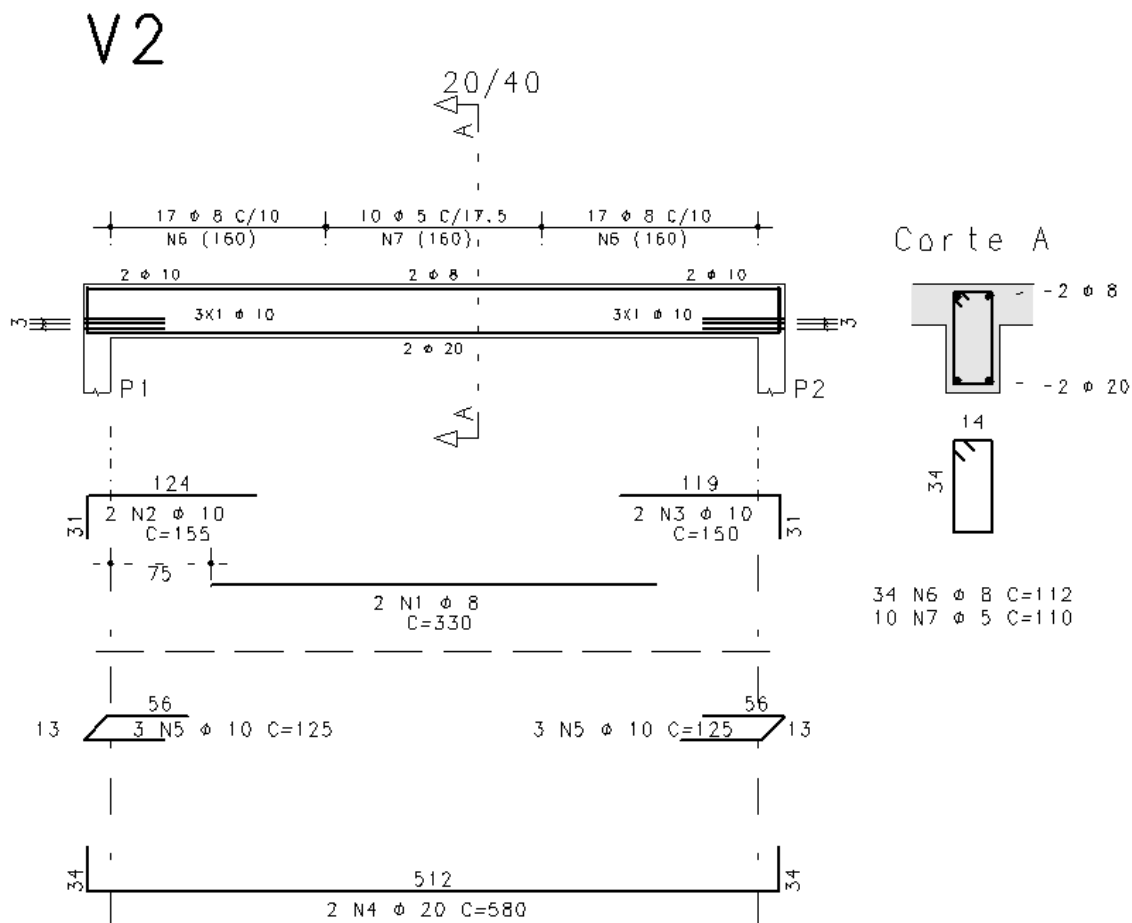


FIGURA 38: INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS – ARMAÇÃO DA VIGA  
 FONTE: OS AUTORES UTILIZANDO SOFTWARE TQS

O carregamento atuante sobre a estrutura é indicado abaixo:

- Utilização da estrutura: Sala com estante de livros de bibliotecas (6 kN/m<sup>2</sup> conforme a NBR 6120(1980))
- Contrapiso e proteções adicionais: 6 cm (21 kN/m<sup>3</sup>)
- Piso: Mármore (0,85 kN/m<sup>2</sup>)
- Parede: tijolos furados com revestimento total de 3 cm em ambos os lados
- Pé direito: 3m
- $f_{ck} = 25$  MPa, aço CA-50, classe de agressividade ambiental III

As análises foram feitas mantendo-se os valores originais e alterando-se o valor da variável em estudo, obtendo assim, o comportamento da viga em serviço. Ao realizar este processo para vários valores, obteve-se em forma de

gráfico, a variação das flechas e abertura de fissuras conforme se modifica cada variável.

Para o caso inicial citado acima, a viga tinha os seguintes resultados:

TABELA 15: VALORES DE FLECHA TOTAL E ABERTURA DE FISSURAS TOTAL PARA O EXEMPLO ACIMA

**1. Estado limite de serviço -Deformações excessivas**

Flecha instantânea	2,40	cm
Flecha no tempo	3,25	cm
Flecha total	5,65	cm

Limite  $l/250 =$  2,00 cm

ELS-DEF ✘

**2. Estado limite de serviço -Abertura de fissuras**

Abrem fissuras?	Sim	
largura (wk)	0,49	mm

Limite 0,3 mm

ELS-W ✘

FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

Como pode ser observada, a viga em estudo supera os limites. A seguir serão estudados esses valores fazendo modificações nos parâmetros iniciais da viga e analisando os seus impactos.

Os valores máximos para diversos limites seguem abaixo.

