



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE
NÚCLEO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL**

DAVID WILLIAMS DA GLÓRIA SIMÃO

**Análise e dimensionamento de vigas de concreto armado
com aberturas na alma**

Caruaru
2014

DAVID WILLIAMS DA GLÓRIA SIMÃO

Análise e dimensionamento de vigas de concreto armado com aberturas na alma

Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito para obtenção do título de Mestre.

Área de concentração: Estruturas e materiais.

Linha de pesquisa: Análise estrutural.

Orientador: Prof. Dr. Humberto Correia Lima Júnior.

Caruaru
2014

Catálogo na fonte:
Bibliotecária – Simone Xavier - CRB/4-1242

S588a Simão, David Williams da Glória.
Análise e dimensionamento de vigas de concreto armado com aberturas na alma. /
David Williams da Glória Simão. – Caruaru: O autor, 2014.
99f. il. ; 30 cm.

Orientador: Humberto Correia Lima Júnior.
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Programa de
Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, 2014.
Inclui referências.

1. Dimensionamento de vigas. 2. Materiais - Deformação. 3. Carga – Capacidade.
I. Lima Júnior, Humberto Correia. (Orientador). II. Título.

620 CDD (23. ed.)

UFPE (CAA 2014-137)

DAVID WILLIAMS DA GLÓRIA SIMÃO

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO
COM ABERTURAS NA ALMA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós
Graduação em Engenharia Civil e Ambiental
da Universidade Federal de Pernambuco,
como requisito para obtenção do título de
Mestre.

Área de concentração: Estruturas e materiais

Linha de pesquisa: Análise estrutural

Orientador: Prof. Dr. Humberto Correia Lima
Júnior

Aprovado em: Caruaru, 10 de outubro de 2014.

Banca examinadora:

Prof. Dr. Humberto Correia Lima Júnior _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientador)

Prof. Dr^a. Giuliana Furtado Franca Bono _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliadora)

Prof^a. Dr^a. Juliana Von Schmaiz Torres _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliadora)

Dedico e agradeço o presente trabalho aos meus pais, a minha esposa Marcicleide e a DEUS, por ser minha força de salvação.

AGRADECIMENTOS

Ao Senhor meu Deus por está sempre presente na minha vida.

A minha família pelo apoio e compreensão, pois sem eles nada poderia realizar.

A minha esposa Marcicleide por seu amor e apoio, os quais ajudaram a superar as dificuldades para realização deste trabalho.

Ao Professor orientador Humberto pela confiança e por não medir esforços para a execução deste trabalho.

RESUMO

Atualmente, observa-se que o tempo de execução é um fator importantíssimo na viabilidade econômica de uma construção; contudo, para redução dos tempos das construções, muitos construtores esquecem fases importantes de planejamento de uma obra, como por exemplo, a compatibilização do projeto de estruturas com os demais. Assim, não é incomum a realização de furos em vigas para passagens de tubulações após a execução da estrutura sem o menor critério de análise e dimensionamento estrutural. Em adição, muitas vezes as características dessas aberturas (dimensões e posição na alma da viga) não atendem as prescrições da ABNT NBR6118:2014, para que sejam desprezadas análises mais elaboradas dos efeitos dessas aberturas no comportamento estrutural desses elementos. Com base no exposto, o presente trabalho teve como objetivo o estudo da utilização do Método de Bielas e Tirantes para o dimensionamento de vigas com aberturas na alma, solicitadas por um carregamento distribuído aplicado ao longo do comprimento. Inicialmente foi realizado um estudo com base no método dos Elementos Finitos para avaliar a distribuição de tensões nas vigas, quando eram variadas as dimensões das aberturas e as suas distâncias em relação aos apoios. Em seguida, para validar os resultados obtidos, uma investigação experimental foi conduzida, a partir do ensaio de cinco vigas de concreto armado, das quais uma era a viga de referência, sem abertura, enquanto que quatro apresentavam aberturas nas almas. Os pontos de análise foram a deflexão máxima no meio do vão, a redução da rigidez das vigas e as tensões nos cantos das aberturas. Foi observado que é possível realizar o dimensionamento das vigas com aberturas sem redução de capacidade de carga. Em adição, verificou-se que a redução de rigidez pode ser controlada de modo a garantir um correto comportamento estrutural desses elementos.

Palavras-chave: Bielas, Tirantes, Abertura, Vigas, Deformação, Rigidez e Capacidade de Carga.

ABSTRACT

Nowadays, it is observed that the execution duration is an important factor on the construction economic viability; nevertheless, to reduce the construction duration, constructors forget important phases in the construction planning, such as the compatibilization of the structural project with the others. Therefore, it is not unusual, to hole the web beams to pass pipes without any analysis and design standard judgment. In addition, the characteristics of these holes (dimension and the position in the web beam) do not attend the Standard Brazilian code prescriptions, to overlook the analysis of the effects of the hole in the structural behaviour. Based on were exposed, this work aimed to investigate the use of Truss and Tie method to design beams with hole in the web, under uniform load. Initially, the Finite Element method was used to study the stress distribution behaviour in the beam. In this study two variables were analysed: the hole dimension and distance from the hole to the support. To confirm the Finite Element analysis results, an experimental investigation was performed. Five reinforced concrete beams were tested: one reference beam without hole and four beams with hole in the web. The analysed points were the middle span beam deflection, the stiffness beam reduction and the strain in the hole corner. It was observed that it is possible to design beams with large holes in the web without load capacity reduction. In addition, it was verified that stiffness reduction can be controlled to guarantee a suitable beam structural behaviour.

Key-word: Tie, Truss, Hole, Beam, Strain, Stiffness and Load Capacity.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Execução de aberturas na alma de vigas em obra.....	16.
Figura 2.1 - Exemplo de dois modelos para uma mesma viga-parede, em que o modelo adequado (a) possui tirantes mais curtos que o (b).....	22.
Figura 2.2 - Divisão da estrutura em Zonas "B" e "D".	24.
Figura 2.3 - a) a estrutura e suas ações no contorno; b) o caminhamento das ações externas; c) as linhas do polígono; d) o modelo; e e) o equilíbrio dos nós.....	26.
Figura 2.4 - Configurações típicas de campos de tensão de compressão	27.
Figura 2.5 - Estado biaxial de tensões para o concreto de 30 MPa	28.
Figura 2.6 - Vários estados de tensão: a) Compressão uniaxial zona indeformada, b) Tensão normal a direção da compressão, c) Tensão oblíqua em relação a direção da compressão.	29.
Figura 2.7 - Exemplo de nós contínuos (A) e singulares (B).....	31.
Figura 2.8 - Exemplo de nós contínuos e singulares.	31.
Figura 2.9 - Nós somente com forças de compressão.	32.
Figura 2.10 - Nós com ancoragens somente de barras paralelas.	33.
Figura 2.11 - Nós com barras dobradas.	34.
Figura 2.12 - Nós com tirantes em direções ortogonais.	35.
Figura 2.13 - Exemplos de formas de elementos finitos.	37.
Figura 2.14 - Regiões de concentração de tensão.	38.
Figura 2.15 Viga com abertura na alma.....	41.
Figura 2.16 - Armadura de alma com abertura retangular.....	41.
Figura 2.17 - Armadura adicional em vigas com aberturas circulares.....	42.
Figura 2.18 - Mecanismo de funcionamento assumido.....	43.
Figura 2.19 - Dimensões máximas de abertura em vigas.	44.
Figura 2.20 - Análise da região do furo. a) esforços calculados como viga maciça. b) Interseção da viga por um plano no eixo do furo. c) Fibras tracionadas por Q1d e Q2d (supostos positivos).....	45.
Figura 2.21 - Quadro plano multicelular.	45.
Figura 2.22 - Esforços para dimensionamento das seções S1 - S1 e S2 - S2.	45.
Figura 2.23 - Detalhamento da armadura de reforço do furo.....	46.
Figura 2.24 - Esforços atuantes na região do furo.	47.

Figura 2.25 - Modelo 2.1 da treliça na região da abertura.	48.
Figura 2.26 - Modelo 2.2 da treliça na região da abertura.	49.
Figura 2.27 - Modelo 2.3 da treliça na região da abertura.	49.
Figura 2.28 - Modelo 2.4 da treliça na região da abertura.	49.
Figura 2.29 - Modelo 2.5 da treliça na região da abertura.	50.
Figura 2.30 - Detalhe das vigas analisadas.	50.
Figura 2.31 - Esquema do detalhamento da região da abertura.	51.
Figura 2.32 - Dimensões da viga VR-3 com centro da abertura a 75 cm ($>2h$) do apoio.	54.
Figura 2.33 - Dimensões da viga VR-4 com centro da abertura a 45 cm ($< 2h$) do apoio.	54.
Figura 2.34 - Dimensões da viga VR-5 com centro da abertura a 30 cm ($=h$) do apoio.	54.
Figura 2.35 - Situações típicas de Regiões D.	59.
Figura 3.1 - Elemento Plano.	61.
Figura 3.2 - Detalhe da viga analisada no SAP 2000 e da discretização.	62.
Figura 3.3 - Discretização da malha.	62.
Figura 3.4 - Gráfico da granulometria da areia natural	64.
Figura 3.5 - Gráfico da Curva granulométrica da brita	64.
Figura 3.6 - Detalhe da vigas ensaiadas.	67.
Figura 3.7 - Detalhe do esquema de carregamento das vigas ensaiadas.	67.
Figura 3.8 - Sistema de carregamento e aquisição de dados dos ensaios das vigas.	68.
Figura 3.9 - Detalhe do posicionamento dos extensômetros na viga VGP.	68.
Figura 3.10 - Detalhe do posicionamento dos extensômetros das vigas com abertura.	29.
Figura 3.11 - Detalhamento da armação da viga padrão.	69.
Figura 3.12 - Esforços obtidos na viga VG1.	70.
Figura 3.13 - Esforços obtidos na viga VG2.	70.
Figura 3.14 - Esforços obtidos na viga VG3.	71.
Figura 3.15 - Esforços obtidos na viga VG4.	71.
Figura 3.16 - Detalhe da posição das barras de reforço.	73.
Figura 3.17 - Detalhe da armação da viga VG1.	75.
Figura 3.18 - Detalhe da armação da viga VG2.	76.
Figura 3.19 - Detalhe da armação da viga VG3.	77.

Figura 3.20 - Detalhe da armação da viga VG4.....	78.
Figura 4.1 - Fluxo de tensões na viga (inversões de tensões).....	79.
Figura 4.2 - Numeração dos cantos da abertura.....	80.
Figura 4.3 – Modos de ruptura das vigas ensaiadas a) VGP, b) VG1, c) VG2, d) VG3 e e) VG4.....	83.
Figura 4.4 - Carga vs. deflexão	84.
Figura 4.5 - Carga vs. deformação no concreto.	84.
Figura 4.6 - Carga vs. deformação no aço	86.
Figura 4.7 – Sistema de fissuração nos cantos das aberturas.....	86.
Figura 4.8 - Gráfico da curva carga vs. deformação medida pelo extensômetro 03...	87.
Figura 4.9 - Gráfico da curva carga vs. deformação medida pelo extensômetro 04...	87.
Figura 4.10 - Gráfico da curva carga vs. deformação medida pelo extensômetro 05.	88.
Figura 4.11 - Gráfico da curva carga vs. deformação medida pelo extensômetro 06.	88.
Figura 4.12 - Gráfico da curva carga vs. deformação medida pelo extensômetro 07.	88.
Figura 4.13 - Gráfico da curva carga vs. deformação medida pelo extensômetro 08.	88.
Figura 6.1 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é 0,5h e distância do apoio 0,5h).....	93.
Figura 6.2 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é h e distância do apoio 0,5h).....	94.
Figura 6.3 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é 1,5h e distância do apoio 0,5h).....	94.
Figura 6.4 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é 2h e distância do apoio 0,5h).....	94.
Figura 6.5 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é 0,5h e distância do apoio h).....	95.
Figura 6.6 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é h e distância do apoio h).....	95.
Figura 6.7 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é 1,5h e distância do apoio h).....	95.
Figura 6.8 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é 2h e distância do apoio h).....	96.
Figura 6.9 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é 0,5h e distância do apoio 1,5h).....	96.

Figura 6.10 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é h e distância do apoio $1,5h$).....	96.
Figura 6.11 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é $1,5h$ e distância do apoio $1,5h$).....	97.
Figura 6.12 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é $2h$ e distância do apoio $1,5h$).....	97.
Figura 6.13 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é $0,5h$ e distância do apoio $2h$).....	97.
Figura 6.14 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é h e distância do apoio $2h$).....	98.
Figura 6.15 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é $1,5h$ e distância do apoio $2h$).....	98.
Figura 6.16 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é $2h$ e distância do apoio $2h$).....	98.

LISTA DE TABELAS

<u>Tabela 3.1 - Característica do cimento</u>	63.
<u>Tabela 3.2 – Granulometria da areia natural</u>	63.
<u>Tabela 3.3 – Características da areia natural</u>	64.
<u>Tabela 3.4 – Granulometria da brita</u>	65.
<u>Tabela 3.5 - Características da brita</u>	65.
<u>Tabela 3.6 - Propriedades do concreto</u>	65.
<u>Tabela 3.7 - Propriedades físicas e mecânicas das armaduras.</u>	66.
<u>Tabela 3.8 - Verificação das Bielas</u>	74.
<u>Tabela 3.9 - Dimensionamento dos Tirantes.</u>	74.
<u>Tabela 4.1 - Flecha no meio do vão</u>	80.
<u>Tabela 4.2 - Análise de Variância (Flecha no meio do vão)</u>	80.
<u>Tabela 4.3 - Tensão no canto 01 da abertura.</u>	81.
<u>Tabela 4.4 - Tensão no canto 02 da abertura.</u>	81.
<u>Tabela 4.5 - Tensão no canto 03 da abertura.</u>	81.
<u>Tabela 4.6 - Tensão no canto 04 da abertura</u>	82.
<u>Tabela 4.7 - Carga e deflexão das vigas</u>	84.
<u>Tabela 6.1 - Tensão no Canto 01</u>	99.
<u>Tabela 6.2 - Tensão no Canto 02</u>	99.
<u>Tabela 6.3 - Tensão no Canto 03</u>	99.
<u>Tabela 6.4 - Tensão no Canto 04</u>	99.

LISTA DE SÍMBOLOS

$A_{s,tir}$	Armadura principal do tirante
b_{comp}	Largura da biela de compressão
C	Cobrimento de concreto
d	Altura útil da viga
F	Força
f_{cd}	Resistência de calculo
f_{ck}	Resistência característica
f_{yd}	Resistência de escoamento do aço
h	Altura da viga
h_{dis}	Altura para distribuição das camadas de armadura
IR	Índice de Rigidez
k_c	Coefficiente de minoração da resistência das bielas e regiões nodais
l	Comprimento
M	Momento fletor
n	Número de camadas
\emptyset	Diâmetro
r	Raio
R	Esforço nas bielas
R_{st}	Força no tirante
S	Espaçamento das barras
z	Ângulo entre a biela e o plano horizontal
γ_c	Coefficiente de majoração do concreto
γ_f	Coefficiente de majoração do aço
ε	Deformação específica média
Σ	Somatório
σ	Tensão

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	16
1.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	16
1.2.	OBJETIVOS	17
1.3.	OBJETIVO GERAL.....	17
1.4.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
1.5.	JUSTIFICATIVA.....	19
1.6.	CONTEÚDO DO PROJETO DE DISSERTAÇÃO	19
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
2.1.	MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES	20
2.1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	20
2.1.2	DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA DO MODELO.....	20
2.1.3	ANÁLISE ELÁSTICA.....	22
2.1.4	REGIÕES “B” E “D”	23
2.1.5	PROCESSO DO CAMINHO DAS CARGAS	23
2.1.6	DIMENSIONAMENTO DAS BIELAS.....	25
2.1.7	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DAS BIELAS	26
2.1.8	DIMENSIONAMENTO DOS TIRANTES.....	30
2.1.9	DIMENSIONAMENTO DOS NÓS	30
2.1.10	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DAS REGIÕES NODAIS	35
2.2.	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	36
2.3.	VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ABERTURAS NA ALMA.....	38
2.3.1	NASSER ET AL (1967).....	38
2.3.2	LEONHARDT E MÖNNIG (1978).....	40
2.3.3	MANSUR ET AL (1985)	42
2.3.4	SÜSSEKIND, J. C. (1987).....	44
2.3.5	SIMÕES, R. (1997).....	47
2.3.6	ARANTES, A. R. D. A. (2001)	53
2.5.1	ABNT NBR 6118:2014.....	56
3.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	60
3.1.	INTRODUÇÃO	60

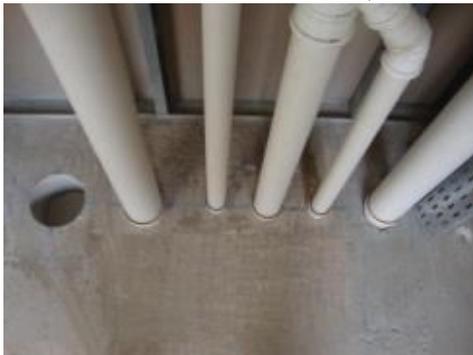
3.2.	ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	60
3.3.	ESTUDO EXPERIMENTAL.....	62
3.4.	MATERIAIS UTILIZADOS.....	62
3.4.1	CIMENTO PORTLAND.....	62
3.4.2	AGREGADOS.....	63
3.4.2.1	AGREGADOS MIÚDOS.....	63
3.4.2.2	AGREGADOS GRAÚDOS.....	64
3.4.3	ÁGUA.....	65
3.4.4	CONCRETO.....	65
3.4.5	ARMADURA PASSIVA.....	66
3.4.6	FORMA.....	66
3.5.	CARACTERÍSTICA DOS ESPÉCIMES.....	66
3.6.	INSTRUMENTAÇÃO.....	68
3.7.	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS.....	69
3.7.1	DIMENSIONAMENTO DA VIGA PADRÃO VGP.....	69
3.7.2	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS COM ABERTURA NA ALMA.....	69
3.7.3	VERIFICAÇÃO DA BIELA COMPRIMIDA.....	72
3.7.4	DIMENSIONAMENTO DOS TIRANTES.....	72
4.	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	79
4.1.	ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	79
4.2.	ESTUDO EXPERIMENTAL.....	82
4.2.1.	COMPORTAMENTO GLOBAL.....	82
4.2.2.	CARGA VS. DESLOCAMENTO.....	83
4.3.	CARGA VS. DEFORMAÇÕES.....	85
5.	CONCLUSÕES.....	89
5.1.	CONCLUSÕES.....	89
5.2.	FUTURAS PESQUISAS.....	89
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	91
	ANEXO.....	93
6.1.	ANEXO A.....	93
6.2.	ANEXO B.....	99

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As aberturas na alma de vigas se apresentam com grande frequência na construção de edifícios, onde essas aberturas tem a função de permitir a passagem de tubulações hidráulicas, cabos elétricos e dutos para sistemas de calefação e refrigeração.

Em grande parte das obras, as aberturas na alma são executadas sem planejamento, o que pode enfraquecer a alma dessas vigas e gerar uma instabilidade local e ou global em toda a estrutura e, por consequência, comprometer a segurança da edificação e de seus ocupantes. Na figura , é apresentado a falta de planejamento e cuidados com os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014.

Figura 1.1 - Execução de aberturas na alma de vigas em obra. Fonte: a) www.vimac.eng.br e b) www.blumenau.clubebnu.com.br.



a)



b)

A análise de elementos estruturais na engenharia baseia-se nos modelos de flexão simples, sobretudo quando esses elementos são considerados contínuos e isotrópicos. Para esses elementos, uma análise simplificadora, que admite a Hipótese de Bernoulli¹ é largamente utilizada. Essa hipótese considera as deformações transversais distribuídas linearmente para todos os estágios de carregamento e através delas o dimensionamento de elementos lineares de concreto armado é facilitado, garantindo resultados com boa precisão, sobretudo no estado limite último, em que a ruptura do elemento é observada.

¹ Essa hipótese admite que as seções planas permaneçam planas após a flexão do elemento.

Não é raro ouvir os engenheiros e projetistas indicarem a posição da abertura na alma da viga na linha neutra, mas será que essa é a melhor posição para essa abertura? Se for levado em conta o critério de flexão eles estariam corretos, porém devem ser levados em consideração os esforços de cisalhamento das vigas. Segundo Arantes (2001), quando as vigas possuem aberturas na alma, o critério da capacidade resistente à flexão não seria comprometido desde que a abertura não intercepte o banzo comprimido. Já abertura na região de cisalhamento causa uma interrupção da continuidade da alma, que gera uma perturbação local dos fluxos dos esforços de compressão e tração, o que modifica o mecanismo resistente ao cisalhamento da viga.

Para elementos e suas partes que apresentam descontinuidades de natureza geométrica ou estática, a Hipótese de Bernoulli não pode ser aplicada, uma vez que as tensões de cisalhamento são significativas. Os dentes gerber, as sapatas e os blocos de fundação, os consolos, as vigas com aberturas na alma, os pontos de aplicação de cargas concentradas, os nós de pórticos, entre outros, são exemplos mais usuais de elementos da Engenharia Civil que se encaixa nessa situação. Essas descontinuidades são conhecidas como Regiões descontínuas (Regiões D).

A abertura na alma de vigas é conhecida como uma região de descontinuidade e para o dimensionamento dessas “Regiões D” deve-se recorrer a alternativas baseadas em modelos físicos realísticos, como por exemplo, o Método das Bielas e Tirantes. O Método das Bielas e Tirantes é uma generalização da Analogia da Treliça para vigas, possibilitando uma análise sistemática de elementos estruturais descontínuos, bem como o comportamento mecânico resistente da estrutura, ou seja, permite uma visualização das distribuições das tensões na estrutura, as áreas de compressão (bielas) e as de tração (tirantes), possibilitando assim um dimensionamento e detalhamento da estrutura de forma precisa e mais coerente.

1.2. OBJETIVOS

1.3. OBJETIVO GERAL

O objetivo geral dessa pesquisa é analisar e dimensionar vigas de concreto armado com abertura na alma, onde o dimensionamento da região da abertura será proposto através do Método das Bielas e Tirantes.

Para usar o Método das Bielas e Tirantes é necessário conhecer a distribuição das tensões no elemento estrutural principalmente na região da abertura. Para obter tais resultados, será utilizada uma análise numérica, com modelagem em Elementos Finitos.

Será realizada uma análise experimental com o intuito de observar o comportamento estrutural da viga com abertura na alma e a confiabilidade do dimensionamento através do Método das Bielas e Tirantes.

1.4. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Prescrever limitações para localização e dimensões de aberturas na alma para a utilização do método, de forma a garantir que a viga não perca sua capacidade resistente à flexão.

Demonstrar a melhor forma de detalhamento das armaduras considerando os resultados obtidos com a aplicação do método, verificando as prescrições normativas.

1.5. JUSTIFICATIVA

A existência da abertura em vigas pode levar essas peças a uma ruína prematura; portanto, é fundamental atenção especial com esse tipo de situação. Segundo Simões (1997), os principais cuidados a serem tomados nessa situação, se refere quando a abertura estiver localizada na região onde a maior solicitação for por força cortante, pois ocorrerá uma diminuição da seção transversal de concreto e uma perturbação do fluxo de tensões de compressão e tração na região da abertura, além de provocar uma concentração de tensões nas extremidades opostas das aberturas, podendo assim modificar o mecanismo resistente ao cisalhamento quando comparado com o das vigas com alma cheia.

Desta forma, maiores cuidados no dimensionamento e no detalhamento da armadura nesta região da abertura são necessários. Conforme Simões (1997), tanto o arranjo quanto a quantidade da armadura são de vital importância para que a viga com abertura alcance a mesma carga última que uma viga maciça.

Para o dimensionamento das vigas com aberturas na alma (regiões “D”) deve-se recorrer a alternativas baseadas em modelos físicos realísticos, como por exemplo, o Método das Bielas e Tirantes. O Método das Bielas e Tirantes é usado e proposto por códigos e normas no dimensionamento de estruturas de concreto armado que apresentem

descontinuidades, como: consolos, vigas paredes, blocos de estacas, vigas com aberturas, etc. A utilização desse método permite, uma análise sistemática de elementos estruturais descontínuos, proporcionando um perfeito entendimento a respeito dos mecanismos resistentes da estrutura de concreto armado. Esse método proporciona um entendimento sobre a distribuição da tensão no elemento estrutural, possibilitando de forma clara e fácil a identificação das regiões mais solicitadas da estrutura, permitindo de maneira eficiente e quase automática um melhor detalhamento das peças, a aplicação desse método possibilita a análise, dimensionamento e detalhamento de estruturas não usuais de concreto armado de forma rápida e eficiente.

1.6. CONTEÚDO DO PROJETO DE DISSERTAÇÃO

O presente projeto de dissertação foi dividido em cinco capítulos. No primeiro capítulo, são apresentados os comentários iniciais (justificativas e relevância do estudo) e os objetivos do estudo a serem alcançados.

No segundo capítulo, apresentam-se o referencial teórico correspondente ao tema abordado nesta dissertação.

No capítulo três, encontra-se exposto o programa experimental realizado, juntamente com as indicações dos métodos e procedimentos adotados.

No capítulo quatro, são apresentadas as análises e resultados obtidos e as expectativas a respeito dos resultados futuros.

No quinto capítulo, são apresentadas as principais conclusões obtidas no presente estudo e apontados possíveis trabalhos que podem ser realizados a posteriores como complementação da presente pesquisa.

Posteriormente aos cinco capítulos, apresentam-se as referências citadas neste trabalho.

2.1. MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES

2.1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A treliça clássica de MÖRSCH foi idealizada no início do século XX e, desde então, vem sendo utilizada como base para dimensionamento de vigas de concreto armado. Com o passar dos anos, foram feitas alterações em sua teoria para uma melhor adequação do modelo aos ensaios realizados.

Com as atualizações ao modelo de MÖRSCH, destaca-se o Método das Bielas e Tirantes, nos quais os elementos ou regiões das peças são denominados como elementos da treliça, ou seja, as bielas representam os campos principais de compressão e os tirantes os campos de tração, que podem ser absorvidos por uma ou mais camadas de armadura. As bielas e os tirantes são unidos por elementos denominados de nós ou regiões nodais, que constituem um volume de concreto envolvendo os pontos de união dos elementos do modelo.

O Método das Bielas e Tirantes baseia-se no Teorema Inferior da Teoria da Plasticidade, que diz que se existe um caminho propício a ruptura, a estrutura irá seguir este caminho, fornecendo um limite superior para a carga limite, admitindo-se a hipótese de que os tirantes irão escoar antes do concreto chegar à ruptura.

O Modelo de Bielas e Tirantes adotado geralmente é função da geometria da estrutura e das ações atuantes no elemento, podendo ter várias soluções, ficando a critério do projetista a escolha do modelo que melhor descreva o mecanismo de funcionamento da estrutura.

2.1.2 DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA DO MODELO

A determinação da geometria de um modelo de bielas e tirantes é função da geometria da estrutura e das ações atuantes em seu contorno. Segundo Silva & Giongo (2000), a geometria do modelo pode ser normalmente obtida analisando-se os seguintes aspectos:

- a) Tipos de ações atuantes;
- b) Ângulos entre bielas e tirantes;

- c) Área de aplicação das ações e reações;
- d) Número de camadas de armaduras;
- e) Cobrimento das armaduras.

Ao analisar as tensões atuantes no elemento, determinam-se onde serão utilizados as bielas e os tirantes. O ângulo das bielas e dos tirantes está relacionado com a distribuição das tensões elásticas provenientes das ações atuantes. A determinação das dimensões das bielas e das regiões nodais depende das áreas de aplicação das ações e reações e também da armadura, quanto ao número de camadas e ao cobrimento.

A escolha do Modelo de Bielas e Tirantes pode ser feita se baseando nos seguintes critérios:

- a) Modelos padronizados disponíveis em diversos códigos normativos;
- b) Caminho das cargas (Load Path Approach);
- c) Análises elásticas através do Método dos Elementos Finitos;
- d) Análises não lineares que considerem a fissuração do concreto;
- e) Processos de otimização.

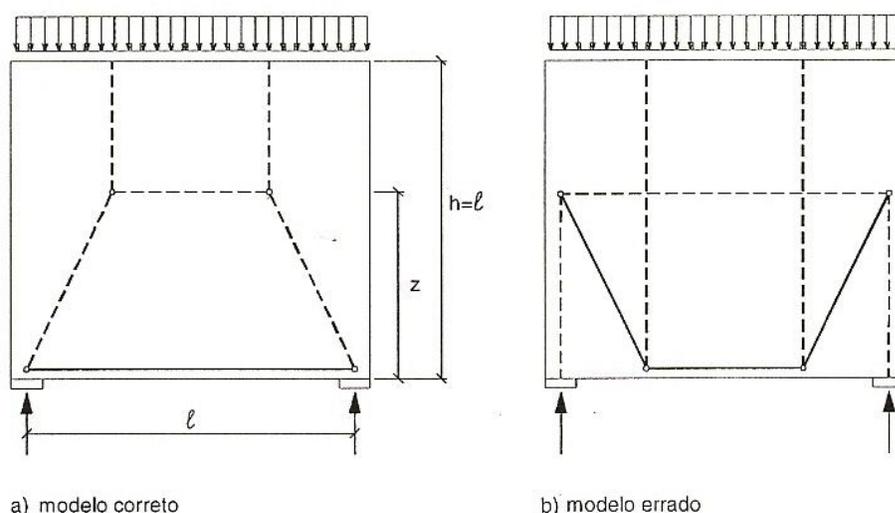
A modelagem fornece ao projetista várias possibilidades, onde fica a critério do mesmo fazer a escolha do modelo mais seguro e econômico. Porém, a determinação do melhor modelo é uma tarefa difícil que exige bastante experiência. Segundo Silva e Giongo (2000), o melhor caminho é aquele que apresenta as menores deformações. Como os elementos mais deformáveis das estruturas são as armaduras dos tirantes, o modelo mais adequado será aquele que tiver o menor número de tirantes e com menores comprimentos. Dessa forma, reduz consideravelmente a deformação. Esse critério pode ser representado matematicamente na equação (2.1) como segue:

$$\sum F_i l_i \varepsilon_{mi} = \text{mínimo} \quad (2.1)$$

na qual, F_i é a força, l_i é o comprimento, ε_{mi} é a deformação específica média e todas essas grandezas são referidas à biela ou ao tirante i .

