

ANÁLISE PARAMÉTRICA POR ELEMENTOS FINITOS DE VIGAS
DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO PRÉ-TRACIONADAS
COM ABERTURA NA ALMA

Paulo Schmeling Kunzler

Porto Alegre
Novembro 2013

PAULO SCHMELING KUNZLER

**ANÁLISE PARAMÉTRICA POR ELEMENTOS FINITOS DE VIGAS
DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO PRÉ-TRACIONADAS
COM ABERTURA NA ALMA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos
requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia na
modalidade Acadêmico

Porto Alegre
Novembro 2013

PAULO SCHMELING KUNZLER

**ANÁLISE PARAMÉTRICA POR ELEMENTOS FINITOS DE
VIGAS DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO PRÉ-
TRACIONADAS COM ABERTURA NA ALMA**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 25 de Novembro de 2013

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade
de São Paulo
orientador

Prof. Mauro de Vasconcellos Real (FURG)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do
sul
co-orientador

Prof. Armando Miguel Awruch
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Gerson Moacyr Sisniegas Alva (UFSC)
Dr. pela Universidade de São Paulo

Prof. Samir Maghous (UFRGS)
Dr. pela École Nationale des Ponts et Chaussées

Prof. Inácio Benvegno Morsh (UFRGS)
Dr. pela Universidade federal do Rio Grande do Sul

Para meus mestres, chefes e por fim amigos Eduardo Giugliani e Felipe Brasil Viegas, pela constante inspiração, compreensão, ensinamentos e ajuda ao longo destes três anos.

E onde termina o espaço
se chama morte ou infinito?

Pablo Neruda

AGRADECIMENTOS

Gostaria de iniciar os agradecimentos ao meu co-orientador professor Mauro de Vasconcellos Real, que soube me guiar e motivar durante o último ano que trabalhamos juntos. Há aqueles que se formam mestres e há aqueles que já assim o nascem. Sua ajuda foi fundamental para a conclusão de meu trabalho.

Ao Professor Américo Campos Filho por saber, com suas poucas palavras, intervir e colocar o trabalho na rota correta fundamental para a qualidade desta dissertação.

Minha querida Indiara, por me ceder seus finais de semana para ficar ao meu lado. Por compreender minha ausência por tantos dias consecutivos. Sempre ao meu lado.

À minha família por ter me trazido até aqui, pela compreensão nos períodos mais ausentes destes últimos meses.

RESUMO

KUNZLER, P.S. Análise Paramétrica por Elementos Finitos de Vigas de Concreto Armado e Protendido Pré-Tracionadas com Aberturas na Alma. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

As exigências do mercado da construção civil fazem com que não haja espaço para a passagem de tubulações sob as vigas que sustentam as lajes de concreto. Então, uma solução cada vez mais frequente é a realização de furos na alma das vigas para a passagem de dutos. A presença destes furos altera o comportamento das vigas gerando concentração de tensões, fissuras e possibilidade de esmagamento do concreto. O dimensionamento de vigas de concreto armado com furos tem sido baseado em métodos empíricos ou no método das bielas e tirantes. Contudo, nas vigas de concreto protendido, surgem novos fatores como forças de compressão de grande intensidade e a possibilidade de reversão de esforços no processo de fabricação, transporte e carregamento. Então, o objetivo desta dissertação é realizar uma análise não-linear de vigas de concreto protendido pré-tensionado com furos através do método dos elementos finitos, para avaliar o seu comportamento estrutural. Nas análises foi utilizado o programa de elementos finitos ANSYS, que permite a modelagem do comportamento não-linear de materiais como aço e concreto, bem como a introdução da protensão como uma deformação inicial da armadura. O modelo numérico foi validado através da comparação de seus resultados com dados de ensaios experimentais de estruturas de concreto armado, protendido e armado com furo. Uma vez confirmada a eficácia do modelo, o mesmo foi utilizado no estudo de vigas de concreto armado e protendido com furos. Foi feito um estudo paramétrico das dimensões e posição do furo em vigas de concreto armado e protendido, avaliando as tensões e deformações específicas no concreto e nas armaduras. Com a análise concluída foi possível perceber notável influência da posição do furo na altura da seção da viga quando avaliada a distribuição dos esforços cortantes acima e abaixo da abertura. Outro fator conclusivo foi de que as vigas de concreto protendido que sofrem fissuração no bordo superior no ato da protensão apresentaram menor capacidade de resistir a esforço cortante na região acima do furo.

Palavras-chave: concreto armado, concreto protendido, método dos elementos finitos, vigas com furos, análise paramétrica.

ABSTRACT

KUNZLER, P.S. Parametric analysis using the finite element method of reinforced concrete beams and prestressed concrete beams with openings. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Nowadays, as a consequence of the demands of the construction market, there is no space for the passage of pipes under the beams that support the concrete slabs. Then, an increasingly common solution is the introduction of holes in the beam web for the passage of pipes and ducts. These openings change the behavior of internal stresses and create a possibility of concrete cracking or crushing. The designs of reinforced concrete beams have been based on empiric methods for over four decades. However, on prestressed concrete beams new factors appear and must be considered such as higher compression stresses, the possibility of inversion of the bending moment diagram due to the initial prestress of the beam, transportation and higher loadings. The objective of this work is to perform a non-linear analysis of prestressed beams with openings in the web using the finite element method to evaluate its structural behavior. On the analysis it was used the finite element method software ANSYS, that allows the modeling of the non-linear behavior of materials as concrete and steel, as well the use of prestress of the tendons by adding an initial strain to the element. The numeric model was validated comparing its results with experimental tests of reinforced concrete beams, prestressed concrete beams and a reinforced concrete beams with openings. Once the model was validated, it was used on a study of reinforced and prestressed concrete beams with openings. A parametric study was carried out varying the position and dimensions of the openings and the beam cross section. In each case the stresses in the concrete and in the reinforcement were evaluated. After the end of the analysis, it was possible to perceive a noticeable change of distribution of shear forces above and under the opening. The stress distribution in the reinforcement determined by the numerical analyses was found very different from that prescribed in the usual empirical methods of design.

Key-words: reinforced concrete, prestressed concrete, finite element method, beams with opening, parametric study.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	11
LISTA DE TABELAS	12
LISTA DE SÍMBOLOS	13
CAPÍTULO I	15
1 INTRODUÇÃO.....	15
1.1 GENERALIDADES	15
1.2 OBJETIVO DO TRABALHO.....	16
1.3 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO.....	16
CAPÍTULO II	18
2 ANÁLISE DE VIGAS DE CONCRETO COM FURO.....	18
2.1 COMPORTAMENTO TEÓRICO DA VIGA COMO TRELIÇA.....	18
2.2 FUROS NA ALMA DE VIGAS	21
2.3 CONCRETO PROTENDIDO	25
2.3.1 VISÃO GERAL	25
2.3.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMO E DE SERVIÇO	26
2.3.3 TIPOS DE PROTENSÃO:.....	27
CAPÍTULO III	30
3 MODELAGEM NUMÉRICA: MÉTODO ELEMENTOS FINITOS	30
3.1.1 ELEMENTO SOLID65	30
3.1.2 ELEMENTO SOLID 45	34
3.1.3 ELEMENTO LINK8.....	34
3.2 MODELAGEM DO CONCRETO	35
3.2.1 TEORIA DE WILLAM & WARNKE (1974):.....	37
3.3 NUMERAÇÃO DOS MATERIAIS E CONSTANTES REAIS NO ANSYS: 41	
3.4 PROPRIEDADES DO CONCRETO	42
3.4.1 MODELO LINEAR ISOTRÓPICO	43
3.4.2 MODELO MULTILINEAR ELÁSTICO (MELAS).....	43
3.4.3 MODELO CONCRETO (<i>CONCRETE</i>).....	46
3.4.4 VALOR DA MASSA ESPECÍFICA DO CONCRETO	46
3.5 MODELAGEM DO AÇO:.....	47
3.5.1 MODELO LINEAR ISOTRÓPICO	48

3.5.2	MODELO MULTILINEAR ELÁSTICO (MELAS).....	48
3.6	SOLUÇÃO DO SISTEMA DE EQUAÇÕES NÃO-LINEARES:	49
3.7	MALHA UTILIZADA:	50
CAPÍTULO IV	51
4	VALIDAÇÃO DO MODELO.....	51
4.1	– INTRODUÇÃO	51
4.2	– VIGAS DE CONCRETO ARMADO DA SÉRIE ET DE LEONHARDT E WALTHER (1962).....	51
4.3	– VIGA DE CONCRETO PROTENDIDO DA SÉRIE D DE TAO E DU (1985).....	58
4.4	– VIGA DE CONCRETO ARMADO COM FURO DE MANSUR (2006) .	60
CAPÍTULO V	64
5	ESTUDOS PARAMÉTRICOS DE VIGAS COM ABERTURAS.....	64
5.1	– INTRODUÇÃO	64
5.1.1	– GEOMETRIA E MATERIAIS EMPREGADOS.....	64
5.1.2	– DIMENSIONAMENTO	66
5.1.3	– FATORES DE SEGURANÇA	68
5.2	– INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DO FURO AO LONGO DO EIXO DA VIGA	69
5.2.1	– QUANTO A CARGAS DE RUPTURA.....	69
5.2.2	– QUANTO À RIGIDEZ	71
5.3	– INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DO FURO NA ALTURA DA VIGA.....	72
5.3.1	– QUANTO À CARGA DE RUPTURA	73
5.3.2	– QUANTO À DIVISÃO DO ESFORÇO CORTANTE ENTRE OS BANZOS DO FURO	73
5.4	– INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DO FURO	77
5.5	– DISTRIBUIÇÃO ESFORÇOS NOS ESTRIBOS DE SUSPENSÃO	79
5.6	– EFEITO DA PROTENSÃO	81
5.6.1	– QUANTO AOS ESFORÇOS NO CONCRETO	81
5.6.2	– QUANTO AOS ESFORÇOS NAS ARMADURAS POSITIVAS E ESTRIBOS	82
5.6.3	– QUANTO À DIVISÃO DO ESFORÇO CORTANTE ENTRE OS BANZOS DO FURO	84
5.6.4	– QUANTO AOS ESFORÇOS NAS ARMADURAS DE REFORÇOS LONGITUDINAIS	86

CAPÍTULO VI	88
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	88
6.1 – INTRODUÇÃO	88
6.2 – CONCLUSÕES	88
6.3 – RECOMENDAÇÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	90
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	92
APÊNDICE	95
APÊNDICE A – <i>Script</i> de uma viga	96

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Viga com comportamento de treliça (Fusco 1995)	18
Figura 2 - Inclinações possíveis das bielas de concreto baseado na fissuração do concreto	19
Figura 3 - Angulação máxima das bielas de concreto segundo Leonhardt e Mönning (1978).....	19
Figura 4 - Esforços verticais e longitudinais de vigas de concreto armado (Fusco1995).....	20
Figura 5 – Inclinação das bielas no concreto armado no entorno do furo (Fusco 1995)	20
Figura 6 - Dimensões máximas de furos em vigas que se dispensa verificação (NBR 6118:2007)..	21
Figura 7 - Esquema da distribuição de esforços no entorno de aberturas (Fusco 1995).....	22
Figura 8 - Modelos de ruptura dos furos devido a esforço cortante e flexão (Mansur 2006).....	23
Figura 9 - Modelo de ruptura <i>beam-type</i> (Mansur 2006).....	23
Figura 10 - Modelo de ruptura <i>frame-type</i> (Mansur 2006).....	24
Figura 11 – Ruptura em viga com abertura longa (Mansur 2006).....	24
Figura 12 - Etapas executivas de uma viga de concreto protendido com pré-tração.....	28
Figura 13 - Esforços em uma viga de concreto protendido	28
Figura 14 - Possíveis resultantes de esforços em uma viga de concreto Protendido	29
Figura 15 - Elemento volumétrico SOLID65 (Manual ANSYS)	31
Figura 16 - Sistema de orientação de armaduras segundo ANSYS (Manual ANSYS).....	31
Figura 17 - Casos típicos de fissuras no modelo de elementos finitos (MEF): a) Fissura vertical de flexão, b) Na aplicação da carga, c) Fissura diagonal de cisalhamento.....	33
Figura 18 – Elemento SOLID45 (ANSYS 11.0)	34
Figura 19 - Elemento LINK8 (ANSYS 11.0)	35
Figura 20 - Diagrama carga-deslocamento típico de um elemento de concreto armado.....	36
Figura 21 - Superfície de ruptura do concreto (Código Modelo CEB-FIP 1990 (1993)).....	36
Figura 22 - Meridianos de tração e compressão (CHEN 1994).....	37
Figura 23 - Superfície de ruptura do concreto de Willam e Warnke (1974)	38
Figura 24 - Posição das armaduras, numeração de materiais e constantes reais do modelo numérico utilizado.....	42
Figura 25- Diagrama tensão x deformação do concreto segundo o Código Modelo CEB-FIP 1990 (1993).....	44
Figura 26 - Diagrama tensão x deformação do concreto (NBR 6118:2007)	45
Figura 27 – Modelo do diagrama tensão x deformação do concreto tracionado	45
Figura 28 - Modelos para discretização das armaduras: a) Discreto b) Incorporado c) Distribuído .	48
Figura 29 - Relação tensão x deformação para o aço	49
Figura 30 - Malha de elementos finitos para o concreto e chapas de aço.....	50
Figura 31 - Malha de elementos finitos das armaduras	50
Figura 32 – Vigas da série ET ensaiadas por Leonhardt e Walther (1962)	52
Figura 33 - Modelo de elementos finitos adotados para a viga ET1 (a), ET2 (b), ET3 (c) e	53
Figura 34 - resultados das vigas ET1 a ET4 para tensões na ruptura em kN/cm ²	54
Figura 35 - detalhe abertura de fissuras na ruptura	54
Figura 36 - Diagramas de fissuração em carga de serviço das vigas ET1 a ET4	55
Figura 37 - resultados das vigas ET1	56
Figura 38- resultados das vigas ET2	56
Figura 39 - resultados das vigas ET3	57
Figura 40 - resultados das vigas ET4	57
Figura 41 - Detalhamento das vigas da série D de TAO e DU (1985).	58
Figura 42 - Comparação entre as flechas, obtidas no ensaio e pelo modelo computacional, para a viga D-3.....	59
Figura 43 - Geometria e armaduras da viga O de Mansur (2006).	60
Figura 44 – Malha de elementos finitos para o concreto da viga O ensaiada por Mansur (2006).....	61

Figura 45 - Comparação entre as flechas, obtidas no ensaio e pelo modelo computacional, para a viga O de Mansur (2006)	61
Figura 46 - Diagrama de tensões de compressão σ_3 do concreto da viga O (kN/cm ²)	62
Figura 47 - Diagrama de tensões do aço na viga O (kN/cm ²).....	62
Figura 48 - Diagrama de tensões no aço das armaduras de estribo de reforço do furo da viga O (kN/cm ²).....	63
Figura 49 - Esquema geométrico da viga estudada.....	65
Figura 50 - Esquema geométrico das aberturas	65
Figura 51 – Esquema do posicionamento das armaduras	66
Figura 52 - Cargas de ruptura das vigas de concreto armado	69
Figura 53- Cargas de ruptura das vigas de concreto protendido.....	70
Figura 54 - Cargas de ruptura das vigas com furo x cargas de ruptura de projeto	71
Figura 55 – Flecha no centro do vão das vigas submetidas à carga de serviço	72
Figura 56 - Cargas de ruptura das vigas, ordenadas por altura.	73
Figura 57 – Esforço cortante (%) no concreto, no banzo superior, na posição P1.	74
Figura 58 - Esforço cortante (%) no concreto, no banzo superior, na posição P2.....	75
Figura 59 – Relação da deformação entre estribos do banzo superior e inferior.....	76
Figura 60 - Tensão no aço dos estribos nos banzos superior e Inferior.	77
Figura 61 – Deformação tipo pórtico de Vierendeel (regiões em vermelho indicam tração).....	78
Figura 62 – Relação da tensão entre estribos de suspensão mais afastado do furo com estribo de suspensão mais próximo do furo <i>Força estribo mais afastado</i> / <i>Força estribo mais Próximo</i> .79	
Figura 63 - Posicionamento dos estribos de suspensão	80
Figura 64 – Relação da maior força atuante no estribo de suspensão com a força cortante atuante na seção.....	80
Figura 65 - Deformações específicas máximas do concreto.....	81
Figura 66 – Tensões e deformações específicas das armaduras positivas passivas (Asp).....	83
Figura 67 – Tensões e deformações específicas das armaduras positivas ativas (Asa).....	83
Figura 68 - Tensões e deformações específicas das armaduras de cisalhamento (Asw)	84
Figura 69 - Fissuração na viga VP20_P1_C_M após protensão.....	85
Figura 70 - Relação da distribuição do esforço cortante no banzo superior em relação à carga atuante na viga P1_C_M.....	85
Figura 71- Tensão nas armaduras de reforço longitudinal inferior (Asr,i)	86
Figura 72 – Tensão nas armaduras de reforço superior longitudinal (Asr,s e Ars,s')	87