TABELA 16: LIMITES DE DEFORMAÇÕES PARA O EXEMPLO

Limite	Deformação limite
$l/250$	2,00 cm
$l/350$	1,43 cm
$l/500$	1,00 cm
$l/1000$	0,50 cm
$l/2500$	0,20 cm

FONTE: OS AUTORES

## 8.1 BASE DA VIGA ( $b_w$ )

A primeira variável analisada foi a dimensão da base, sendo que as modificações ficaram em um intervalo de 12 a 30 cm, devido a verificação de não ser um fator com viável redução de deformações não foram feitas análises sobre valores de base para chegar aos limites citados. O Gráfico 1 indica a variação da flecha com o aumento da base. Verifica-se um comportamento linear, tanto na flecha instantânea quanto na diferida no tempo, com uma redução das flechas pouco representativa no contexto (aumento de 2,5 vezes na base e uma redução de apenas 26% na flecha total)

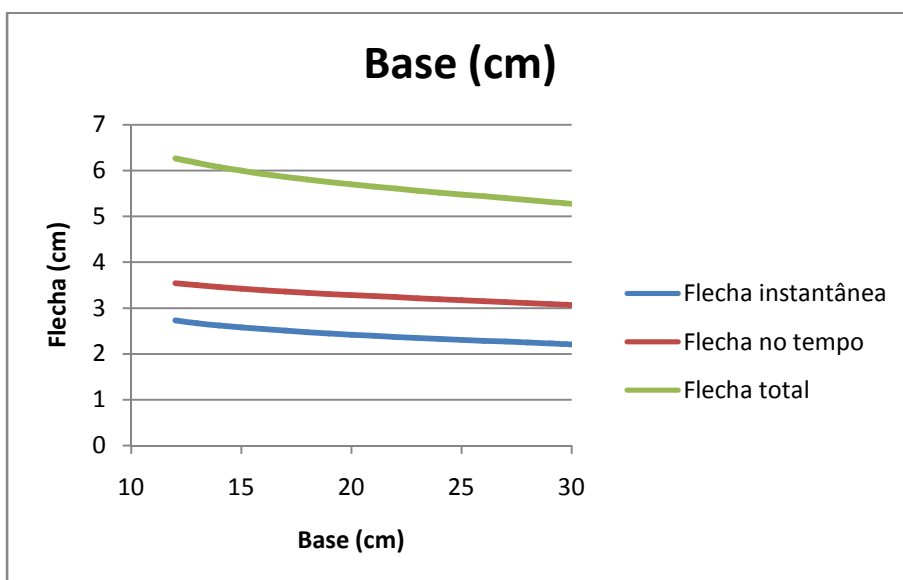


GRÁFICO 1 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: BASE X FLECHA

FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

A mesma análise foi realizada para o caso de abertura de fissuras na viga, tendo seus resultados apresentados no Gráfico 2, onde é possível observar o aumento da abertura das fissuras conforme se aumenta a largura da base. Esta relação inversa é devido à taxa de armadura ( $\rho_{ri}$ ) ser um dos principais fatores no cálculo da abertura de fissuras, e, conforme maior a base com a mesma armadura na seção, menor é a taxa de armadura da viga aumentando, portanto os valores de abertura de fissuras aumentarão, diferente

do esperado em que apenas aumentar esse parâmetro controlará valores para o aceitável dos limites.

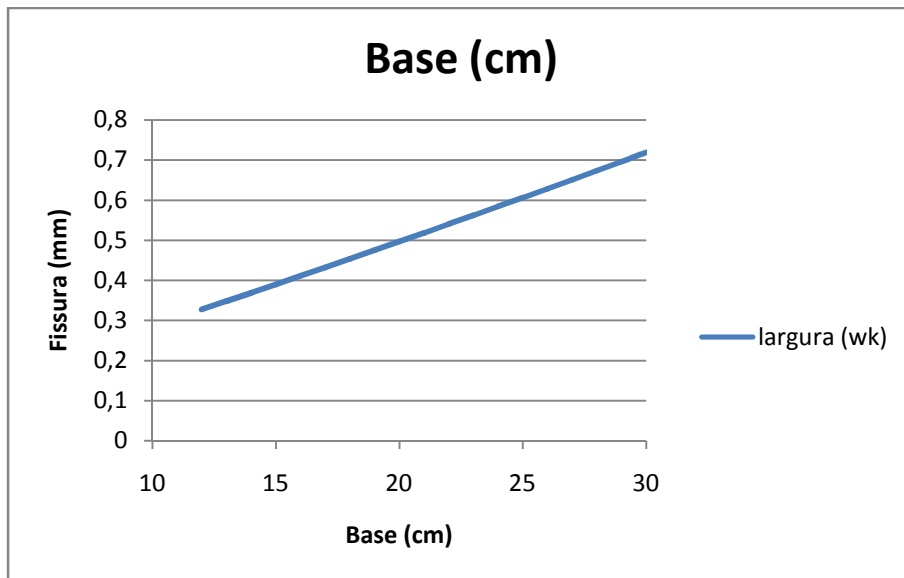


GRÁFICO 2 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: BASE X FISSURAÇÃO  
FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

## 8.2 ALTURA DA VIGA (h)

As análises feitas para a altura da viga foram restringidas a um intervalo de 25 a 100 cm, significando um aumento de 4 vezes do valor inicial. Os resultados para a análise das flechas encontram-se no Gráfico 3, no qual é possível observar uma grande diminuição das flechas ocorridas com o aumento da altura (redução de 99% da flecha total).