Na Figura 2.1 apresenta-se um exemplo, onde se constata que o modelo mais adequado para a viga-parede possui tirantes mais curtos como observado no banzo inferior da viga (Figura 2.1a); já no segundo modelo o comprimento total dos tirantes é maior (Figura 2.1b).

Figura 2.1 - Exemplo de dois modelos para uma mesma viga-parede, em que o modelo adequado (a) possui tirantes mais curtos que o (b). (SILVA e GIONGO, 2000).



2.1.3 ANÁLISE ELÁSTICA

Para obter modelos de bielas e tirantes que representem o comportamento da estrutura (o fluxo de tensões) com maior confiabilidade, pode ser aplicada uma análise elástica utilizando a modelagem do elemento a partir do Método de Elementos Finitos. Esse tipo de modelagem apresenta como vantagem a verificação das condições de serviços em relação às condições de ruína da estrutura.

Na utilização de elementos finitos no dimensionamento de elementos estruturais com geometria irregular deve-se ter uma maior atenção na análise e interpretação dos resultados para que se tenha um dimensionamento seguro (SOUZA, 2004).

A partir da determinação do modelo das bielas e tirantes, os esforços podem ser obtidos manualmente pelo Método de Equilíbrio dos Nós ou com o auxílio de um programa simples de análise matricial de estruturas. Com os esforços determinados, efetua-se a verificação das bielas e o dimensionamento dos tirantes. Posteriormente, faz-se a verificação

dos nós e as condições de ancoragens das armaduras, para finalmente fazer o detalhamento das mesmas.

2.1.4 REGIÕES “B” E “D”

Em geral as estruturas ou seus elementos estruturais podem ser divididos em regiões contínuas (B) e regiões descontínuas (D). As regiões contínuas são aquelas em que a hipótese de Bernoulli (seções planas permanecem planas após a flexão) são válidas. Nas regiões descontínuas essas hipóteses não permanecem válidas, já que as tensões de cisalhamento são significativas e a distribuição de tensões ao longo da seção transversal é não linear.

Conforme o Princípio de Saint-Venant, as tensões se dissipam (ou se aproximam de uma distribuição linear) a partir do ponto de aplicação de carga até um comprimento equivalente ao da região adjacente que não contenha distúrbios (distribuição de tensões é não-linear). A partir desse princípio pode-se subdividir a estrutura em Regiões “B” e “D” considerando o efeito das trajetórias de tensões nas proximidades das regiões descontínuas.

As discontinuidades podem ser classificadas de acordo ao que levou a não-linearidade dos efeitos analisados:

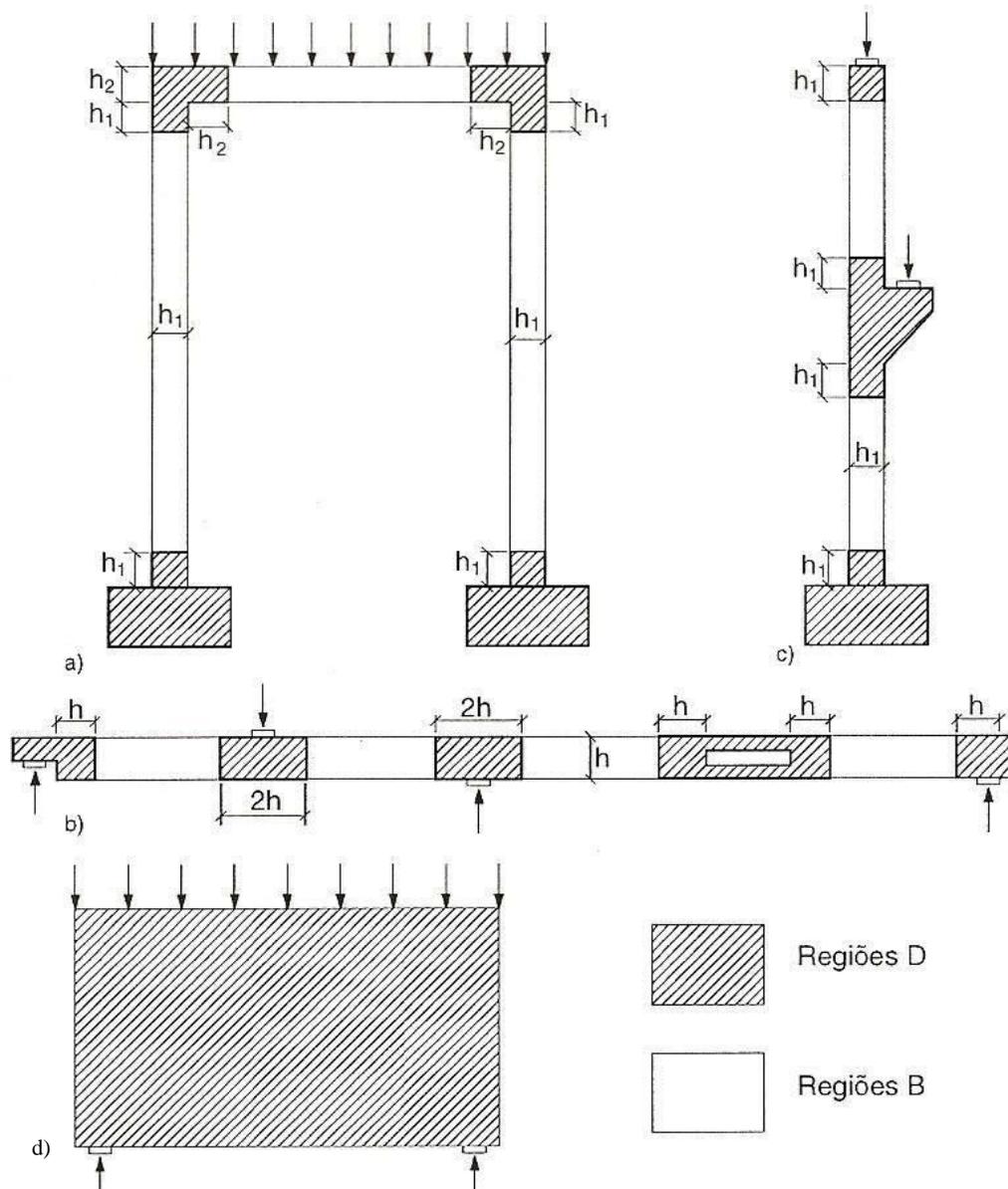
- a) **Descontinuidade estática:** A perturbação na distribuição da tensão é causada pela presença de cargas;
- b) **Descontinuidade geométrica:** O distúrbio na distribuição da tensão ocorre por mudanças bruscas na geometria.

Exemplos da divisão em regiões são apresentados na Figura 2.2.

2.1.5 PROCESSO DO CAMINHO DAS CARGAS

Segundo Silva e Giongo (2000), o modelo de bielas e tirantes pode ser sistematicamente desenvolvido por meio do fluxo de tensões dentro da estrutura pelo processo do caminho de carga, conhecido na literatura como “Load Path Approach”. Inicialmente para aplicar o processo deve-se garantir o equilíbrio externo da região a ser modelada através da determinação de todos os esforços atuantes no contorno.

Figura 2.2 - Divisão da estrutura em Zonas "B" e "D": a) pórticos; b) viga contínua; c) pilar com consolo; e d) viga-parede. (SILVA e GIONGO, 2000)



O caminho das cargas no interior da estrutura ocorre por meio de campos de tensão de compressão e de tração, que são representadas no modelo por bielas e tirantes. Para realizar o caminho de cargas, devem-se considerar os seguintes aspectos (SILVA e GIONGO, 2000):

- Nos casos com ações uniformemente distribuídas no contorno, deve-se substituí-las por forças concentradas equivalentes, de forma que essas ações ao percorrer a estrutura do outro lado encontrem ações que as equilibrem;
- Os caminhos de cargas devem ser alinhados de forma que não se interceptem;
- As ações opostas se interligam por caminhos de cargas, os mais curtos possíveis;

- d) As curvaturas existentes nesses caminhos de carga representam concentrações de tensões, possíveis regiões nodais;
- e) Adotar o modelo que apresentar caminhos de cargas mais curtos;
- f) Depois de desenhado o caminho de cargas entre as ações externas, deve-se substituir as linhas por poligonais que representem os tirantes e as bielas. Para assegurar o equilíbrio do nó, deve-se adicionar se necessário, outras bielas ou tirantes.

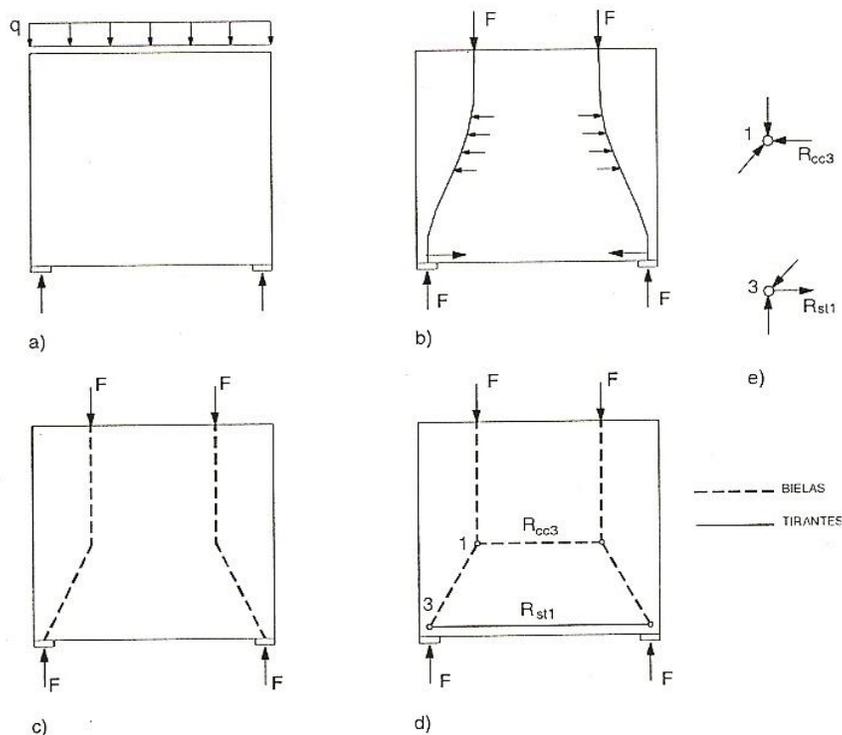
As bielas são representadas por linhas tracejadas e o tirante por linhas continua. Na Figura 2.3, apresenta-se de forma didática o procedimento básico para traçar o caminho de cargas e fazer uso do Modelo de Bielas e Tirantes.

2.1.6 DIMENSIONAMENTO DAS BIELAS

As bielas representam no modelo os campos de tensão de compressão no concreto. Sendo que esses campos de tensão se desenvolvem de formas diferentes a depender das ações concentradas e das reações no elemento. Existem três tipos de configurações para as bielas que cobrem todos os campos de distribuição de tensão de compressão, são eles:

- a) Distribuição de tensão radial: é a idealização de um campo de tensão com curvatura desprezível, que não desenvolve tensões transversais de tração. Esse tipo pode ser encontrado em Regiões “D”, onde forças concentradas são introduzidas e propagadas suavemente ao longo do elemento (Figura 2.4 a);
- b) Distribuição de tensão garrafa: trata-se de bielas que apresentam uma distribuição em linhas curvilíneas com afunilamento da seção, que desenvolve tensões transversais de tração consideráveis. Geralmente são resultados de caminhamento direto das cargas para os apoios (Figura 2.4b);
- c) Distribuição de tensões paralelas: é um campo de tensão que se distribui uniformemente, sem perturbações, e que não produz tensões transversais de tração (Figura 2.4c).

Figura 2.3 - a) a estrutura e suas ações no contorno; b) o caminhamento das ações externas; c) as linhas do polígono; d) o modelo; e e) o equilíbrio dos nós. (SILVA e GIONGO, 2000).

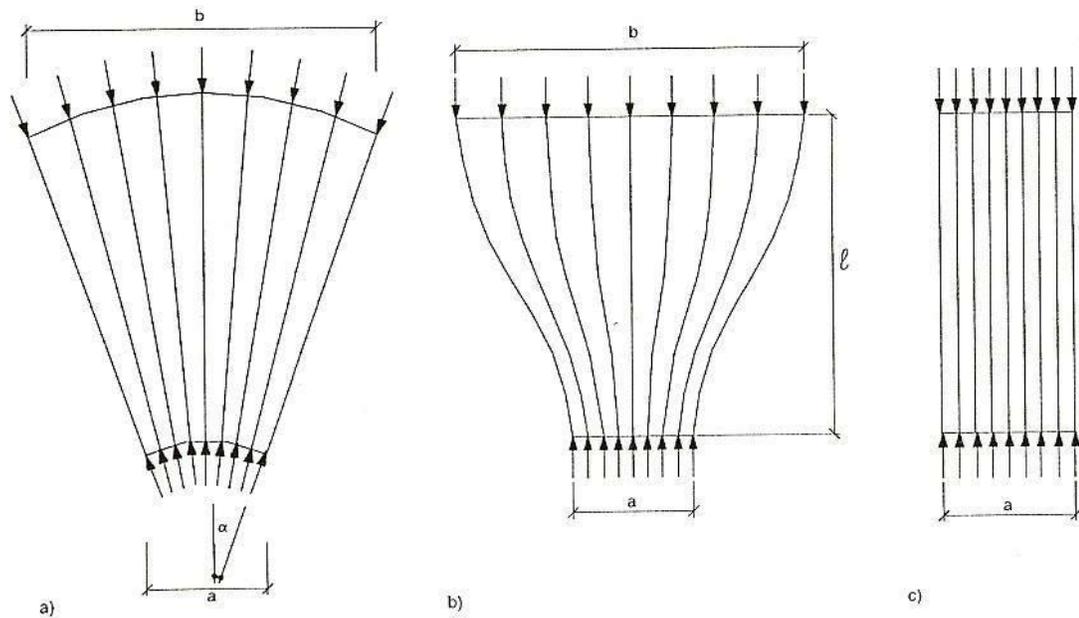


As tensões transversais, combinadas com as tensões de compressão longitudinal, podem causar fissuras longitudinais que levam a uma ruptura prematura do concreto. Devido a baixa resistência a tração do concreto, reforça-se esse campo de tensão transversal com armaduras na direção paralelas ao campo de tensão para evitar a fissuração. Essa armadura transversal necessária pode ser determinada por meio de diagramas simplificados, obtidos por meio de resultados experimentais ou de um novo modelo de bielas e tirantes dentro do campo de tensão.

2.1.7 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DAS BIELAS

Geralmente a resistência à compressão das bielas é menor do que a resistência medida em ensaios de compressão uniaxial de corpos-de-prova cilíndricos. Tal fato deve-se principalmente aos efeitos resultantes da tração exercida pelas armaduras que atravessam as bielas (SOUZA, 2004).

Figura 2.4 - Configurações típicas de campos de tensão de compressão (SILVA e GIONGO, 2000).



Parâmetros para o cálculo da resistência efetiva das bielas são sugeridos por diversas normas e autores, sendo apresentadas a seguir algumas dessas recomendações. Segundo Schafer e Schlaich (1988, apud Santos 2006), sugerem os seguintes valores para as resistências das bielas:

- a) $0,85 f_{cd}$ para um estado de tensão uniaxial e sem perturbações;
- b) $0,68 f_{cd}$ para campos de compressão com fissuras paralelas às tensões de compressão;
- c) $0,51 f_{cd}$ para campos de compressão com fissuras inclinadas.

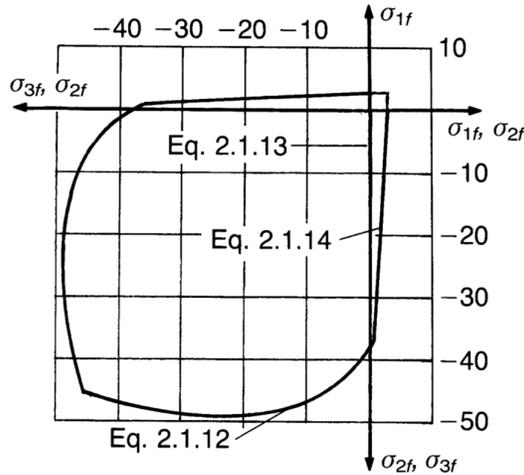
onde, f_{cd} é a resistência à compressão sendo dada pela expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.2)$$

na qual, f_{ck} é a resistência característica à compressão, e γ_c é o coeficiente de majoração

Esses valores podem ser obtidos através da Figura 2.5, que mostra o comportamento do concreto de 30 MPa submetido a tensões biaxiais.

Figura 2.5 - Estado biaxial de tensões para o concreto de 30 MPa (CEB-FIP 1990).



Segundo o antigo Código Modelo do CEB-FIP (1990)¹, para a resistência das bielas deveria ser considerada a tensão média obtidas das seguintes expressões:

a) Para zonas não-fissuradas:

$$f_{cd1} = 0,85 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (2.3)$$

b) Para zonas fissuradas:

$$f_{cd2} = 0,60 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (2.4)$$

Esses valores são válidos, desde que a deformação de compressão máxima no concreto seja igual a:

$$\varepsilon_{cu}^* = 0,004 - 0,002 \frac{f_{ck}}{100} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (2.5)$$

O código Modelo do CEB-FIB (2010), sugere que a resistência das bielas deve ser considerada a tensão média obtidas da seguinte expressão:

$$f_{cd1} = k_c \cdot f_{cd} \quad (f_{cd} \text{ em MPa}) \quad (2.6)$$

¹ Apesar do Código Modelo do CEB-FIP (1990) não estar mais em vigor, ele foi citado nesse trabalho por expor a teoria do Modelo de Bielas e Tirantes de forma mais ampla do que seu sucessor o Código Modelo CEB-FIB (2010).

na qual, k_c vai variar segundo o estado de compressão ao qual o concreto estará submetido e deve ser obtido pelas seguintes expressões:

- a) Para zonas não-fissuradas submetidas a compressão uniaxiais, como apresentado na Figura 2.6a:

$$k_c = 1,0 \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1,0 \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (2.7)$$

- b) Para zonas com fissuras paralelas à direção de compressão e com armadura na direção perpendicular a tensão, como apresentado na Figura 2.6b:

$$k_c = 0,75 \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 0,8 \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (2.8)$$

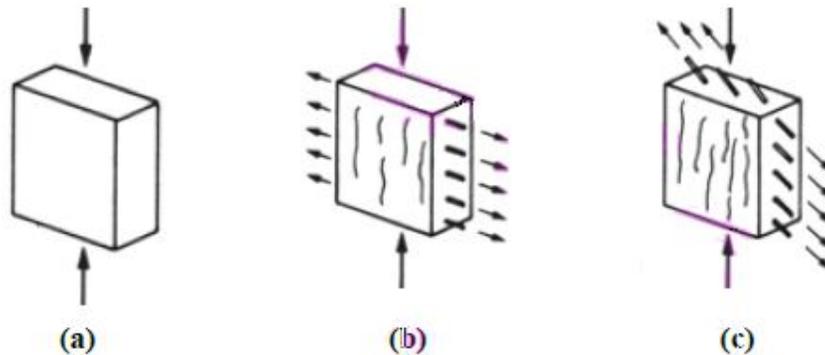
- c) Para zonas com fissuras paralelas à direção de compressão e com armadura na direção oblíqua a tensão, como apresentado na Figura 2.6c:

$$k_c = 0,55 \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 0,55 \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (2.9)$$

Souza (2004) sugere os seguintes valores para a resistência efetiva das bielas:

- a) $0,63 f_{ck}$ para bielas prismáticas;
 b) $0,48 f_{ck}$ para bielas do tipo garrafa atravessadas por tirantes.

Figura 2.6 - Vários estados de tensão: a) Compressão uniaxial zona indeformada, b) Tensão normal a direção da compressão, c) Tensão oblíqua em relação a direção da compressão. (CEB-FIB 2010).



2.1.8 DIMENSIONAMENTO DOS TIRANTES

As forças obtidas nos tirantes serão absorvidas preferencialmente pelas armaduras que deverão ser posicionadas de forma que o eixo das mesmas coincida com o eixo do tirante aplicado no modelo.

A armadura necessária é dimensionada de forma direta, utilizando a força no tirante e a resistência de escoamento do aço considerando o Estado Limite Último, como expresso pela equação (2.10).

$$A_s = \frac{\gamma_f \cdot R_{st}}{f_{yd}} \quad (2.10)$$

na qual, γ_f é o coeficiente de segurança, R_{st} é a força no tirante, f_{yd} é a resistência de escoamento do aço.

Um detalhamento da armadura bem feito utilizando barras de bitolas mais finas, dispostas em um maior número de camadas e com uma ancoragem adequada são fatores que contribuem na definição geométrica do modelo e, conseqüentemente, na resistência das bielas e regiões nodais.

Em alguns casos, onde não se podem usar armaduras por razões construtivas, surge a necessidade de se utilizar tirantes de concreto para garantir o equilíbrio do modelo proposto. Apesar de ser um critério difícil de determinar para projeto, a resistência a tração do concreto pode ser utilizada no equilíbrio das forças apenas quando se espera ruptura frágil ou zonas de ruptura local.

2.1.9 DIMENSIONAMENTO DOS NÓS

Um nó pode ser definido como um volume de concreto que envolve as interseções das bielas comprimidas, em combinações com forças de ancoragem e/ou forças de compressão externas (ações concentradas ou reações de apoio) (SILVA e GIONGO, 2000). Os nós são regiões que necessitam de análise especial, já que tem a função de transferir e receber as ações de forma adequada entre as bielas e os tirantes.

Os nós são utilizados para representar as mudanças bruscas das forças, nos elementos de concreto armado. Tais mudanças de direção da força ocorrem de maneira suave em certo comprimento e largura, dessa forma os nós são idealizações simplificadas da realidade.

Os nós podem ser divididos em dois tipos, os contínuos e os singulares. Os nós contínuos são aqueles em que o desvio das ações ocorre em comprimentos razoáveis. Desde que, seja garantida uma ancoragem adequada das armaduras, os nós não são considerados críticos. Na Figura 2.7, apresenta-se o nó A como exemplo de um nó contínuo. Os nós singulares são aqueles que apresentam o desvio de forças localizado. Esses nós são considerados críticos e suas tensões devem ser verificadas. Um exemplo de nó singular é o nó B apresentado na Figura 2.7.

Figura 2.7 - Exemplo de nós contínuos (A) e singulares (B). (SILVA e GIONGO, 2000).

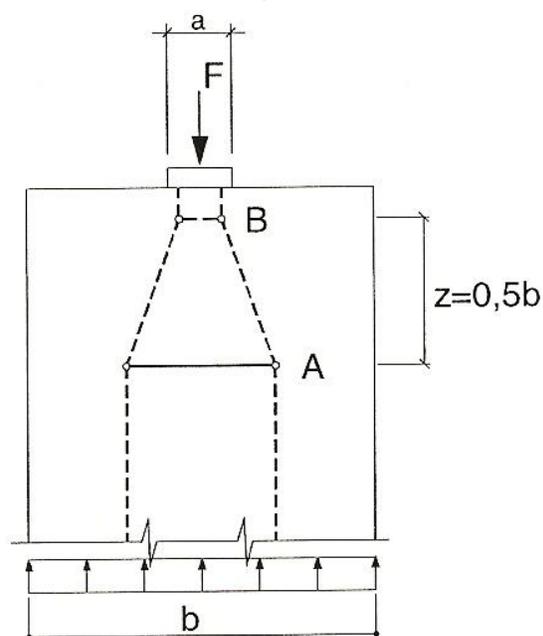
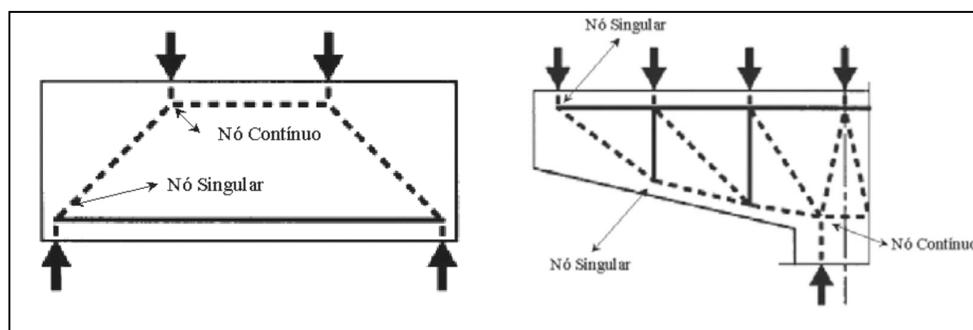


Figura 2.8 - Exemplo de nós contínuos e singulares. (SOUZA, 2004).



Na Figura 2.8, apresenta-se um modelo de bielas e tirantes mais complexo para exemplificar os nós singulares e contínuos. Os nós devem ser dimensionados de forma a permitir uma adequada ancoragem e um equilíbrio das forças, visando a segurança do modelo.

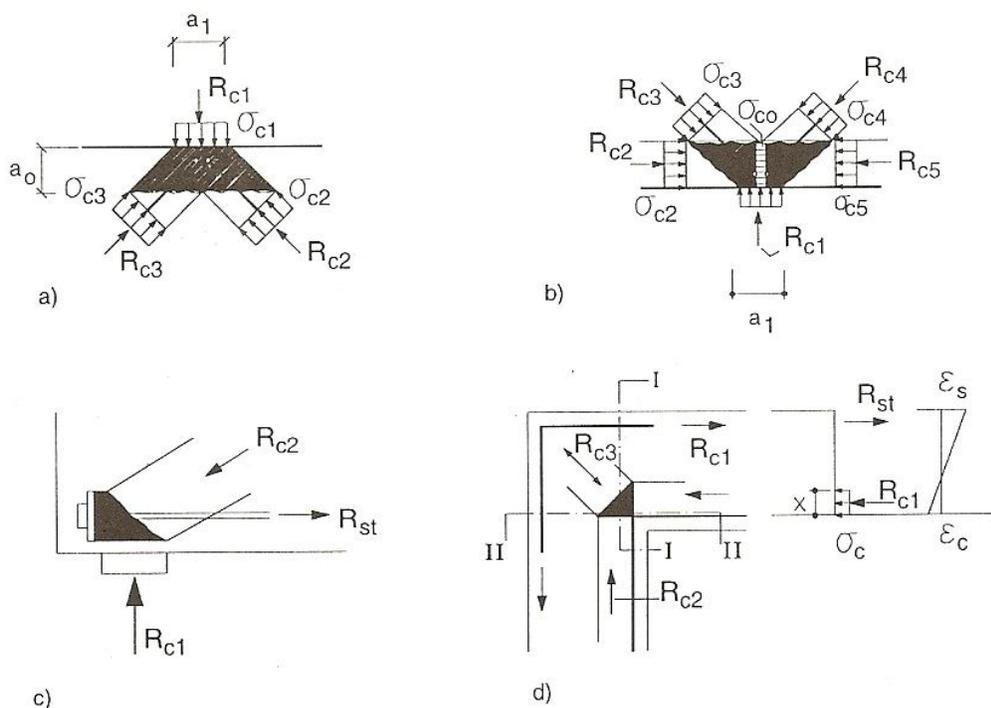
O Código Modelo do CEB-FIP (1990) recomendava que fossem verificadas as tensões nas regiões nodais somente nos casos em que as forças fossem aplicadas na superfície do elemento estrutural. Porém pode se tornar necessária a verificação de tensões nos nós, nas descontinuidades geométricas.

O Código Modelo do CEB-FIP (1990) apresentava quatro modelos típicos de regiões nodais:

Nós que apresentam somente forças de compressão (CCC): para esses tipos de regiões nodais apresentadas na Figura 2.9, é necessária a verificação da tensão σ_{c1} na Figura 2.9a e da tensão σ_{c0} na Figura 2.9b se a altura a_0 dos nós for limitada por uma fissura ou pela largura das bielas representadas pelas resultantes R_{c2} e R_{c5} . Esse tipo de nó ocorre em apoios intermediários de vigas contínuas ou em apoios em que cabos protendidos são ancorados.

As tensões ao longo da superfície do nó podem ser supostas uniformemente distribuídas, e a limitação da região nodal pode ser considerada por um polígono que não precisa apresentar ângulos retos com a direção das bielas.

Figura 2.9 - Nós somente com forças de compressão. (SILVA e GIONGO, 2000).



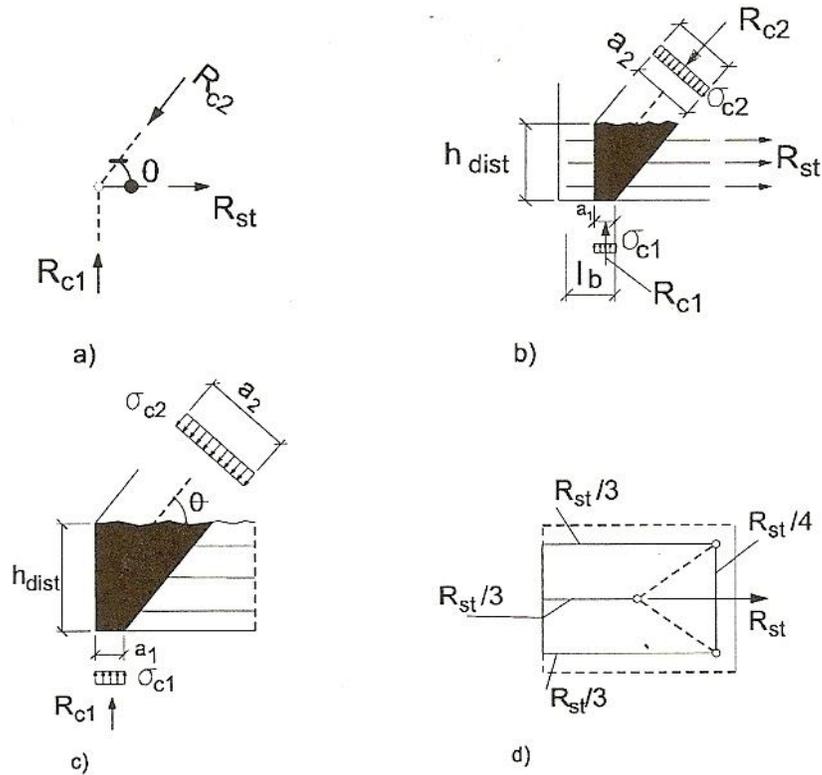
Nós com ancoragem somente de barras paralelas (CCT): esse tipo de nó ocorre quando um tirante é ligado a duas ou mais bielas, como demonstrado na em que, n é o número de

camadas, c é o cobrimento, s é o espaçamento vertical entre as barras da armadura e a_1 é a largura da resultante R_{c1} .