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Elementos, materiais e constantes reais utilizados.	41
Tabela 2 - Parâmetros calculados para o concreto:.....	44
Tabela 3 - Propriedades das vigas de TAO e DU (1985).....	59
Tabela 4 - Resumo do detalhamento das vigas de concreto armado	67
Tabela 5 - Resumo do detalhamento das vigas de concreto protendido	68
Tabela 6 - Fatores de segurança.....	68

LISTA DE SÍMBOLOS

B: largura da viga

H: altura da viga

L: comprimento da viga

LE: comprimento à esquerda do furo

LF: comprimento do furo

LD: comprimento à direita do furo

HI: altura abaixo do furo

HF: altura do furo

HS: altura acima do furo

TE: tamanho dos elementos

E_C : módulo de elasticidade do concreto

ν_C : coeficiente de Poisson concreto

E_S : módulo de elasticidade do aço

ν_S : coeficiente de Poisson aço

f_y : valor característico da tensão de escoamento do aço

f_{pe} : tensão inicial de protensão

A_{s_p} : área de aço armadura positiva passiva

A_{s_n} : área de aço armadura negativa

A_{s_a} : área de aço armadura positiva ativa

A_{s_w} : área de aço barra de estribo

$A_{s_{w,s}}$: área de aço estribos acima do furo

$A_{s_{w,i}}$: área de aço estribo abaixo do furo

A_{s_s} : área de aço estribo de suspensão

$A_{s_{r,s}}$: área de aço armadura de reforço acima do furo, próximo ao furo

$A_{s_{r,s}}$: área aço armadura de reforço acima do furo, próximo a A_{s_n}

$A_{s_{r,i}}$: área de aço armadura de reforço abaixo do furo, próximo ao furo

LB: comprimento de ancoragem das armaduras acima e abaixo furo

f_{ck} : valor característico da resistência à compressão do concreto

$f_{ck,j}$: valor característico da resistência à compressão do concreto no dia j

f_t : valor característico da resistência à tração do concreto

f_c : resistência à compressão uniaxial

f_{cb} : resistência à compressão biaxial

f_1 : tensão última de compressão para um estado de compressão

f_2 : tensão última de compressão para um estado de compressão uniaxial

φ : coeficiente; ângulo

θ : coeficiente; ângulo

ΔL : alongamento diferencial

σ_{xx} : tensão normal na direção do eixo x

σ_{yy} : tensão normal na direção eixo y

σ_{zz} : tensão normal na direção eixo z

τ_{xy} : tensão de cisalhamento no plano xy

τ_{yz} : tensão de cisalhamento no plano yz

τ_{xz} : tensão de cisalhamento no plano xz

I_1 : primeiro invariante do tensor de tensões

J_2 : segundo invariante do tensor desviador de tensões

δ : deslocamento

N : força normal

ε_c : deformação específica no concreto

ε_s : deformação específica no aço

ε_0 : deformação específica imposta

ρ : taxa geométrica de aço

P : força

σ_c : tensão atuante no concreto

σ_s : tensão atuante no aço

σ_3 : tensão principal de compressão do material

σ_1 : tensão principal de tração do material

CAPÍTULO I

1 INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

Sabe-se que com o passar do tempo e com o aumento da ocupação geográfica, o espaço nas cidades tem se tornado mais valioso e, com isso, o potencial construtivo dos terrenos deve ser aproveitado ao máximo pelas construtoras e incorporadoras. Tal fenômeno faz com que as edificações tenham sempre cada vez mais andares subterrâneos que, pelo custo de escavação, deve ter um pé-direito no limite mínimo permitido pelas normas regulatórias. Da mesma forma, os demais pavimentos das edificações têm sido enxugados ao máximo para poder colocar mais andares sob o mesmo espaço, respeitando os parâmetros legais.

Este melhor uso do espaço faz com que não exista mais altura abaixo das vigas para passagem de tubulações hidráulicas, eletrodutos, ar-condicionado, incêndio e demais projetos complementares que são necessários em uma edificação e que não podem deixar de existir. Portanto, passamos a ter uma situação de cruzamento de tubulações por dentro das vigas, o que obriga o engenheiro calculista ao dimensionamento, em projeto, de aberturas laterais nas almas das vigas.

Historicamente, ao se calcular vigas de concreto armado com aberturas na alma, os projetistas utilizam métodos empíricos e estes apresentam resultados satisfatórios. Estas formulações desenvolvidas na década de sessenta por Leonhardt e Mönning (1978), meramente experimentais, foram comprovadas no final da década de oitenta com o método das Bielas e Tirantes e pelo Método dos Elementos Finitos.

Com a busca de vencer vãos cada vez maiores em edificações industriais, comerciais ou até mesmo residenciais com altura de vigas sempre menores, o uso de vigas de concreto protendido pré-tensionadas vêm sendo cada vez mais difundido no mercado. O artifício da protensão introduz esforços na viga que anulam ou reduzem as tensões de tração no bordo inferior da viga, ajudando no equilíbrio da peça e eliminando a abertura de fissuras da peça. Assim, a protensão traz as tensões de trabalho da seção para a compressão, onde o concreto é mais eficiente.

Uma viga de concreto protendido pré-tensionada tem diversas situações de serviço distintas que devem ser considerados durante seu projeto. Já no ato da liberação das cordoalhas pré-tensionadas, tem-se uma situação de momento negativo no centro da peça.

Porém, posteriormente, quando plenamente solicitada, a peça pode apresentar um momento positivo na mesma seção. O transporte, montagem e serviço ainda podem apresentar outras situações distintas de carregamento que não podem ser desconsideradas.

Ao se dimensionar uma abertura de uma viga de concreto protendido, deve-se levar em conta não somente a possível inversão de momentos fletores ao longo de sua vida útil, mas também os possíveis efeitos localizados que possam aparecer ao redor das aberturas, tais como concentrações de tensões, fissuração e etc.

Não há, todavia, uma formulação ou um método expedito eficaz que avalie as condições do concreto ao redor das aberturas, e por muitas vezes se utiliza a formulação estabelecida para vigas de concreto armado – equivocadamente – para o cálculo das armaduras de reforço do furo em vigas de concreto protendido.

1.2 OBJETIVO DO TRABALHO

O presente trabalho tem como objetivo estudar o comportamento de vigas de concreto armado e protendido com furos na alma através do método dos elementos finitos.

Será realizado um estudo paramétrico utilizando um programa, baseado no Método dos Elementos Finitos (ANSYS), para modelar vigas com aberturas nas almas, de diferentes alturas e diferentes posicionamentos na altura da viga (interceptando ou não a linha neutra) e submetidas a diferentes combinações de esforços. Na modelagem, será observada a aderência das cordoalhas com o concreto e as eventuais concentrações de tensões que ocorrem com a abertura da viga ao longo de sua seção.

1.3 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em seis capítulos. Este é o primeiro, onde é feita uma introdução ao problema.

No **capítulo 2**, realiza-se uma breve revisão teórica, apresentando o funcionamento de vigas de concreto como treliças, a teoria atual para determinação de esforços em aberturas de vigas de concreto armado e conceituação sobre o concreto protendido.

O **capítulo 3** descreve a modelagem pelo Método dos Elementos Finitos e os modelos constitutivos para o concreto e o aço.

A validação dos modelos propostos no capítulo 3 é apresentada no **capítulo 4**. Na validação é apresentada em três fases distintas, a primeira parte comparando os resultados entre o modelo numérico e experimental de vigas de concreto armado. Após é feita a comparação com vigas de concreto protendido e por último a análise é feita com uma viga com furo.

No **capítulo 5**, apresentam-se os resultados provindos de um estudo paramétrico de vigas de concreto armado e protendido com aberturas laterais.

O **capítulo 6** apresenta as conclusões deste trabalho e algumas sugestões para trabalhos futuros.

No **Apêndice A**, um exemplo de um *script* de arquivo de entrada de dados de uma das vigas analisadas.

CAPÍTULO II

2 ANÁLISE DE VIGAS DE CONCRETO COM FURO

2.1 COMPORTAMENTO TEÓRICO DA VIGA COMO TRELIÇA

Para se compreender o efeito de uma abertura na alma de uma viga, é preciso antes a compreensão do comportamento da mesma. Sabe-se que uma viga de concreto trabalha fissurada e a orientação das fissuras faz com que se possa estudar um elemento à flexão como uma treliça. As fissuras aparecem sempre na direção perpendicular ao sentido do esforço de tração.

Tomando-se um trecho de viga, pode-se imaginar o funcionamento de treliça, com dois banzos: um tracionado e outro comprimido. Além disso, a treliça terá diagonais de bielas comprimidas e montantes tracionados. O modelo de treliça para uma viga de concreto armado é apresentado na Figura 1, onde as bielas comprimidas de concreto aparecem hachuradas e os tirantes representados pelos estribos.

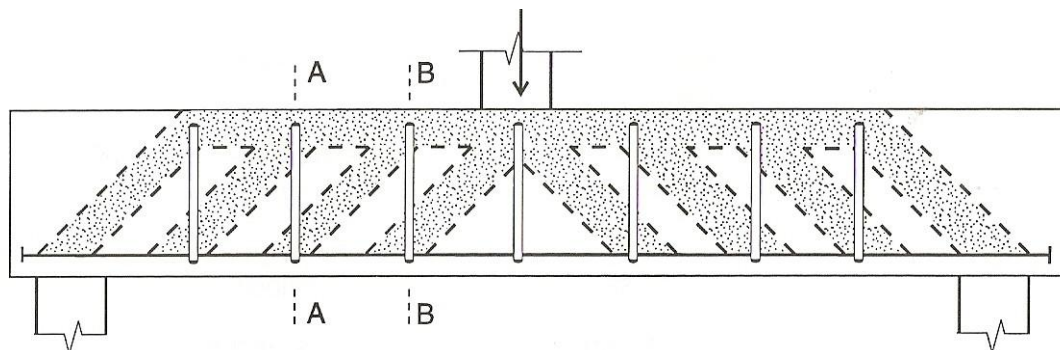


Figura 1 - Viga com comportamento de treliça (Fusco 1995)

As bielas de concreto podem ter uma variação em sua inclinação. Fusco (1995) indica uma forma de determinação do possível intervalo de variação da inclinação das bielas de concreto, considerando a fissuração diagonal da viga conforme a Figura 2.

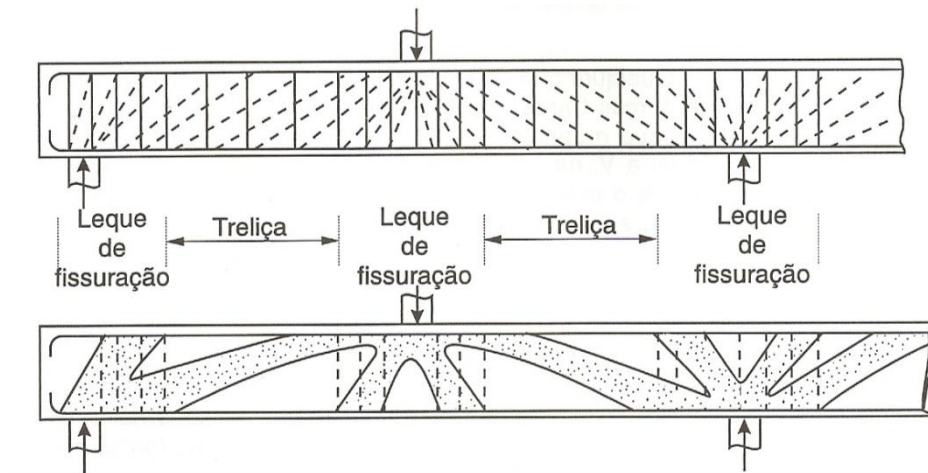


Figura 2 - Inclinações possíveis das bielas de concreto baseado na fissuração do concreto (Fusco 1995)

Leonhardt e Mönning (1978) também determinou leques baseados na fissuração das vigas que indicam o ângulo máximo que as bielas de concreto comprimido podem assumir no carregamento de uma viga com cargas concentradas (Figura 3).

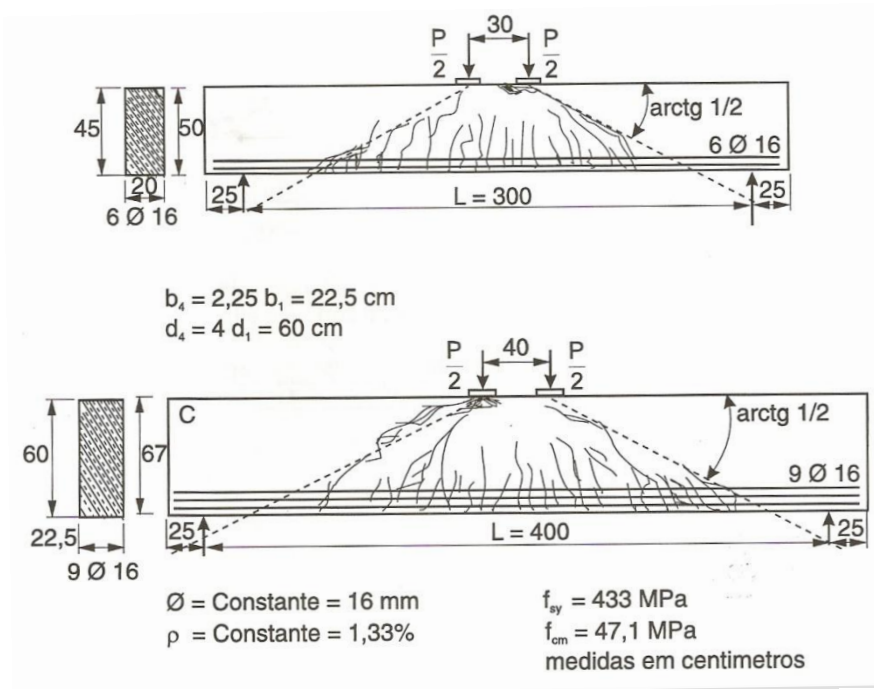


Figura 3 - Angulação máxima das bielas de concreto segundo Leonhardt e Mönning (1978)

Tomando, por exemplo, um elemento unitário retangular de uma viga e traçando uma diagonal ligando os extremos de dois vértices opostos e considerando os mesmos indeslocáveis, pode-se admitir que qualquer deformação que o ocorra no corpo seja decorrente do alongamento dos estribos verticais ou do alongamento da armadura longitudinal

de tração. Dependendo do quanto cada armadura é solicitada, tem-se, portanto, uma variação do ângulo θ de inclinação das bielas.