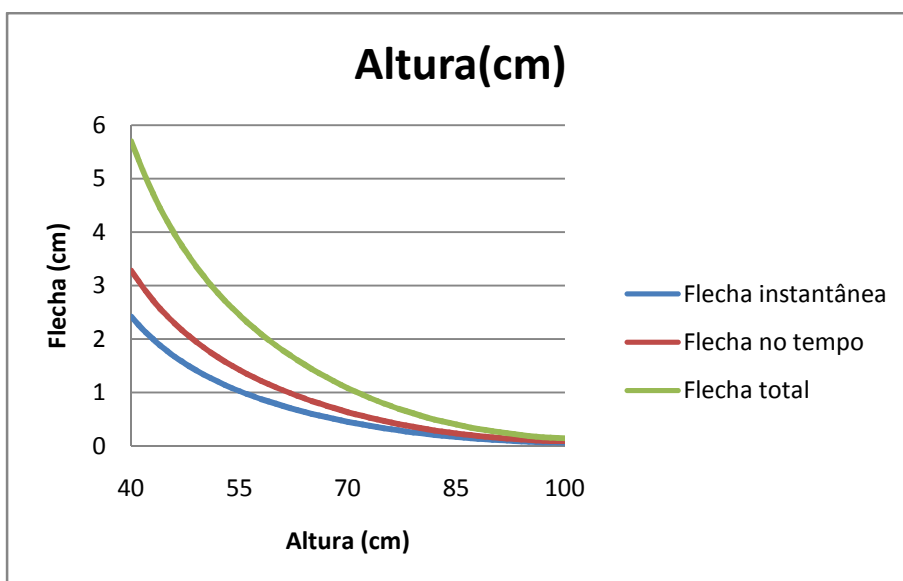


GRÁFICO 3 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: ALTURA X FLECHA  
 FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

Antes de prosseguir com a análise da abertura de fissuras, é interessante verificar a tabela abaixo, onde foi feita uma comparação de qual deveria ser a altura da viga para conseguir verificar os limites para diversos casos, relatando a dificuldade de atingir valores limites mais rígidos.

TABELA 17: ANÁLISE DE ALTURA PARA SATISFAZER LIMITES

Limite	Altura
$l/250$	59
$l/350$	65
$l/500$	71
$l/1000$	82
$l/2500$	94

FONTE: OS AUTORES

No Gráfico 4 é possível observar uma redução de cerca de 80% da abertura das fissuras ocorridas com o ganho de altura, verificando ser um parâmetro útil para reduzir valores de abertura de fissuras.

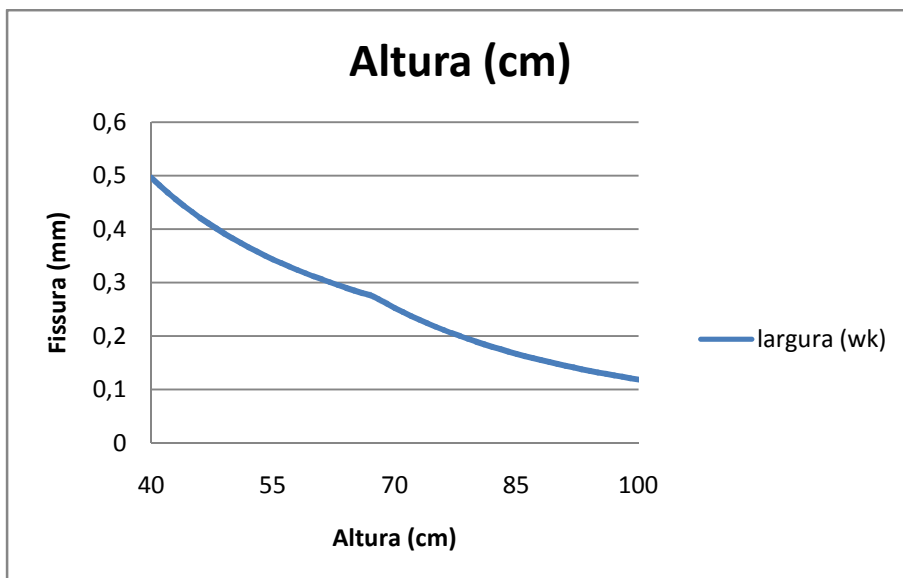


GRÁFICO 4 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: ALTURA X FISSURAÇÃO

FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

### 8.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO ( $f_{ck}$ )

Segundo o estudo realizado, a resistência do concreto tem pouca influência nos Estados Limite de Serviço. Com um aumento da resistência de 15 até 80 MPa, houve uma baixa redução, de 30%, para as flechas (Gráfico 5) e também de apenas 22% na abertura de fissuras (Gráfico 6) mostrando não ser um parâmetro viável para controlar as deformações. Verifica-se uma mudança a inclinação da curva da abertura de fissuras que se deve ao fato desta curva ser guiada por duas fórmulas, apresentadas no item 5.4, sendo que a partir de aproximadamente 60 MPa o valor de  $w_1$ , que começou num valor bem mais alto começa se tornar o menor valor tornando-se o novo valor de abertura de fissuras, explicando, portanto, a grande mudança.