, tendo como exemplo, em apoios na extremidade de vigas-parede, abaixo de forças concentradas que são aplicadas em consolos.

Silva e Giongo (2000) apresentam algumas expressões para verificação das tensões neste tipo de região nodal, quais sejam:

Figura 2.10 - Nós com ancoragens somente de barras paralelas. (SILVA e GIONGO, 2000).



$$h_{dist} = n\phi + 2c + (n - 1)s \quad (n \text{ é as camadas}) \quad (2.11)$$

$$\sigma_{c1} = \frac{R_{c1}}{a_1 b} \quad (2.12)$$

$$\sigma_{c2} = \frac{R_{c2}}{a_2 b} = \frac{R_{c1}}{a_2 b \sin \theta} \quad (2.13)$$

$$a_2 = (a_1 + h_{dist} \cotg \theta) \sin \theta = a_1 \left(1 + \frac{h_{dist}}{a_1} \cotg \theta \right) \sin \theta \quad (2.14)$$

$$\sigma_{c2} = \frac{R_{c1}}{\sin \theta \cdot a_1 \left(1 + \frac{h_{dist}}{a_1} \cotg \theta \right) \sin \theta \cdot b} \quad (2.15)$$

$$\sigma_{c2} = \frac{R_{c1}}{\left(1 + \frac{h_{dist}}{a_1} \cotg \theta \right) \sin^2 \theta} \quad (2.16)$$

em que, n é o número de camadas, c é o cobrimento, s é o espaçamento vertical entre as barras da armadura e a_1 é a largura da resultante R_{c1} .

O Código Modelo do CEB-FIP (1990) recomendava que em apoios extremos de vigas-paredes fosse verificada a tensão σ_{c2} quando:

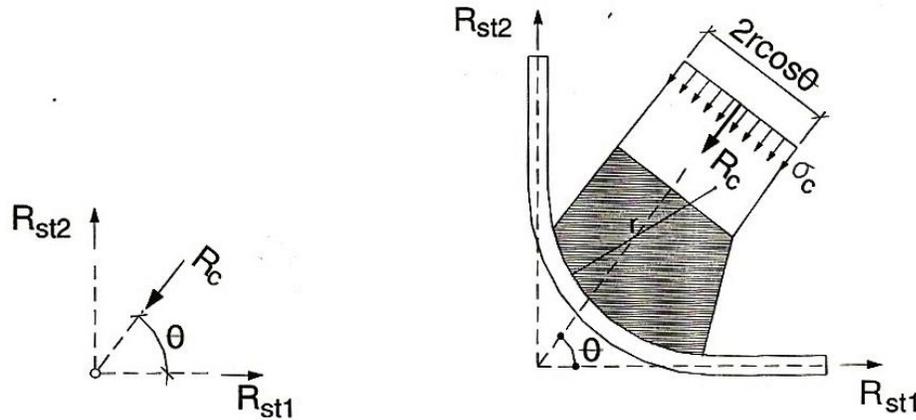
$$h_{dist} = a_1 \cot \theta \quad (2.17)$$

É recomendado em casos onde a armadura é prolongada além do apoio, que as armaduras sejam distribuídas em diversas camadas a uma altura h_{dist} e sejam ancoradas por meio de laços ou ganchos horizontais.

Nós com barras dobradas: o equilíbrio desses nós é garantido principalmente pelo desvio de forças nas barras dobradas, ou por tensões de aderência geradas por bielas não simétricas em relação ao nó conforme apresentado na Figura 2.11. Nesse caso, a tensão σ_c é determinada pela equação (2.18):

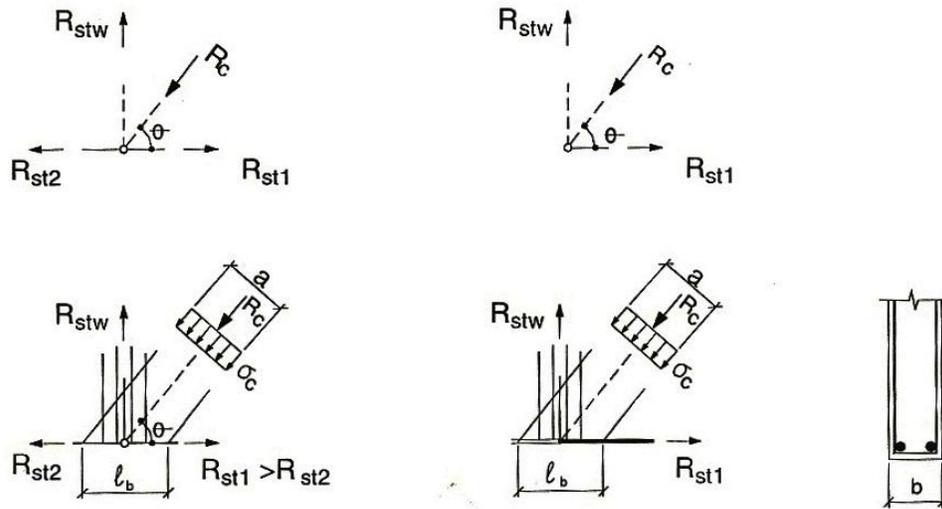
$$\sigma_c = \frac{R_c}{2r \cdot \cos \theta \cdot b} \quad (2.18)$$

Figura 2.11 - Nós com barras dobradas. (SILVA e GIONGO, 2000).



Nós com tirantes em direções ortogonais: são nós que apresentam interseções de tirantes em direções ortogonais entre si, como apresentado na Figura 2.12, nos casos de banzos tracionados de vigas, vigas-parede e regiões descontínuas. Devem ser verificadas as ancoragens e as tensões de compressão diagonais, que podem se tornar críticas. A armadura dimensionada pelo tirante R_{stw} , deve ser disposta em diâmetros menores e com pequenos espaçamentos, devendo envolver as barras longitudinais.

Figura 2.12 - Nós com tirantes em direções ortogonais. (SILVA e GIONGO, 2000).



2.1.10 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DAS REGIÕES NODAIS

Os limites para as tensões médias de compressão nos contornos dos nós são sugeridos por diversas normas e autores, sendo apresentadas a seguir algumas dessas recomendações.

Schafer e Schlaich (1988, apud Santos 2006) sugerem os seguintes valores para as tensões no nó:

- a) $0,935 f_{cd}$: para nós onde só se encontram bielas comprimidas, criando estado de tensão biaxial ou triaxial;
- b) $0,680 f_{cd}$: para nós onde a armadura é ancorada.

O Código Modelo do CEB-FIP (1990) indicava como parâmetros de resistência média para dimensionamentos dos nós singulares (regiões nodais em estado multiaxial de tensões) os mesmos parâmetros utilizados no dimensionamento das bielas:

- a) f_{cd1} para nós onde só chegam bielas de compressão;
- b) f_{cd2} para nós onde barras tracionadas são ancoradas.

onde f_{cd1} e f_{cd2} são os mesmos parâmetros de resistência das bielas.

A tensão f_{cd1} poderá ser utilizada em outros tipos de nós, se o ângulo entre os tirantes e bielas não for inferior a 55° e se a armadura for disposta em várias camadas com tirantes transversais.

O Código Modelo do CEB-FIB (2010) indica que os parâmetros de resistência média para dimensionamentos dos nós sejam obtidos através da equação (2.19):

$$f_{cd1} = k_c \cdot f_{cd} \text{ (} f_{cd} \text{ em MPa)} \quad (2.19)$$

na qual, k_c vai variar segundo o tipo de nó.

a) Para nós sem laços ancorados;

$$k_c = 1,0 \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1,0 \text{ (} f_{ck} \text{ em MPa)} \quad (2.20)$$

b) Para nós com mais de um laço ancorado;

$$k_c = 0,75 \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 0,80 \text{ (} f_{ck} \text{ em MPa)} \quad (2.21)$$

Souza (2004) sugere os seguintes valores para os limites de tensão média, após analisar expressões relevantes de diversos autores e normas:

- c) $0,58 f_{ck}$ para regiões nodais circundadas por bielas ou placas de apoio (CCC);
- d) $0,46 f_{ck}$ para regiões nodais ancorando um único tirante (CCT);
- e) $0,40 f_{ck}$ para regiões nodais ancorando vários tirantes (CTT).

Caso ocorra dúvida na utilização dos parâmetros de resistência para os nós, devido a divergência entre os autores, Silva e Giongo (2000) recomenda adoção dos valores indicados pelo Código Modelo do CEB-FIP (1990), hoje substituído pelo CEB-FIB (2010).

2.2. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

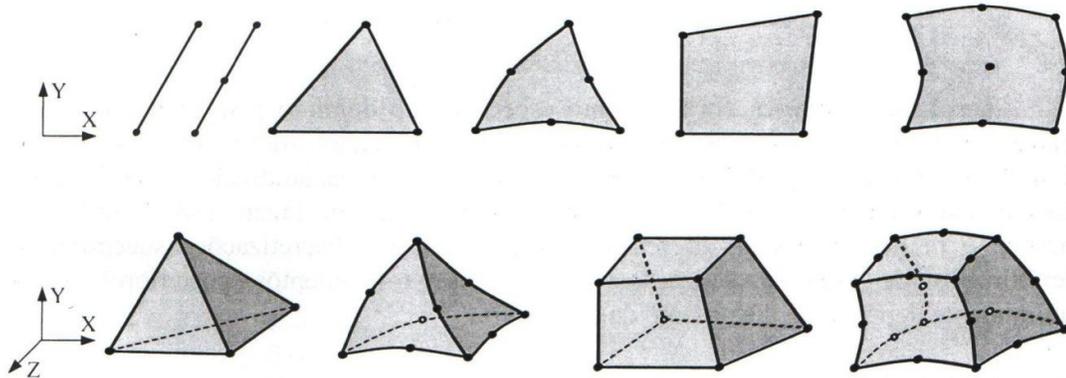
Segundo Soriano (2009) o método dos elementos finitos é um método de análise de modelos matemáticos de problemas em meios contínuos, tendo como ideia principal encontrar solução de um problema complexo através da substituição do problema inicial por vários outros problemas de fácil resolução. A solução obtida não é exata, porém com o refinamento do processo são obtidos resultados eficazes. Hoje o Método dos Elementos Finitos está perfeitamente estabelecido e é reconhecido como um dos melhores métodos para resolução de uma ampla gama de problemas de Engenharia e de Física.

A resolução do problema inicial começa com a subdivisão do mesmo em vários elementos de dimensões reduzidas, denominados de elementos finitos. A modelagem desses elementos é feita geralmente através de equações diferenciais ou equações integrais onde são levadas em consideração as condições de contorno.

Na linguagem matemática o Método dos Elementos Finitos consiste na subdivisão do domínio de integração (equações que descrevem o fenômeno físico) em um número finito de pequenas regiões, onde o comportamento do campo possa ser aproximado por um polinômio de grau reduzido (funções simples, chamadas de funções de interpolação, que são definidas em termos dos valores dos campos variáveis dos nós), assim o meio contínuo pode ser discreto. A essa divisão do domínio se dá o nome de malha. Os elementos finitos são interconectados através dos nós, que são pontos onde uma solução aproximada pode ser adotada e onde as equações de equilíbrio podem ser estabelecidas.

Os elementos finitos podem ser unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais, de variadas formas e padrões e com números distintos de pontos nodais em seus lados e faces, como são mostrados na Figura 2.13. (SORIANO, 2009).

Figura 2.13 - Exemplos de formas de elementos finitos. (SORIANO, 2009).



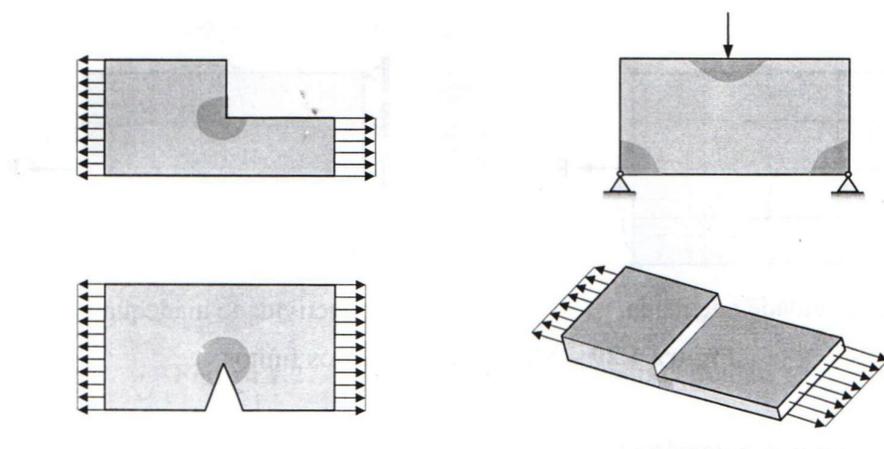
Após a divisão do domínio em uma malha, ao invés de se buscar uma função admissível que satisfaça as condições de contorno para todo o domínio, essas funções agora devem ser definidas em cada elemento.

Posteriormente a definição e resolução das equações de equilíbrio, os valores nodais dos campos variáveis passam a ser conhecidos. A partir destes valores conhecidos utilizam-se as funções de interpolação para descrever o comportamento de todos os nós da estrutura, dessa forma chega-se a um valor aproximado para o meio contínuo.

A precisão do Método dos Elementos Finitos depende não só da formulação dos elementos, mas também da malha gerada para analisar um determinado problema. Portanto, na discretização da estrutura deve-se decidir o número, o tipo e o arranjo de cada um dos

elementos de acordo o que se deseja analisar. Segundo Soriano (2009) é necessário um maior refinamento de malha nas regiões de variações elevadas de tensão, como em cantos reentrantes, em proximidades de forças concentradas e em modificações abruptas de espessura, como apresentado na Figura 2.14. Contudo, é aconselhável evitar o uso de elementos adjacentes de tamanhos muito diferentes.

Figura 2.14 - Regiões de concentração de tensão. (SORIANO, 2009).



Quanto menor a dimensão do elemento maior é a precisão da solução, porém quanto menor o elemento maior o número de elementos para descrever o contorno e conseqüentemente maior o número de equações a ser resolvida. Por conseguinte exige dos computadores, um tempo maior de processamento. O refinamento da malha está ligado à precisão desejada, porém há um limite para o qual a precisão não pode ser melhorada, recomenda-se um maior refinamento da malha em regiões sujeitas a concentrações de tensões, tais como cantos e reentrâncias.

2.3 VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ABERTURAS NA ALMA

2.3.1 *NASSER et al.(1967)*

Estes pesquisadores efetuaram experimentos com vigas em concreto armado com grandes aberturas na alma, com dois objetivos:

- a) Determinar um arranjo de armadura adequado para as regiões que contornam a abertura;
- b) Verificar a possibilidade de alcançar uma carga ultima para vigas furadas iguais a vigas maciças.

Com o intuito de simplificar a análise sobre o comportamento de vigas com grandes aberturas, foram assumidas algumas hipóteses básicas a seguir:

1. A seção transversal dos banzos superior e inferior da abertura se comportam de modo idêntico aos banzos de uma viga Vierendeel²;
2. Os banzos, quando não estão sujeitos a cargas transversais, apresentam pontos de inflexão aproximadamente no ponto médio de seu comprimento;
3. Quando possuem estribos adequados, os banzos absorvem os esforços cortantes em proporção à área de sua seção transversal;
4. Nos cantos diagonalmente opostos das aberturas há uma concentração de tensões induzida pelo cisalhamento do banzo e seu efeito é equivalente ao produzido pelo dobro da força de cisalhamento correspondente à mesma viga com alma sem abertura.

Segundo os pesquisadores, foram realizados ensaios em 10 vigas biapoiadas com 365 cm de vão e seção transversal com 22,9 cm de largura e 45,7 cm de altura. Para se efetuar as medições das deformações foram usados extensômetros elétricos nas armaduras e extensômetros mecânicos e elétricos (em forma de roseta) na superfície do concreto.

Com os resultados da viga foram observados que:

1. Vigas com aberturas nas almas adequadamente armadas conseguem atingir a mesma carga última que vigas maciças similares.
2. As vigas com grandes aberturas retangulares comportam-se como uma viga Vierendeel.
3. Devido à presença de aberturas, ocorre uma diminuição da rigidez da viga, gerando maiores deslocamentos. Portanto para vigas com aberturas na alma deve ser dada uma atenção especial em respeito à flecha.
4. A armadura diagonal colocada junto aos cantos das aberturas não permitiu o desenvolvimento de fissuras inclinadas que geralmente surgem nesta região, devido à alta concentração de tensões naquele ponto.

² Viga Vierendeel é uma viga formada por quadro plano, multicelular, fechado. Os esforços podem ser obtidos pelos procedimentos clássicos da análise estrutural (ver cap. II, vol 3, ex II-9, curso de análise estrutural) (SÜSSEKIND, 1980). Um processo simplificado para determinação dos esforços é apresentado no cap.3.8.4, vol 4, concreto armado. (ROCHA, 1985-1986).

2.3.2 LEONHARDT E MÖNNIG (1978)

Segundo Leonhardt e Mönning (1978) somente podem ser executadas aberturas para tubulações, etc, em almas de vigas no trecho onde existe força constante, apenas se permanecerem na alma as bielas de compressão importantes ou no caso de pórticos fechados suficientemente rígidos (Figura 2.15). Nos trechos onde a força cortante é pequena, é possível executar aberturas bastante compridas (Figura 2.15d). Na região de aberturas compridas, a viga se comporta como um pórtico, semelhante a uma viga Vierendeel. Vale destacar que as aberturas circulares são mais favoráveis do que com ângulos reentrantes; os vértices devem ser o mais arredondado possível. Aberturas com comprimento maior que $0,6h$ (onde h é o valor da altura total da viga) devem ser levadas em conta no dimensionamento, já que ocorre uma interrupção nas bielas de compressão.

Para o dimensionamento, devem ser levados em conta os seguintes critérios (Figura 2.16).

- a) Dimensionamento à flexão, na seção m-m, considerando a seção cheia;
- b) Forças normais nos banzos (partes acima e abaixo da abertura):

$$(-)D = Z = \frac{M_m}{z}, \quad (2.22)$$

em que, D é a força normal no banzo superior, Z é a força normal no banzo inferior e z é a distância entre os eixos dos banzos;

- c) Forças cortantes nos banzos: o banzo superior comprimido absorve a maior parte da força cortante Q_m (no banzo tracionado: Estádio III):

$$Q^{(sup)} = (0,8 \text{ a } 0,9) Q_m \quad (2.23)$$

$$Q^{(inf)} = (0,1 \text{ a } 0,2) Q_m \quad (2.24)$$

onde, devem-se prever estribos nos banzos de acordo com a distribuição de Q_m .

- d) Os banzos devem ser dimensionados à flexão composta:

$$M_{banzo\ max}^{(sup)} = \pm Q^{(sup)} \cdot \frac{l'}{2} \quad (2.25)$$

$$M_{banzo\ max}^{(inf)} = \pm Q^{(inf)} \cdot \frac{l'}{2} \quad (2.26)$$

$$N^{(sup)} = D \quad (2.27)$$

$$N^{(inf)} = Z \tag{2.28}$$

- e) Prever armadura de suspensão junto à abertura, no lado mais afastado do apoio: dimensionamento para cerca de $0,8 Q_m$, do lado mais próximo do apoio, colocar apenas 1 a 3 estribos;
- f) Em vigas “grandes” dispor barras inclinadas nos vértices dos cantos reentrantes (tracejados na Figura 2.16).

Figura 2.15 Viga com abertura na alma. (adaptado de Leonhardt e Mönning, 1978).

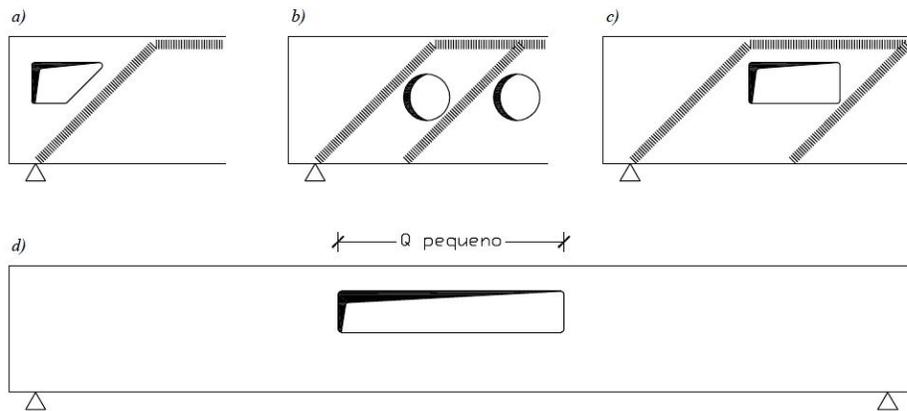
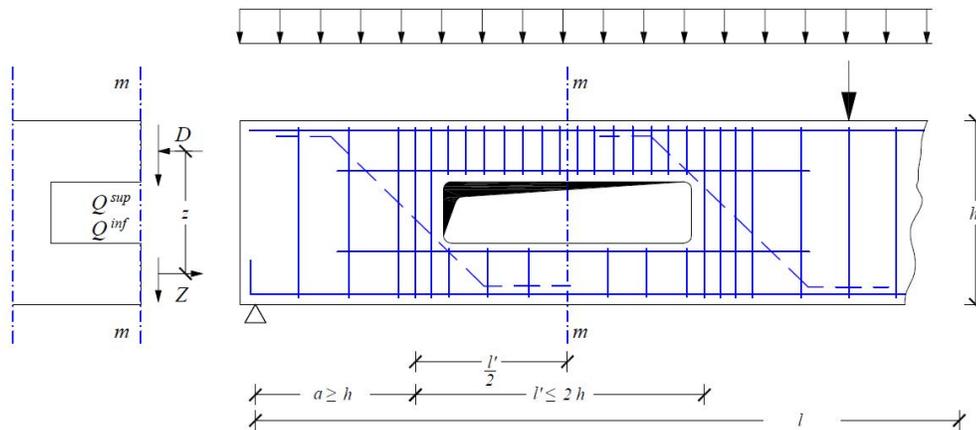
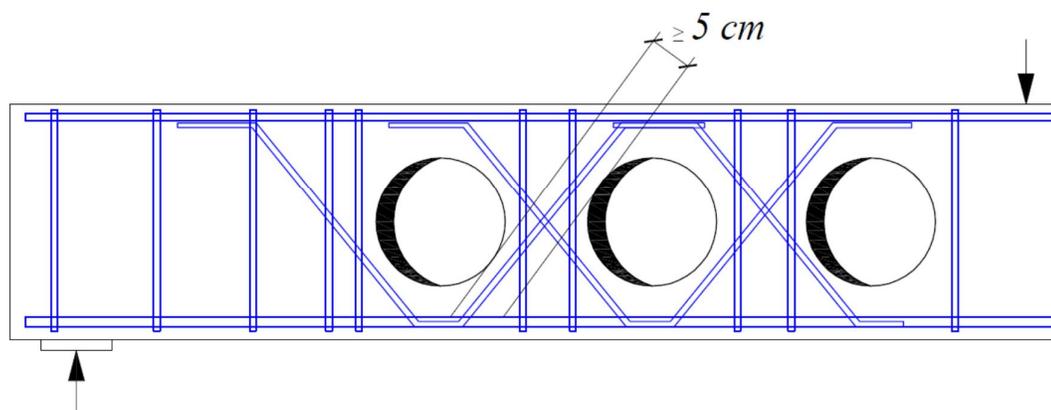


Figura 2.16 - Armadura de alma com abertura retangular. (adaptado de Leonhardt e Mönning, 1978).



No caso de vigas com várias aberturas circulares na alma, situadas próximas umas as outras, a distância entre as aberturas deve ser determinada para que se possa gerar uma treliça com diagonais tracionadas e comprimidas cruzando-se entre as aberturas. São convenientes, nesse caso, barras em forma de V, como armadura adicional de cisalhamento ver Figura 2.17.

Figura 2.17 - Armadura adicional em vigas com aberturas circulares. (adaptado de Leonhardt e Mönning, 1978).



2.3.3 *MANSUR et al. (1985)*

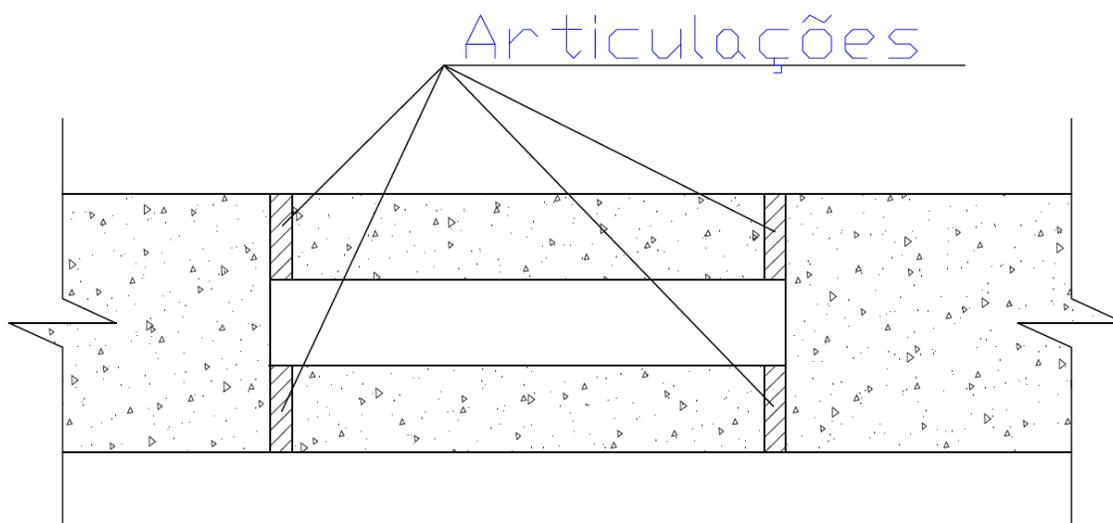
Mansur et al (1985) desenvolveram um modelo para determinar a resistência de vigas de concreto armado com grandes aberturas. Para o desenvolvimento do modelo, as seguintes variáveis foram consideradas:

- a) Comprimento, altura, excentricidade e localização da abertura ao longo da viga, pois todos estes parâmetros influenciam na parcela de força cortante absorvida por cada banzo (acima e abaixo da abertura);
- b) Quantidade e arranjo de armaduras compostas por estribos nos banzos superior e inferior da abertura e o reforço dos cantos constituídos só por estribos e por estribos combinados com barras diagonais a 45° (as barras inclinadas se justificam pelo fato da concentração de tensões nos cantos da abertura devido à redução da seção transversal da viga).

O modelo de cálculo foi desenvolvido para vigas com aberturas retangular sujeitas à flexão simples, sendo que as cargas não são aplicadas diretamente sobre a abertura. O modelo baseou-se na análise da carga de ruptura, satisfazendo-se as condições de equilíbrio, escoamento e o mecanismo de funcionamento.

O mecanismo adotado no modelo de cálculo consiste em banzos articulados nas extremidades (parte superior e inferior da abertura), em cada canto da abertura, como mostrado na Figura 2.18, com a hipótese de força cortante constante ao longo da abertura.

Figura 2.18 - Mecanismo de funcionamento assumido. (adaptado de Mansur et al (1985))



No método de cálculo proposto, as forças axiais que agem nos banzos são calculadas em função do momento fletor que atua na seção, considerando os mesmos como colunas não contraventadas.

As conclusões obtidas com as investigações são as seguintes:

- a) As barras diagonais localizadas nos cantos são mais eficientes no controle da fissuração e reduzem a flecha da viga. Usando uma junção adequada de barras inclinadas e de estribos pode-se controlar a fissuração. Com um fator de concentração de cisalhamento $k=2$, as barras diagonais resistirão aproximadamente 75% da força cortante. Portanto seu uso foi satisfatório e é recomendado para projeto.
- b) A posição do ponto de inflexão nos banzos depende da disposição da armadura longitudinal. Para um arranjo simétrico da armadura longitudinal, o ponto de inflexão ocorre aproximadamente no meio do vão do respectivo banzo.
- c) Estando as seções maciças adequadamente armadas, a viga rompe pela formação de um mecanismo com quatro articulações nas extremidades dos banzos, situadas uma em cada canto da abertura.
- d) O método proposto mostrou-se seguro e satisfatório e aplicável para vigas quando os banzos não são diretamente carregados.
- e) As parcelas da força cortante absorvidas pelos banzos superior e inferior à abertura, na ruptura, dependem não somente das propriedades de suas seções transversais,

mas também do tamanho (comprimento e altura) e localização (com relação ao eixo longitudinal e aos apoios) da abertura. No caso de pequenas aberturas o banzo superior absorve quase que 100% da força cortante, mas no caso de grandes aberturas o banzo inferior absorve uma parte significativa da força cortante.

- f) A resistência da viga diminui com o aumento da altura da abertura.
- g) Quando se aumenta a excentricidade da abertura (quando a abertura esta posicionada abaixo da linha neutra) a resistência da viga também cresce.
- h) O efeito da localização da abertura interfere na resistência última da viga, pois com o aumento na relação momento/força cortante (M/V) no centro da abertura, ocorre uma diminuição na resistência última da viga.

2.3.4 SÜSSEKIND, J. C. (1987)

Segundo Süsssekind (1987) se a abertura da viga respeitar os limites indicados na Figura 2.19, o dimensionamento da peça poderá ser realizado como se tivesse uma viga maciça (sem furos), admitindo-se mesmo na região furada a hipótese de Bernoulli e fazendo uma análise especial da influência local das aberturas como apresentado na Figura 2.19.

Se ultrapassada as tolerância especificadas na Figura 2.20, o próprio cálculo estático da peça deverá ser o de um quadro fechado hiperestático, segundo os procedimentos clássicos da análise estrutural mostrado na Figura 2.21.

Figura 2.19 - Dimensões máximas de abertura em vigas. (SÜSSEKIND, 1987).