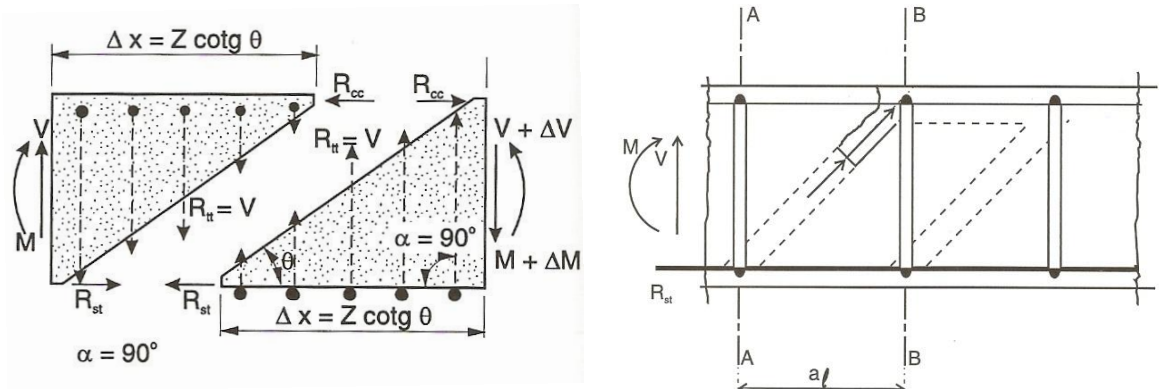


Figura 4 - Esforços verticais e longitudinais de vigas de concreto armado (Fusco1995)

Os ângulos θ ficam limitados a $\arctg(1/2)$ ou, aproximadamente, 23° , e $\arctg(2)$, cerca de 63° . Bielas com abatimento menores que $\arctg(1/2)$ ocorrem, porém quando alcançam tal ângulo a deformação do aço já é superior a 10‰ e percebe-se o aparecimento de novas fissuras que cortam as fissuras originalmente formadas, o que caracteriza um estado limite último da viga. Para fim de dimensionamento, são admitidos ângulos entre 30° e 60° , como é possível notar na Figura 5. Quando não há armaduras de cisalhamento, as fissuras se apresentam sempre numa inclinação limite de 30° .

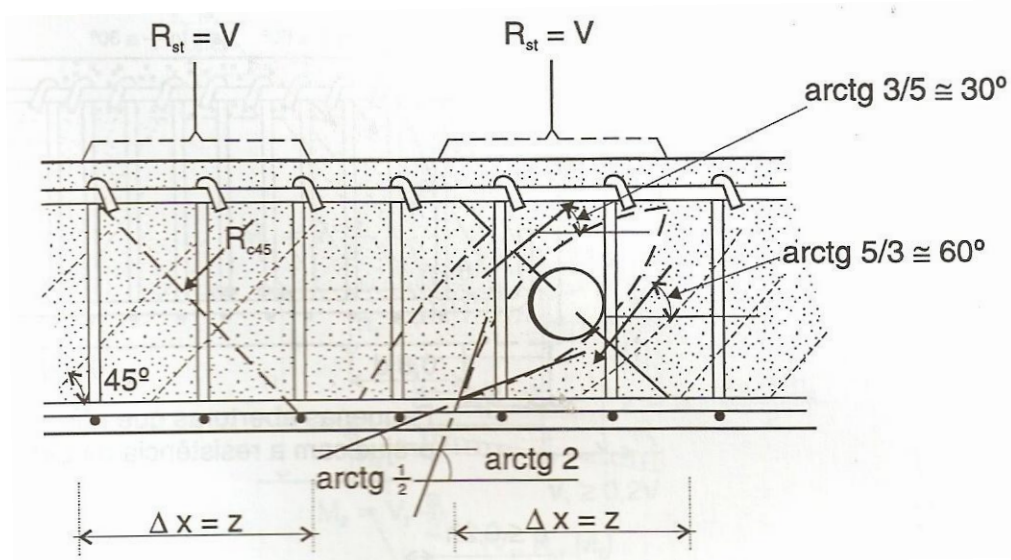


Figura 5 – Inclinação das bielas no concreto armado no entorno do furo (Fusco 1995)

Estudos mostraram que tal comportamento, análogo ao de uma treliça, apenas se desenvolve fora dos leques que fissuração. Como consequência, as tensões nos estribos

próximos as cargas concentradas reduzem à medida que estribos abaixo das cargas são praticamente ineficazes.

2.2 FUROS NA ALMA DE VIGAS

Segundo item 13.2.5.1 da NBR6118(2007), a abertura deve, no mínimo, ser sempre duas vezes o cobrimento previsto ou cinco centímetros da face. A seção remanescente, descontado o furo, deve ser capaz de resistir aos esforços previstos de projeto e permitir bom processo de concretagem. Se todas as seguintes condições forem respeitadas, a abertura fica dispensada de qualquer verificação, onde h é a altura da viga:

- Furo em zona de tração e a uma distância da face do apoio de no mínimo $2h$;
- Dimensão do furo de no máximo 12 cm e $h/3$;
- Distância entre faces de furos, num mesmo trecho, de no mínimo $2h$;
- Cobrimento suficiente e não seccionando nenhuma armadura.

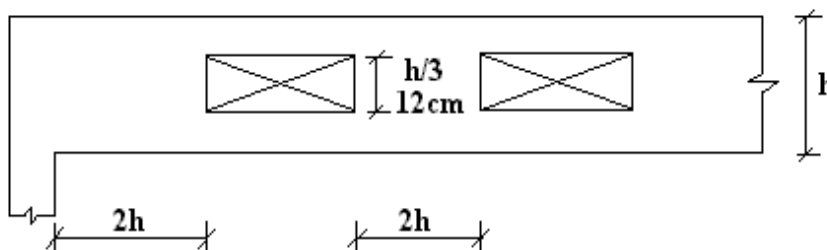


Figura 6 - Dimensões máximas de furos em vigas que se dispensa verificação (NBR 6118:2007)

Leonhardt e Mönnig (1978) cita que vigas com seção retangulares “*com a armadura adequada, atinge-se a mesma carga de ruptura por flexão que na viga se aberturas. As aberturas diminuem, entretanto, a rigidez da viga.*” São feitas ainda outras cinco recomendações:

- Dimensionamento da seção à flexão deve ser feito considerando a seção cheia;
- O momento fletor da seção deve ser decomposto em forças normais usando a distância entre os eixos dos banzos como distância Z segundo a equação (2.1).

$$(-)R_c = R_t = \frac{M}{Z} \quad (2.1)$$

- 3) Os esforços cortantes divididos em 80-90% no banzo superior e 10-20% no banzo inferior que trabalha fissurado (Estádio II).
- 4) Os banzos devem ser dimensionados a flexão composta com as cargas (V_1 , R_c , M_1) e (V_2 , R_t , M_2).
- 5) Prever armadura de suspensão junto à abertura, no lado mais afastado do apoio: dimensionar para 80% do esforço cortante; do lado mais próximo do apoio, colocar apenas um a3 estribos;

As aberturas de grandes dimensões devem estar em regiões de esforços cortantes reduzidos para serem viabilizadas.

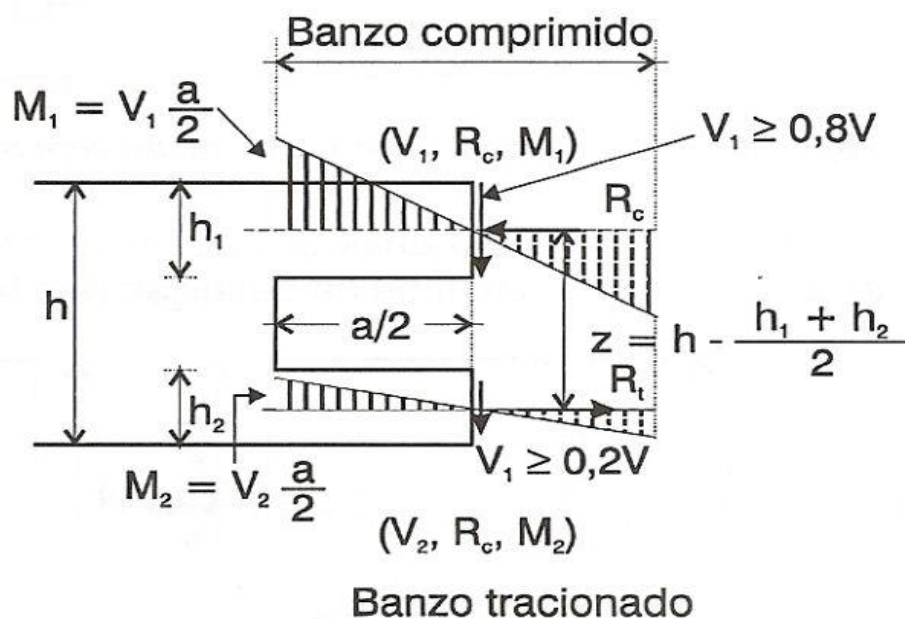


Figura 7 - Esquema da distribuição de esforços no entorno de aberturas (Fusco 1995)

Fusco (1995) indica que se deve levar em conta a interferência dos furos com as bielas de concreto que os cruzam. Furos com mais de 20% da altura total da seção devem ser reforçados sempre. Em furos menores, o impacto deve ser avaliado caso a caso, pois se posicionadas dentro das bielas que se desenvolvem entre 30° e 60° , acabam tornando os estribos próximos a eles não colaborantes.

Aberturas maiores, quando não comprometem o comportamento global da peça, devem seguir as mesmas orientações de cálculo de Leonhardt e Mönnig (1978).

Para Mansur (2006), quando o furo for posicionado numa região que exista flexão pura, o mecanismo de funcionamento da viga não é afetado, pois o concreto já estaria fissurado no bordo inferior de qualquer maneira; não alterando, portanto, a carga de ruptura da mesma. Deve-se apenas cuidar para não posicionar a abertura demasiadamente na região comprimida da viga o que poderia causar ruptura por esmagamento do concreto.

Mansur (2006) ainda cita que uma viga com furo posicionado em uma região de flexão e cortante combinado pode apresentar dois modos distintos de ruptura. O primeiro modo de ruptura é quando o plano de ruptura passa pelo eixo da abertura (Figura 8a), chamado ruptura *beam-type* (Ruptura do tipo viga). A segunda forma que se pode observar a ruptura da viga é chamada *frame-type* (Ruptura do tipo quadro) (Figura 8b), caracterizado pelo aparecimento de duas fissuras diagonais independentes em cada um dos banzos da viga. Estes dois modos de ruptura devem sempre ser considerados, pois as rupturas ocorrem em regiões diferentes da viga e, portanto, o correto dimensionamento para um modo não exclui a chance da ruptura no outro modo. Na Figura 8, aparecem as linhas de rupturas características (failure crack) de ambos os tipos de ruptura.

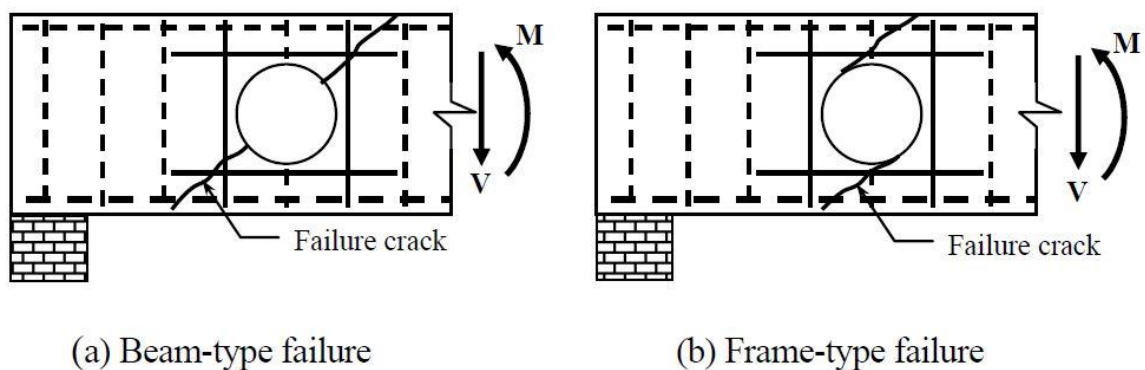


Figura 8 - Modelos de ruptura dos furos devido a esforço cortante e flexão (Mansur 2006)

Para evitar a ruptura *beam-type* (Figura 9) é preciso que seja verificada a seção de concreto, inclinada 45° , descontando a área do furo. São obtidos esforços verticais nos extremos das aberturas com os quais devem ser dimensionados estribos devidamente espaçados.

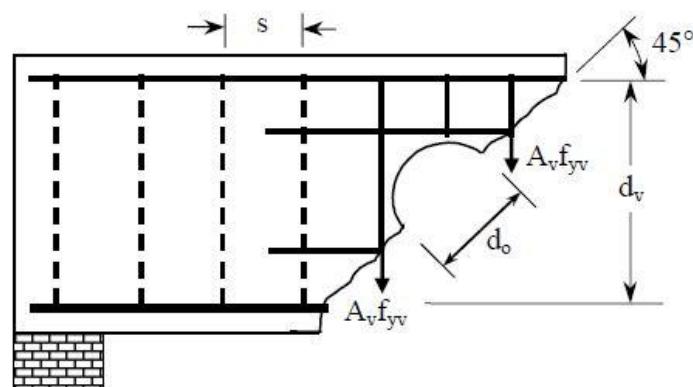


Figura 9 - Modelo de ruptura *beam-type* (Mansur 2006)

A ruptura *frame-type* (Figura 10) ocorre devido ao aparecimento de fissuras diagonais de forma independente acima e abaixo do furo. Portanto cada um dos banzos deve ser dimensionado de forma independente.

O modelo divide o binário de Tração e Compressão gerado pelo momento fletor da mesma forma que Leonhardt e Mönnig (1978), mas propõe uma relação geométrica da seção para determinar a distribuição dos esforços cortantes entre os banzos. Para furos curtos reforços longitudinais são dispensados.

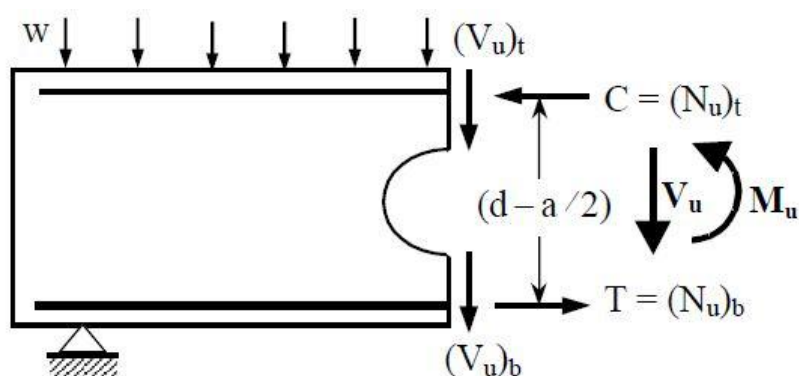


Figura 10 - Modelo de ruptura *frame-type* (Mansur 2006)

Quando se avalia especificamente vigas com aberturas longas, o dimensionamento das aberturas deve ser efetuado da mesma maneira do que as aberturas menores, porém não se devem dispensar as armaduras de reforços longitudinais dos banzos para que a viga funcione como um painel Vierendeel. Reforços em diagonal nas extremidades das aberturas ainda são recomendados para evitar abertura excessiva de fissuras. Segundo Mansur (2006), uma abertura longa se comporta como um mecanismo com quatro rótulas plásticas, uma em cada extremidade do banzo superior e inferior.

Na Figura 11 é apresentada uma viga com abertura longa onde é possível perceber que a ruptura ocorre nas extremidades dos banzos.



Figura 11 – Ruptura em viga com abertura longa (Mansur 2006)

2.3 CONCRETO PROTENDIDO

2.3.1 VISÃO GERAL

Segundo Pfeil (1988), o artifício da protensão, aplicado ao concreto, consiste em introduzir esforços que anulem (protensão total), ou limitem drasticamente (protensão parcial ou limitada, com presença de armadura passiva) as tensões de tração do concreto, de modo a eliminar a abertura de fissuras como condição determinante do dimensionamento da estrutura.

Ao se protender um elemento, busca-se maximizar o uso de ambos os materiais (concreto à compressão e aço à tração) fazendo com que cada um deles trabalhe no regime que mais lhe é eficiente. Coloca-se o concreto praticamente trabalhando no campo das tensões de compressão apenas, enquanto que se empregam cabos de aço de alta resistência (duas a três vezes mais resistentes que vergalhões de concreto armado) que podem suportar tensões de tração elevadas de ordem de 190 MPa.