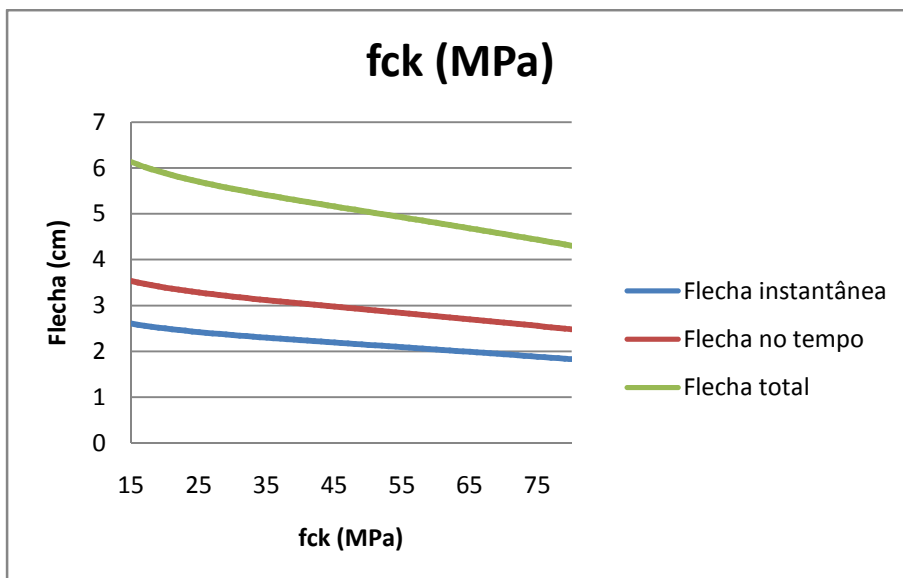


GRÁFICO 5 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: FCK X FLECHA

FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

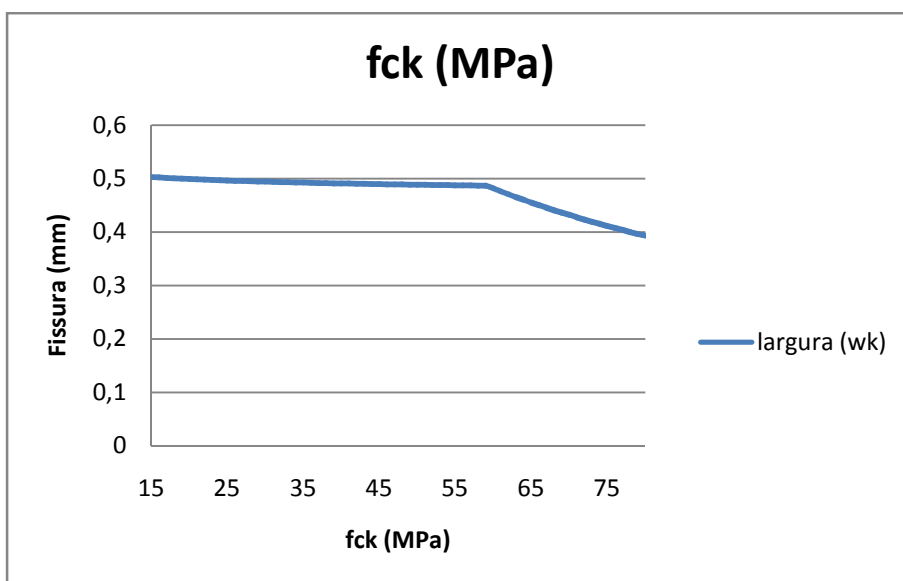


GRÁFICO 6 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: FCK X FISSURAÇÃO

FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

#### 8.4 ÁREA DE AÇO NA COMPRESSÃO ( $A'_s$ )

O Gráfico 7 mostra a variação das flechas ocorridas com o aumento da área de aço que trabalha à compressão. Foi feita uma variação de  $1 \text{ cm}^2$  até  $30 \text{ cm}^2$  nesta análise, visando compreender o comportamento da curva de

variação. A influência desta variável é aplicada apenas na flecha diferida ao longo do tempo, e como consequência, na flecha total. E este fato se deve à formulação proposta para o cálculo da flecha diferida, onde  $A'_s$  se encontra no denominador da equação. A redução observada foi de 66% na flecha diferida resultando em 38% de redução na flecha total.

Esta variável também não apresenta influência direta na abertura de fissuras, portanto não será apresentada nesta seção.