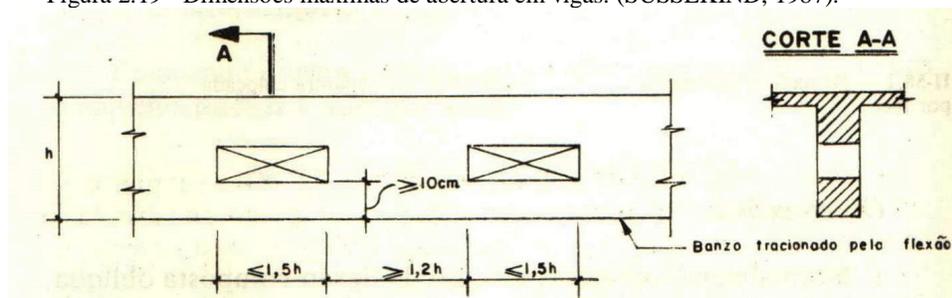


Figura 2.20 - Análise da região do furo. a) esforços calculados como viga maciça. b) Interseção da viga por um plano no eixo do furo. c) Fibras tracionadas por Q_{1d} e Q_{2d} (supostos positivos). (SÜSSEKIND, 1987).

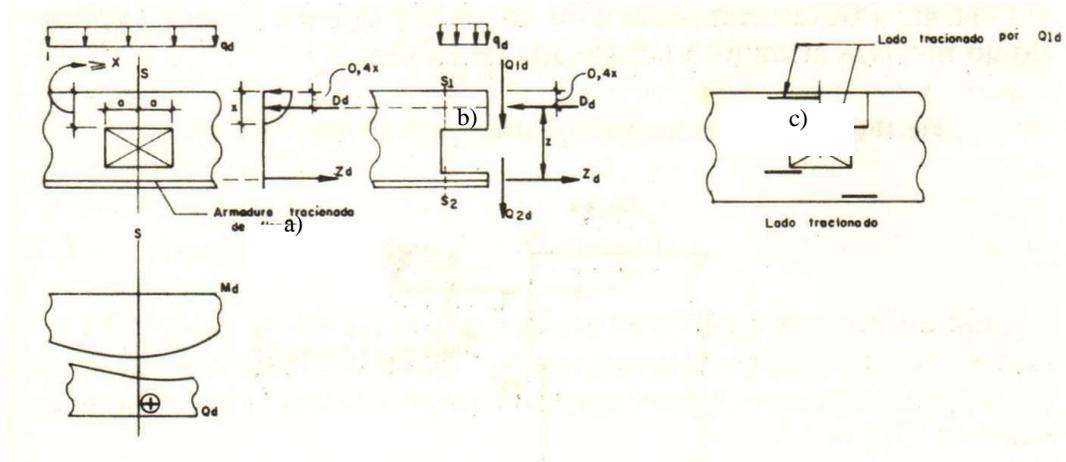
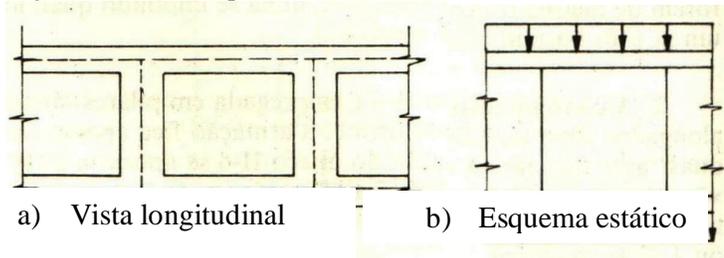
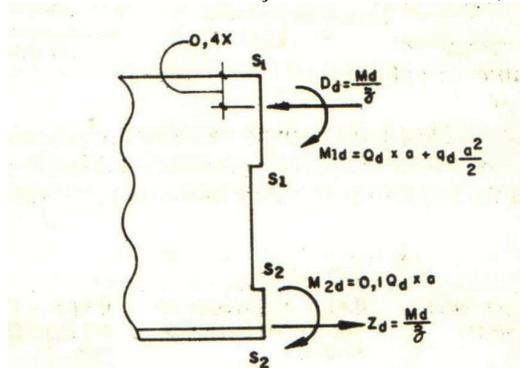


Figura 2.21 - Quadro plano multicelular. (SÜSSEKIND, 1987).



O tratamento proposto Süsssekind (1987) para a região da abertura é o mais simples e intuitivo possível, ao interceptar a viga por um plano que atravesse o eixo do furo, o equilíbrio será obtido nesta seção, aplicando-se os efeitos dos esforços atuantes, demonstrado na Figura 2.22:

Figura 2.22 - Esforços para dimensionamento das seções S1 - S1 e S2 - S2. (SÜSSEKIND, 1987).



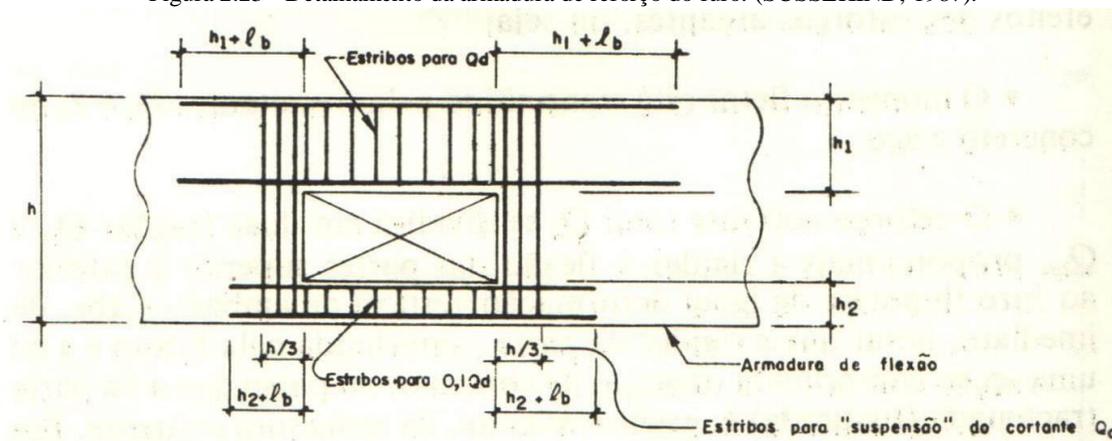
a) O momento fletor está transmitido pelas resultantes D_d e Z_d no concreto e aço;

b) O esforço cortante total Q_d se dividirá em duas frações Q_{1d} e Q_{2d} , proporcionais à rigidez à flexão das partes superior e inferior ao furo (hipótese de igual deformação vertical de ambas). Cabe de imediato, notar que a rigidez da parte comprimida pela flexão é a de uma seção comprimida (maciça) de concreto, ao passo que a da parte tracionada (fissurada) é, exclusivamente, da armadura existente. Em suma, é maior, em todos os casos correntes, a parcela do cortante transmitida na região comprimida, desta forma sugere-se tomar, pura e simplesmente, $Q_{1d}=Q_d$, adotando ainda $Q_{2d}\cong 0,1 Q_d$ (apenas por precaução este último valor, no intuito de conduzir a uma armadura suplementar que assegure, indiretamente, limitação de fissuração para o tirante inferior).

Para proceder ao dimensionamento, a seção S_1-S_1 será tratada como uma seção submetida à flexão composta, como indicado na Figura 2.22. Nela atuando um esforço normal D_d (aplicado a $0,4x$ do bordo mais comprimido) e um momento fletor M_{1d} . Analogamente, a seção S_2-S_2 está submetida à flexão composta por $M_{2d}=0,1Q_d x a$ e $N_d=Z_d$, aplicado ao nível da armadura tracionada de flexão.

O detalhamento da armadura na região do furo é o apresentado na Figura 2.23, Para se evitar enganos na montagem é preferível adotar uma armadura simétrica de reforço na região do furo.

Figura 2.23 - Detalhamento da armadura de reforço do furo. (SÜSSEKIND, 1987).



Algumas observações são enunciadas por Süssekind (1997):

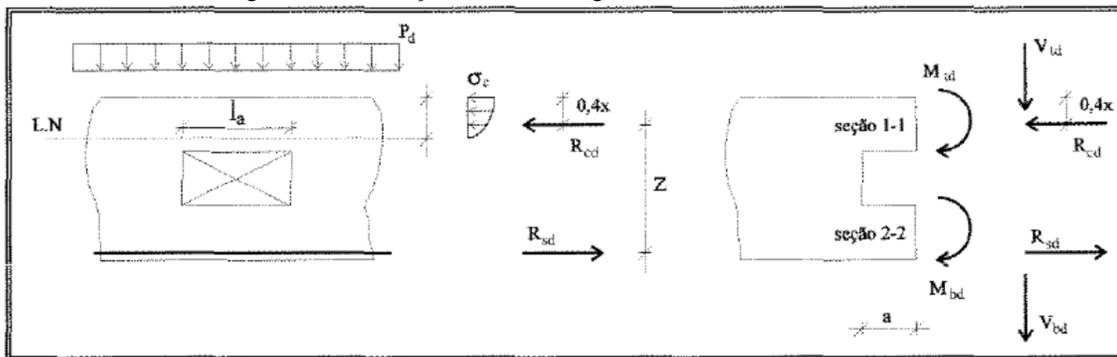
a) Evidentemente, a localização ideal do furo é próxima às regiões de cortante nulo, dispondo-o de tal modo a não ser atingida a espessura de concreto comprimido pela flexão e a se assegurar um “tirante” mínimo com 10 cm para conter a armadura de flexão.

- b) É procedimento teoricamente correto buscar (Figura 2.23) valores bem baixos para h_2 (altura do banzo inferior), no intuito de garantir a totalidade de transmissão do cortante pelo banzo comprimido.
- c) No caso de considerações especiais que a posição da abertura venha a interceptar a região de concreto comprimido por M_d , deve-se utilizar armadura de compressão, na região do furo, que faça a linha neutra subir até uma posição tal que não seja, então, interceptada, pela furação.

2.3.5 SIMÕES, R. (1997)

Simões (1997) realizou um estudo com vigas de concreto de alta resistência com aberturas na alma, no estudo foi proposto dois métodos de calculo. No Método 1 o dimensionamento é feito de forma simples conforme as indicações da Figura 2.24.

Figura 2.24 - Esforços atuantes na região do furo. (SIMÕES, 1997).



Onde:

$$V_{t,d} = (\alpha) \cdot (V_d) \quad \text{esforço cortante absorvido pelo banzo superior}$$

$$V_{b,d} = (1 - \alpha) \cdot (V_d) \quad \text{esforço cortante absorvido pelo banzo inferior}$$

$$M_{t,d} = (V_{t,d} \cdot I_a) + (p_d \cdot \frac{I_a^2}{2}) \quad \text{momento fletor atuante no banzo superior}$$

$$M_{b,d} = (V_{b,d} \cdot I_a) + (I_a) \quad \text{momento fletor atuante no banzo inferior}$$

$$R_{c,d} = \frac{M_d}{Z} \quad \text{esforço normal atuante no banzo superior}$$

$$R_{s,d} = \frac{M_d}{Z} \quad \text{esforço normal atuante no banzo inferior}$$

sendo α a parcela de esforço cortante absorvido pelo banzo superior à abertura, adotando-se este valor entre 0,80 a 1,00 e M_d o momento fletor externo no centro da abertura.

O Método 2 foi proposto utilizando o modelo de bielas e tirantes na região da abertura. Para o desenvolvimento do modelo de bielas e tirantes é necessário conhecer a distribuição do

fluxo de tensões nas regiões “D”, para determinação deste fluxo de tensões na região das aberturas foi utilizado o método dos elementos finitos, através dos programas computacionais como o SAP-90 e FRANC.

Com a análise da distribuição do fluxo de tensões foram propostos cinco modelos baseados no método das Bielas e Tirantes, os modelos são apresentados nas Figura 2.25, Figura 2.26, Figura 2.27, Figura 2.28 e Figura 2.29.

Modelo 2.1 – este modelo tem a finalidade de simular transferência do esforço cortante do lado direito à abertura para o esquerdo, fazendo com que uma parcela do esforço cortante vá para o banzo superior através de estribos verticais (estribos de suspensão), enquanto que a parcela restante é absorvida pelo banzo inferior (Figura 2.25).

Modelo 2.2 – o Modelo 2.2 é similar com o Modelo 2.1, modificando-se apenas na transição das bielas inclinadas de compressão (Figura 2.26).

Modelo 2.3 – o terceiro modelo é um sistema, onde se desejou simular uma melhor distribuição da parcela de esforço cortante. É suspenso pelos estribos verticais direitos, sendo que o banzo inferior não absorveria nenhum esforço cortante (Figura 2.27).

Modelo 2.4 – o objetivo neste quarto modelo é a de simular a situação onde todo esforço cortante é suspenso pelos estribos verticais direitos, sendo que o banzo inferior não absorveria nenhum esforço cortante (Figura 2.28).

Modelo 2.5 – o quinto modelo é uma continuação do 1º modelo com o acréscimo de barras inclinadas para auxiliarem na suspensão das cargas (Figura 2.29).

Figura 2.25 - Modelo 2.1 da treliça na região da abertura. (SIMÕES, 1997).

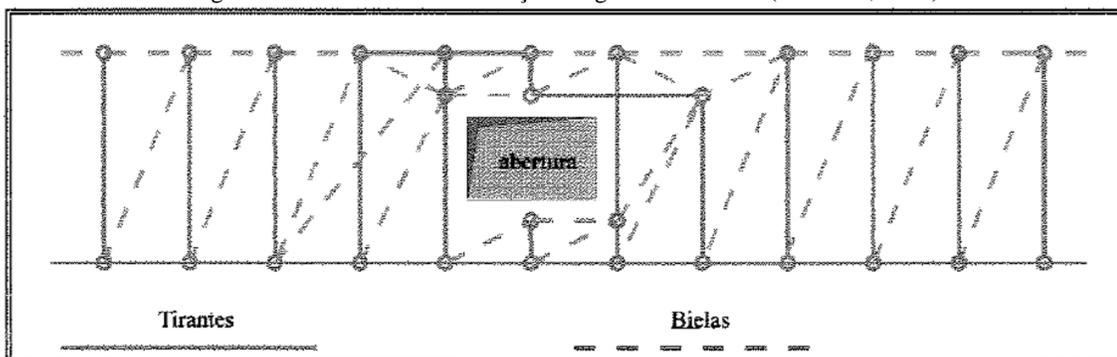


Figura 2.26 - Modelo 2.2 da treliça na região da abertura. (SIMÕES, 1997)

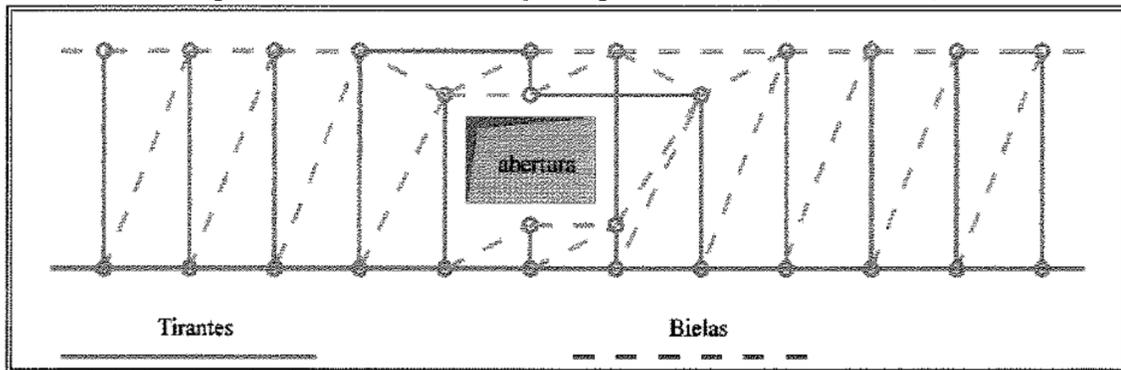


Figura 2.27 - Modelo 2.3 da treliça na região da abertura. (SIMÕES, 1997).

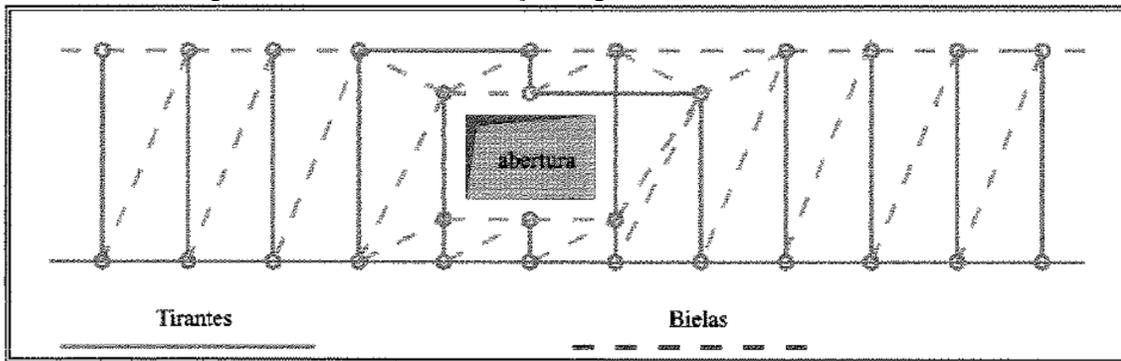


Figura 2.28 - Modelo 2.4 da treliça na região da abertura. (SIMÕES, 1997).

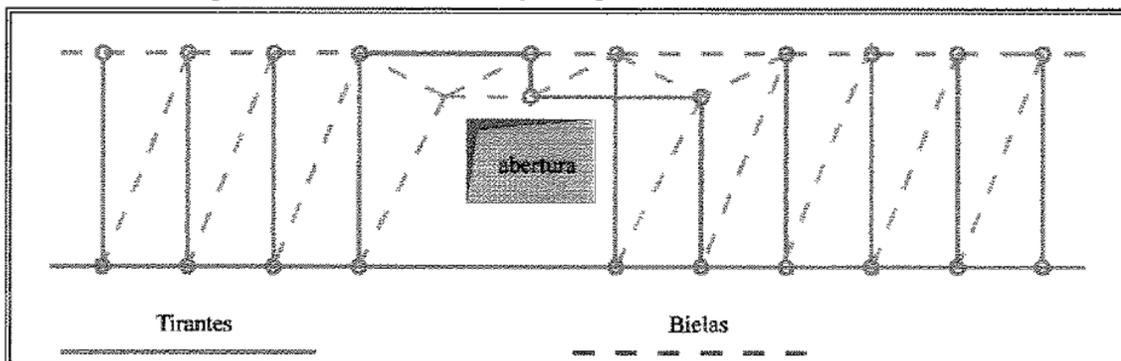
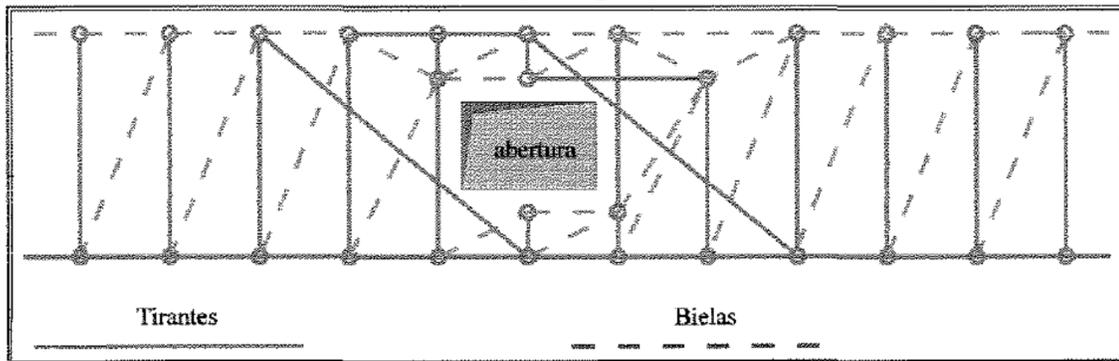
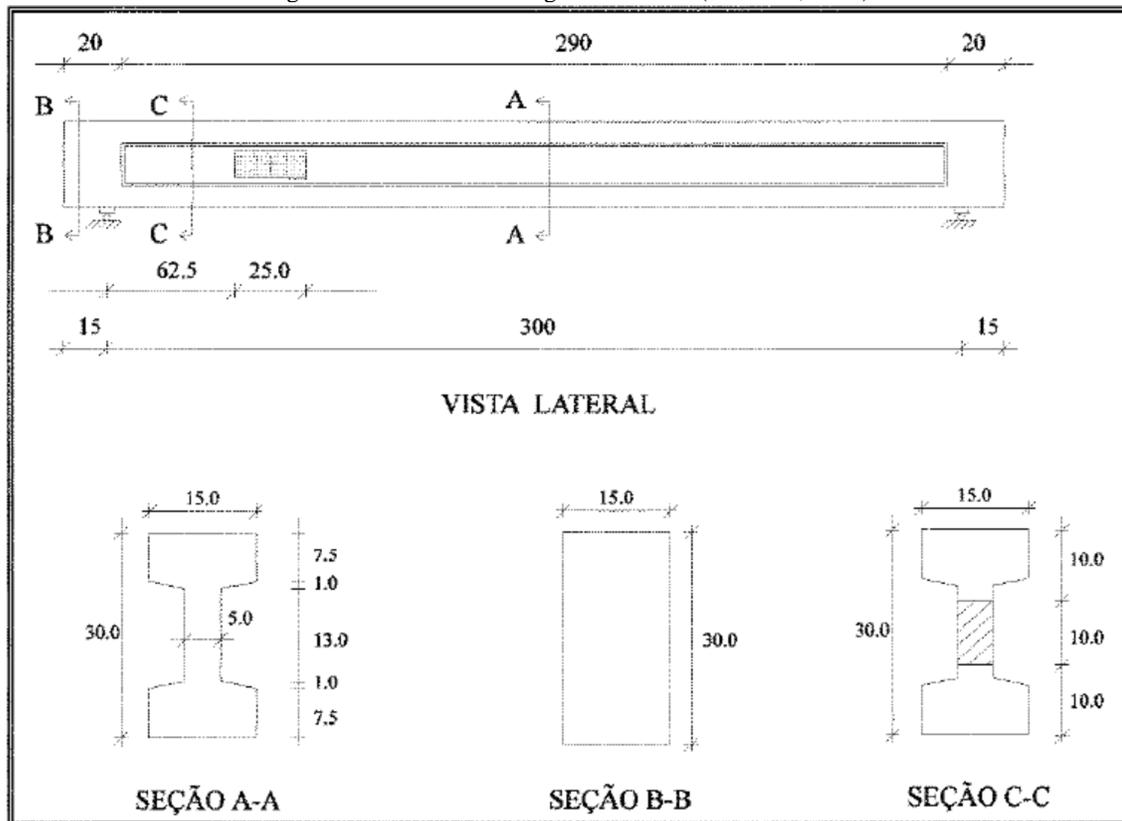


Figura 2.29 - Modelo 2.5 da treliça na região da abertura. (SIMÕES, 1997).



As vigas utilizadas nessa pesquisa têm seção transversal I, com comprimento de 3,30 m e distância entre apoios de 3,00 m, com as dimensões indicadas na Figura 2.30 e foram executadas com concreto com resistência à compressão em torno de 75 MPa. As vigas foram carregadas com uma carga concentrada aplicada no meio do seu vão, correspondendo a uma relação $a/d=5.36$ entre a distância a do ponto de aplicação de carga ao apoio e a altura útil d .

Figura 2.30 - Detalhe das vigas analisadas. (SIMÕES, 1997).



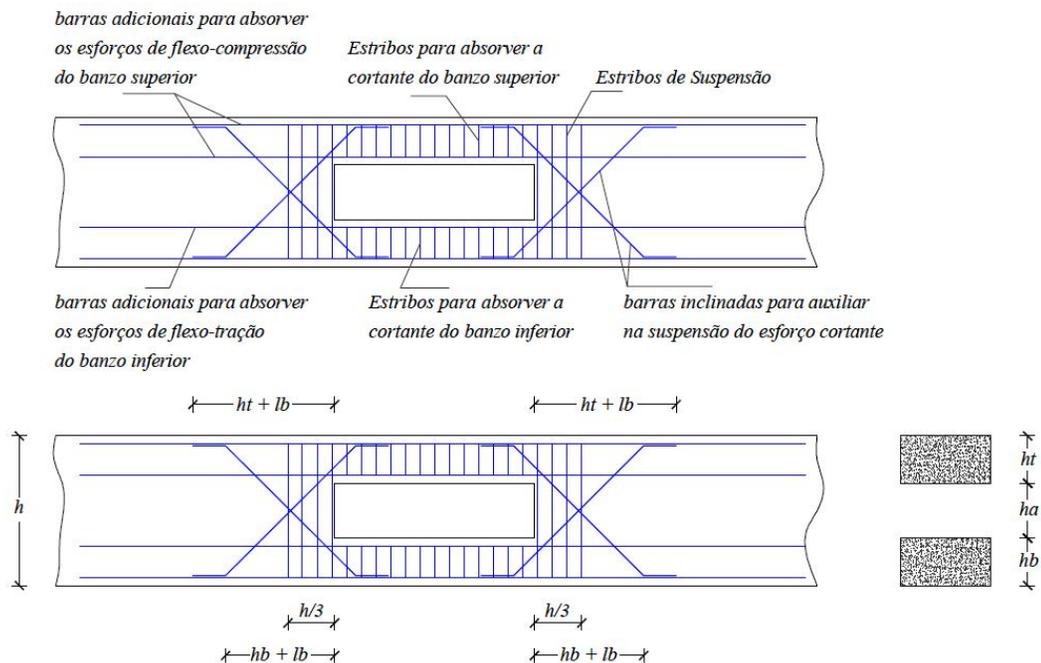
Para realização dos ensaios, inicialmente, foi feita uma previsão analítica da carga que produziria o escoamento da armadura longitudinal das vigas. Para isto, foram admitidos a resistência nominal do concreto de 75 MPa e os limites de escoamento dos aços obtidos através dos ensaios de seus corpos de prova.

Com armadura longitudinal composta por três barras de 20 mm de diâmetro, área de 9,324 cm² e limite de escoamento de 510 MPa, o valor teórico do momento último para o escoamento da armadura longitudinal foi de 12.310 kN.cm, e o da força cortante de 82 kN.

Para a obtenção desses valores últimos, foram também admitidas as hipóteses da ABNT NBR 6118:2014 e o diagrama retangular de tensões de compressão no concreto. Com base no valor teórico da força cortante correspondente ao início do escoamento da armadura longitudinal, foi calculada a armadura transversal necessária, segundo MÖRSCH, admitindo-se grau reduzido de armação ao cisalhamento, no que resultou em $\frac{A_{sw}}{s} = 3,73 \text{ cm}^2/m$, em uma $\rho_w = 0,746\%$, onde A_{sw} é área de aço da seção transversal dos estribos, s é o espaçamento dos estribos e ρ_w é a taxa geométrica de armadura transversal.

Na região da abertura foram previstos um dimensionamento e um detalhamento especial baseado no Método 1 para as vigas. Os detalhes das armaduras e os esquemas de carregamento são apresentados na Figura 2.31.

Figura 2.31 - Esquema do detalhamento da região da abertura. (adaptado de Simões, 1997).



Foram utilizados extensômetros elétricos para medição das deformações nas armaduras e extensômetros mecânicos Tensotast-Huggenberger com sensibilidade de 0,001 mm e base de medida com 50 mm para medir as deformações no concreto.

Com base nos resultados experimentais da pesquisa, pode-se concluir:

- a) A presença da abertura em vigas de concreto de alta resistência modifica o comportamento da viga, devido a mudanças no fluxo e na intensidade das tensões naquela região. Portanto, se cuidados especiais não são tomados, a capacidade última da viga diminui quando comparada a uma viga maciça (sem abertura);
- b) Se as vigas com abertura na alma forem adequadamente armadas e dimensionadas (de acordo com Método 1) as mesmas alcançarão a carga última igual a de uma viga sem abertura, desde que a abertura se situe em região abaixo da linha neutra, a borda da abertura se situe no apoio ou a carga a uma distância maior que $2h$ e as dimensões da abertura satisfaçam as proporções aqui adotadas, ou seja:

$$h_a \leq \frac{h}{3} \quad (2.29)$$

$$I_a \leq \frac{5}{6}h \quad (2.30)$$

$$a \leq 2h \quad (2.31)$$

nas quais, I_a é o comprimento da abertura e a representa a distância da abertura para o apoio e para a aplicação da carga.

- c) O arranjo de armadura adotado neste trabalho para a região da abertura (estribos verticais mais barras inclinadas), ou seja, o mecanismo de suspensão da carga se mostrou eficiente e adequado para o uso em vigas com abertura na alma e é recomendado para situações análogas, portanto para a região da abertura as equações de dimensionamento e detalhamento do mecanismo de suspensão, exposto no Método 1 são recomendáveis:

$$\text{Estribos verticais de suspensão } A_{s,susp} = \frac{V_d}{f_{ywd}};$$

$$\text{Barras inclinadas adicionais } A_{s,inc} = \frac{A_{s,susp}}{3};$$

em que, V_d é a força cortante de cálculo, f_{ywd} é o valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço da armadura passiva, limitada a 435 MPa.

- d) As barras inclinadas além de auxiliarem na suspensão da carga na região da abertura, também auxiliam na absorção das tensões de tração nos cantos à abertura e em um melhor controle de fissuração, pois as mesmas absorvem grande parte das tensões que se concentram nos cantos opostos da abertura;
- e) As parcelas de esforços cortante absorvidas pelos banzos superior e inferior mostraram-se questionáveis, pois nos dois modelos desenvolvidos nesta pesquisa, as tensões absorvidas pelos estribos de ambas as regiões superior e inferior à abertura, foram pequenas, provando, portanto, que nestas regiões as armaduras adotadas mostraram-se superestimadas para as dimensões de aberturas adotadas;
- f) A armadura longitudinal adotada para o banzo superior à abertura, mostrou-se exagerada na viga VR-1 (4 Ø 16 mm), motivo pelo qual a viga VR-2 teve esta mesma armadura reduzida em quatro vezes (4 Ø 8 mm), provando assim que o dimensionamento através do Método 1, daquela região só se aplica para aberturas proporcionalmente maiores que aquela aqui considerada.

2.3.6 ARANTES, A. R. D. A. (2001)

Arantes (2001) realizou um estudo experimental com três vigas de concreto de alta resistência, uma com abertura longe do apoio e outras duas com abertura na região próxima ao apoio e carregamento constituído por uma força concentrada no meio do tramo.

O objetivo principal de Arantes (2001) foi analisar a influência da abertura e o comportamento das armaduras de suspensão e dos banzos comprimido e tracionado, na resistência ao cisalhamento, quando a abertura se aproxima do apoio. O trabalho de Arantes deu continuidade ao trabalho realizado por Simões (1997), que abordou a presença de abertura longe do apoio.