A norma NBR 6118 (2007) define o f_{ck} mínimo de uma peça de concreto protendido, dependendo da classe de agressividade ambiental, conforme a tabela 7.1 da Norma. É comum o uso de resistências mais elevadas que o limite mínimo indicado pela norma, pois no concreto protendido, diferentemente do concreto armado, garante um grande acréscimo na capacidade de carga global da peça. Cabe sempre ao projetista definir a resistência do concreto no momento protensão ($f_{ck,j}$). É comumente adotado 70% do valor do f_{ck} , limite mínimo imposto pela norma NBR 6118 (2007).

Quando comparado ao concreto armado, o concreto protendido apresenta vantagens e desvantagens. As vantagens podem ser resumidas em:

- Vencer vãos que com o concreto armado seriam inviáveis, ou a otimização do uso de materiais (concreto e aço) viabilizando economicamente a solução com peças de menor altura e com menor taxa de aço por metro cúbico;
- Redução de fissuras;
- Durante a aplicação da protensão, têm-se, em geral, as maiores tensões sendo aplicadas no aço e no concreto durante toda sua vida útil. Portanto, é uma espécie de teste antes da entrada em serviço dos materiais,
- Reduz as tensões principais de tração, provocadas pelo esforço cortante.

Quanto às desvantagens e inconveniências, têm-se as seguintes características:

- Para pequenos vãos as peças deixam de ser econômicas quando comparadas com o concreto armado;

- O Projeto dos elementos protendidos exige mais qualificação e cuidados do projetista e do executor;
- O tensionamento dos cabos de protensão exige pessoal e equipamento especializado.

Os aços utilizados para protensão caracterizam-se por suas elevadas resistências e por não possuírem patamar de escoamento definido. Elementos pré-tensionados em geral utilizam cordoalhas, formada por fios enrolados em forma de hélice, que possuem três ou sete fios. Na cordoalha de sete fios, há um fio central retilíneo de maior diâmetro, em torno do qual se enrolam os seis fios laterais. Os diâmetros mais comuns são 12,7mm e 15,2mm. As armaduras de protensão são denominadas “ativas”.

As estruturas de concreto protendido também recebem armaduras sem tensões impostas, denominadas “frouxas” ou “passivas”. Esta armadura passiva tem as seguintes funções:

- No ato da protensão, absorve esforços de tração ou compressão excessiva no concreto jovem;
- Controla ou impede o aparecimento de fissuras de retração do concreto;
- Controla a abertura de fissuras no estágio de carga pós-fissuração;

É preciso levar sempre em consideração as perdas de protensão, que ocorrem ao longo da vida da estrutura. Estas perdas podem ser classificadas como:

- Imediatas: Causada pelo deslizamento nas ancoragens, atrito ao longo do cabo e devido ao encurtamento elástico do concreto. Estas devem ser medidas e controladas a fim de saber qual carga foi efetivamente aplicada ao elemento;
- Lentas: A cordoalha de aço é alongada como uma mola elástica com tensões altíssimas e, após, ancorada na estrutura por toda a vida útil. Passa a sofrer uma perda de protensão devido ao fenômeno de relaxação do aço.

Mesmo após a remoção da peça da pista de concretagem, o concreto continua curando e, portanto, perdendo água que gera por sua vez a retração do concreto. Ao longo do tempo, as forças de protensão aplicadas pela armadura ativa causam o encurtamento do concreto por fluência. Estes encurtamentos têm como efeito colateral o encurtamento dos cabos aderidos ao concreto provocando a queda de suas tensões.

2.3.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMO E DE SERVIÇO

O dimensionamento de uma viga deve garantir a segurança com relação aos seguintes estados limites último (ELU): deve-se garantir o equilíbrio global ou parcial da

estrutura como um corpo-rígido, devido às solicitações normais e tangenciais e ainda o estado limite último de transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático.

Deve-se, ainda, fazer uma verificação do estado limite último de ruptura no ato da protensão, que busca evitar a ruptura por compressão ou alongamento plástico excessivo do concreto. É necessário levar em conta o f_{ckj} , conforme a idade j , especificada em projeto, e que a tensão máxima de compressão na seção de concreto simples, no regime elástico linear, não ultrapasse 70% da resistência f_{ckj} . No bordo tracionado, a tensão máxima de tração não pode ultrapassar 1,2 vezes a resistência à tração do concreto. Quando estas tensões de tração ultrapassam o limite do concreto, armaduras devem ser calculadas com a hipótese da resistência à tração do concreto ser nula, sem provocar tensões maiores que 250 MPa nas barras nervuradas.

Os estados limites de serviço (ELS), de uma viga de concreto protendido devem considerar os estados correspondentes aos riscos de fissuração e deformações excessivas da viga. São eles:

-Estado limite de descompressão (ELS-D): a tensão normal em um ou mais pontos da seção transversal é nula, sem aparecer tração na seção;

-Estado limite de formação de fissuras (ELS-F): Estado em que se inicia a formação de fissuras;

-Estado limite de abertura de fissuras (ELS-W): As fissuras se apresentam com aberturas características acima de valores especificados;

-Estado limite de deformações excessivas: Estado em que as deformações atingem os limites de utilização da construção;

-Estado limite de compressão excessiva: Estado em que as tensões de compressão da seção transversal atingem o limite de $0,7 f_{ckj}$. Verificado na aplicação da protensão, e neste momento é permitido, pela norma NBR-6118 (2007), o cálculo do concreto no regime elástico linear.

2.3.3 TIPOS DE PROTENSÃO:

Podem-se dividir os sistemas de protensão em três categorias distintas: pré-tração, pós-tração com aderência e pós-tração sem aderência.

Neste trabalho se abordará apenas o caso de vigas com pré-tração, isso porque é o tipo de protensão comumente utilizada em edificações.

A Figura 12 abaixo representa os três estágios distintos da protensão de vigas com cordoalhas pré-tracionadas aderentes. No primeiro momento é feita a protensão das cordoalhas utilizando um macaco de protensão. Após, viga ou elemento de concreto é concretado, a peça permanece na forma até sua cura total ou parcial. Quando a viga atinge a resistência especificada em projeto as cordoalhas são, por fim, liberadas e tentam retornar a sua condição inicial de alongamento e são impedidas pelo concreto, provocando então, forças de compressão sobre o concreto.

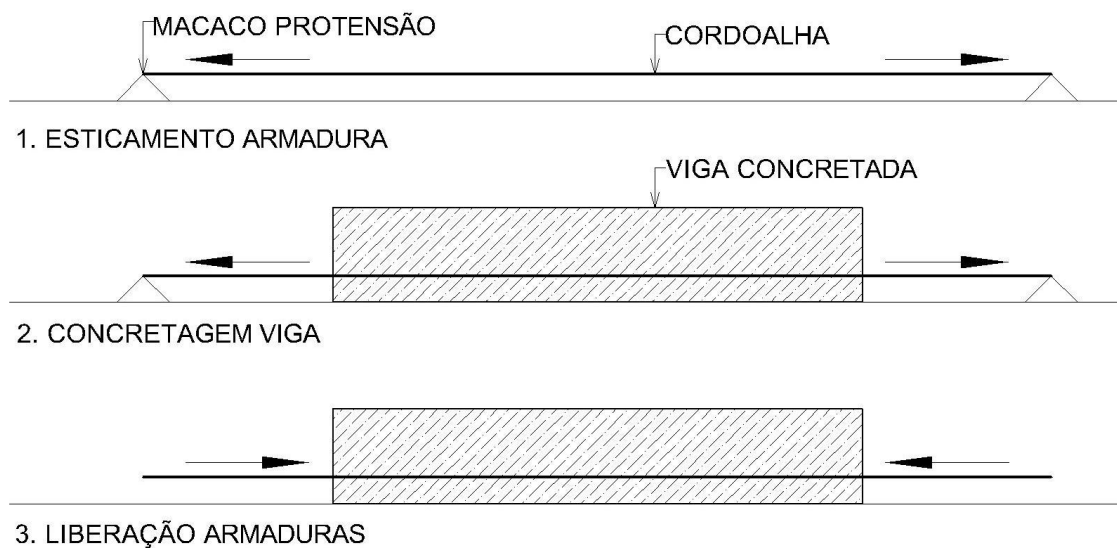


Figura 12 - Etapas executivas de uma viga de concreto protendido com pré-tração

Na Figura 13 é apresentado o efeito do esforço de protensão em uma viga de seção de área 'A', módulo de elasticidade longitudinal 'E' e Momento de Inércia 'I'. Submetida a uma carga permanente 'g' e uma carga acidental 'q'.

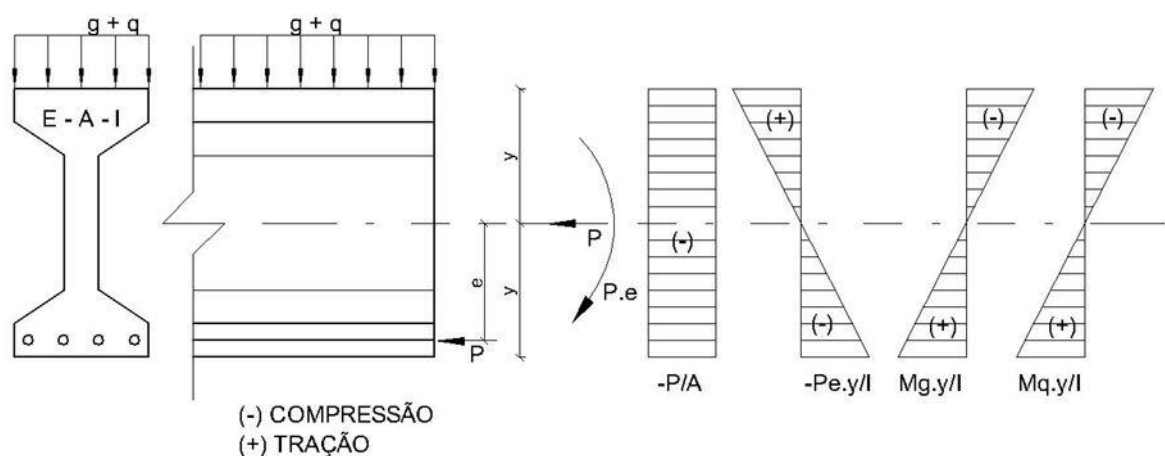


Figura 13 - Esforços em uma viga de concreto protendido

A Norma NBR 6118 (2007), tabela 13.3, divide o concreto protendido em três categorias dependendo das Classes de Agressividades Ambientais (CAA) e combinações de ações a utilizar:

-Nível 1 (Protensão Parcial) Figura 14(1): A protensão é parcial, quando se utiliza a viga em CAA I, é verificado o estado limite de abertura de fissuras (ELS-W) para a combinação frequente de ações, com uma abertura máxima de 0,20mm.

-Nível 2 (Protensão Limitada) Figura 14(2): É caracterizado pelo uso da viga em CAA II, o estado de formação de fissuras (ELS-F) é verificado para a combinação frequente das ações e é verificado o estado limite de descompressão (ELS-D) para a combinação quase permanente.

-Nível 3 (Protensão Completa) Figura 14(3): Possibilita o uso de vigas em CAA III e IV, o estado de descompressão limite (ELS-D) é verificado para a combinação frequente das ações e é verificado o estado limite de formação de fissuras (ELS-F) para a combinação rara de ações.

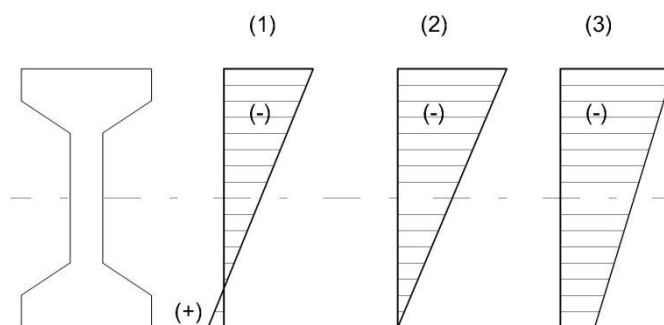


Figura 14 - Possíveis resultantes de esforços em uma viga de concreto Protendido

CAPÍTULO III

3 MODELAGEM NUMÉRICA: MÉTODO ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos consiste em dividir uma estrutura em partes não superpostas, de dimensões e quantidade finitas, chamados de elementos finitos. Os elementos finitos são interligados por pontos nodais ou nós.

O método dos elementos finitos transforma um sólido contínuo em uma associação de elementos discretos. Equações de compatibilidade e equilíbrio são descritas entre os nós que os une. Os esforços internos e deformações do elemento são determinados através de interpolações dos resultados obtidos em cada um dos seus nós, permitindo assim, a definição do estado de tensões em todo o elemento.

Por sua grande amplitude de atuação, atualmente existem diversos tipos de elementos já programados. Cada um destes elementos é adequado para diferentes tipos de comportamento de materiais e estruturas. Neste trabalho será utilizado o programa de computador de elementos finitos ANSYS.

3.1.1 ELEMENTO SOLID65

O elemento SOLID65 possui oito nós, cada um com três graus de liberdade de translação u_x , u_y e u_z , conforme a Figura 15. Este elemento é utilizado para modelagem 3-D de concreto estrutural ou simples, este elemento simula o comportamento da superfície de ruptura de materiais frágeis, como concreto ou rochas, ou seja, apresenta fissuração quando submetido à tração (fissuras normais à direção da tensão de tração) e esmagamento ao ser comprimido além de seu limite de resistência. É capaz também de apresentar deformações plásticas e deformações por fluência.

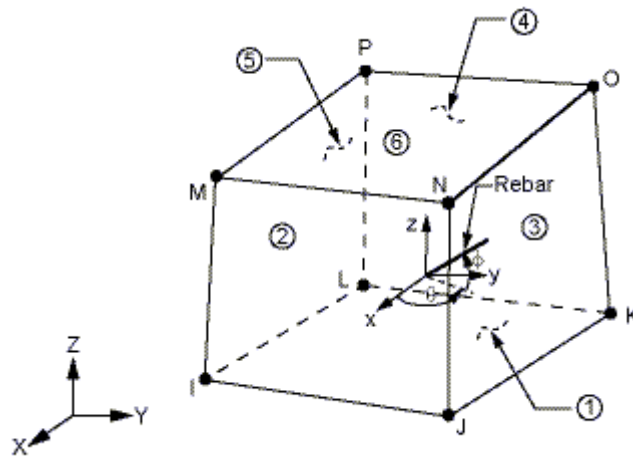


Figura 15 - Elemento volumétrico SOLID65 (Manual ANSYS)

O elemento ainda é capaz de representar um comportamento físico não-linear para análise de deformações plásticas, que permite a combinação de ruptura como fissuração e esmagamento, fissuração e plasticidade por compressão, entre outras. Admite a inclusão de até três direções de armadura de forma distribuída. As armaduras, orientadas segundo os ângulos ϕ e θ quaisquer (Figura 16), resistem apenas a esforços axiais, e são capazes de deformações plásticas e deformação lenta.

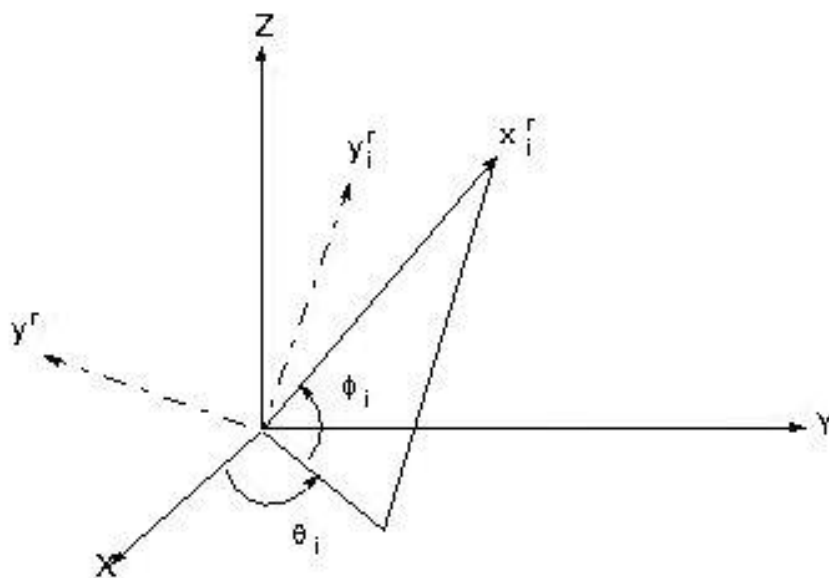


Figura 16 - Sistema de orientação de armaduras segundo ANSYS (Manual ANSYS)

A matriz constitutiva elástico-linear do elemento SOLID65 é apresentada na equação 3.1:

$$[D^c] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

Onde:

E É o módulo de elasticidade longitudinal na direção x

ν É o coeficiente de Poisson.