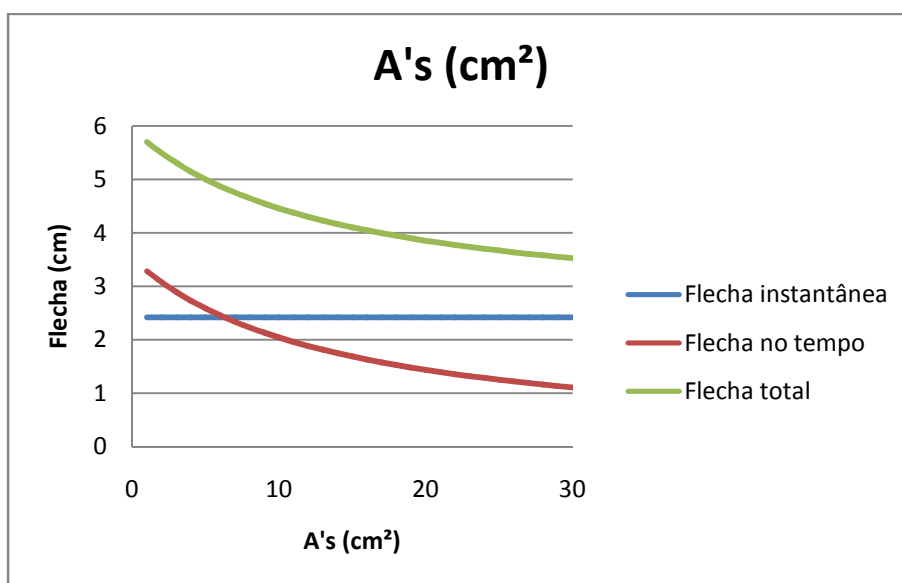


GRÁFICO 7 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS:  $A'_s$  X FISSURAS

FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

## 8.5 ÁREA DE AÇO NA TRAÇÃO ( $A_s$ )

Diferente da área de aço na compressão, as barras que trabalham tracionadas tem grande importância no comportamento da viga no ELS. Tendo o mesmo aumento que  $A'_s$ , houve redução de 92% na flecha total (em sua maioria já nos estados iniciais do aumento), conforme ilustra o Gráfico 8.

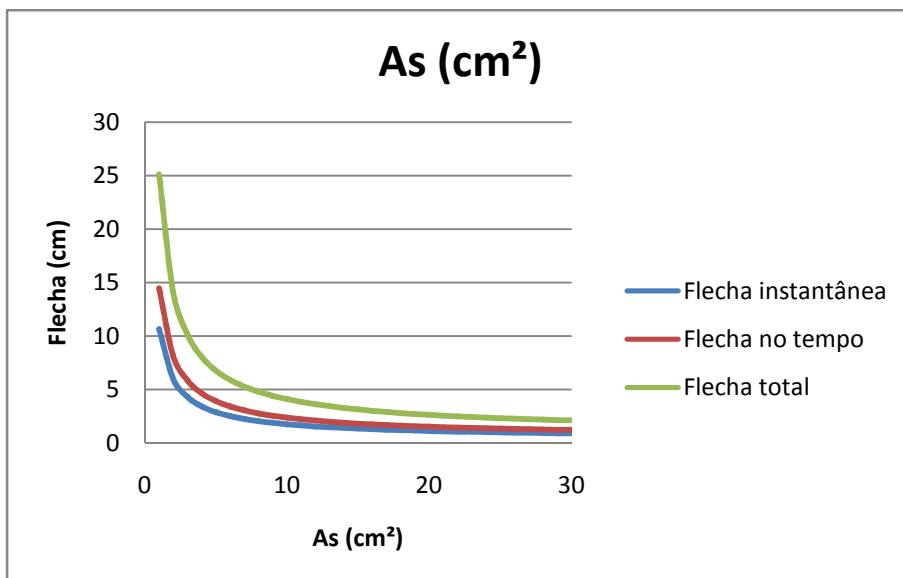


GRÁFICO 8 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: AS X FLECHA  
 FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

Na abertura de fissuras a redução ocorre de uma maneira mais brusca, alcançando uma redução de 99% para valores de aproximadamente 10cm<sup>2</sup>. Estes resultados podem ser observados no Gráfico 9.

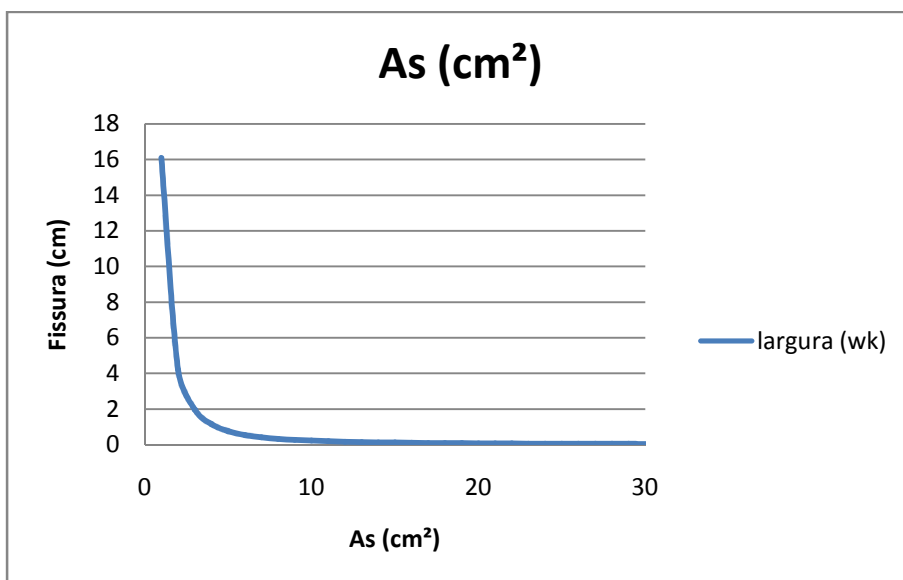


GRÁFICO 9 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: AS X FISSURAÇÃO  
 FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

## 8.6 TEMPO PARA APLICAÇÃO DA CARGA PERMANENTE ( $t_0$ )

Esta variável indica o tempo que leva, do endurecimento do concreto até a aplicação da carga permanente sobre a viga, o que significa, na prática, a retirada das escoras que suportam a viga. Este tempo é contado em meses, e a variação foi feita de  $t_0 = 0,03$  meses (1 dia) até  $t_0 = 3$  meses.