Para realização do estudo foram confeccionadas 3 vigas, denominadas de VR-3, VR-4 e VR-5. As vigas tinham vão de 300 cm, seção I e a alma com abertura retangular com as dimensões indicadas nas Figura 2.32, Figura 2.33 e Figura 2.34.

Para a medição das deformações nas armaduras foram utilizados extensômetros elétricos conectados a um sistema de aquisição de dados. As deformações do concreto foram medidas com extensômetro mecânico Tensotast-Huggenberger com sensibilidade de 0,001 mm e base medida de 50 mm. Os deslocamentos foram medidos por defletômetro mecânico, instalado no meio do vão das vigas.

Figura 2.32 - Dimensões da viga VR-3 com centro da abertura a 75 cm ($>2h$) do apoio. (adaptado de Arantes, 2001).

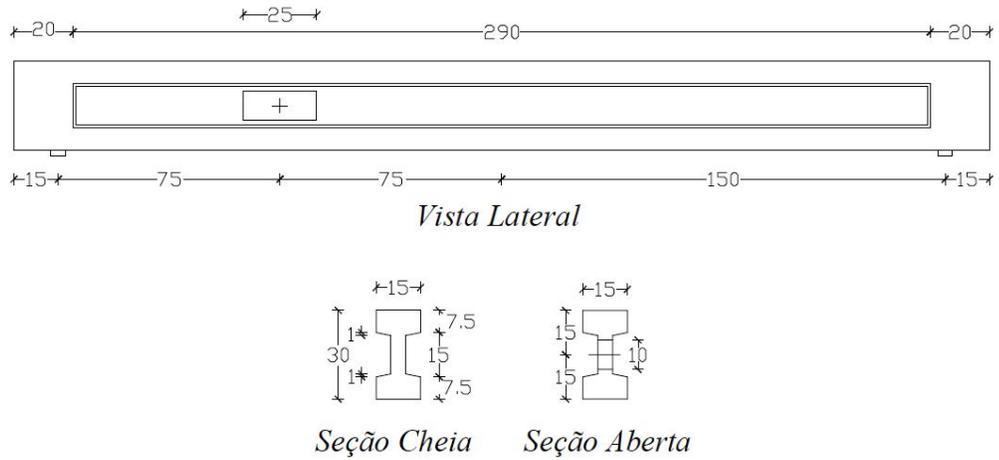


Figura 2.33 - Dimensões da viga VR-4 com centro da abertura a 45 cm ($<2h$) do apoio. (adaptado de Arantes, 2001).

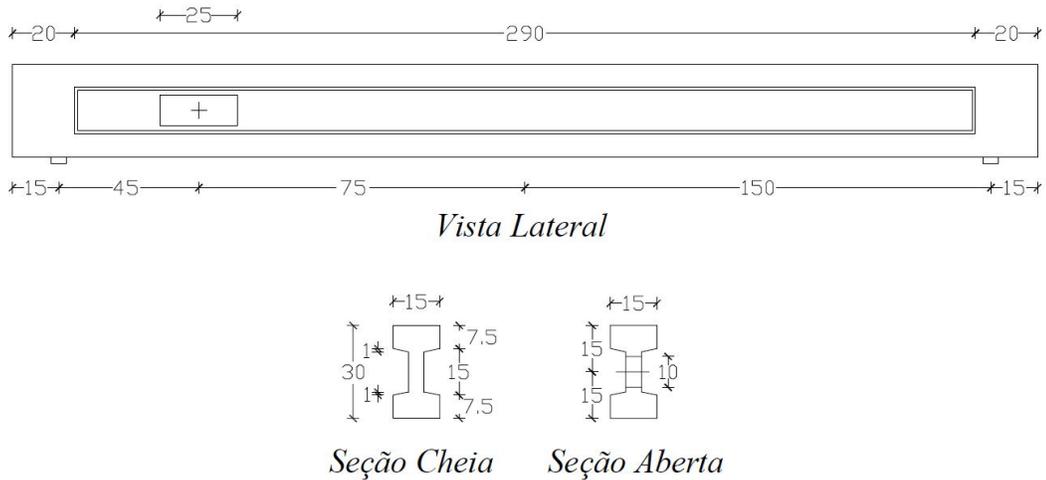
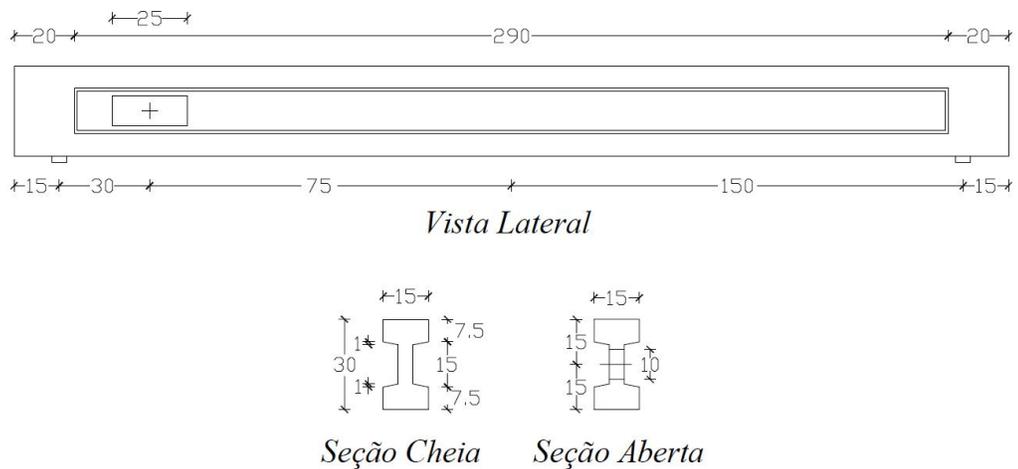


Figura 2.34 - Dimensões da viga VR-5 com centro da abertura a 30 cm ($=h$) do apoio. (adaptado de Arantes, 2001)



Através dos resultados experimentais realizados Arantes (2001) obteve as seguintes conclusões:

- a) Com a introdução de aberturas nas vigas de concreto de alta resistência houve mudanças no fluxo e na intensidade das tensões naquela região, modificando o seu comportamento. É necessário que se tomem cuidados especiais para que não haja uma diminuição na capacidade última da viga, quando comparada com a de uma viga sem abertura na alma;
- b) Quando dotados de arranjo adequado de armaduras, as vigas podem alcançar a mesma carga última de uma viga semelhante sem abertura na alma com modo de ruína por flexão;
- c) Ao ser diminuída a distância entre a abertura e o apoio, o banzo acima da abertura sofreu menor influência da resultante de flexão (menor M) enquanto a influência do esforço cortante de V foi a mesma nas três vigas, pois V é constante entre o ponto de aplicação da carga e o apoio;
- d) A presença de barras inclinadas faz com que os estribos verticais sejam menos solicitados, combatem a deformação transversal de alma e a concentração de tensões de tração nos cantos da abertura, melhorando o aspecto global de fissuração. Assim a solução mais adequada é o uso de estribos e barras inclinadas na direção da tração;
- e) Comparando-se VR-3 com VR-4, sem uso de barras inclinadas, se notou que quando a abertura se aproxima do apoio os estribos do lado do apoio passam a ser mais solicitados, sendo necessário, uma armadura de suspensão do lado do apoio igual a do lado da carga;
- f) Tem-se que as vigas de concreto com abertura na alma na região de cisalhamento exigem armadura de suspensão de cada lado da abertura. A solução recomendada é constituída por estribos e barras inclinadas na direção da tração. Na armadura situada do lado da carga, os estribos devem suspender $0,8 V$ e as barras inclinadas de aço de mesma qualidade, devem ter área de armadura na direção inclinada igual $1/3$ daquela dos estribos. Na armadura do lado do apoio deve-se utilizar uma armadura igual ao do lado da carga.

2.3.7 ABNT NBR 6118:2014

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, quando forem previstos furos e aberturas em elementos estruturais, seu efeito na resistência e na deformação deve ser verificado e não devem ser ultrapassados os limites previstos nessa norma.

Estruturas cujo projeto exige a presença de aberturas devem ser calculadas e detalhadas considerando as perturbações das tensões que se concentram em torno dessas aberturas, prevendo, além das armaduras para resistir aos esforços de tração já mencionados nesta norma, também armaduras complementares dispostas no contorno e nos cantos das aberturas.

De maneira geral os furos têm dimensões pequenas em relação ao elemento estrutural, enquanto as aberturas não. Um conjunto de furos muito próximos deve ser tratado como abertura.

A ABNT NBR 6118:2014 na seção 13.2.5.1 define as prescrições relativas aos furos que atravessam vigas na direção de sua largura.

Em qualquer caso, a distância mínima de um furo à face mais próxima da viga deve ser no mínimo igual a 5 cm ou duas vezes o cobrimento previsto para essa face. A seção remanescente nessa região, tendo sido descontada a área ocupada pelo furo, deve ser capaz de resistir aos esforços previstos no cálculo e permitir uma boa concretagem.

Para dispensa da verificação, devem ser respeitadas, simultaneamente, as seguintes condições:

- a) Furos em zona de tração e a uma distância da face do apoio de no mínimo $2h$, onde h é a altura da viga;
- b) Dimensão do furo de no máximo 12 cm e $h/3$;
- c) Distância entre faces de furos, num mesmo tramo, de no mínimo $2h$;
- d) Cobrimentos suficientes e não seccionamento das armaduras.

Quando não for possível respeitar essas condições devem ser realizadas as verificações através de um método de cálculo adequado, como o Método dos Elementos Finitos ou Modelo de Bielas e Tirantes.

A seção 22 da ABNT NBR 6118:2014 define as prescrições relativas aos elementos especiais. Onde as tensões utilizadas são:

f_{cd1} – tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo Método de Bielas e Tirantes, em regiões com tensões de compressão transversal ou sem tensões de tração transversal e em nós onde confluem somente bielas de compressão (nós CCC).

f_{cd2} – tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelos Métodos de Bielas e Tirantes, em regiões com tensões de tração transversal e em nós onde confluem dois ou mais tirantes tracionados (nós CTT ou TTT).

f_{cd3} – tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelos Métodos de Bielas e Tirantes, em regiões com tensões de tração transversal e em nós onde confluem dois ou mais tirantes tracionados (nós CTT ou TTT).

A seção 22.1 e 22.2 descrevem a simbologia e definição de Regiões B e D. São chamadas de regiões B de um elemento estrutural aquelas em que as hipóteses da seção plana, ou seja, de uma distribuição linear de deformações específicas na seção são aplicáveis. As regiões D são aquelas em que esta hipótese da seção plana não mais se aplica. Em geral, o limite entre as regiões B e D pode ser considerado localizado a uma distância h (altura da seção transversal do elemento considerado) da seção efetiva da descontinuidade.

Na Figura 2.35 são apresentadas situações típicas de regiões D (nas áreas hachuradas) com distribuição de deformações não linear devido à:

- a) Descontinuidade geométrica,
- b) Descontinuidade estática e
- c) Descontinuidade geométrica e estática.

Tendo em vista a responsabilidade dos elementos especiais na estrutura, deve-se majorar as solicitações de cálculo por um coeficiente adicional γ_n , conforme ABNT NBR 8681:2004, nas regiões D.

A seção 22.3 a ABNT NBR6118: 2014 prescreve os procedimentos para aplicação do Método das Bielas e Tirantes:

É permitida a análise da segurança no estado-limite último de um elemento estrutural, ou de uma região D contida neste elemento, através de uma treliça idealizada, composta por bielas, tirantes e nós.

A treliça idealizada é isostática e nos nós são concentradas as forças externas aplicadas ao elemento estrutural e as reações de apoio, formando um sistema autoequilibrado. As reações de apoio devem ser previamente obtidas através de uma análise linear ou não linear.

Os eixos das bielas devem ser escolhidos de maneira a se aproximar o máximo possível das tensões principais de compressão e dos tirantes, nos eixos das armaduras a serem efetivamente detalhadas.

As bielas inclinadas devem ter ângulo de inclinação cuja tangente entre 0,57 e 2 em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural. As verificações das bielas, tirantes e nós são efetuadas a partir das forças obtidas na análise da treliça isostática sob ação do sistema autoequilibrado de forças ativas e reativas na treliça.

Para verificação de tensões de compressão máximas nas bielas e regiões nodais, são definidos os seguintes parâmetros:

$$f_{cd1}=0,85 \alpha_{v2} f_{cd} \text{ (bielas prismáticas ou nós CCC)} \quad (2.32)$$

$$f_{cd2}=0,60 \alpha_{v2} f_{cd} \text{ (bielas atravessadas por mais de um tirante, ou nós CTT ou TTT)} \quad (2.33)$$

$$f_{cd3}=0,72 \alpha_{v2} f_{cd} \text{ (bielas atravessadas por tirante único, ou nós CCT)} \quad (2.34)$$

em que, α_{v2} é dado pela equação (2.35)

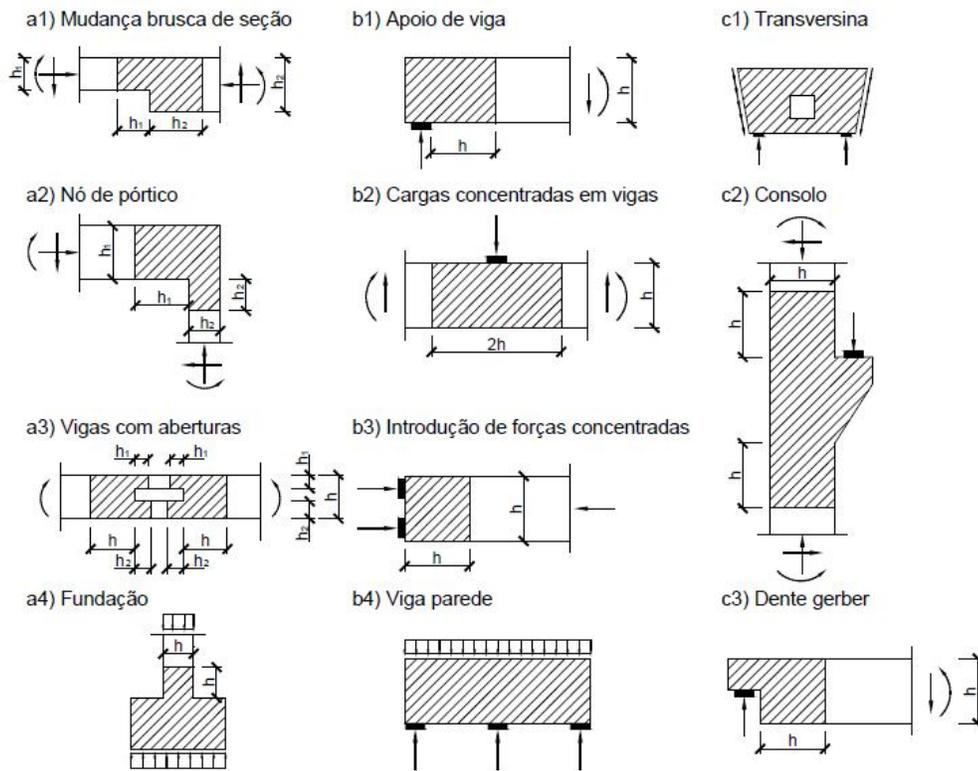
$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) e f_{ck}, \text{ expresso em megapascal (MPa)} \quad (2.35)$$

A área de aço a ser aplicado em cada tirante é dada pela equação

$$A_{sd} = \frac{F_{sd}}{f_{yd}} \quad (2.36)$$

onde, F_{sd} é o valor de cálculo da força de tração determinada no tirante.

Figura 2.35 - Situações típicas de Regiões D.



3.1. INTRODUÇÃO

Serão apresentados neste capítulo as metodologias e materiais que foram empregados na confecção dos espécimes, assim como os equipamentos usados nos ensaios. Será exposto ainda, o dimensionamento das armaduras utilizadas e o dimensionamento da armadura de reforço na área da abertura e o seu detalhamento.

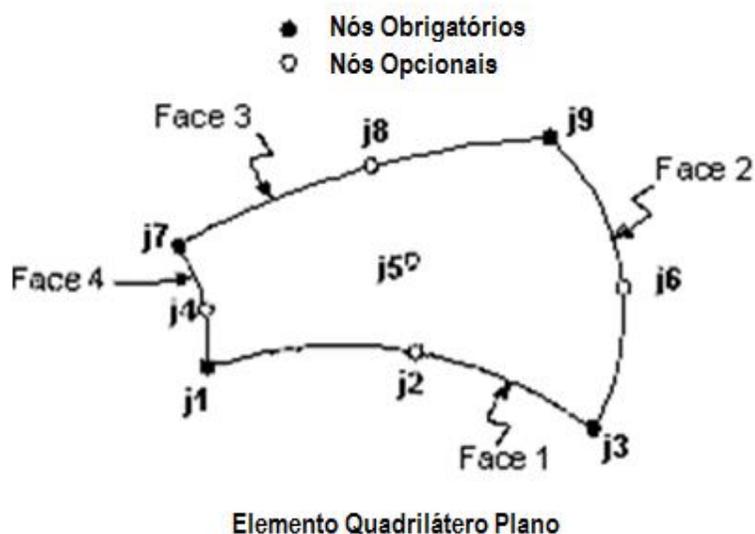
3.2. ANÁLISE PARAMÉTRICA

Para obter modelos de bielas e tirantes que representem o comportamento da estrutura (o fluxo de tensões) será feita uma análise linear elástica utilizando o Método de Elementos Finitos. Deste modo, com o intuito de se conhecer o comportamento estrutural da viga com abertura na alma foi inicialmente realizada uma análise numérica por Elementos Finitos em 16 (dezesseis) vigas, através do programa SAP 2000 V14.

O SAP 2000 é um programa de Elementos Finitos aqui utilizado, com interface gráfica 3D orientado a objetos, preparado para realizar de forma totalmente integrada, a modelagem, análise e dimensionamento do mais vasto conjunto de problemas de engenharia para estruturas. Permite a utilização de análises lineares e não-lineares estáticas e dinâmicas.

No estudo realizado foi utilizado o elemento quadrilátero plano. Ao utilizar esse tipo de elemento o programa permite as seguintes configurações: considerar as propriedades dos materiais ortotrópicos, aplicar esforços como gravidade, carga de pressão na superfície e gradiente térmico. O tipo de elemento utilizado é apresentado na Figura 3.1.

Figura 3.1 - Elemento Plano. (adaptado do site; www.Comp-engineering.com)



As vigas modeladas foram submetidas a um carregamento distribuído de 1 tf/m e tiveram seção transversal de 12x36 cm, com abertura de altura constante de (12 cm) como apresentado na Figura 3.2. Foi feito um estudo paramétrico cujos variáveis analisadas foram: a distância da abertura ao apoio, onde seu valor variou de $0,5 h$ a $2 h$ (sendo o valor de $2 h$ prescrito na ABNT NBR 6118:2014 como distância mínima da face do apoio para que se dispensem verificações na viga) e o comprimento da abertura, que variou de $0,5 h$ a $2 h$.

O estudo da variação no comprimento da abertura e sua posição foi realizado para se estudar o distúrbio no campo de tensão e a influência no comportamento estrutural gerado pela abertura na alma da viga.

Para discretização da viga por elementos finitos, inicialmente utilizou-se uma malha 12x12 cm e procedeu-se o refinamento da malha 6x6 cm e por fim 3x3 cm. A dimensão da malha foi ajustada de forma que a mesma utiliza-se só elemento quadrático. Ao analisar os resultados do refinamento foi possível observar que a malha 3x3 cm apresentava resultados mais precisos mesmo nas regiões próximas as aberturas, principalmente no canto das aberturas, que são pontos com concentração de tensão. Na Figura 3.3 é apresentada a discretização da malha.

Figura 3.2 - Detalhe da viga analisada no SAP 2000 e da discretização.

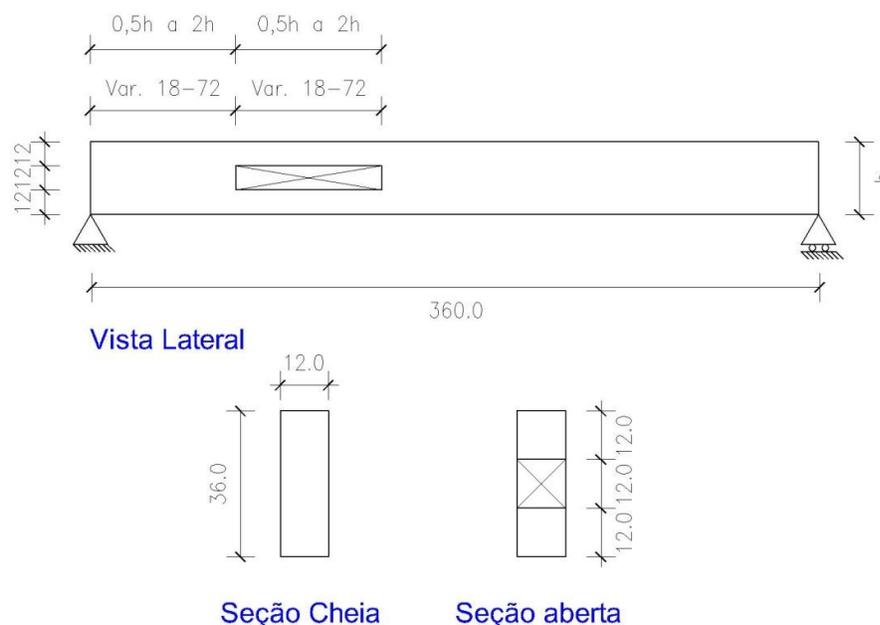
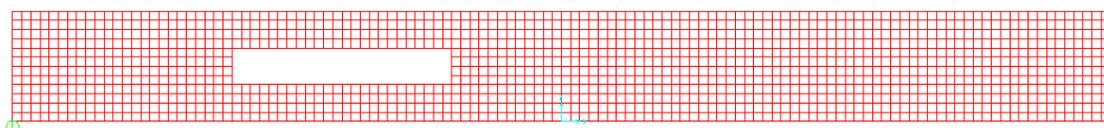


Figura 3.3 - Discretização da malha.



3.3. ESTUDO EXPERIMENTAL

Foram ensaiadas 5 (cinco) vigas em concreto armado simplesmente apoiadas, com carregamento em 8 (oito) pontos de apoio, com o intuito de induzir a viga a um carregamento distribuído. Sendo uma viga de referência, sem abertura, e as demais apresentavam aberturas na alma. Foi realizada uma programação estatística do experimento, sendo selecionados dois fatores de avaliação: a resistência da região da abertura e a flecha. As vigas apresentaram seção transversal de 12 cm x 36 cm e vão teórico de 290 cm.

3.4. MATERIAIS UTILIZADOS

3.4.1. CIMENTO PORTLAND

Nos ensaios realizados nessa pesquisa, foi utilizado o cimento CII-F-32, onde suas características são apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Característica do cimento

Caracterização Física		Caracterização Química (%)		
Água para consistência normal (%)	28,8	Composição potencial do Clínquer	C ₃ S	*NI
Área específica Blaine (cm ² /g)	3780		C ₂ S	*NI
Massa Específica (g/cm ³)	3,10		C ₃ A	*NI
Densidade Aparente (g/cm ³)	*NI		C ₄ AF	*NI
Finura	Resíduo na peneira #200 (%)	2,60	Perda ao fogo	4,06
	Resíduo na peneira #325 (%)	11,30	Resíduo insolúvel	1,53
Tempo de Pega	Início (min)	255	Al ₂ O ₃	4,53
	Fim (min)	320	SiO ₂	18,52
Resistência à Compressão	3 dias (MPa)	26,4	Fe ₂ O ₃	2,11
	7 dias (MPa)	31,9	CaO	60,95
	28 dias (MPa)	38,0	MgO	3,26
			SO ₃	3,34
			CaO livre	0,89
Equivalente alcalino em Na ₂ O				

3.4.2. AGREGADOS

3.4.2.1. AGREGADOS MIÚDOS

Foi utilizada areia natural de natureza quartzosa amplamente encontrada na Região do Agreste Pernambucano. Esse material foi caracterizado pela densidade de massa específica e aparente, determinação da curva granulométrica e coeficiente de uniformidade de acordo com o método de Allen-Hazem. Este método relaciona $C=d_{60}/d_{10}$, significando a equivalência da percentagem passante de material (CAPUTO, 1983).

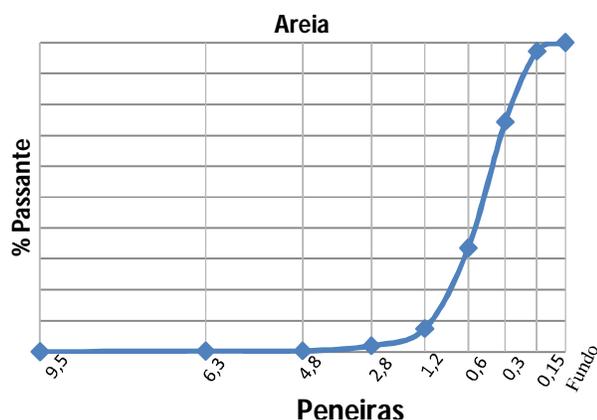
Nas Tabela 3.2 e Tabela 3.3, estão apresentados às características da areia natural. Na Figura 3.4, apresenta-se a curva da distribuição granulométrica.

Tabela 3.2 – Granulometria da areia natural

Peneira		Média		% Acumulado
Abertura Peneira (mm)	Abertura Peneira (POL)	Massa Retida (g)	% Retido (%)	
9,5	3/8"	0,0	0,0	0
6,3	1/4"	1,0	0,2	0
4,8	Nº 4	0,4	0,1	0
2,4	Nº 8	8,3	1,7	2
1,2	Nº 16	27,8	5,6	7
0,6	Nº 30	130,6	26,1	34
0,3	Nº 50	203,9	40,8	74
0,15	Nº 100	114,3	22,9	97
< 0,15 ou FUNDO		13,9	2,8	100
TOTAL		500	100	315

Dimensão Máxima Característica	2,36
Módulo de finura	2,15
Densidade aparente (g/cm ³)	1,63
Massa específica (g/cm ³)	2,56
Coefficiente de uniformidade	1,2

Figura 3.4 - Gráfico da granulometria da areia natural



3.4.2.2. AGREGADOS GRAÚDOS

A natureza mineralógica do agregado graúdo é granítica. Esse material amplamente encontrado na Região do Agreste pernambucano foi utilizado em seu estado seco, sem lavagem. Caracterizou-se quanto a densidade de massa específica e aparente bem como a granulometria.

Nas Tabela 3.4 e

Tabela 3.5, apresentam-se características da brita utilizada. Na Figura 3.5, mostra-se o gráfico da curva granulométrica.

Figura 3.5 - Gráfico da Curva granulométrica da brita

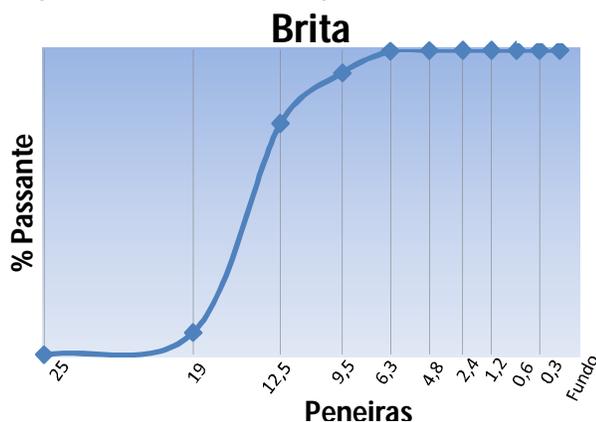


Tabela 3.4 – Granulometria da brita

Peneiras		Média		Percentual Acumulado (%)
Abertura Peneira (mm)	Abertura Peneira (P)	Massa Retida (g)	Percentual Retido (%)	
25	1"	0,0	0,0	0
19	¾"	364,0	7,3	7
12,5	½"	3429,2	68,6	76
9,5	⅜"	829,2	16,6	92
6,3	¼"	356,8	7,1	99,58
4,75	Nº 4	11,3	0,2	99,81
2,36	Nº 8	1,9	0,0	99,84
1,18	Nº 16	1,3	0,0	99,87
0,6	Nº 30	0,6	0,0	99,88
0,3	Nº 50	0,5	0,0	99,89
0,15	Nº 100	1,1	0,0	99,91
< 0,15 ou FUNDO		4,4	0,1	100,00
TOTAL		5000,0	100,0	974

Tabela 3.5 - Características da brita

Dimensão Máxima Característica	19
Módulo de finura	6,99
Densidade aparente (g/cm³)	1,24
Coefficiente de uniformidade	1,33

3.4.3. ÁGUA

A água utilizada em todas as amostras ou grupos de concretos foi proveniente da rede de abastecimento da Companhia Pernambucana de Saneamento (Compesa).

3.4.4. CONCRETO

O concreto foi dosado para atingir 30 MP a aos 28 dias, o traço utilizado foi 1:2:3 com a relação água/cimento de 0,44. São apresentados na Tabela 3.6 as propriedades do concreto.

Tabela 3.6 - Propriedades do concreto

Elemento	Proporções dos materiais	Slump (mm)	Relação Água/cimento	f_{cj} (MPa)	f_{ck} (MPa)
VGP	1:2:3	85	0,44	30	31,53
VG1	1:2:3	88	0,44	30	31,79
VG2	1:2:3	82	0,44	30	40,07
VG3	1:2:3	91	0,44	30	34,61
VG4	1:2:3	86	0,44	30	35,67

3.4.5. *ARMADURA PASSIVA*

A armadura passiva, utilizada na montagem da viga, foi constituída por vergalhões CA-50A com diâmetros de 6,3 mm, 8,0 mm, 10,0 mm e 12,5 mm, e vergalhões CA-60A com diâmetros de 4,2 mm e 5,0 mm conforme dimensionamento.

As propriedades físicas e mecânicas dos aços foram fornecidas pelo fabricante e seus valores estão apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Propriedades físicas e mecânicas das armaduras.

Aço Ø (mm)	Área (cm ²)	Tipo	E _s (GPa)	f _y (MPa)
4.2	0,139	CA 60	210	600
5.0	0.196	CA 60	210	600
6.3	0,312	CA 50	210	500
8.0	0,503	CA 50	210	500
10.0	0,785	CA 50	210	500
12.5	1.227	CA 50	210	500

3.4.6. *FORMA*

As formas das vigas foram confeccionadas em madeirit plastificado e madeira de eucalipto nas laterais. Essas receberam desmoldante nos dias de concretagem.