Quando o concreto fissura, o ANSYS modifica a matriz de rigidez do elemento na direção normal à face da fissura. Também é introduzido à matriz um coeficiente que penaliza a transmissão de esforços de cisalhamento ao longo da face da fissura.

No Elemento Solid65 a fissura é apresentada sempre perpendicularmente à tensão principal de tração σ_1 . As fissuras são diferenciadas por círculos nas cores vermelho, verde e azul, respectivamente à ordem que ocorrem. Após fissurar pela primeira vez (círculo vermelho), novas tensões de tração aparecem em uma nova tensão principal σ_1 , causando a abertura da segunda fissuração do concreto (círculo verde). O ANSYS admite ainda que uma terceira direção principal σ_1 seja definida o que permite que o Solid65 tenha uma terceira fissura por tração (círculo azul). É importante ressaltar que cada nível de fissuração só ocorre em passos de cargas (ou deslocamentos) distintos, então carregamentos com grande impacto na fissuração do concreto devem ser discretizados com passos pequenos.

As fissuras que abrem em um instante de carregamento poderão ser fechadas se a região tracionada passar a ser comprimida ao longo do carregamento do corpo. Neste caso, um X aparece dentro do círculo da fissura, indicando uma região de concreto fissurado com fissuras fechadas. Regiões esmagadas são representadas por octógonos.

Os diferentes tipos de ruptura do concreto passíveis de ocorrer são: fissuras de flexão causadas pela tração do concreto, o que é caracterizado por fissuras transversais a viga verticalizadas (Figura 17a); próximos ao ponto de aplicação de carga aparecem fissuras nas três direções (Figura 17b); e fissuras inclinadas, causadas pelo esforço cortante (Figura 17c).

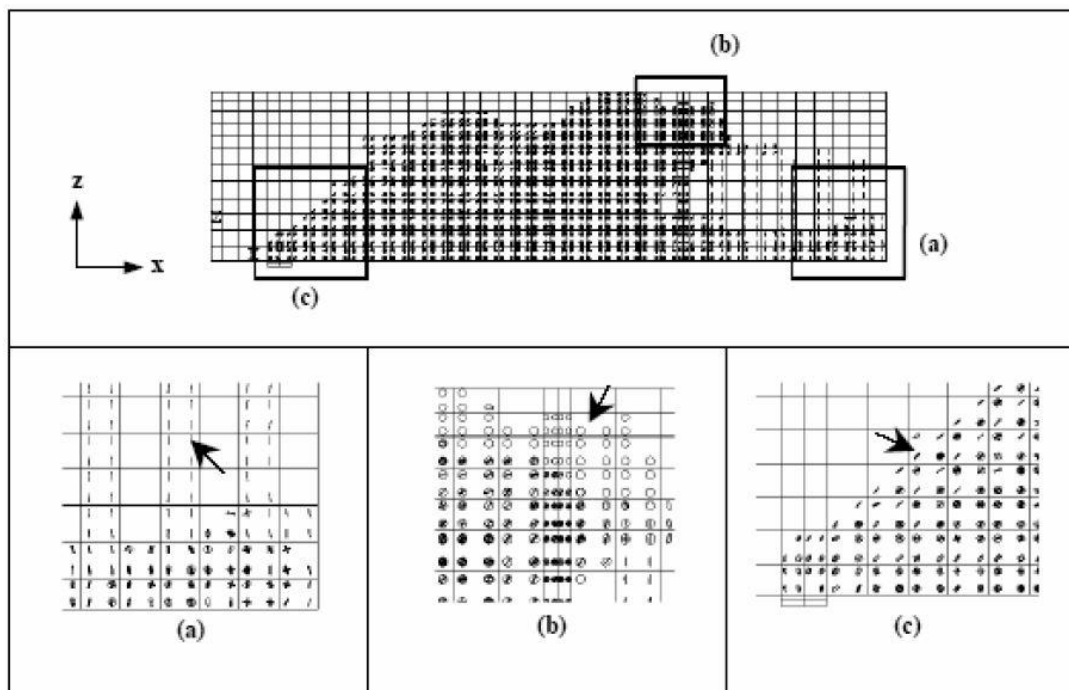


Figura 17 - Casos típicos de fissuras no modelo de elementos finitos (MEF): a) Fissura vertical de flexão, b) Na aplicação da carga, c) Fissura diagonal de cisalhamento.

Para a modelagem no programa ANSYS foram associados quatro modelos constitutivos ao elemento SOLID65, e seus parâmetros definidos para melhor simular o comportamento elastoplástico do material:

Linear isotropic – modelo constitutivo elástico, onde são definidos o módulo de elasticidade tangente e o coeficiente de Poisson;

Multi-linear Elastic (MELAS) – modelo constitutivo elástico não linear para estabelecer o comportamento do material, onde a informação de entrada é a curva tensão deformação do material.

Concrete – modelo constitutivo não linear para o concreto proposto por Willam & Warnke e adaptado ao ANSYS, com superfície de plastificação definida por cinco parâmetros: f_t (resistência à tração uniaxial), f_c (resistência à compressão uniaxial), f_{cb} (resistência à compressão biaxial), f_1 tensão limite biaxial à compressão no estado de tensões hidrostático e f_2 (tensão limite uniaxial à compressão no estado de tensões hidrostático).

O programa possui valores padrões para os parâmetros f_{cb} , f_1 e f_2 do modelo Concrete, definidos por Willam & Warnke, $f_{cb} = 1,2f_c$, $f_1 = 1,45f_c$ e $f_2 = 1,725f_c$. Estes valores são válidos apenas quando a pressão hidrostática for menor ou igual a $\sqrt{3}f_c$.

Density – Utilizado para definir o peso específico do material.

3.1.2 ELEMENTO SOLID 45

O SOLID45 foi o elemento utilizado para modelar as placas de apoio, placas para transmissão de forças concentradas e ancoragem das cordoalhas nas vigas de concreto, evitando assim concentração de tensões no concreto que poderiam levar a análise a um resultado equivocado. Estes elementos possuem três graus de liberdade em cada nó, translação em u_x , u_y e u_z . A geometria e a posição dos nós são apresentadas na Figura 18. Nenhuma constante é necessária para este elemento.

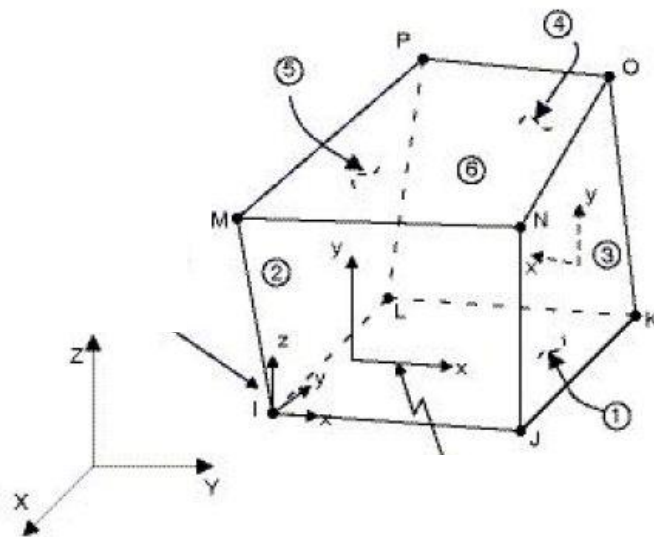


Figura 18 – Elemento SOLID45 (ANSYS 11.0)

3.1.3 ELEMENTO LINK8

O elemento finito LINK8, Figura 19, é um elemento de treliça espacial, que possui três graus de liberdade por nó, translações nas direções u_x , u_y e u_z . Pode-se considerar o comportamento elastoplástico e relaxação do material e é utilizado para simular barras de armaduras de aço ativas e passivas. O elemento permite que seja imposta uma deformação inicial, que é definida por $\Delta L/L$, ou seja, deve ser imposto um alongamento diferencial inicial, que será utilizado para simular o esforço de protensão das cordoalhas.

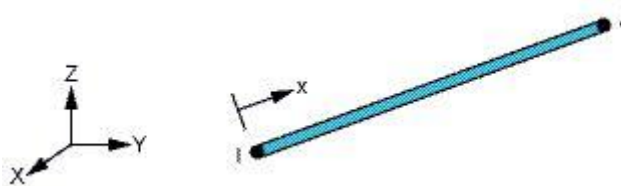


Figura 19 - Elemento LINK8 (ANSYS 11.0)

Para a modelagem no programa ANSYS foram associados dois modelos constitutivos para o elemento LINK8, e seus parâmetros definidos para melhor simular o comportamento elastoplástico do material:

Linear isotropic – modelo constitutivo elástico, onde são definidos o módulo de elasticidade secante e o coeficiente de Poisson;

Multi-linear Elastic (MELAS) – modelo constitutivo elástico não linear para representar o comportamento do material, onde a informação de entrada é a curva tensão deformação do material.

3.2 MODELAGEM DO CONCRETO

O concreto é um material muito complexo que, na prática, apresenta um comportamento altamente não linear. Ao trabalhar a flexão, como é o caso de uma viga, a não linearidade se acentua ainda mais pela diferença de resistência à compressão e à tração. Existem ainda outros fatores como a fissuração do concreto, a plastificação do concreto e do aço, a não linearidade da relação tensão-deformação, fenômenos relacionados ao tempo como fluência, retração, relaxação do aço protendido, e o tipo de agregados que também são causadores da não linearidade do concreto armado ou protendido.

A Figura 20 mostra as fases que o um elemento de concreto armado passa quando submetido a um acréscimo de esforço de flexão. A primeira fase (estádio I) é elástico-linear e o concreto não está fissurado. Na segunda (estádio II) aparecem as fissuras. Esta fase pode ser representada de forma simplificada ainda por uma reta com menor declividade, ou seja, a perda da rigidez do material devido à fissuração. A terceira fase (estádio III) é a região onde os materiais plastificam.

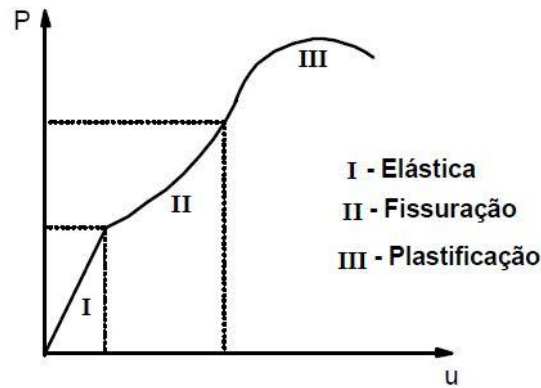


Figura 20 - Diagrama carga-deslocamento típico de um elemento de concreto armado

Diversos critérios de ruptura para o concreto, sob um estado de tensões multiaxial, vêm sendo desenvolvidos ao longo das últimas décadas. Estes critérios podem usar de um até cinco parâmetros para definir a superfície de ruptura. Os critérios são expressos em termos de tensões ou deformações.

Pode-se distinguir a ruptura do concreto em duas situações: por compressão ou por tração. Quando rompe à compressão, o concreto apresenta uma grande quantidade de fissuras pequenas, que levam a perda da rigidez, e posterior esmagamento. A ruptura à tração é caracterizada pelo aparecimento de grandes fissuras ou trincas normais ao plano de sollicitação.

As envoltórias de ruptura do concreto são dadas como uma superfície no espaço de Haigh-Westergaard em função dos invariantes ξ , θ e ρ . Sua forma pode ser visualizada na Figura 21

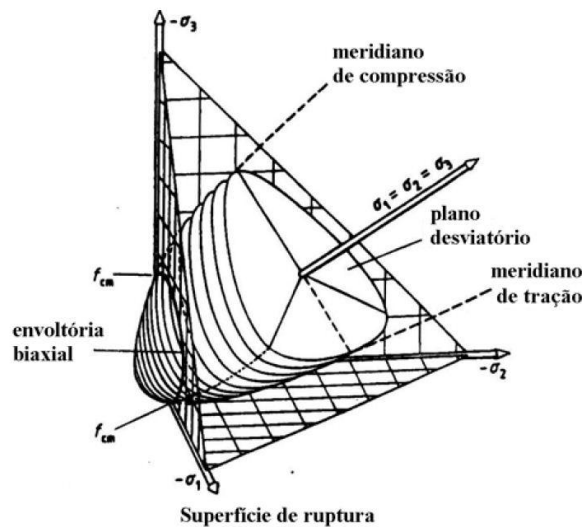


Figura 21 - Superfície de ruptura do concreto (Código Modelo CEB-FIP 1990 (1993))

A maneira mais simples de visualizar a superfície é por meio de suas seções transversais e de seus meridianos. As seções transversais são obtidas pela interseção da superfície de ruptura com os planos desviadores, que são planos em que ξ é constante. Um carregamento puramente hidrostático não pode levar o material à ruptura.

Pode-se observar que a seção transversal da superfície de ruptura passa de uma seção aproximadamente triangular para quase circular, conforme aumenta o nível da tensão hidrostática, proporcional à I_1 . A seção transversal possui uma curva suave, convexa e simétrica em relação à projeção dos três eixos de coordenadas. Basta conhecer, portanto, o comportamento para θ entre 0° e 60° para determinar a curva de ruptura em um determinado plano desviador por questão de simetria.

Os meridianos são formados pela interseção da superfície de ruptura com os planos meridianos, que são planos que contêm o eixo hidrostático, com θ constante. Os meridianos com θ igual a 0° e 60° são chamados de meridiano de tração e de compressão, respectivamente. Os estados uniaxiais de resistência à tração e à compressão encontram-se sobre estes meridianos. Os meridianos também são curvas suaves e convexas, apresentados na Figura 22.

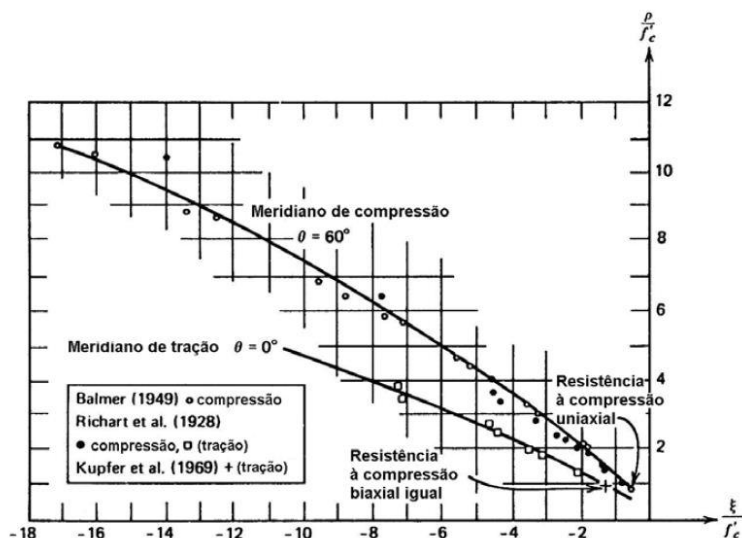


Figura 22 - Meridianos de tração e compressão (CHEN 1994)

3.2.1 TEORIA DE WILLAM & WARNKE (1974):

Junto dos modelos de Ottosen e Hsieh-Ting-Chen, o modelo de Willam & Warnke conseguem excelentes aproximações com os dados experimentais do concreto quanto a sua

ruptura, conforme visto nos trabalhos de Guello (2002), Wolanski e Anthony (2004) e Coelho (2011).