Assim como  $A'_s$ , não houve influência na flecha instantânea nem na abertura de fissuras, apenas na flecha diferida no tempo, e na flecha total, consequentemente.

O Gráfico 10 mostra a redução das flechas com o aumento do atraso em se retirar o escoramento. Esta redução representa 41% na flecha diferida (26% na flecha total), observando que ao aumentar esse tempo de escoramento para 1 mês é possível obter uma redução de 16% na flecha total.

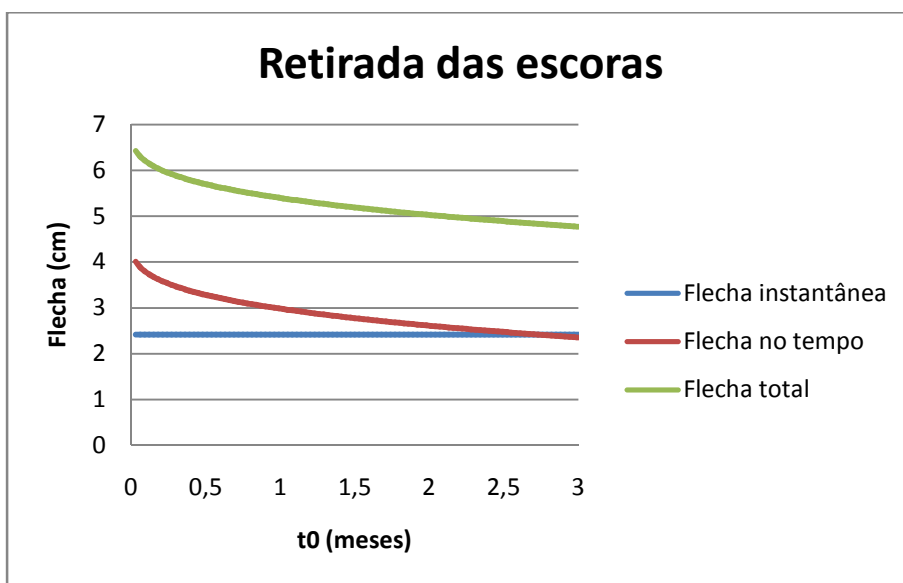


GRÁFICO 10 – INFLUÊNCIA DAS VARIÁVEIS:  $t_0$  X FLECHA

FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

## 8.7 CARGA PERMANENTE

Outra variável analisada é a carga atuante sobre a estrutura. Esta análise foi feita separando-se as cargas permanentes das variáveis. O regime de variação foi de 0 kN/m a 50 kN/m, porém sempre mantendo-se o valor original para a outra carga que não estava sendo analisada.

O Gráfico 11 mostra os resultados encontrados. Conforme o esperado, quanto maior a carga que atua na estrutura, maior a flecha ocorrida, relatando uma grande relação entre ambos valores. Esse aumento da carga representou uma flecha total 15,12 vezes maior.

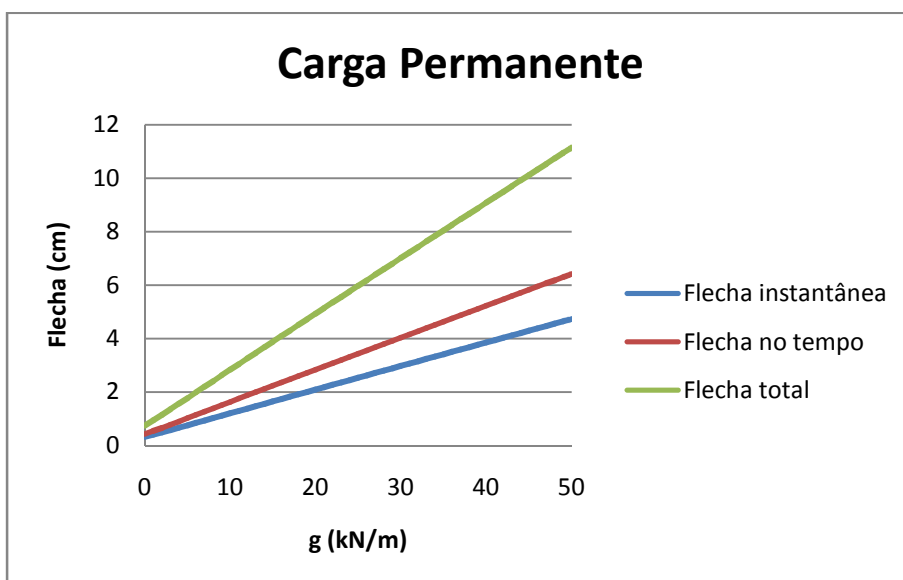


GRÁFICO 11 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: CARGA PERMANENTE X FLECHA

FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

A abertura de fissuras também sofre influência direta desta variável. Pode ser observado que o aumento na carga também levou a um grande aumento, quase 29 vezes, nas dimensões das fissuras, conforme indica o Gráfico 12.