3.5. *CARACTERÍSTICA DOS ESPÉCIMES*

Foram ensaiadas 4 (quatro) vigas denominadas VG1, VG2, VG3 e VG4. Tais vigas foram divididas em dois grupos, onde cada grupo foi composto por 2 (duas) vigas. No grupo G1 a distância do apoio para a abertura foi constante no valor de $0,5 h$ e o comprimento da abertura foi variável. Na viga VG1 a abertura possuía comprimento de $0,5 h$ e na viga VG2 de $2 h$. No grupo G2 a distância do apoio para a abertura foi constante no valor $2 h$ e o comprimento da abertura foi variável. Na VG3 a abertura possuía comprimento de $0,5 h$ e na viga VG4 de $2 h$. Para a realização deste estudo executou-se uma viga sem abertura para ser tomado como parâmetro de análise, a VGP.

As vigas ensaiadas foram executadas com as dimensões especificadas na Figura 3.6. O ensaio foi realizado utilizando o modelo de carregamento apresentado na Figura 3.7, a fim de simular um carregamento distribuído. Esse procedimento teve como objetivo se aproximar

das situações reais, em que as vigas são submetidas na maioria das edificações. As vigas foram ensaiadas no Laboratório de Sistemas Construtivos do Centro Acadêmico do Agreste da UFPE.

Figura 3.6 - Detalhe da vigas ensaiadas.

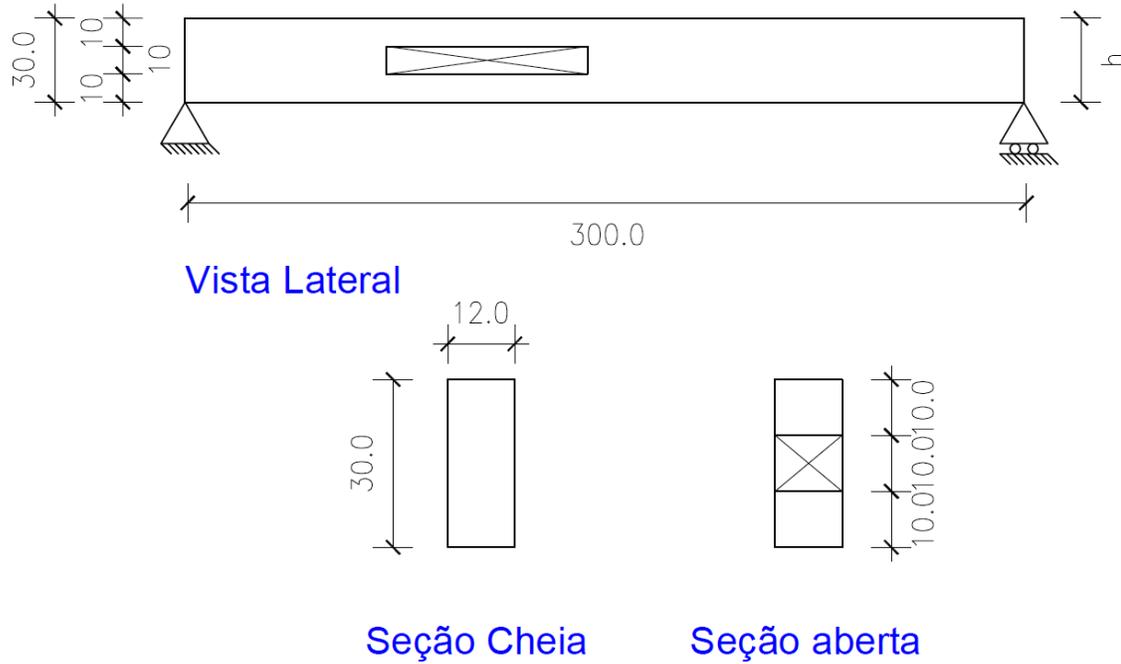


Figura 3.7 - Detalhe do esquema de carregamento das vigas ensaiadas.

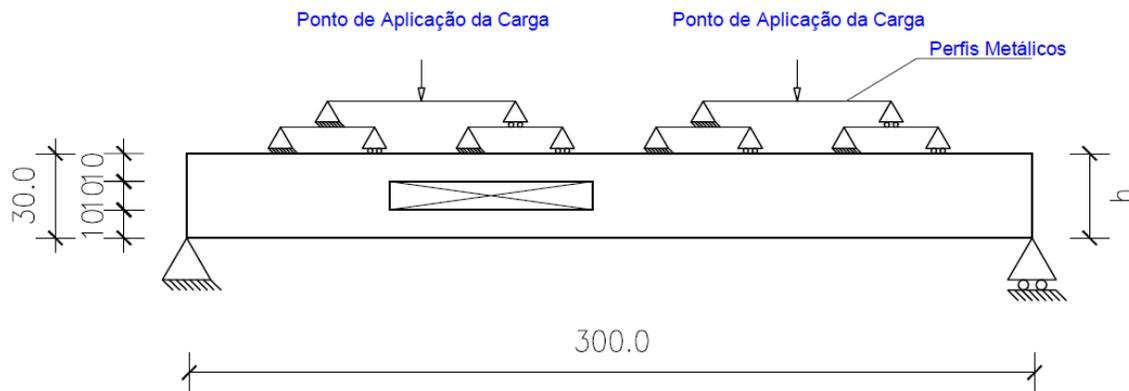


Figura 3.8 - Sistema de carregamento e aquisição de dados dos ensaios das vigas.



3.6. INSTRUMENTAÇÃO

Os instrumentos para a coleta de dados necessários a análise do comportamento dos espécimes foram: LVDt para medir o deslocamento central, células de carga para medição da intensidade das cargas aplicadas e extensômetros elétricos modelo PA -06-125aa-120-L, para medir a deformação das armaduras tracionadas e comprimidas. O LVDt foi posicionado no meio do vão. Os extensômetros utilizados foram posicionados conforme a Figura 3.9 e a Figura 3.10.

Figura 3.9 - Detalhe do posicionamento dos extensômetros na viga VGP.

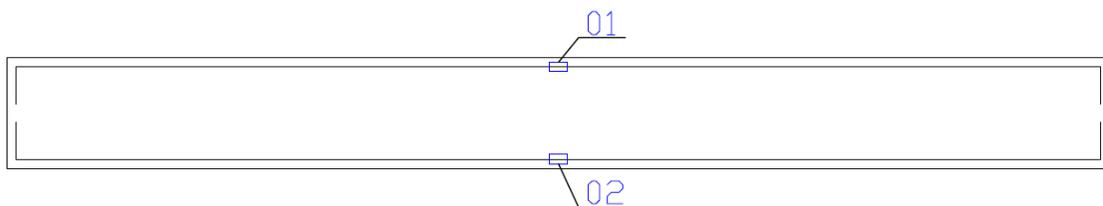
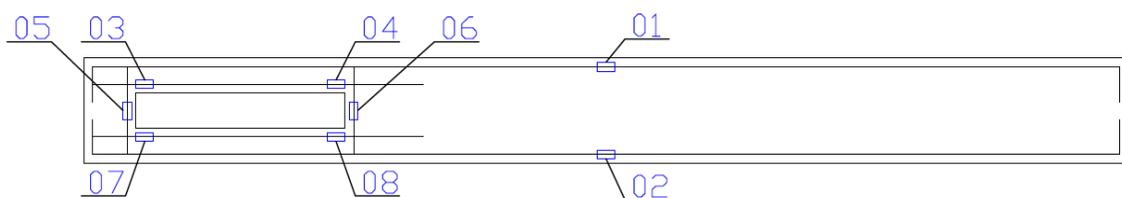


Figura 3.10 - Detalhe do posicionamento dos extensômetros das vigas com abertura.



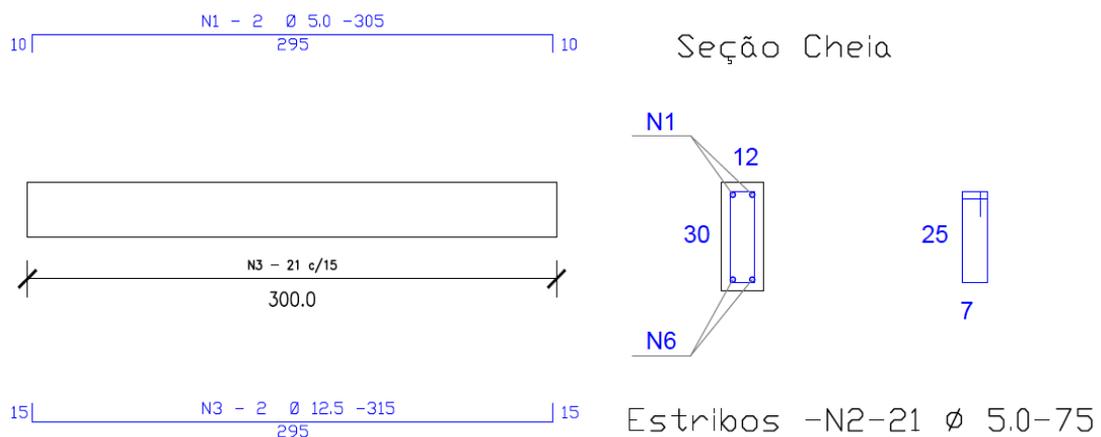
3.7. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

3.7.1. DIMENSIONAMENTO DA VIGA PADRÃO VGP

As vigas foram dimensionadas para flexão e esforços cortantes pelo método convencional prescrito na ABNT NBR 6118: 2014 e a região da abertura foi dimensionada pelo método das Bielas e Tirantes.

Para o dimensionamento das vigas foi considerada a resistência do concreto de 30 MPa e a viga submetida a um carregamento distribuído de 1 tf/m. Ao dimensionar a viga padrão, chegou-se ao detalhamento de armação apresentado na Figura 3.11. Nas demais vigas, foi mantido o mesmo detalhamento das armaduras de flexão e cisalhamento, acrescentando os devidos reforços para regiões de abertura de acordo com o dimensionamento pelo Método das Bielas e Tirantes, conforme apresentado na seção seguinte.

Figura 3.11 - Detalhamento da armação da viga padrão.



3.7.2. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS COM ABERTURA NA ALMA

Cada viga foi dimensionada pelo método das Bielas e Tirantes utilizando a distribuição de tensões obtidas pela análise numérica. Segue abaixo a configuração das bielas e tirantes para cada uma das vigas e seus respectivos esforços (tf).

Figura 3.12 - Esforços obtidos na viga VG1.

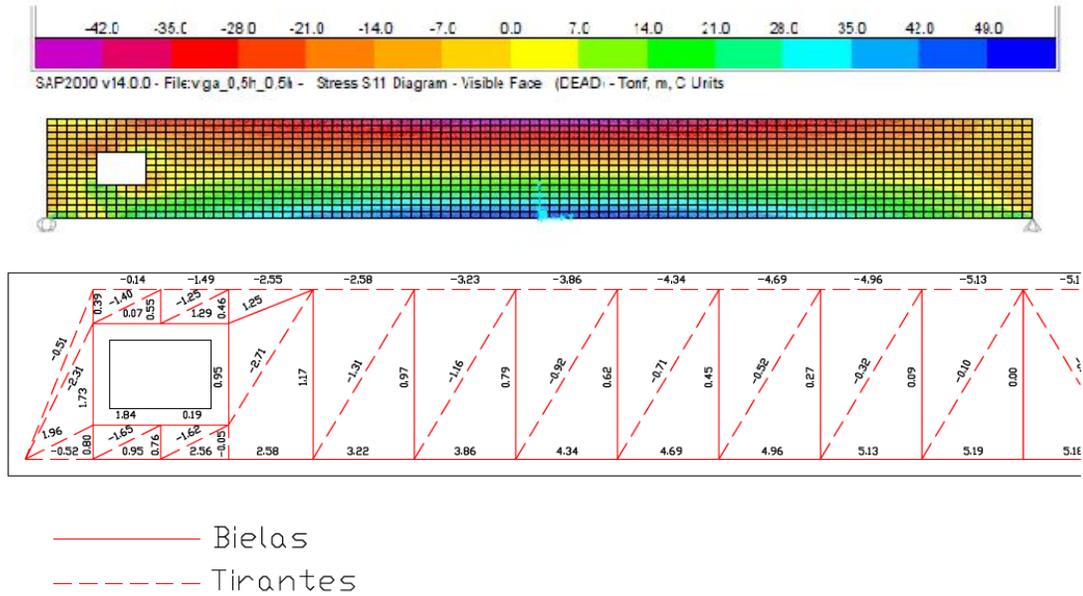


Figura 3.13 - Esforços obtidos na viga VG2.

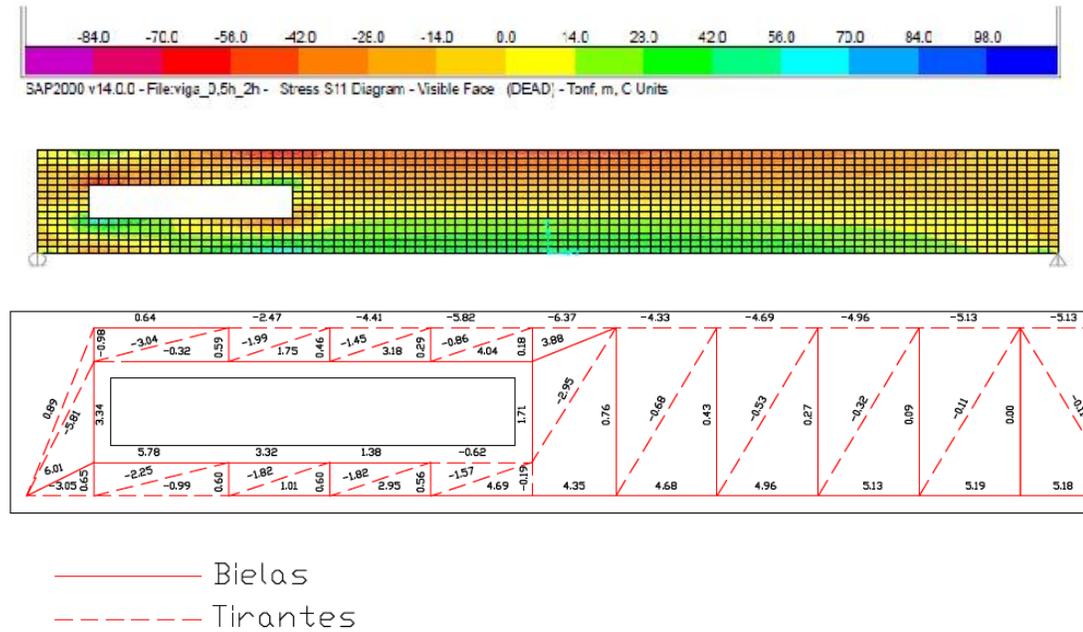


Figura 3.14 - Esforços obtidos na viga VG3.

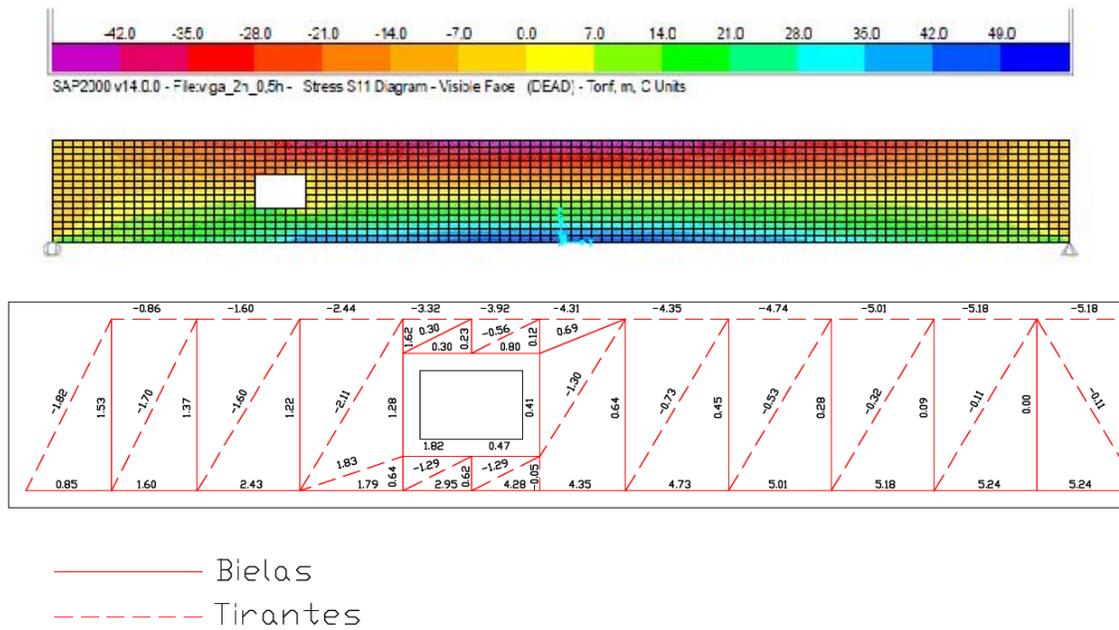
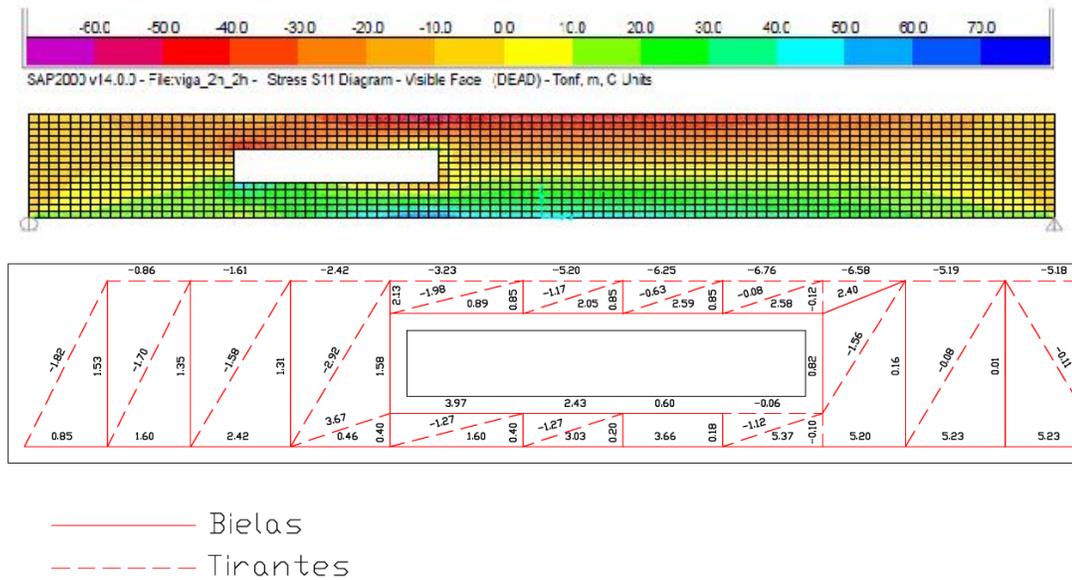


Figura 3.15 - Esforços obtidos na viga VG4.



Utilizando os esforços obtidos pelo método das bielás e tirantes, foram dimensionadas as armaduras da região das aberturas. Deste modo, iniciou-se o dimensionamento fazendo as verificações das bielás (regiões comprimidas) e posteriormente o dimensionamento dos tirantes (regiões tracionadas). Segue abaixo o roteiro de cálculo para a viga VG1.

3.7.3. VERIFICAÇÃO DA BIELA COMPRIMIDA

Ao se analisar a Figura 3.12 pode-se observa que o maior esforço de compressão nas bielas foi de 27,10 KN, porém esse valor não é o esforço máximo de compressão na viga. Como se deve manter a segurança global da peça como um todo, é necessário utilizar o maior esforço de compressão na viga VG1 que é 51,90 KN.

Para verificar as tensões nas bielas utilizaram-se as expressões do CEB-FIP (1990) iguais a da ABNT NBR 6118: 2014, que minora a resistência das bielas. Nesse caso, utilizou-se a expressão para zonas fissuradas:

$$f_{cd2} = 0,60 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd} \rightarrow f_{cd2} = 0,60 \left[1 - \frac{30}{250} \right] \frac{30}{1,4} \rightarrow f_{cd2} = 16,03 \text{ MPa}$$

Para verificar as tensões nas bielas utilizaram-se também as expressões do CEB-FIB (2010) que minora a resistência das bielas. Em nosso caso utilizaremos a expressão para zonas com fissuras paralelas à direção de compressão e com armadura na direção oblíqua à tensão:

$$k_c = 0,55 \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \rightarrow 0,55 \left(\frac{30}{30} \right)^{1/3} \rightarrow k_c = 0,55$$

$$f_{cd1} = k_c \cdot f_{cd} \rightarrow 0,55 \times 21,43 \rightarrow f_{cd1} = 11,79 \text{ MPa}$$

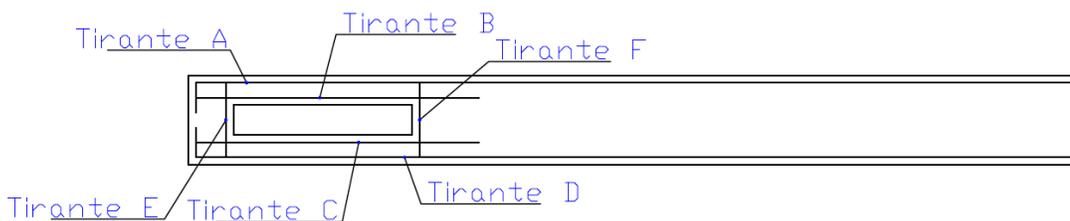
Para verificar a tensão na biela, a mesma foi considerada com uma seção transversal quadrada de 12 cm x 12 cm, onde obtém-se a tensão:

$$f_{cab} = \frac{51,90}{12^2} \rightarrow f_{cab} = 3,60 \text{ MPa} \leq f_{cd1} = 11,79 \text{ MPa} \therefore \text{a biela atende.}$$

3.7.4. DIMENSIONAMENTO DOS TIRANTES

A armadura necessária foi dimensionada de forma direta, utilizando a força no tirante e a resistência do aço, considerando o Estado Limite Ultimo. O reforço na região da abertura é apresentado na Figura 3.16.

Figura 3.16 - Detalhe da posição das barras de reforço.



Dimensionamento do Tirante A: observando a Figura 3.12 conclui-se que os esforços de tração, representado pela linha contínua, na posição do Tirante A não existe, portanto foram adotadas as armaduras porta estribos superior.

Dimensionamento da Tirante B: o esforço de tração é 12,90 kN, onde o tirante foi dimensionado da seguinte forma:

$$A_s = \frac{R_{st}}{f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{12,90}{43,48} = 0,30 \text{ cm} \rightarrow \text{armadura adota } 2\phi 5.0$$

Dimensionamento do Tirante C: o esforço de tração 18,40 kN, onde o dimensionamento do tirante foi da seguinte forma:

$$A_s = \frac{R_{st}}{f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{18,40}{43,48} = 0,43 \text{ cm} \rightarrow \text{armadura adota } 2\phi 6.3$$

Dimensionamento do Tirante D: o esforço de tração 25,80 kN, onde o dimensionamento do tirante foi da seguinte forma:

$$A_s = \frac{R_{st}}{f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{25,80}{43,48} = 0,60 \text{ cm} \rightarrow \text{armadura necessária } 2\phi 8.0$$

Dimensionamento do Tirante E: o esforço de tração 17,30 kN, onde o dimensionamento do tirante é da seguinte forma:

$$A_s = \frac{R_{st}}{f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{17,30}{43,48} = 0,40 \text{ cm} \rightarrow \text{armadura adotado estribo } 1\phi 5.0$$

Dimensionamento do Tirante F: o esforço de tração 12,50 kN, onde o dimensionamento do tirante foi da seguinte forma.

$$A_s = \frac{R_{st}}{f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{12,50}{43,48} = 0,29 \text{ cm} \rightarrow \text{armadura adotado estribo } 1\phi 5.0$$

Na Tabela 3.8, apresenta-se a verificação do esmagamento das bielas e na Tabela 3.9, o dimensionamento da armadura do tirante e a escolha das bitolas das armaduras e seu comprimento de ancoragem, para as demais vigas.

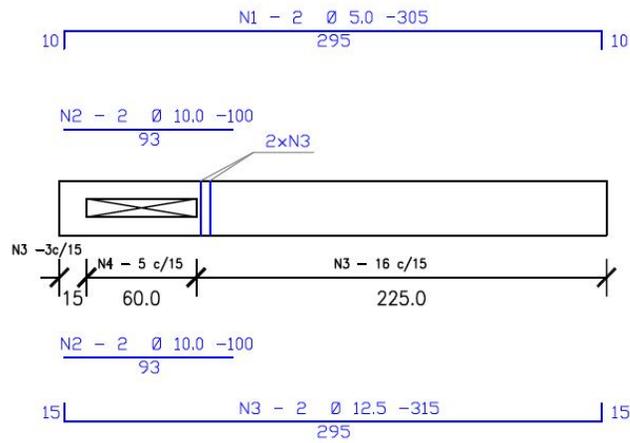
Tabela 3.8 - Verificação das Bielas

Viga	Esforço de comp. Max.(KN)	Tensão na biela (MPa)	Tensão média admissível (MPa)	
			CEB-FIP (1990) ABNT NBR 6118:2014	CEB-FIB(2010)
VG1	51.90	3.60	≤ 16.65	11.79
VG2	63.70	4.42		
VG3	52.40	3.64		
VG4	67.60	4.69		

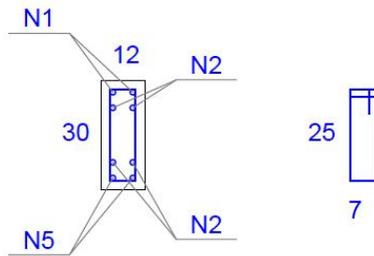
Tabela 3.9 - Dimensionamento dos Tirantes.

Vigas	Tirantes	Esforço de tração (KN)	A _s (cm ²)	Amadura Adotada	lb (cm)	Comprimento (cm)
VG1	A	-	-	2 Ø 5.0 porta estribo superior	-	-
	B	12.90	0.30	2 Ø 5.0	12	50
	C	18.40	0.42	2 Ø 6.3	15	50
	D	25.80	0.59	2 Ø 12.5 porta estribo inferior	-	-
	E	17.30	0.40	1 estribo Ø 5.0	-	-
	F	12.50	0.29	1 estribo Ø 5.0	-	-
VG2	A	6.4	0.15	2 Ø 5.0 porta estribo superior	-	-
	B	40.40	0.93	2 Ø 10.0	24	100
	C	57.80	1.33	2 Ø 10.0	24	100
	D	46.90	1.08	2 Ø 12.5 porta estribo inferior	-	-
	E	33.40	0.77	2 estribo Ø 5.0	-	-
	F	38.80	0.89	2 estribo Ø 5.0	-	-
VG3	A	-	-	2 Ø 5.0 porta estribo superior	-	-
	B	8.00	0.18	2 Ø 5.0	12	100
	C	18.20	0.42	2 Ø 6.3	15	100
	D	42.80	0.98	2 Ø 12.5 porta estribo inferior	-	-
	E	12.80	0.29	1 estribo Ø 5.0	-	-
	F	4.10	0.09	1 estribo Ø 5.0	-	-
VG4	A	-	-	2 Ø 5.0 porta estribo superior	-	-
	B	25.90	0.60	2 Ø 6.3	12	100
	C	39.70	0.91	2 Ø 8.0	15	100
	D	53.70	1.24	2 Ø 12.5 porta estribo inferior	-	-
	E	21.30	0.49	2 estribo Ø 5.0	-	-
	F	24.00	0.55	2 estribo Ø 5.0	-	-

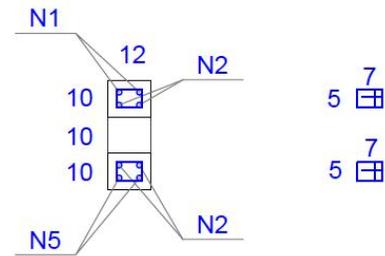
Figura 3.18 - Detalhe da armação da viga VG2.



Seção Cheia



Seção Vazada



Estribos -N3-19 ϕ 5,0-75

Estribos -N4-10 ϕ 4,2-75

Figura 3.19 - Detalhe da armação da viga VG3.