Possui cinco parâmetros que controlam a superfície de ruptura. O modelo de Willam e Warnke é amplamente utilizado como modelo de superfície de ruptura para concreto e tem o aspecto apresentado na Figura 23.

Os cinco parâmetros necessários ao modelo Willam e Warnke (1974) no espaço tridimensional são:

- 1) f_c – Resistência à compressão uniaxial do concreto
- 2) α_t – Razão entre as resistências à tração e à compressão uniaxiais
- 3) α_{bc} – Razão entre as resistências à compressão biaxial e à tração uniaxial do concreto
- 4) $(\sigma_m, \bar{\rho}_t)$ – Resistência à compressão biaxial confinada com $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$;
- 5) $(\sigma_m, \bar{\rho}_c)$ – Resistência à compressão biaxial confinada com $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$;

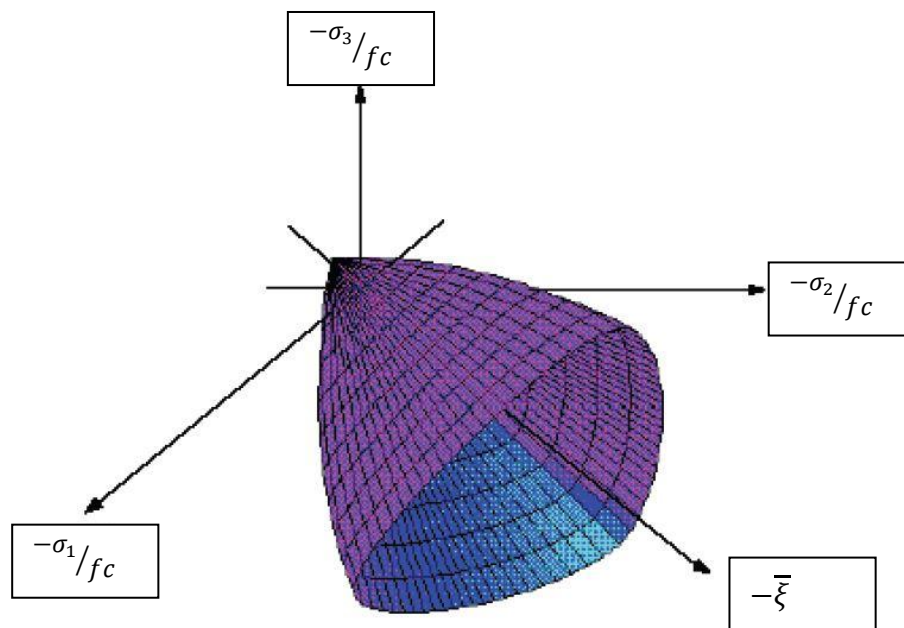


Figura 23 - Superfície de ruptura do concreto de Willam e Warnke (1974)

As principais características da superfície de ruptura do modelo de Willam e Warnke (1974) são:

- 1) Requer cinco parâmetros do material, envolvendo todos os invariantes de tensão / deformação específica;
- 2) Tem seção desviadora não circular, formada por trechos de elipses a cada 120° e seus meridianos são descritos por parábolas de 2° grau;

- 3) É suave, possuindo um único gradiente em cada ponto;
- 4) Tem convexidade garantida tanto nos planos desviadores, quanto ao longo dos meridianos, desde que algumas condições básicas sejam satisfeitas;
- 5) É válida para toda gama de combinações de tensões e deformações específicas, inclusive de tração, e garante boa aproximação com resultados experimentais;
- 6) Abrange diversos critérios mais simples como casos particulares – Von Mises e Drucker-Prager.

No espaço das tensões a superfície de ruptura do concreto pode ser expressa por:

$$f(\sigma_m, \tau_m, \theta) = 0 \quad (3.2)$$

Onde,

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (3.3)$$

$$\tau_m = \frac{1}{\sqrt{15}} \sqrt{(\sigma_1^2 - \sigma_2^2)^2 + (\sigma_2^2 - \sigma_3^2)^2 + (\sigma_1^2 - \sigma_3^2)^2} \quad (3.4)$$

$$\cos\theta = \frac{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{2} \sqrt{(\sigma_1^2 - \sigma_2^2)^2 + (\sigma_2^2 - \sigma_3^2)^2 + (\sigma_1^2 - \sigma_3^2)^2}} \quad (3.5)$$

$$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$$

Normalizando as tensões por f_c :

$$\bar{\xi} = \frac{\sqrt{3}\sigma_m}{f_c} \quad (3.6)$$

$$\bar{\rho}^2 = 5\left(\frac{\tau_m}{f_c}\right) \quad (3.7)$$

Pode-se expressar a superfície de ruptura em termos de $\bar{\xi}$ e θ :

$$\bar{\rho}(\bar{\xi}, \theta) = \frac{2\bar{\rho}_c(\bar{\rho}_c^2 - \bar{\rho}_t^2)\cos\theta + \bar{\rho}_c(2\bar{\rho}_t^2 - \bar{\rho}_c^2)\sqrt{4(\bar{\rho}_c^2 - \bar{\rho}_t^2)\cos^2\theta + 5\bar{\rho}_t^2 - 4\bar{\rho}_t^2\bar{\rho}_c^2}}{4(\bar{\rho}_c^2 - \bar{\rho}_t^2)\cos^2\theta + (\bar{\rho}_c^2 - \bar{\rho}_t^2)^2} \quad (3.8)$$

Onde:

$$\bar{\rho}_t(\bar{\xi}) = a_o + a_1\bar{\xi} + a_2\bar{\xi}^2 \quad (3.9)$$

$$\bar{\rho}_c(\bar{\xi}) = b_o + b_1\bar{\xi} + b_2\bar{\xi}^2 \quad (3.10)$$

$\bar{\rho}_c$ E $\bar{\rho}_t$ representam os meridianos de compressão e de tração respectivamente.

Sendo:

$$a_o = \frac{2}{3\alpha_{bc}a_1} - \frac{4}{9\alpha_{bc}^2a_2} + \sqrt{\frac{2}{15\alpha_{bc}}} \quad (3.11)$$

$$a_1 = \frac{1}{3(2\alpha_{bc} - \alpha_t)a_2} + \sqrt{\frac{6}{5}} \frac{(\alpha_t - \alpha_{bc})}{(2\alpha_{bc} - \alpha_t)} \quad (3.12)$$

$$a_2 = \frac{\sqrt{\frac{6}{5}}\bar{\xi}(\alpha_t - \alpha_{bc}) - \sqrt{\frac{6}{5}}\alpha_t\alpha_{bc} + \bar{\rho}_t(2\alpha_{bc} + \alpha_t)}{(2\alpha_{bc} - \alpha_t)(\bar{\xi}^2 - \frac{2}{3\alpha_{bc}\bar{\xi}} + \frac{1}{3\alpha_t\bar{\xi}} - \frac{2}{9\alpha_t\alpha_{bc}})} \quad (3.13)$$

$$b_o = -\bar{\xi}_o b_1 - \bar{\xi}_o^2 b_2 \quad (3.14)$$

$$b_1 = \left(\bar{\xi} + \frac{1}{3}\right) b_2 + \frac{\sqrt{\frac{6}{5}} - 3\bar{\rho}_2}{3\bar{\xi} - 1} \quad (3.15)$$

$$b_2 = \frac{\bar{\rho}_2\left(\bar{\xi}_o + \frac{1}{3}\right) - \sqrt{\frac{2}{15}}(\bar{\xi}_o - \bar{\xi})}{(\bar{\xi} + \bar{\xi}_o)\left(\bar{\xi} - \frac{1}{3}\right)(\bar{\xi}_o + \frac{1}{3})} \quad (3.16)$$

Com

$$\bar{\xi}_o = \frac{-a_1 - \sqrt{a_1^2 - 4a_o a_2}}{2a_2} \quad (3.17)$$

A superfície de ruptura é definida experimentalmente através de ensaios de compressão e tração uniaxial, compressão biaxial com tensões iguais, triaxiais com altos

valores de compressão, sobre os meridianos de compressão e tração. O modelo matemático considera um espaço triaxial de tensões principais, cujas componentes são as tensões principais ordenadas da seguinte forma $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. (Figura 23).

O modelo de Willam e Warnke (1974) tem as seguintes vantagens quando usado para modelar concreto no método dos elementos finitos:

1. Boa precisão quando comparado com dados experimentais;
2. Tem fácil identificação dos parâmetros para testes;
3. Superfície suave, sem variações bruscas da tangente à superfície;
4. Convexidade.

3.3 NUMERAÇÃO DOS MATERIAIS E CONSTANTES REAIS NO ANSYS:

Para o concreto foram criados três materiais diferentes, caracterizados pelos mesmos parâmetros e constantes reais, a fim de poder avaliar os resultados de cada região da viga em separado com mais facilidade. O material 11 foi usado no corpo da viga, o material 15 apenas no banzo superior e o material 16 no banzo inferior da viga. Desta forma a leitura de dados do concreto fica mais fácil e precisa ao isolar um material dos demais (ou seja, uma parte da viga).

Para cada armadura foi criado um material diferente com constantes reais diferentes para melhor identificação dos mesmos no momento de leitura de dados, bem como permitir a edição de suas propriedades de forma independente entre si.

As informações estão resumidas na Tabela 1.

Tabela 1 - Elementos, materiais e constantes reais utilizados.

	TIPO ELEMENTO	MATERIAL	CONSTANTE REAL	Área Seção
Concreto Viga	Solid65	11	1	N/A
Concreto Banzo Superior	Solid65	15	1	N/A
Concreto Banzo Inferior	Solid65	16	1	N/A
Placas de Aço	Solid45	10	N/A	N/A
Armadura Positiva Passiva	Link8	2	2	Asp
Armadura Negativa	Link8	3	3	Asn
Estribos	Link8	4	4	Asw
Estribos Banzo superior	Link8	5	5	Asw,s
Estribo Banzo Inferior	Link8	6	6	Asw,i
Estribo de Suspensão	Link8	7	7	Ass
Reforço Superior	Link8	8	8	Asr,s
reforço Inferior	Link8	9	9	Asr,i
Reforço superior	Link8	8	10	Asr,s'
Armadura Ativa Positiva	Link8	20	11	Asa

A Figura 24 apresenta a posição de cada armadura junto do número do material utilizado e constante real, bem como a representação gráfica das regiões de concreto com materiais e constantes reais diferentes.

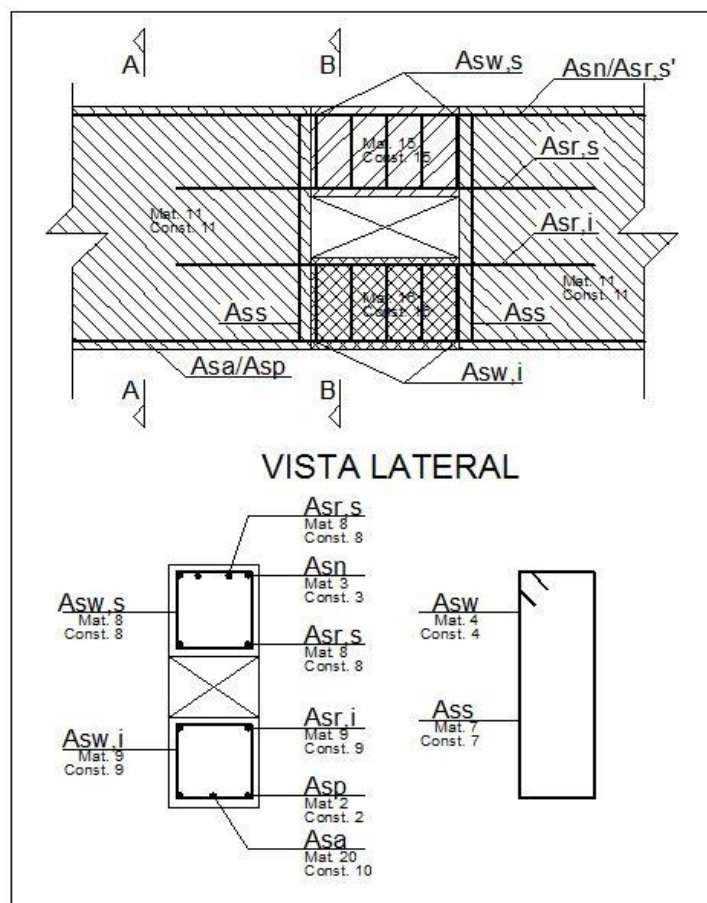


Figura 24 - Posição das armaduras, numeração de materiais e constantes reais do modelo numérico utilizado.

3.4 PROPRIEDADES DO CONCRETO

Os Materiais 11, 15 e 16 se referem ao Elemento Solid65, que foi usado para a modelagem do concreto. Para este elemento foram definidas quatro propriedades distintas dentro do ANSYS: Isotrópico Linear, Multilinear Elástico, Densidade e Concreto.

As configurações dos modelos constitutivos do concreto exigem a quantificação de diversos parâmetros, que serão explicados a seguir. Os parâmetros foram todos calculados segundo o Código Modelo CEB-FIP 1990 (1993).

3.4.1 MODELO LINEAR ISOTRÓPICO

O módulo de elasticidade do concreto (E_c) foi calculado com a seguinte equação (3.2) do Código Modelo CEB-FIP 1990 (1993):

$$E_{ci} = E_{co} * \left[\frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right]^{1/3} \quad (3.18)$$

Onde:

$$E_{co} = 2,15 \times 10^3 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cmo} = 1 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cm} = \text{é a resistencia à compressão do concreto } \left[\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right]$$

O coeficiente de Poisson adotado foi 0,2.

3.4.2 MODELO MULTILINEAR ELÁSTICO (MELAS)

A curva de compressão uniaxial tensão-deformação foi calculada usando as equações 3.3 e 3.4 para a entrada de dados na propriedade Multilinear Elástico, simulando a plastificação do concreto e a perda de capacidade de resistência depois de ultrapassado o limite do material. Para o ramo ascendente utiliza-se a equação 3.3 do Código Modelo CEB-FIP 1990 (1993):

$$\sigma_c = - \frac{\alpha * \eta - (\eta)^2}{1 + (\alpha - 2) * \eta} * f_{cm} \text{ para } |\varepsilon_c| < \varepsilon_{c,lim} \quad (3.19)$$

Onde:

$$\alpha = E_{ci}/E_{cl}$$

$$\eta = \varepsilon_c/\varepsilon_{cl}$$

$$\sigma_c = \text{Tensão de compressão}$$

$$\varepsilon_c = \text{Deformação}$$

$$\varepsilon_{cl} = -0,0022$$

$$E_{cl} = f_{cm}/0,0022$$

O ramo descendente foi calculado com o auxílio das equações 3.4 e 3.5 do Código Modelo CEB-FIP 1990 (1993) abaixo:

$$\sigma_c = - \left[\left(\frac{1}{\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{cl}}} * \xi - \frac{2}{\left(\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{cl}}\right)^2} \right) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^2 + \left(\frac{4}{\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{cl}}} - \xi \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right]^{-1} * f_{cm} \quad (3.20)$$

com

$$\xi = \frac{4 \left[\left(\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{cl}} \right)^2 \left(\frac{E_{ci}}{E_{cl}} - 2 \right) + 2 \frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{cl}} - \frac{E_{ci}}{E_{cl}} \right]}{\left[\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{cl}} \left(\frac{E_{ci}}{E_{cl}} - 2 \right) + 1 \right]} \quad (3.21)$$

Tabela 2 - Parâmetros calculados para o concreto:

PARAMETROS CONCRETO 40MPa			
fck	4,00 kN/cm ²	Eci/Ecl	1,56
Eci	3412,91 kN/cm ²	Fcmo	1 kN/cm ²
Ec secante	2900,97 kN/cm ²	Fcm	4,8 kN/cm ²
Ecl	2181,82 kN/cm ²	Δf	0,8 kN/cm ²
Eco	2150,00 kN/cm ²	ε cl	-0,0022
ft	0,35 kN/cm ²	ε lim/εcl	1,43
0,2fck	0,80 kN/cm ²	εlim	0,00
		ξ	11,55

Com base na formulação acima apresentada, é possível montar a Tabela 2 e desenhar a curva tensão deformação do concreto apresentada na Figura 25.