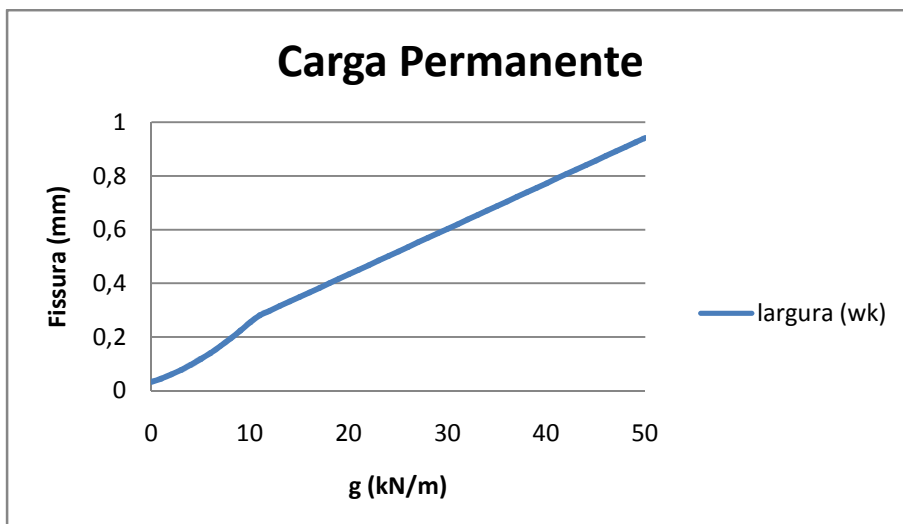


GRÁFICO 12 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: CARGA PERMANENTE X FISSURAÇÃO  
 FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

## 8.8 CARGA ACIDENTAL

A carga acidental também tem influência sobre os Estados Limite de Serviço, porém em uma proporção menor que a carga permanente, devido ao uso dos coeficientes redutores desta carga.

O Gráfico 13 mostra o aumento das flechas ocorridas, totalizando flechas 1,69 vezes maiores, para o mesmo aumento feito na carga permanente.

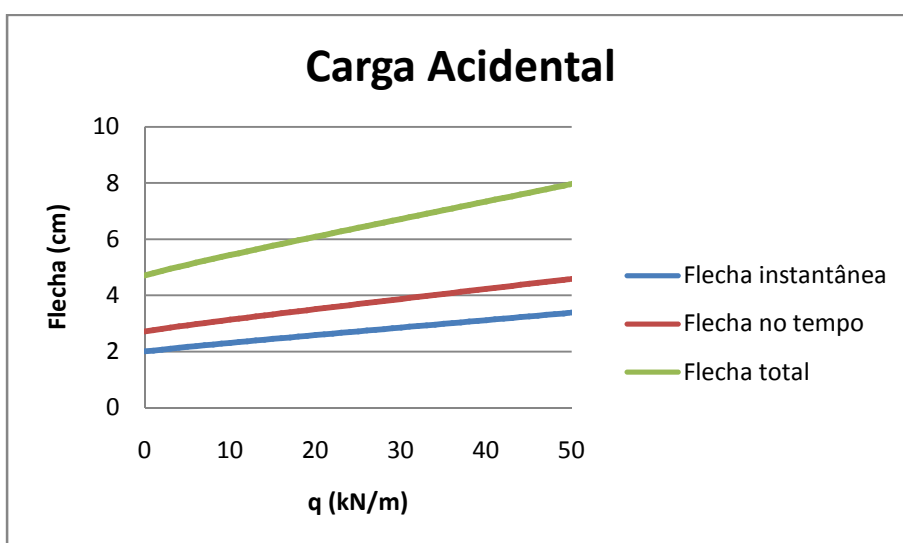


GRÁFICO 13 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: CARGA ACIDENTAL X FLECHA  
 FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

A dimensão das fissuras abertas teve um aumento de 1,84 vezes, e é apresentado no Gráfico 14.

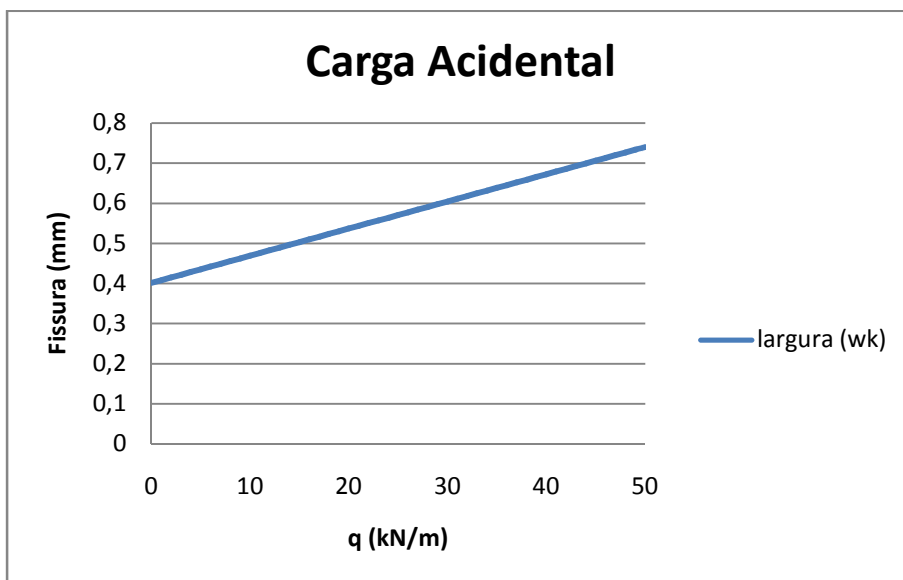


GRÁFICO 14 – INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS: CARGA ACIDENTAL X FISSURAÇÃO  
FONTE: OS AUTORES, UTILIZANDO O SOFTWARE EXCEL

## 9 CONCLUSÃO

Pela observação dos aspectos observados, verifica-se que, de acordo com os limites fornecidos pela NBR 6118 (2014), é mais fácil atender às exigências de abertura de fissuras do que as exigências de deformações excessivas. Este fato aumenta conforme se tornam mais rigorosos os limites estabelecidos.