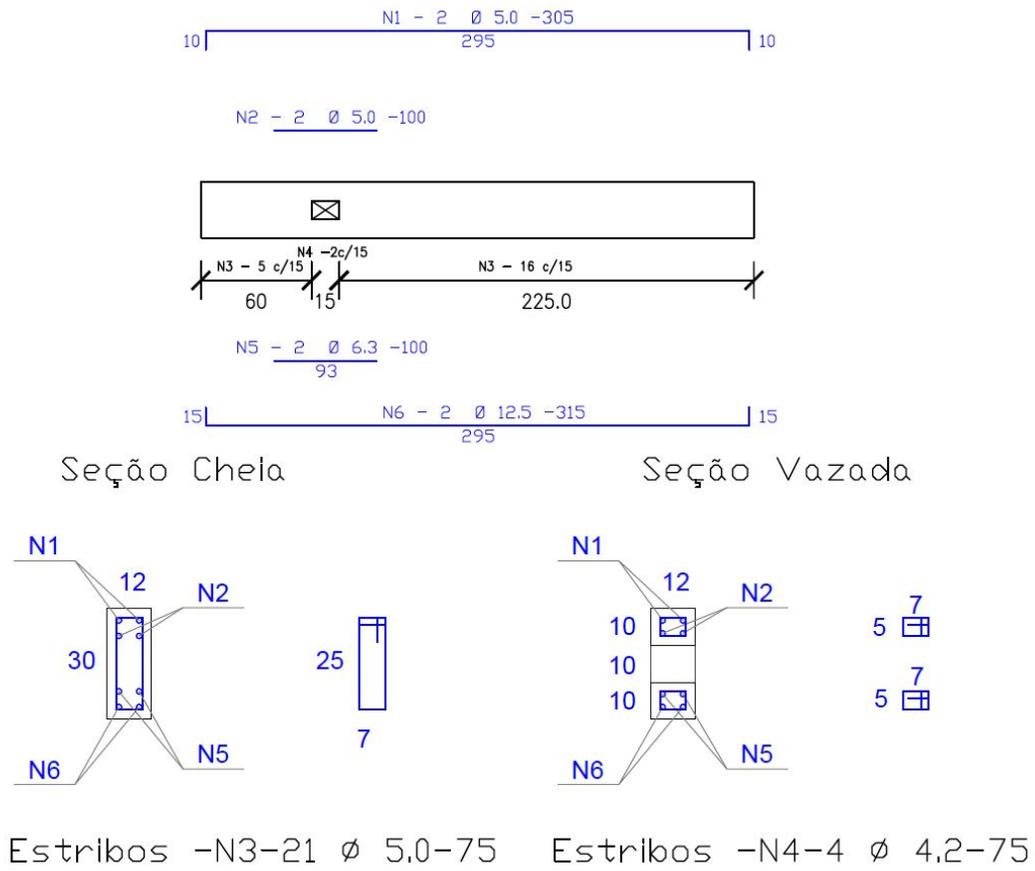
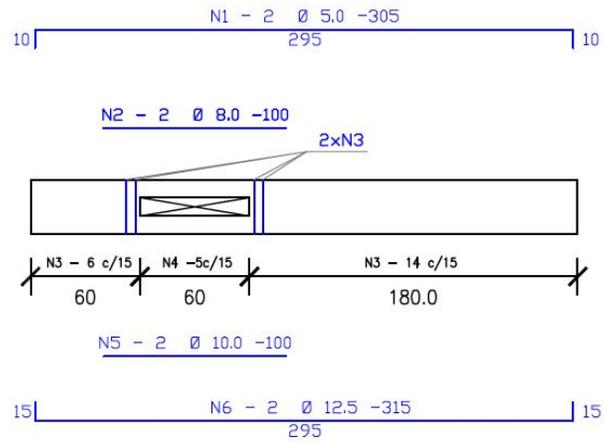
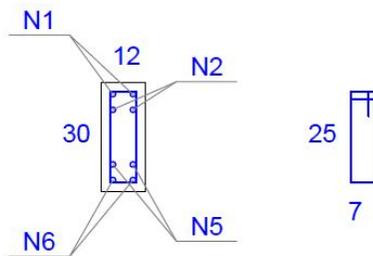


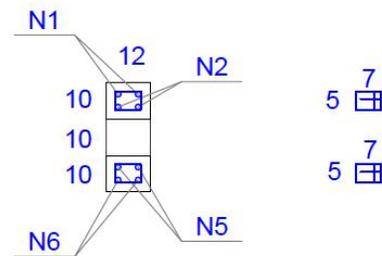
Figura 3.20 - Detalhe da armação da viga VG4.



Seção Chela



Seção Vazada



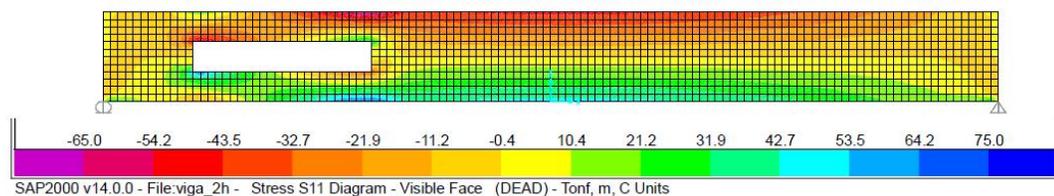
Estribos -N3-20 ϕ 5.0-75

Estribos -N4-10 ϕ 4,2-75

4.1. ANÁLISE PARAMÉTRICA

Com o objetivo de otimizar a apresentação dos resultados do estudo paramétrico das vigas, os diagramas de tensões das diversas vigas estudadas são apresentadas no Anexo A. Deste modo, ao longo deste item apenas serão apresentados diagramas típicos. Analisando tais diagramas, pode-se observar que quanto maior o comprimento da abertura maior a concentração de tensão nos cantos da abertura e quanto mais próximo do apoio maior o distúrbio (a distribuição de tensão é não linear) no fluxo de tensão gerado pela abertura na alma. Além disso, ocorre uma inversão nos esforços do banzo superior e inferior como apresentado na Figura 4.1, fato observado por diversos autores.

Figura 4.1 - Fluxo de tensões na viga (inversões de tensões).



A rigidez das vigas também é reduzida quando do aumento da relação L/d (comprimento da abertura/altura da viga). Isto pode ser observado na Tabela 4.1 ao analisarmos as linhas da esquerda para a direita, ocorre o aumento da flecha com o aumento da abertura. Analisando o deslocamento no meio das vigas (na coluna $2h$), observou-se que com a acréscimo no tamanho da abertura a deflexão central é reduzida, esse processo se dá por que a deflexão máxima da viga muda de posição e se aproxima da região com menor rigidez da sessão transversal (ao contrário do que ocorre com as vigas bi apoiadas com carregamento distribuído onde sua deflexão máxima é no meio do vão livre). Esses resultados são constados observando a Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Flecha no meio do vão

		Comprimento da Abertura			
		0.5 h	h	1.5 h	2h
Distância do Apoio	0.5 h	-0.0001390	-0.0001408	-0.0001449	-0.0001520
	h	-0.0001382	-0.0001389	-0.0001415	-0.0001465
	1.5 h	-0.0001375	-0.0001372	-0.0001385	-0.0001416
	2 h	-0.0001368	-0.0001356	-0.0001357	-0.0001369

Para verificar a influência da distância da abertura junto ao apoio (X1) e o comprimento da abertura (X2) no comportamento estrutural da viga, realizou-se uma análise de variância, no qual foi analisada a deformação no meio do vão e as tensões nos quatro cantos da abertura (numeração dos cantos da abertura apresentado na Figura 4.2) e os resultados são apresentados nas Tabela 4.2, Tabela 4.3, Tabela 4.4, Tabela 4.5 e Tabela 4.6.

Figura 4.2 - Numeração dos cantos da abertura.

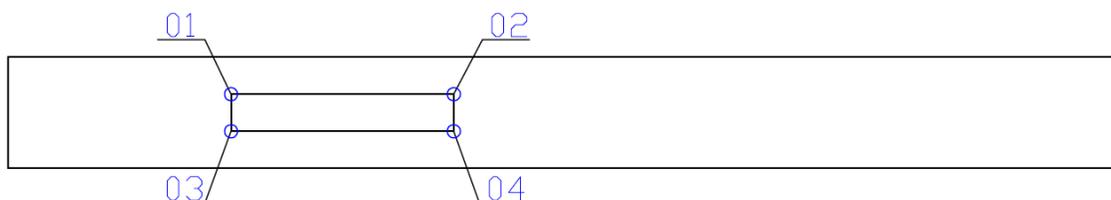


Tabela 4.2 - Análise de Variância (Flecha no meio do vão).

Variável	Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Média dos quadrados	F_0	Mínimo valor requerido para o fator ser significante ($F_{0.05,n,23}$) e ($F_{0.01,n,23}$)
Comprimento da abertura (X1)	$1,04305 \times 10^0$	3.00	$3,4768 \times 10^{-11}$	97.74	3,34 - 5,56
Distância do apoio (X2)	$1,39075 \times 10^0$	3.00	0.00	130.32	3,34 - 5,56
Resíduo	$4,881419 \times 10^{-11}$	1.00	0.00	137.22	4,60 - 8,86
Erro	$2,846 \times 10^{-12}$	7.00	$3,5573 \times 10^{-13}$	-	-
Total	$2,9504 \times 10^0$	14.00	-	-	-

Tabela 4.3 - Tensão no canto 01 da abertura.

Variável	Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Média dos quadrados	F_0	Mínimo valor requerido para o fator ser significativo ($F_{0,05,n,23}$) e ($F_{0,01,n,23}$)
Comprimento da abertura (X1)	1703.07	3.00	567.69	2361.82	3,34 - 5,56
Distância do apoio (X2)	302.63	3.00	100.88	419.69	3,34 - 5,56
Resíduo	89.26	1.00	89.26	371.36	4,60 - 8,86
Erro	1.92	9.00	0.24		
Total	2096.88	16.00			

Tabela 4.4 - Tensão no canto 02 da abertura.

Variável	Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Média dos quadrados	F_0	Mínimo valor requerido para o fator ser significativo ($F_{0,05,n,23}$) e ($F_{0,01,n,23}$)
Comprimento da abertura (X1)	1363.60	3.00	454.53	1762.55	3,34 - 5,56
Distância do apoio (X2)	885.75	3.00	295.25	1144.90	3,34 - 5,56
Resíduo	80.83	1.00	80.83	313.45	4,60 - 8,86
Erro	2.06	7.00	0.26		
Total	2332.24	14.00			

Tabela 4.5 - Tensão no canto 03 da abertura.

Variável	Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Média dos quadrados	F_0	Mínimo valor requerido para o fator ser significativo ($F_{0,05,n,23}$) e ($F_{0,01,n,23}$)
Comprimento da abertura (X1)	2160.19	3.00	720.06	747.81	3,34 - 5,56
Distância do apoio (X2)	143.74	3.00	47.91	49.76	3,34 - 5,56
Resíduo	116.76	1.00	116.76	121.26	4,60 - 8,86
Erro	7.70	7.00	0.96		
Total	2428.39	14.00			

Tabela 4.6 - Tensão no canto 04 da abertura

Variável	Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Média dos quadrados	F_0	Mínimo valor requerido para o fator ser significativo ($F_{0,05,n,23}$) e ($F_{0,01,n,23}$)
Comprimento da abertura (X1)	1013.64	3.00	337.88	1208.90	3,34 - 5,56
Distância do apoio (X2)	823.60	3.00	274.53	982.25	3,34 - 5,56
Resíduo	50.11	1.00	50.11	179.28	4,60 - 8,86
Erro	2.24	7.00	0.28		
Total	1889.59	14.00			

Ao compararmos os valores de F_0 com os valores mínimos requeridos para o fator ser significativo ($F_{0,05,n,23}$ para grau de confiabilidade de 95% e $F_{0,01,n,23}$ para grau de confiabilidade de 99%). Com base nos valores F_0 apresentarem valores maiores que os valores $F_{0,01,n,23}$ verifica-se que os dois fatores estudados influenciam no comportamento estrutural da viga para graus de confiabilidade de 99%. O fator que mais influencia a tensão no canto das aberturas é o comprimento da abertura. Já o fator que mais influencia a deflexão no meio do vão livre é a distância ao apoio.

4.2. ESTUDO EXPERIMENTAL

4.2.1. COMPORTAMENTO GLOBAL

A moldagem de todas as vigas ocorreu de modo satisfatório, não houve defeitos na concretagem, mesmo nas vigas com maiores aberturas. Alguns extensômetros elétricos foram danificados durante a concretagem das vigas e/ou durante a montagem dos ensaios. As vigas com aberturas apresentaram modo de ruptura similar ao da viga de referência; colapsando por esmagamento do banzo comprimido no meio do vão. Foram observadas fissuras nos cantos das aberturas; contudo, as armaduras dimensionadas conseguiram de forma bastante eficiente controlar o processo de fissuração. O sistema hidráulico conseguiu aplicar valores de força similares nos dois pontos de aplicação, não diferindo entre eles mais que 5% da força aplicada. Finalmente, observou-se que a metodologia de ensaio mostrou-se adequada, sendo possível avaliar o comportamento estrutural de todos os elementos ensaiados. Na Figura 4.3 apresentam-se fotos com os detalhes do modo de ruptura das vigas ensaiadas.

Figura 4.3 – Modos de ruptura das vigas ensaiadas a) VGP, b) VG1, c) VG2, d) VG3 e e) VG4



4.2.2. CARGA VS. DESLOCAMENTO

Na Figura 4.4 é apresentado o gráfico com as curvas força vs. deflexão das vigas ensaiadas e na Tabela 4.7 os valores últimos da força aplicada (valor igual a soma das duas forças aplicadas) e da deflexão. Observa-se que em todos os casos as forças últimas das vigas com abertura foram superiores as da viga de referência. As vigas VG1, VG2 e VG3 apresentaram praticamente a mesma força da viga de referência; contudo, a VG4 apresentou força última 24% superior a de referência. Ao contrário da força última, todas as vigas com aberturas apresentam deflexão máxima superior a de referência, em média de 31%. Esse fato já era esperado, uma vez que, a presença de abertura nas vigas diminui a rigidez desses elementos. Com o objetivo de avaliar a diminuição do índice de rigidez (IR) das vigas,

calcularam-se os valores desse índice correspondente a 60% da força última, conforme a equação (4.1):

$$IR = \frac{0,6 q_{m\acute{a}x}}{f} \quad (4.1)$$

na qual, $q_{m\acute{a}x}$ é a carga máxima aplicada no regime elástico e f é a flecha da viga correspondente a carga utilizada. Os valores do índice de rigidez das vigas são apresentados na Tabela 4.7. Observa-se que em todos os casos a redução da rigidez foi inferior a 5%. Finalmente, observa-se que no caso da viga VG3, que atende as prescrições da ABNT NBR6118:2014, essa redução é diminuta.

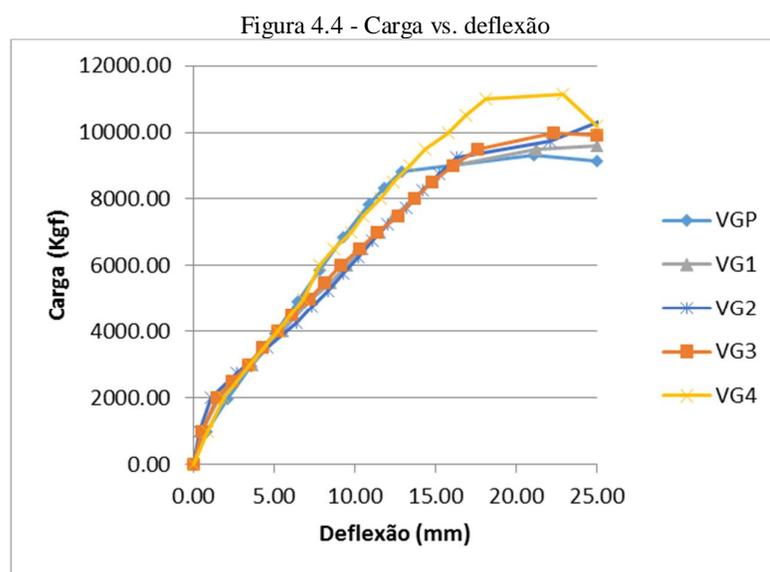


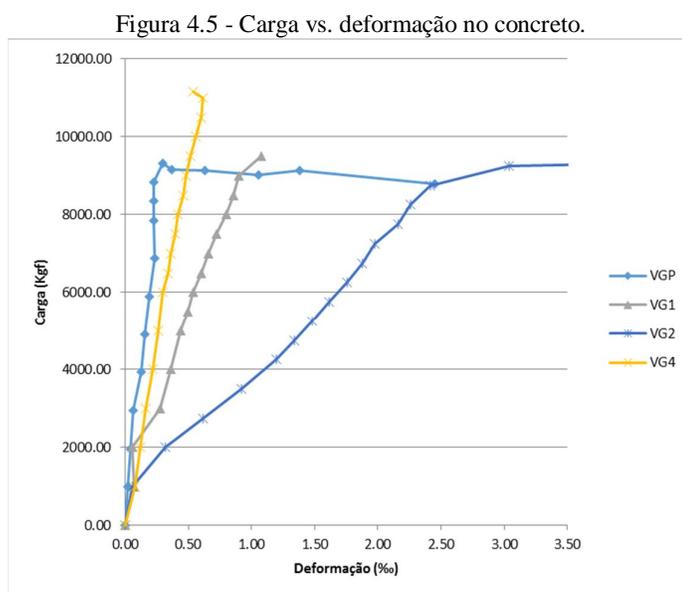
Tabela 4.7 - Carga e deflexão das vigas

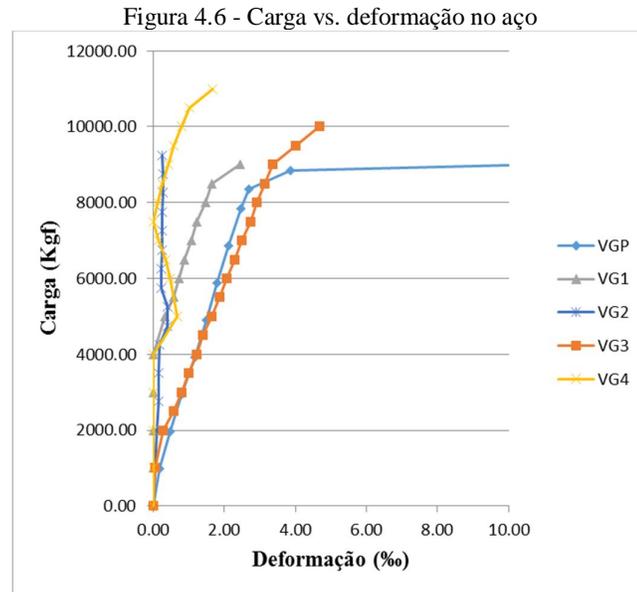
	Força máxima		Deflexão máxima		IR	
	q_{max} (Kgf)	%	(mm)	%	(Kgf)	%
VGP	8833	-	12.9	-	6625	-
VG1	9000	101.89	16	124.03	6353	95.89
VG2	9250	104.72	16.3	126.36	6307	95.20
VG3	9500	107.55	17.6	136.43	6551	98.88
VG4	11000	124.53	18.1	140.31	7500	113.21

4.3. CARGA VS. DEFORMAÇÕES

Na Figura 4.5 é apresentado o gráfico da curva carga vs. deformação no concreto. A deformação no concreto foi medida pelo extensômetro 01 localizado na parte superior da viga e no meio do vão. Observa-se que as vigas VG1, VG2 e VG4 apresentaram uma deformação maior que a viga VGP, porém a viga VG4 apresentou uma deformação no concreto menor que as vigas VG1 e VG2. Esse valor menor de deformação é ocasionado pelo fato do ponto da deflexão máxima da viga se deslocar do meio do vão no sentido da abertura. As deformações no concreto da viga VG3 não foram obtidas, pois o extensômetro posicionado nessa região foi danificado.

Apresenta-se na Figura 4.6, os gráficos com as curvas carga vs. deformação do aço medida pelo extensômetro 02 localizado na parte inferior da viga e no meio do vão. Observa-se que as vigas VG1, VG2 e VG4 apresentam menores deformações no aço, provocadas pelo fato do ponto da deflexão máxima da viga se deslocar do meio do vão no sentido da abertura e a distribuição de esforços não serem mais simétricos. Tal comportamento também foi observado no estudo paramétrico. Já a viga VG3, que atende as prescrições da ABNT NBR6118:2014, apresenta comportamento similar a de referência. Nesse caso, a influência da abertura foi pequena.





Na realização dos ensaios foram observadas fissuras nos cantos das aberturas (ver Figura 4.7); contudo, as armaduras dimensionadas conseguiram de forma bastante eficiente controlar o processo de fissuração, não permitindo que as deformações ultrapassassem 1,5‰. Pode-se observa esse fato nas Figura 4.8, Figura 4.9, Figura 4.10, Figura 4.11, Figura 4.12 e na Figura 4.13 onde são apresentados os gráficos com as curvas carga vs. deformação nos cantos da abertura, nos quais os valores das deformações nas vigas não ultrapassaram os limites prescritos pela ABNT NBR 6118: 2014. Em adição, fica evidente a inversão do sinal das deformações (tração ou compressão) nos cantos das aberturas em função do tamanho da abertura, da posição da abertura na viga e da intensidade do carregamento. Esse fato também foi observado na análise numérica.

Figura 4.7 – Sistema de fissuração nos cantos das aberturas

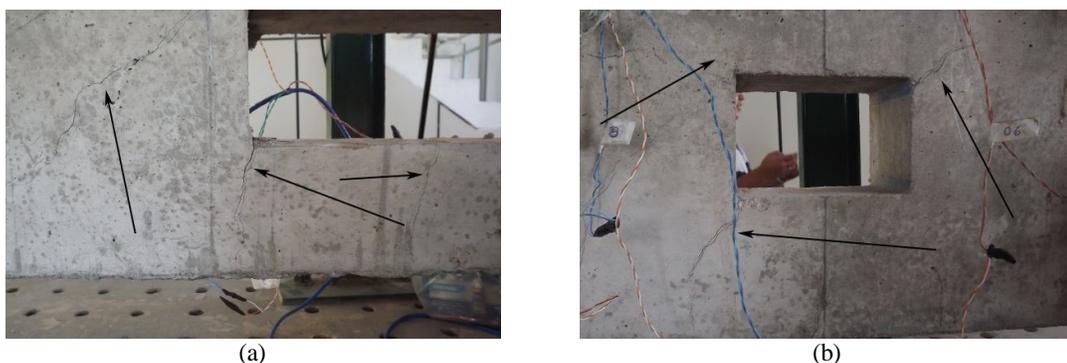


Figura 4.8 - Gráfico da curva carga vs. deformação medida pelo extensômetro 03.

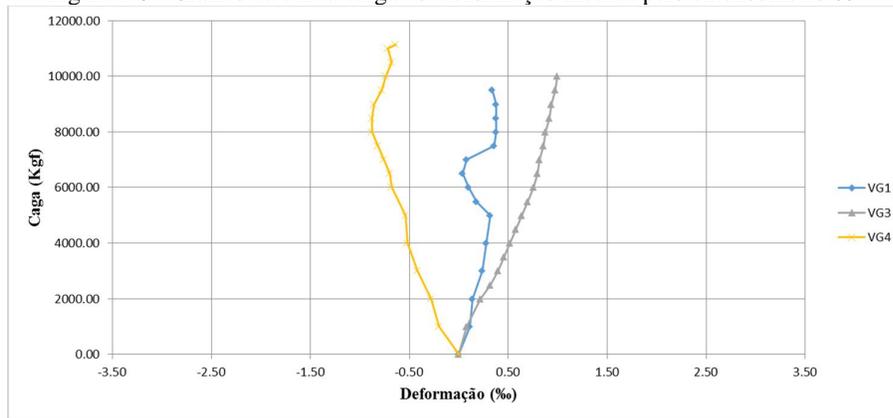


Figura 4.9 - Gráfico da curva carga vs. deformação medida pelo extensômetro 04.

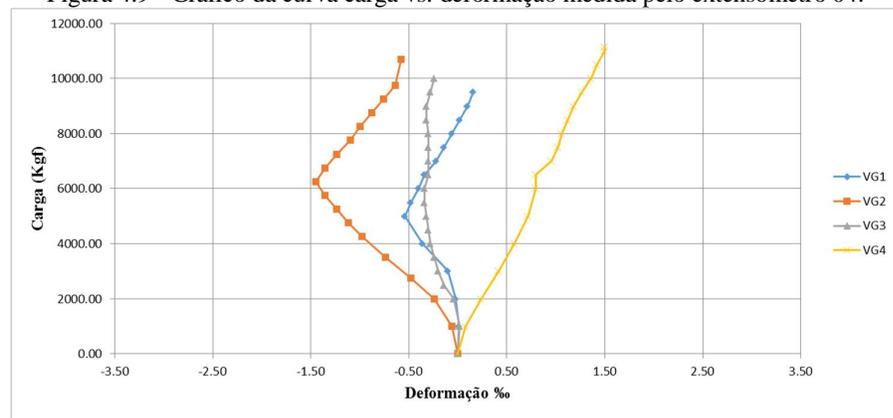


Figura 4.10 - Gráfico da curva carga vs. deformação medida pelo extensômetro 05.

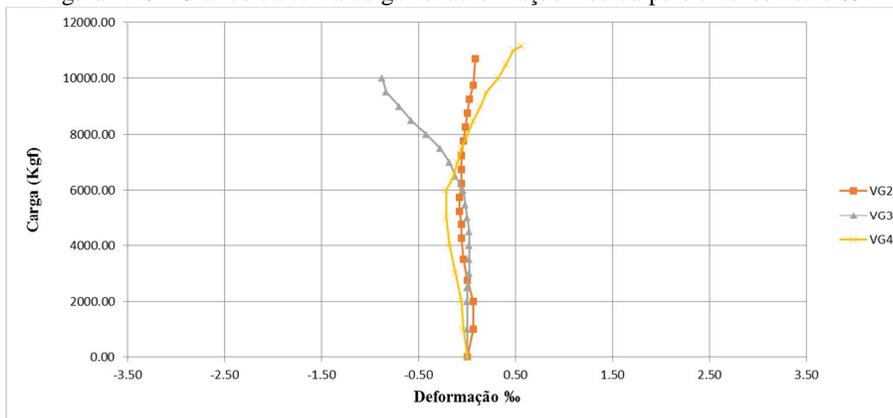


Figura 4.11 - Gráfico da curva carga vs. deformação medida pelo extensômetro 06.

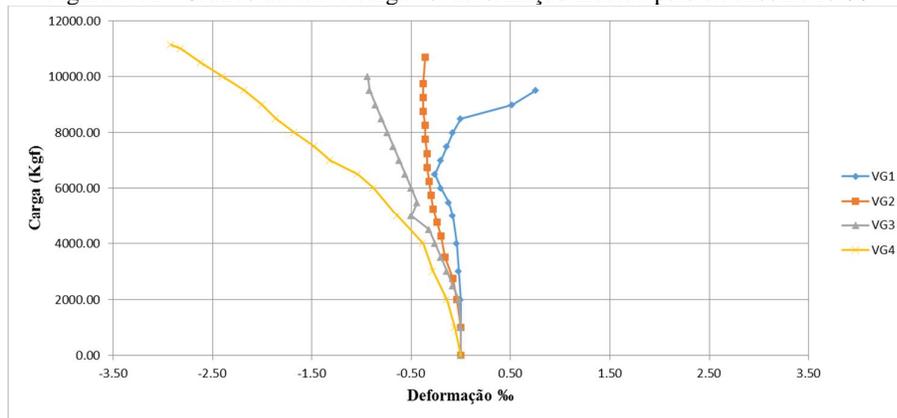


Figura 4.12 - Gráfico da curva carga vs. deformação medida pelo extensômetro 07.

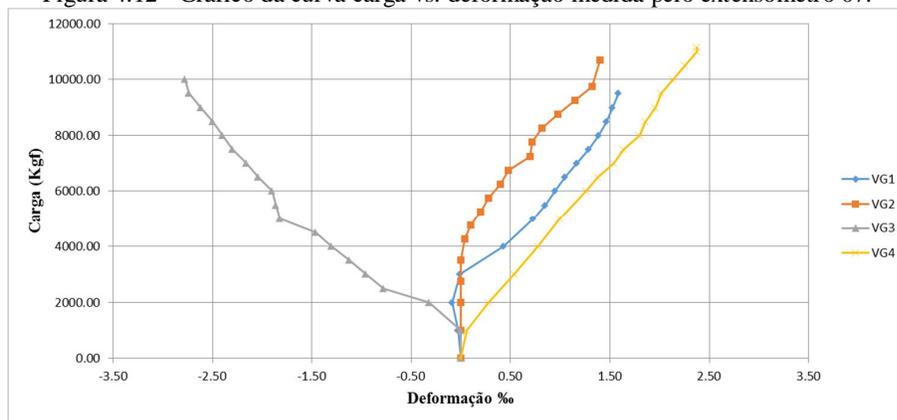
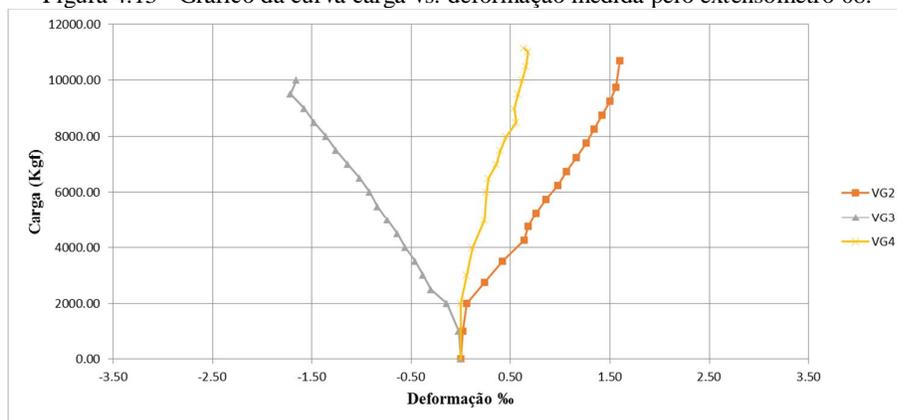


Figura 4.13 - Gráfico da curva carga vs. deformação medida pelo extensômetro 08.



5.1. CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos, fica evidente que a utilização dos Métodos das Bielas e Tirantes, para o dimensionamento da região da abertura na alma das vigas é satisfatório, apresentando resultados confiáveis, comparados com a viga de referência VGP. Observou-se que mesmo nos casos das vigas, cujas características das aberturas não atenderam as prescrições da ABNT NBR 6118: 2014 referentes a pequenas aberturas, o dimensionamento mostrou-se eficiente. Em seu item 21.3, a ABNT NBR 6118: 2014 é sugerido que no caso de grandes aberturas, deve-se utilizar o Método das Bielas e Tirantes para verificação da integridade desses elementos estruturais. O grande problema é que muitas dessas aberturas são realizadas, durante a execução da obra e muitas vezes quando as vigas já se encontram concretadas. Assim, observa-se a importância de se prever a presença dos furos nas vigas no momento do projeto, para que os reforços das aberturas sejam calculados e dimensionados previamente.

Observou-se também, que para a utilização do Método das Bielas e Tirantes é necessário se conhecer a distribuição das tensões no elemento estrutural principalmente na região da abertura. Esse fato só é possível mediante a uma análise numérica computacional, utilizando como, por exemplo, o Método dos Elementos Finitos.

Outro fato importante é a consideração da redução da rigidez desses elementos na análise global, principalmente no cálculo dos deslocamentos e deformações. Esse fato, faz-se necessário uma vez que essa diminuição de rigidez pode provoca deformações e deslocamentos excessivos.

5.2. FUTURAS PESQUISAS

Como observado nesse trabalho, com o aumento do comprimento da abertura ocorre um deslocamento no ponto da deflexão máxima da viga, onde o mesmo desloca em direção a região da abertura. Portanto, pesquisas devem ser feitas para analisar a deflexão e a flexão no banzo inferior da abertura.