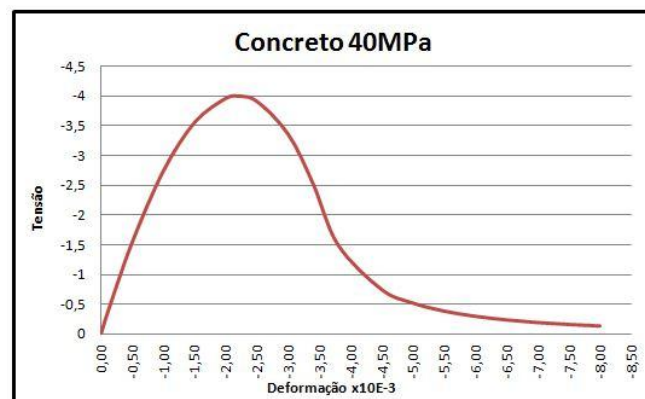


Figura 25- Diagrama tensão x deformação do concreto segundo o Código Modelo CEB-FIP 1990 (1993).

A Norma NBR6118 (2007) limita a tensão do concreto a 85% do valor de f_{cd} e não considera o trecho descendente da curva. Portanto foi necessária a adaptação da curva do Código Modelo CEB-FIP 1990 (1993) conforme mostra a Figura 26.

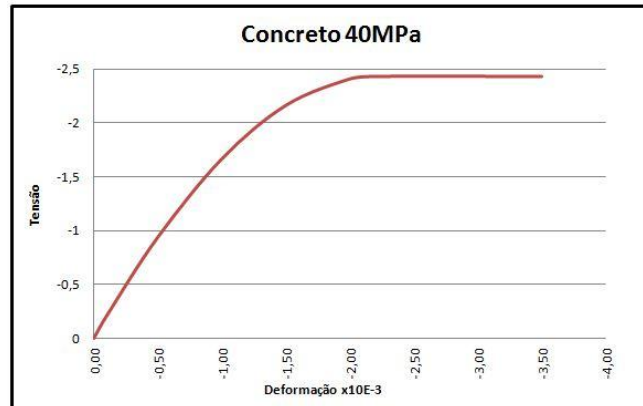


Figura 26 - Diagrama tensão x deformação do concreto (NBR 6118:2007)

Quando um ponto atinge a condição de fissuração, a rigidez deste ponto sofre um decréscimo gradual, para levar em conta o efeito de enrijecimento por tração do concreto, situado entre duas fissuras, conforme a Figura 27. O parâmetro α_m , que define a perda de rigidez após a fissuração, deve ser fornecido como dado de entrada. Em todas as análises foi utilizado o valor pré-definido no programa ANSYS, que vale 0,6.

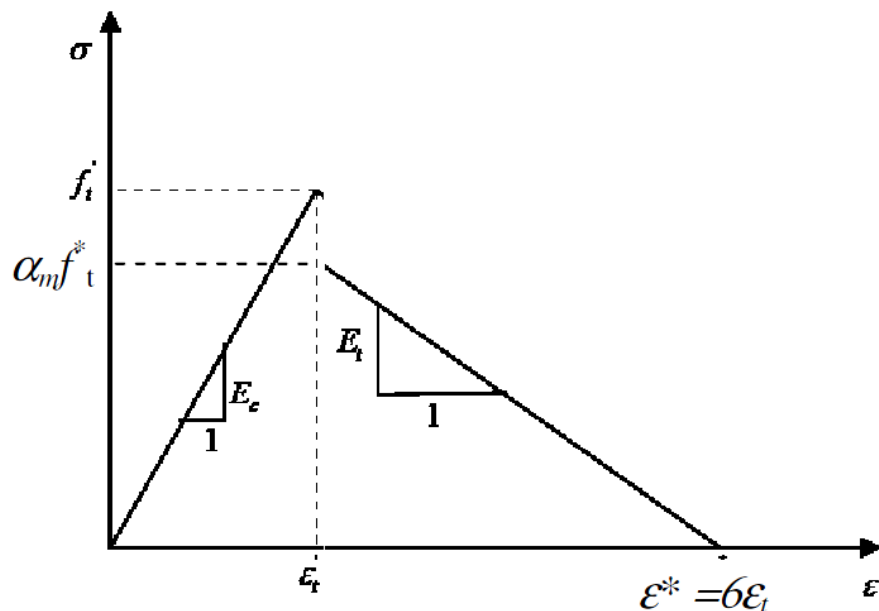


Figura 27 – Modelo do diagrama tensão x deformação do concreto tracionado

O valor de f_t da Figura 27 foi obtido a partir da equação 3.6 do CEP-FIB 1990 (1993):

$$f_t = 0,14 * f_{ck}^{(2/3)} \quad (3.22)$$

3.4.3 MODELO CONCRETO (*CONCRETE*)

Para a implementação do modelo de Willam & Warnke (1974) no ANSYS é necessário que nove constantes sejam preenchidas:

1. Transferência do esforço cortante com fissuras abertas;
2. Transferência do esforço cortante com fissuras fechadas;
3. Tensão limite à tração (abertura de fissura);
4. Tensão limite uniaxial à compressão (esmagamento);
5. Tensão limite biaxial à compressão;
6. Estado de tensões hidrostático;
7. Tensão limite biaxial à compressão no estado de tensões hidrostático;
8. Tensão limite uniaxial à compressão no estado de tensões hidrostático;
9. Perda de rigidez após a fissuração.

Os coeficientes de abertura de fissuras foram definidos em 0,2 para fissuras abertas e 0,4 para as fissuras fechadas. O limite à tração do concreto f_t está apresentado na Tabela 2. O limite à compressão foi desativado, usando o valor -1. Este recurso foi adotado para evitar problemas de convergência do modelo quando o concreto começa a romper.

As constantes 5 a 8 foram deixadas em branco usando os valores padrões do ANSYS.

Quando um ponto atinge a condição de fissuração, a rigidez deste ponto sofre um decréscimo gradual, para levar em conta o efeito de enrijecimento por tração do concreto, situado entre duas fissuras. O parâmetro α_m (constante nove do ANSYS), que define a perda de rigidez após a fissuração, deve ser fornecido como dado de entrada. Em todas as análises foi utilizado o valor pré-definido no programa ANSYS, que vale 0,6.

3.4.4 VALOR DA MASSA ESPECÍFICA DO CONCRETO

Foi usada a massa específica do concreto armado $2,54e-8$ t/cm³. Assim o único material que precisou ser configurado foi o concreto.

Para que o modelo de densidade do material funcionar corretamente é preciso também definir a aceleração da gravidade dentro do arquivo do ANSYS. Aqui considerada como 981 cm/s^2 .

Se for feita a multiplicação da massa específica pela aceleração da gravidade é obtido o valor $25\text{e-}6 \text{ kN/cm}^3$ que é o peso específico do concreto armado.

3.5 MODELAGEM DO AÇO:

Em uma estrutura de concreto estrutural, as barras de aço resistem, fundamentalmente, a esforços axiais. Portanto, é necessário apenas um modelo uniaxial para descrever seu comportamento.

As barras de aço podem ser modeladas de três formas: discreta, incorporada (embedded) ou distribuída.

O modelo de armadura discreta (Figura 28a) usa elementos de barra que são conectados aos nós do modelo. Assim os nós dos elementos de concreto e das armaduras ocupam a mesma posição. Sua desvantagem é que as armaduras ficam restritas à malha dos elementos de concreto.

O modelo incorporado (Figura 28b) acaba com a limitação do modelo discreto, pois as barras de armadura são definidas em separado dos elementos de concreto, permitindo que as armaduras sejam posicionadas em qualquer posição.

O modelo distribuído (Figura 28c) admite que o concreto seja uniformemente armado dentro de cada elemento finito. É uma solução prática para modelos de grande escala, porém tem menos precisão nos dados de esforços nas armaduras.

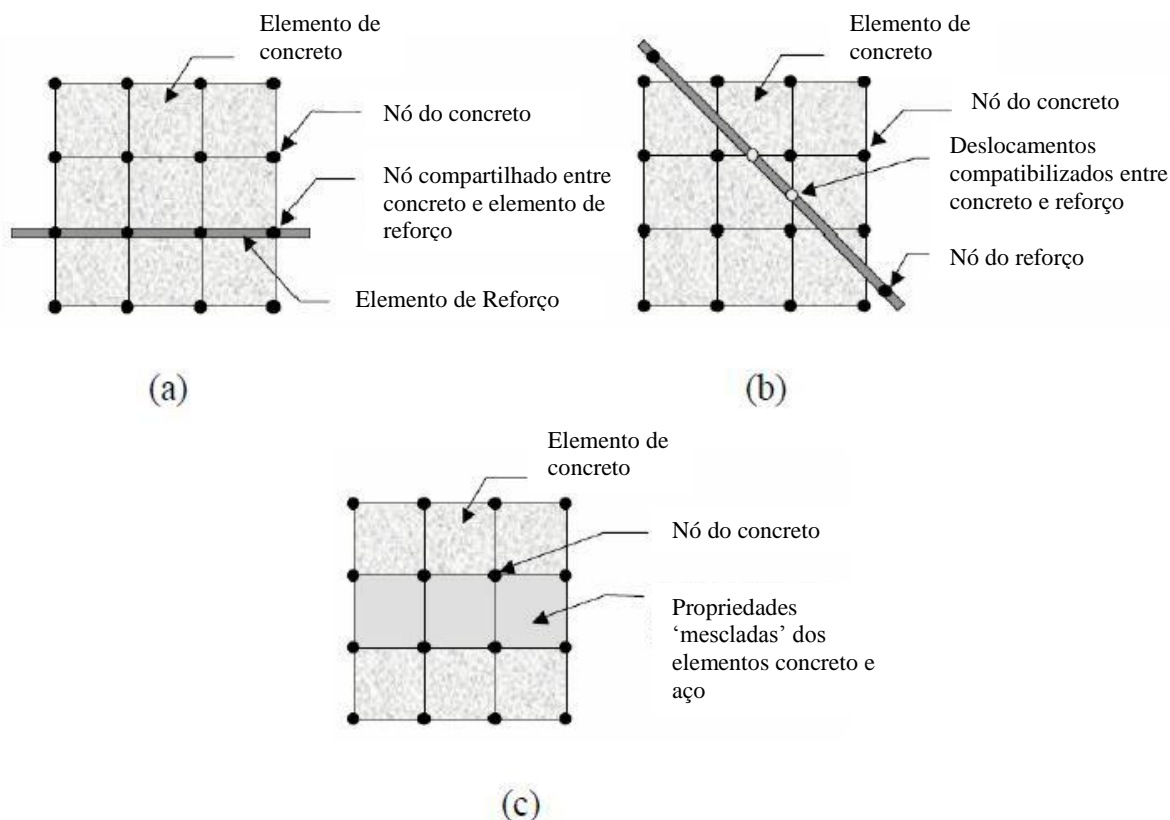


Figura 28 - Modelos para discretização das armaduras: a) Discreto b) Incorporado c) Distribuído

O modelo que apresenta os melhores resultados é o incorporado. Adotou-se o modelo discreto, pois a versão utilizada do ANSYS não possui o recurso do modelo incorporado.

3.5.1 MODELO LINEAR ISOTRÓPICO

O módulo de elasticidade do aço foi adotado 21000 kN/cm^2 e coeficiente de Poisson adotado foi 0,3. Embora o modelo seja unidimensional o software exige a entrada de um valor de coeficiente de Poisson.

3.5.2 MODELO MULTILINEAR ELÁSTICO (MELAS)

Coerentemente com o modelo que foi adotado para o concreto, as armaduras são representadas através de um comportamento multilinear elástico (MELAS). Por simplicidade, adota-se um comportamento bilinear, com o módulo de elasticidade do aço E_{s1} até ser atingida a tensão de escoamento, e um módulo de deformação reduzido E_{s2} , para o trecho entre a tensão de escoamento e a tensão de ruptura por tração. O diagrama tensão/deformação adotada para os aços é apresentado na Figura 29.

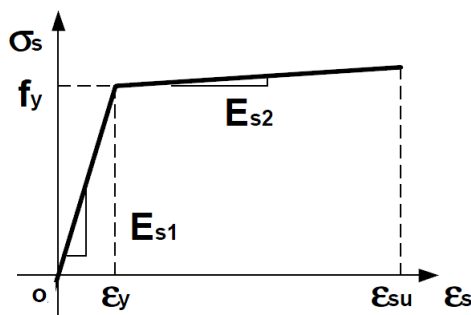


Figura 29 - Relação tensão x deformação para o aço

Para adequar-se a limitação de projeto dos materiais impostos pela Norma NBR6118 (2007), os diagramas os módulos de elasticidade foram devidamente ajustados limitando a resistência máxima admissível das armaduras.

3.6 SOLUÇÃO DO SISTEMA DE EQUAÇÕES NÃO-LINEARES:

A consideração das não linearidades dos materiais, aço e concreto, faz com que a aplicação do método dos elementos finitos na análise de estrutura de concreto resulte em um sistema de equações não lineares de equilíbrio. Na solução deste sistema é empregado o método de Newton-Raphson.

Para a obtenção da curva carga-deslocamento completa das vigas foi empregado o método de incremento de deslocamentos ao invés do método de incremento de carga. Dentro de cada passo de carga, foi determinado um número mínimo de sub-passos de deslocamentos. O programa ANSYS avalia automaticamente a necessidade de mais sub-passos intermediários para garantir a convergência. Foi criado um passo inicial onde não havia nenhum deslocamento, onde a estrutura deformava com a carga de peso próprio, e, no caso de vigas de concreto protendido, recebiam a carga de protensão. No início da fissuração do concreto os incrementos de deformações foram reduzidos para garantir a convergência do modelo. Maiores detalhes sobre os incrementos podem ser analisado no apêndice A deste trabalho.

O uso de incremento de deslocamentos possibilitou o uso de um critério de convergência para a norma de deslocamentos (U) foi de 0,005. Para a norma das forças desequilibradas (F) foi adotado o critério de 0,05 com base no trabalho de Wolanski e Anthony(2004).

3.7 MALHA UTILIZADA:

Para a modelagem das vigas foi utilizada uma malha de elementos finitos, que apresentavam as seguintes dimensões, altura de 2,5 cm, comprimento de 5 cm e largura de um sexto da largura da viga, conforme a Figura 30. As armaduras seguiram o mesmo padrão de divisão do concreto para assegurar que os nós estivessem todos coincidindo (Figura 31).

Para assegurar maior eficiência no tempo de processamento, foi modelado apenas um quarto da viga, o que foi viabilizado pela dupla simetria da viga e da seção de concreto.