Percebe-se também a distância existente entre os limites estabelecidos na Norma Brasileira e algumas normas internacionais, e o impacto que estes limites causam nas características da estrutura. Isto leva a necessidade de, ao menos, se repensar os valores limites estabelecidos na NBR 6118 (2014), de modo a garantir melhor desempenho e durabilidade às estruturas.

Foi possível também se compreender como se dá a influência de vários parâmetros considerados no cálculo do ELS, dando base a projetistas e construtores para a tomada de decisões de quais variáveis tem maior influência no processo e, portanto, tem maior ou menor prioridade de modificação para se dimensionar de forma mais econômica as estruturas.

Verificou-se também a boa capacidade de se calcular o desempenho em serviço das estruturas, tendo como base apenas os parâmetros disponíveis em obra, ressaltando, porém, a importância da participação do projetista em toda e qualquer modificação feita no projeto, devendo partir deste a melhor solução adotada.

Sugerem-se estudos mais aprofundados sobre o tema, além de assuntos correlacionados, como o custo de cada uma das variáveis analisadas, para que se disponha de parâmetros técnicos e financeiros para auxiliar a tomada de decisão no caso de modificações e até mesmo de dimensionamento.

Recomenda-se também o estudo do comportamento em serviço das divisórias dos edifícios, para que haja compatibilização das deformações. Além disso, julga-se importante a comparação dos métodos de cálculo do ELS, segundo diferentes Normas internacionais e o estudo de soluções pós-construtivas para a redução do impacto de deformações excessivas em paredes de alvenaria.



## REFERÊNCIAS

ABREU, V. L. (2011). **Estudo da Deformabilidade de Alvenarias de Fachada Executadas no Bordo de Zonas em Consola de Lajes Maciças**. Tese de Mestrado, Universidade do Porto.

ACI 435R. (2003). **Control of Deflection in Concrete Structures**.

MERLIN, A. (2006). **Análise probabilística do comportamento ao longo do tempo de elementos parcialmente pré-moldados com ênfase em flechas de lajes com armação treliçada**. São Paulo.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2014). **NBR 6118**. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1980). **NBR 6120**. Rio de Janeiro, Brasil.

CALDAS, A. J. (1997). **Avaliação de aberturas de fissuras de flexão em vigas de concreto armado**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos.

CARELLI, J. A. (2010). **Análise Matricial de Estruturas**. Universidade do Oeste de Santa Catarina (UNOESC).

CHUST, R. C., & FIGUEIREDO, J. R. (2001). **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado (3ª ed.)**. Escola de Engenharia de São Carlos.

COIMBRA, T. L. (2010). **Patologias em Alvenarias de Preenchimento Induzidas por Deformação dos Suportes**. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto.

KARA, I. F., & DUNDAR, C. (2009, Janeiro 24). **Effect of loading types and reinforcement ratio on an effective moment of inertia and deflection of a reinforced concrete beam**. *Advances in Engineering Software* (40), pp. 836-846.

KIMURA, A. (2007). **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**. São Paulo: Pini.

KOUTI, W. M., & PEREIRA, M. V. (2014). **Estudos das deformações dos corpos (concreto armado) para análise do ponto de ruptura**. Revista InterAtividade , 28-38.

MEDEIROS, H. (2005, Abril). **Alerta! Deformações Excessivas**. Disponível no site da Revista Técnica: <http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/97/artigo287361-1.aspx>. Acesso em 12/06/2014.

NEVILLE, A. M. (1997). **Propriedades do Concreto**. São Paulo: Pini.

PFEFFERMANN, O. (1968). **Les fissures dans les constructions: consequence de phénomènes physiques naturels**. Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Bruxelas.

PINHEIRO, L. M. (2007). **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos.

PINHEIRO, L., & MUZARDO, C. (2001). **Notas de Aula de Estruturas de Concreto**. São Paulo.

RODRIGUES, C. P., COSTA, G. F., OLIVEIRA, H. G., COLARES, P. C., VALADARES, S. C., & ALMEIDA, S. L. (2007). **Deformações em Estruturas de Concreto Armado**. Projeto Aplicado, Centro Universitário UNA, Minas Gerais.

ROMAN, H., & CARVALHO, J. (2001). **Alvenaria Estrutural: O Conceito do efeito arco**. Encontro Tecnológico de Engenharia Civil e Arquitetura. Maringá.

RÜSCH, H. (1980). **Concreto Armado e Protendido: Propriedades dos Materiais e Dimensionamento**. Rio de Janeiro: Campus Ltda.

THOMAZ, E. (1989). **Trincas em Edifícios: Causas, Prevenção e Recuperação (1ª ed.)**. São Paulo: Pini, IPT, EPUSP.