Como mencionado nesse trabalho na maioria das vezes as aberturas são realizadas após a viga concretada, portanto, seria interessante uma análise de vigas com aberturas na alma, substituindo a armação de reforço por fibra. Caso essa substituição funcionem é possível prever na concretagem para vigas mais críticas em uma determinada obra. Finalmente, outro fator que merece mais estudos é a determinação da proporção de esforço cortante absorvido tanto pelo banzo inferior e superior.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARANTES, A. R. D. A. **Vigas de concreto de alta resistencia com abertura na alma em região de apoio**. Campinas: Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil - UNICAMP, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12655: 2006 - Execução de estruturas de concreto - Procedimento, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: 2014 - projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro: [s.n.].

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: 2004 - Ações e segurança nas estruturas - procedimento. [S.l.]: [s.n.].

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro: Academia do Saber, 1983.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP model code 1990**: first draft published 1991 by Comité Euro-International du Béton as Bulletins D'Information. n.203-205: [s.n.], 1991.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **fib Bulletin 55**: Model Code 2010, First complete draft. [S.l.]: [s.n.], v. 1, 2010.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **fib Bulletin 56**: Model Code 2010, First complete draft. [S.l.]: [s.n.], v. 2.

HTTP://BLUMENAU.CLUBEONU.COM.BR. Disponível em:
<http://blumenau.clubeonu.com.br/perfura/album/M2UzZTJkMzY2MzdiNTg2NTUxNWM1MzI3NWY1YjRhMzYjIzA_3D#8>. Acesso em: 24 nov. 2013.

HTTP://WWW.VIMAC.ENG.BR. Disponível em: <http://www.vimac.eng.br/fotos_6.html>. Acesso em: 11 24 2013.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto**: princípios básicos sobre armação de estruturas de concreto armado. 1. ed. Rio de Janeiro: Interciência. v.3, 1978.

MANSUR, M. A.; LEE, S. L.; TAN, K. H. **design method reinforced concret beams with large openings**. [S.l.]: ACI Journal, v. 82, 1985.

NASSER, K. W. . A. A. A. . D. H. R. **Behavior and design of large openings in reinforced concrete beams**. [S.l.]: ACI Journal, v. 64, 1967.

ROCHA, A. M. D. **Curso Prático de Concreto Armado**. 7. ed. São Paulo: Nobel, v. 4, 1985-1986.

SANTOS, D. **Análise de vigas de concreto armado utilizando modelos de bielas**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo: [s.n.], 2006.

SILVA, R. C. D.; GIONGO, J. S. **Modelos de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado**. São Carlos: EESC-USP, 2000.

SIMÕES, R. **Vigas de concreto de alta resistência com abertura na alma**. Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP. Campinas, São Paulo. 1997.

SORIANO, H. L. **Elementos Finitos - Formulação e Aplicação na Estática e Dinâmica das Estruturas**. Rio de Janeiro: Ciência Moderna Ltda, 2009.

SOUZA, R. A. D. **Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidade**. 379p. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo: [s.n.], 2004.

SÜSSEKIND, J. C. **Curso de Análise Estrutural**. 4. ed. Porto Alegre: Globo, v. 3, 1980.

SÜSSEKIND, J. C. **Curso de Concreto Armado**. 3. ed. Rio de Janeiro: Globo, v. 2, 1987.

WWW.COMP-ENGINEERING.COM. Disponível em: <http://www.comp-engineering.com/products/SAP2000/element_library.html>. Acesso em: 24 out. 2014.

6.1. ANEXO A

Com o intuito de se conhecer o comportamento estrutural da viga com abertura na alma foi realizada análise numérica por elementos finitos em 16 (dezesesseis) vigas, através do programa SAP 2000 V14. O fluxo de tensões, e o modelo de deformação das vigas são apresentados nas figuras abaixo, nas Figura 6.1, Figura 6.2, Figura 6.3 e Figura 6.4 a distância da abertura para o apoio é $0,5h$ e o comprimento da abertura é variável, nas Figura 6.5, Figura 6.6, Figura 6.7 e Figura 6.8 a distância da abertura para o apoio é h e o comprimento da abertura é variável, nas Figura 6.9, Figura 6.10, Figura 6.11 e Figura 6.12 a distância da abertura para o apoio é $1,5h$ e o comprimento da abertura é variável, nas Figura 6.13, Figura 6.14, Figura 6.15 e Figura 6.16 a distância da abertura para o apoio é $2h$ e o comprimento da abertura é variável.

Figura 6.1 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é $0,5h$ e distância do apoio $0,5h$).

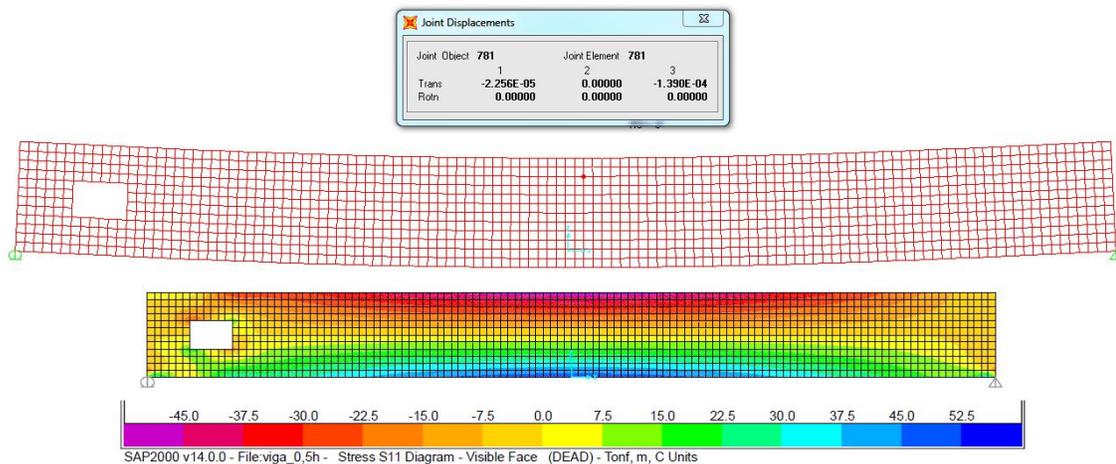


Figura 6.2 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é h e distância do apoio 0,5h).

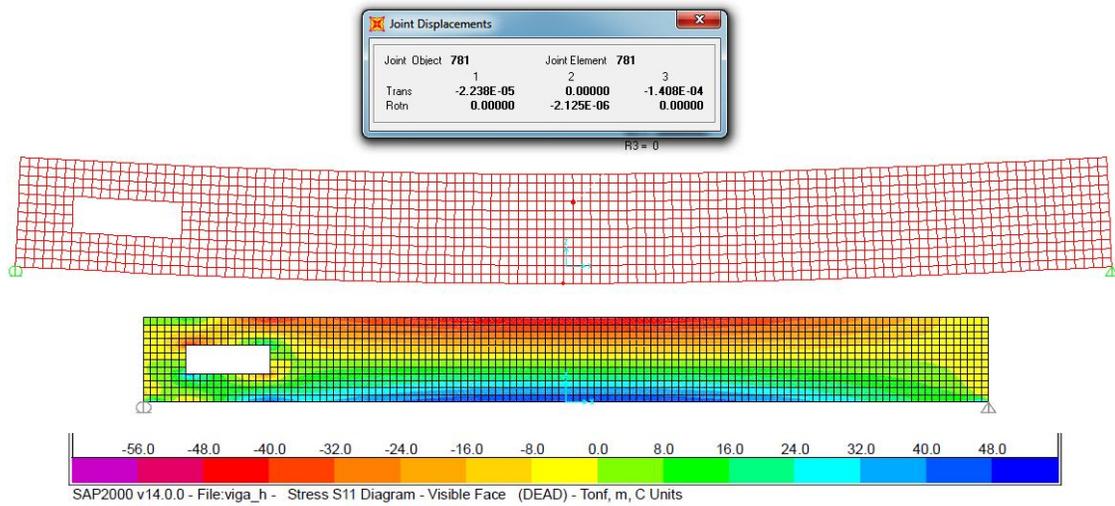


Figura 6.3 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é 1,5h e distância do apoio 0,5h).

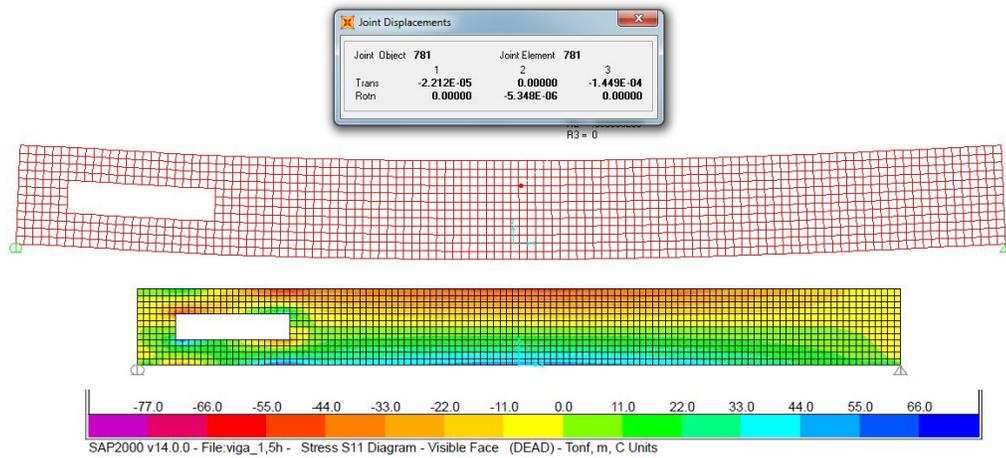


Figura 6.4 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é 2h e distância do apoio 0,5h).

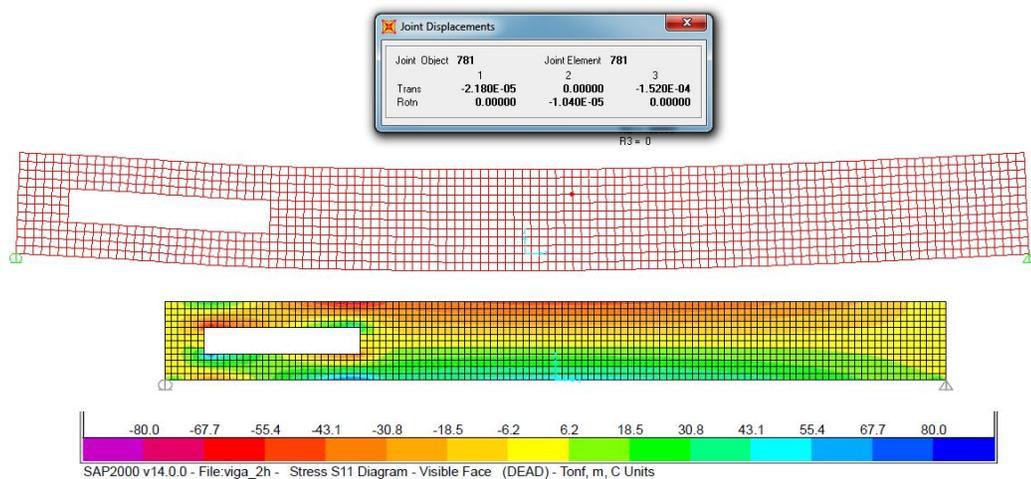


Figura 6.5 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é 0,5h e distância do apoio h).

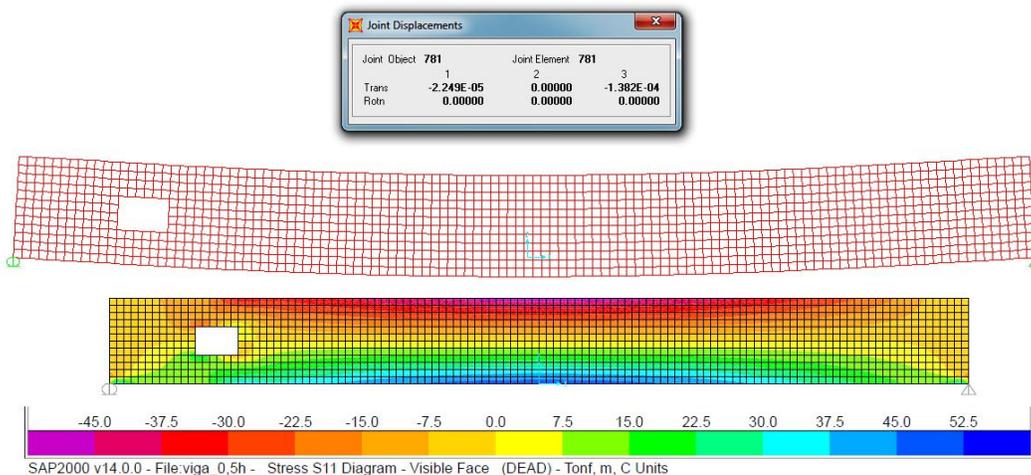


Figura 6.6 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é h e distância do apoio h).

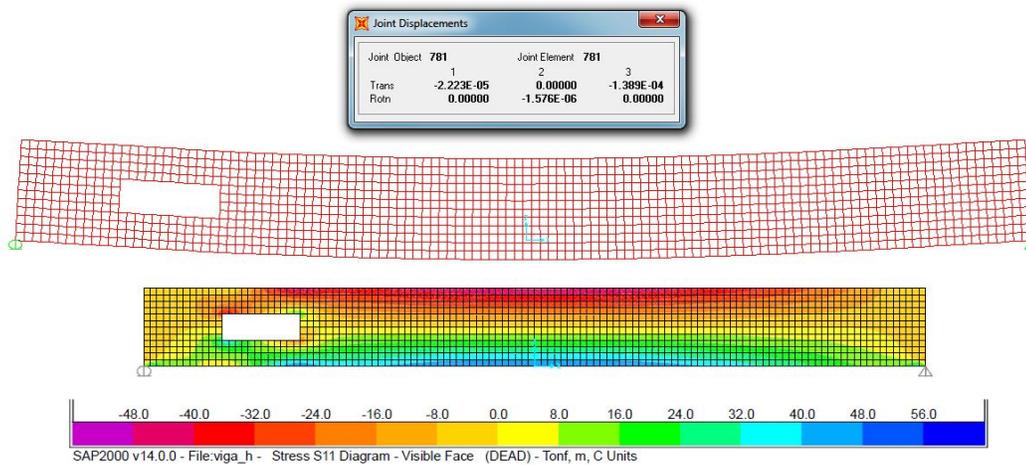


Figura 6.7 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é 1,5h e distância do apoio h).

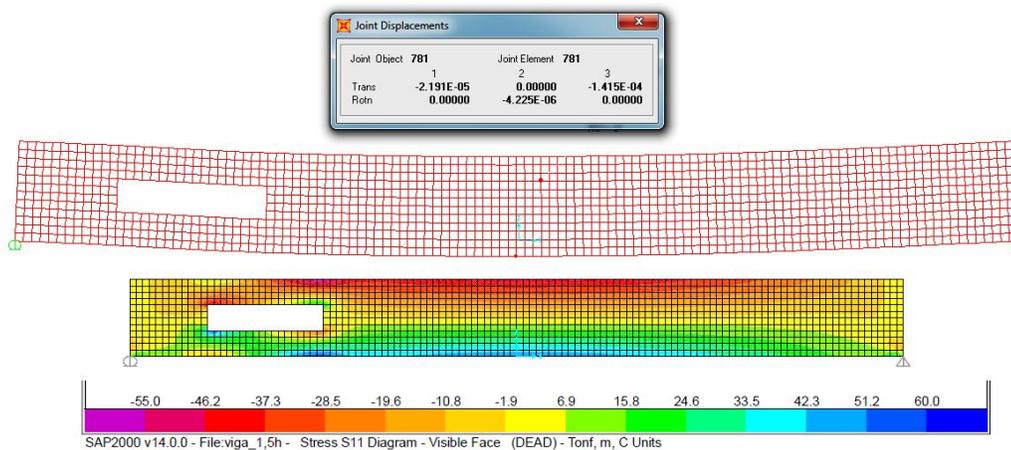


Figura 6.8 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é 2h e distância do apoio h).

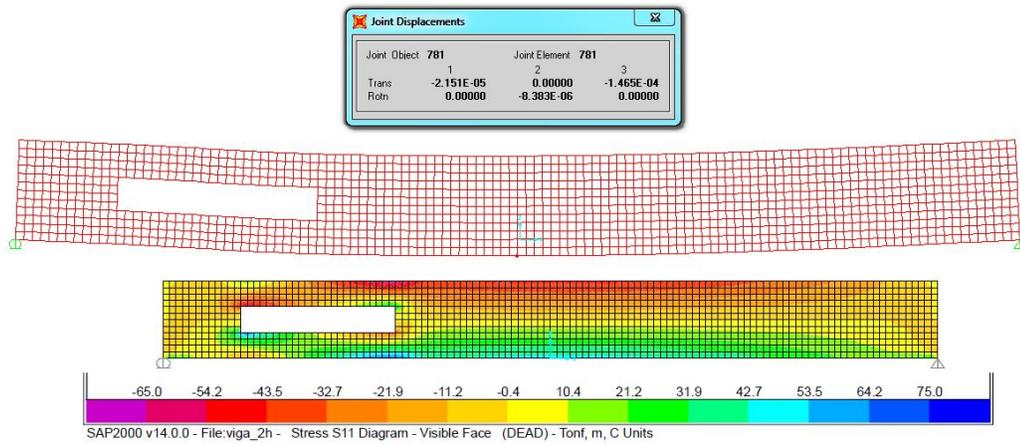


Figura 6.9 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é 0,5h e distância do apoio 1,5h).

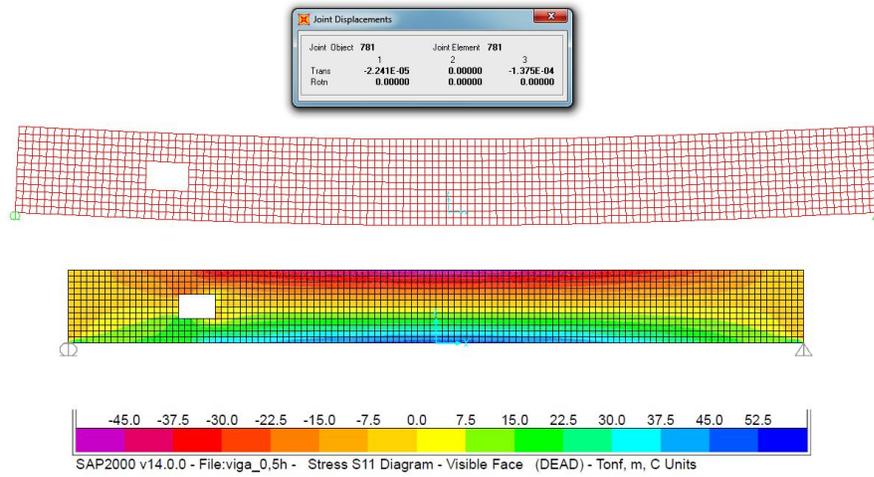


Figura 6.10 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é h e distância do apoio 1,5h).

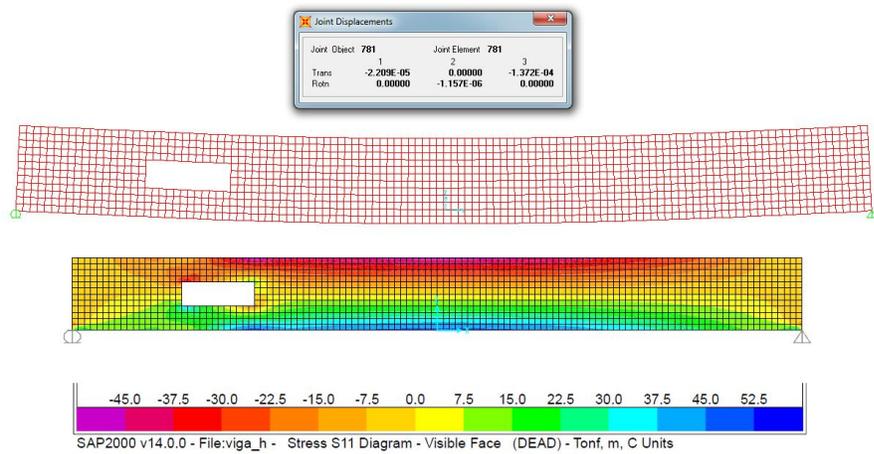


Figura 6.11 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é 1,5h e distância do apoio 1,5h).

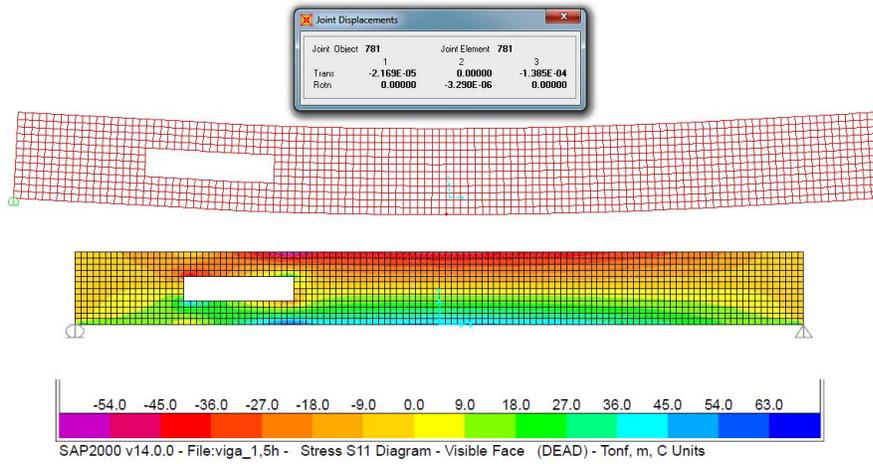


Figura 6.12 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é 2h e distância do apoio 1,5h).

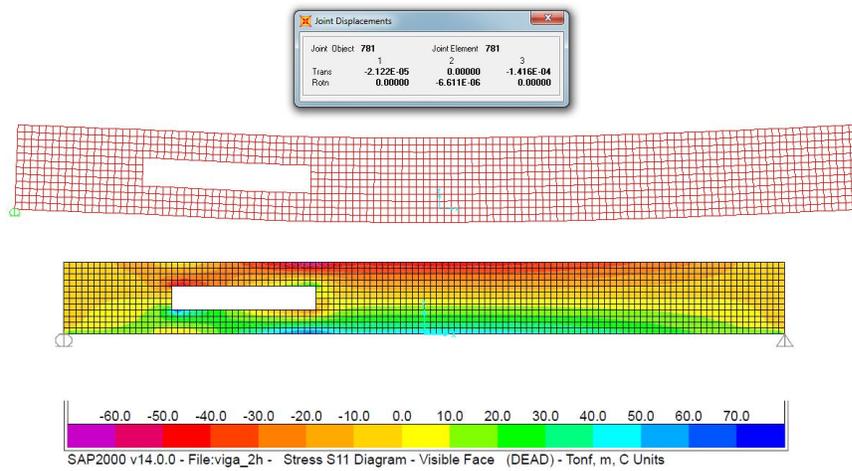


Figura 6.13 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é 0,5h e distância do apoio 2h).

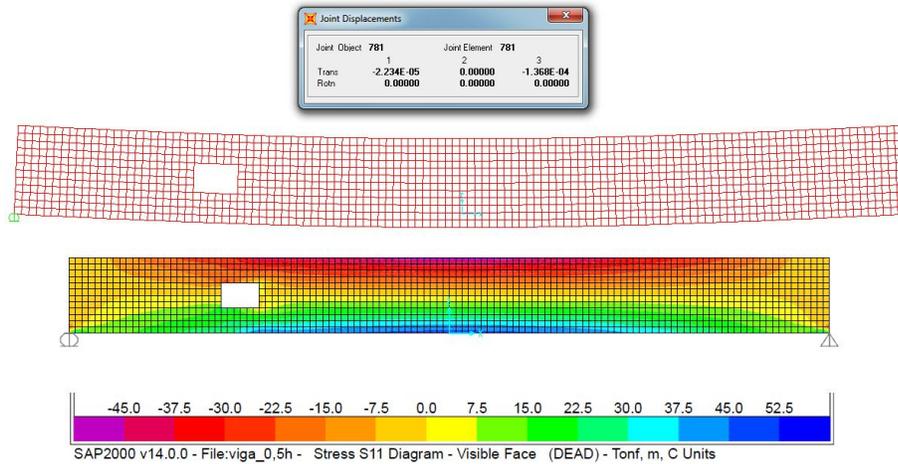


Figura 6.14 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é h e distância do apoio $2h$).

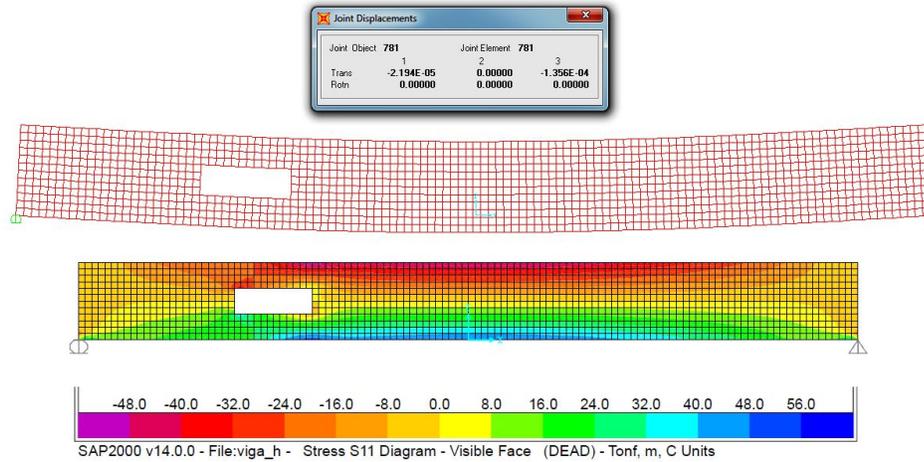


Figura 6.15 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é $1,5h$ e distância do apoio $2h$).

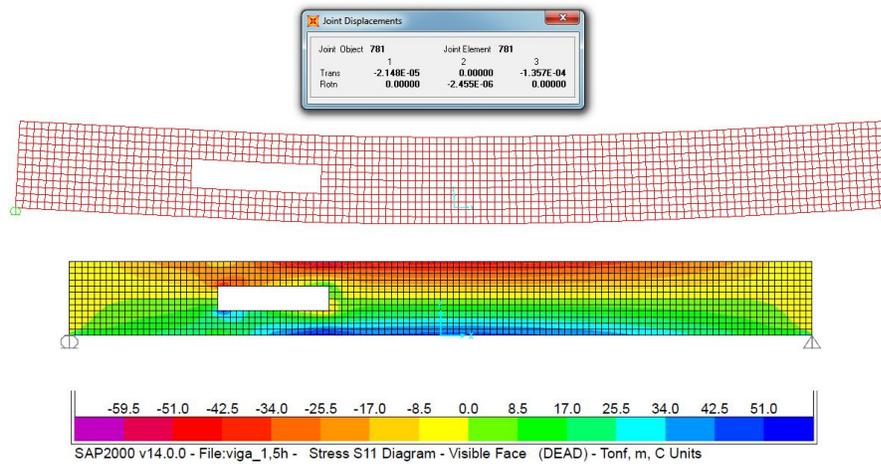
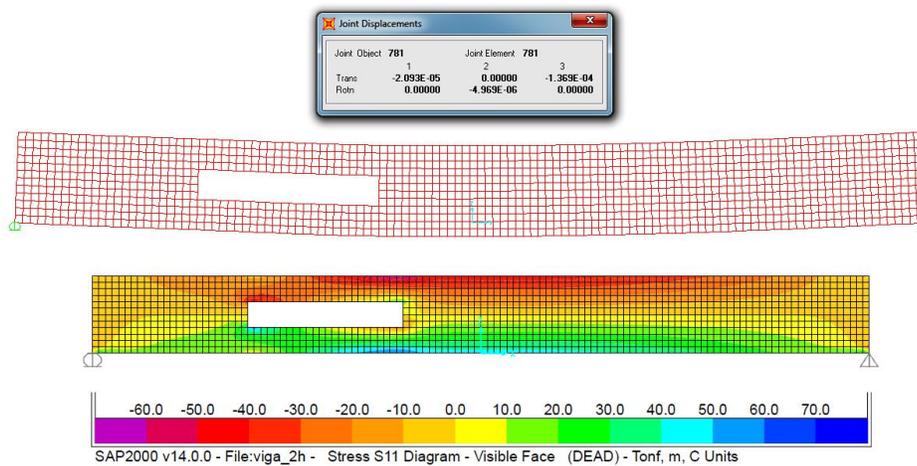


Figura 6.16 - Fluxo de tensões na viga (comprimento da abertura é $2h$ e distância do apoio $2h$).



6.2. ANEXO B

Através da análise por elementos finitos das 16 (dezesesseis) vigas, foi elaborada a Tabela 6.1, Tabela 6.2, Tabela 6.3 e a Tabela 6.4 onde são apresentadas as tensões dos cantos da abertura da alma da viga, (tensões tf/m²).

Tabela 6.1 - Tensão no Canto 01.

		Comprimento da Abertura			
		0.5 h	h	1.5 h	2h
Distância do Apoio	0.5 h	-25.811	-40.043	-51.942	-61.666
	h	-23.570	-35.990	-46.237	-54.335
	1.5 h	-23.161	-33.461	-41.741	-47.979
	2 h	-22.782	-30.904	-37.177	-41.520

Tabela 6.2 - Tensão no Canto 02

		Comprimento da Abertura			
		0.5 h	h	1.5 h	2h
Distância do Apoio	0.5 h	12.247	28.261	38.311	45.877
	h	9.915	21.180	29.797	36.013
	1.5 h	5.489	15.247	22.369	26.864
	2 h	1.458	9.686	15.264	18.560

Tabela 6.3 - Tensão no Canto 03

		Comprimento da Abertura			
		0.5 h	h	1.5 h	2h
Distância do Apoio	0.5 h	20.271	36.297	50.126	61.875
	h	23.020	36.115	47.378	56.833
	1.5 h	23.282	34.079	43.255	50.784
	2 h	22.899	31.518	38.688	44.335

Tabela 6.4 - Tensão no Canto 04

		Comprimento da Abertura			
		0.5 h	h	1.5 h	2h
Distância do Apoio	0.5 h	-14.218	-25.931	-35.126	-41.562
	h	-9.600	-20.377	-28.131	-33.064
	1.5 h	-5.377	-14.645	-20.870	-24.339
	2 h	-1.354	-9.084	-13.776	-15.762