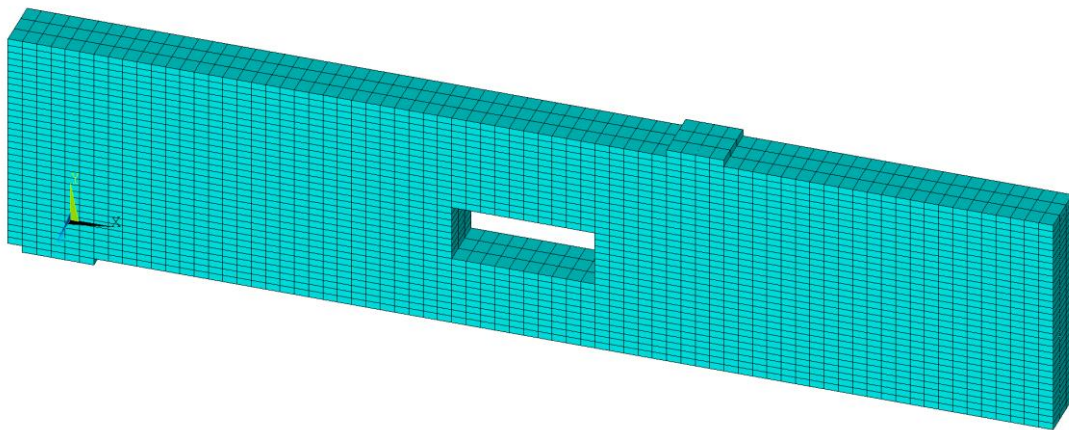


Figura 30 - Malha de elementos finitos para o concreto e chapas de aço

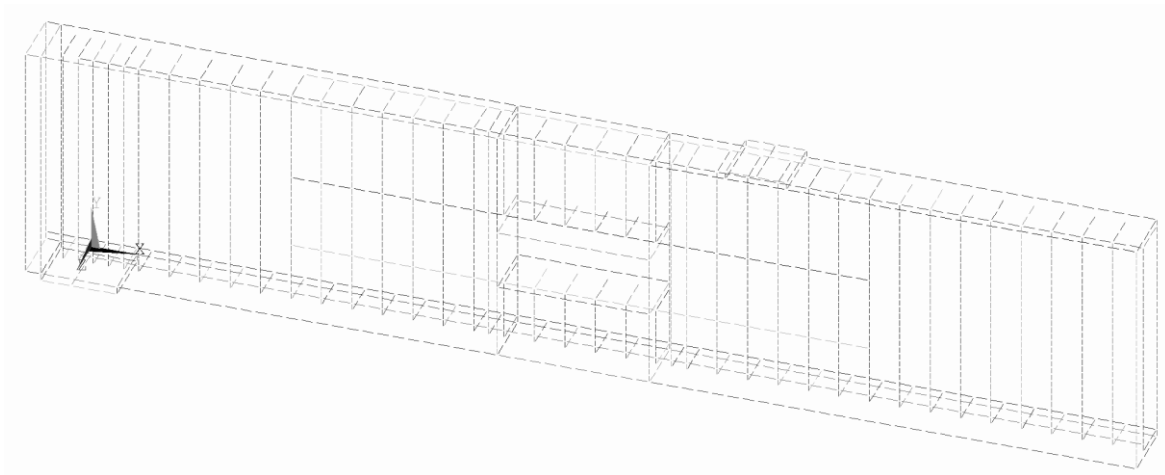


Figura 31 - Malha de elementos finitos das armaduras

CAPÍTULO IV

4 VALIDAÇÃO DO MODELO

4.1 – INTRODUÇÃO

Este capítulo servirá para avaliações e discussões sobre a calibração e validação do modelo adotado. Serão analisadas vigas de concreto armado e protendido e uma viga de concreto armado com abertura na alma.

4.2 – VIGAS DE CONCRETO ARMADO DA SÉRIE ET DE LEONHARDT E WALTHER (1962)

Neste item é estudado um conjunto de quatro vigas, denominadas ET1, ET2, ET3 e ET4, ensaiadas por Leonhardt e Walther (1962). Nestas vigas são aplicadas duas cargas concentradas, cuja posição pode ser vista na Figura 32 (unidades da figura cm). A resistência à compressão cilíndrica do concreto é de 2,42 kN/cm².

Todas as vigas possuem a mesma armadura longitudinal (Figura 32). Esta consiste, inferiormente, de quatro barras de 20 mm de diâmetro ($f_y = 42,8$ kN/cm²), sendo duas localizadas a 3 cm da borda inferior e duas localizadas a 6 cm da mesma borda e, superiormente, de duas barras de 8 mm de diâmetro ($f_y = 46,5$ kN/cm²) localizadas a 3 cm da borda superior. Todas as barras são de aço encruado a frio (antiga classe B). Os estribos verticais têm 6 mm de diâmetro ($f_y = 32$ kN/cm², aço com encruamento natural, antiga classe A), uniformemente espaçados.

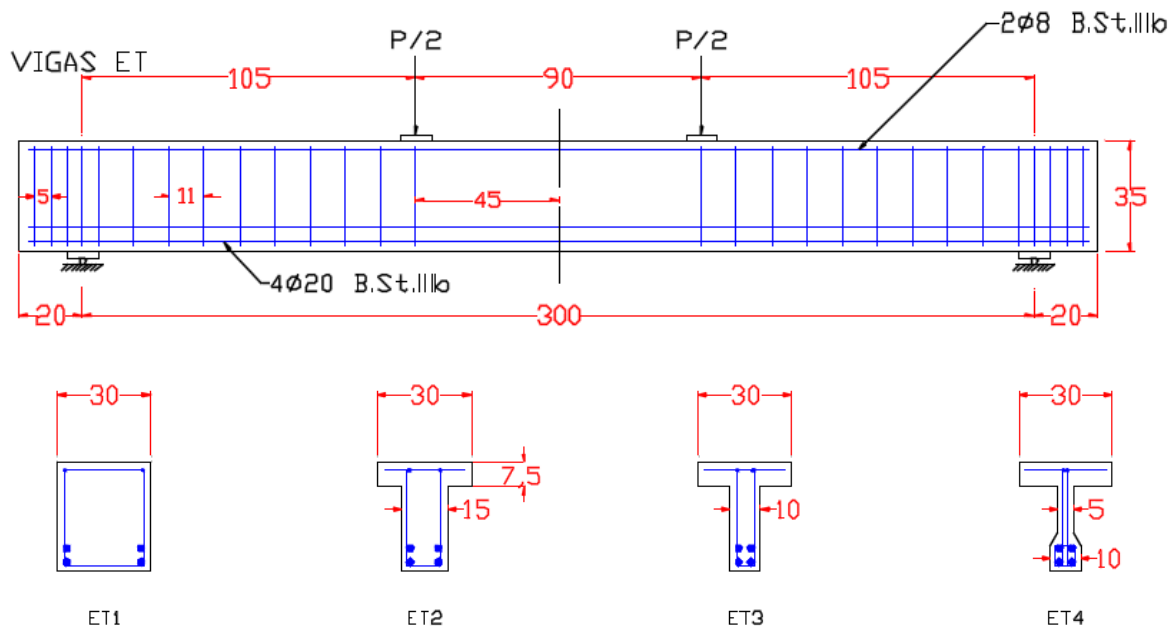


Figura 32 – Vigas da série ET ensaiadas por Leonhardt e Walther (1962)

Para a análise computacional, utilizou-se a malha de elementos finitos sólidos de três dimensões com 2,5 cm de lado tanto alma das vigas como as mesas, conforme a Figura 33. A alma da viga ET4, por ser muito esbelta foi modelada com elementos de 2,5 x 2,5 x 1,25 cm para possibilitar a inclusão da armadura na seção transversal da seção. O peso próprio das vigas foi considerado na análise. A posição das armaduras positivas foi: a primeira camada a 2,5 cm do bordo inferior e a segunda camada a 7,5cm, assim a altura média considerada levou em conta um erro de cinco milímetros em relação à posição do modelo experimental.

Os resultados para as vigas ET1 a ET4 podem ser vistos nas figuras a seguir. Na Figura 34 são apresentados os diagramas de tensão axial nas barras de armaduras e máximas tensões principais σ_3 (compressão) no concreto. Nas Figura 35 e Figura 36, são apresentados gráficos de abertura de fissuras, onde a fissuração é apresentada perpendicularmente a tensão principal σ_1 (tração), diferenciadas pelas cores vermelha, verde e azul. Conforme indicado nos detalhes de fissuração é possível perceber fissuras inclinadas próximas ao apoio e verticais no centro do vão, devido ao cortante e a flexão respectivamente. Por último a Figura 37 traz os diagramas carga-deslocamento no ponto central inferior do vão de cada viga.

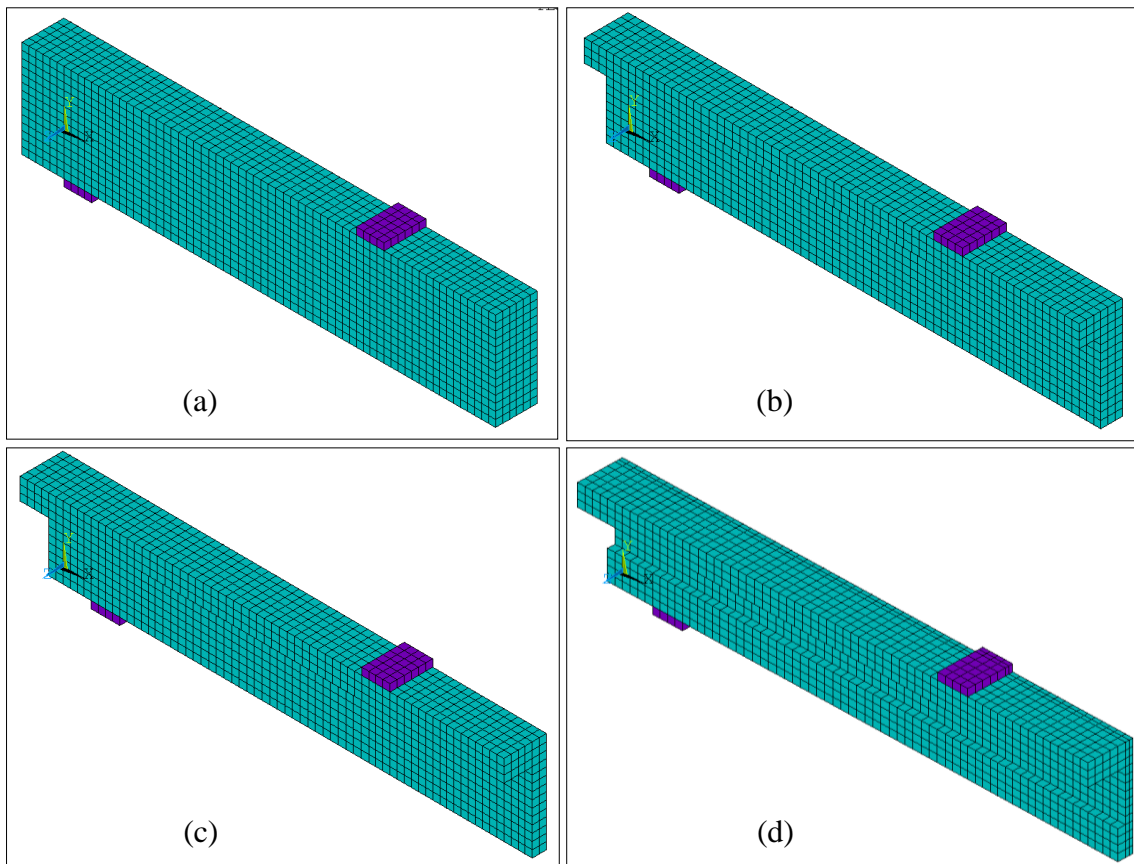


Figura 33 - Modelo de elementos finitos adotados para a viga ET1 (a), ET2 (b), ET3 (c) e ET4 (d).

As cargas de ruptura teóricas foram obtidas aplicando-se os modelos de dimensionamento à flexão e ao esforço cortante da NBR-6118 (2007), e adotando-se a menor das duas cargas últimas obtidas pelos dois critérios de falha. Como se trata de um problema de verificação, com as propriedades dos materiais conhecidas, nos cálculos foram considerados coeficientes de segurança unitários.

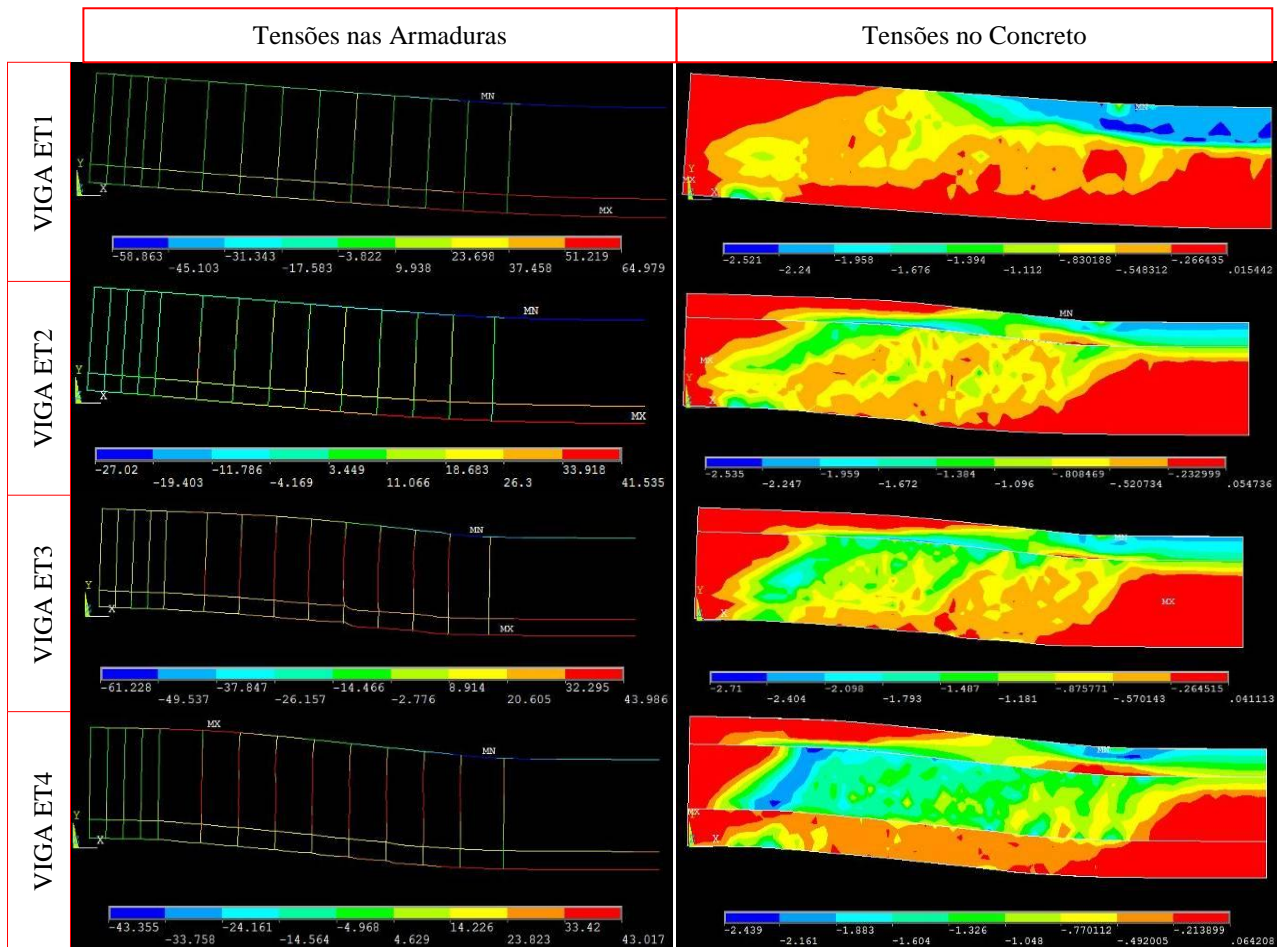


Figura 34 - resultados das vigas ET1 a ET4 para tensões na ruptura em kN/cm^2

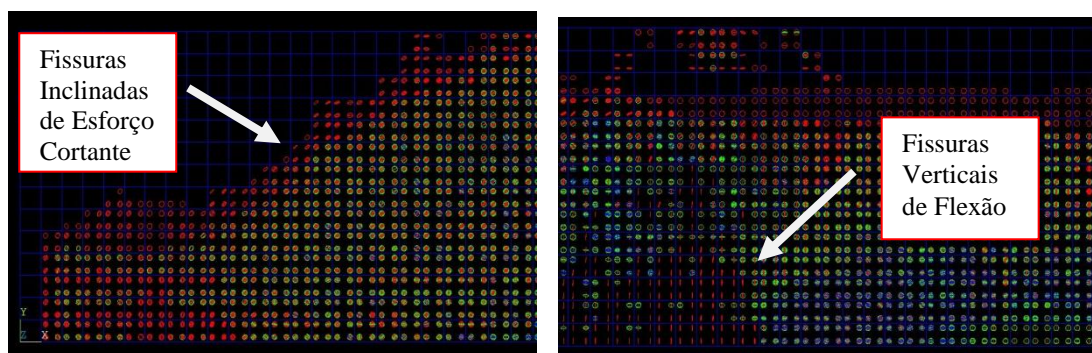


Figura 35 - detalhe abertura de fissuras na ruptura

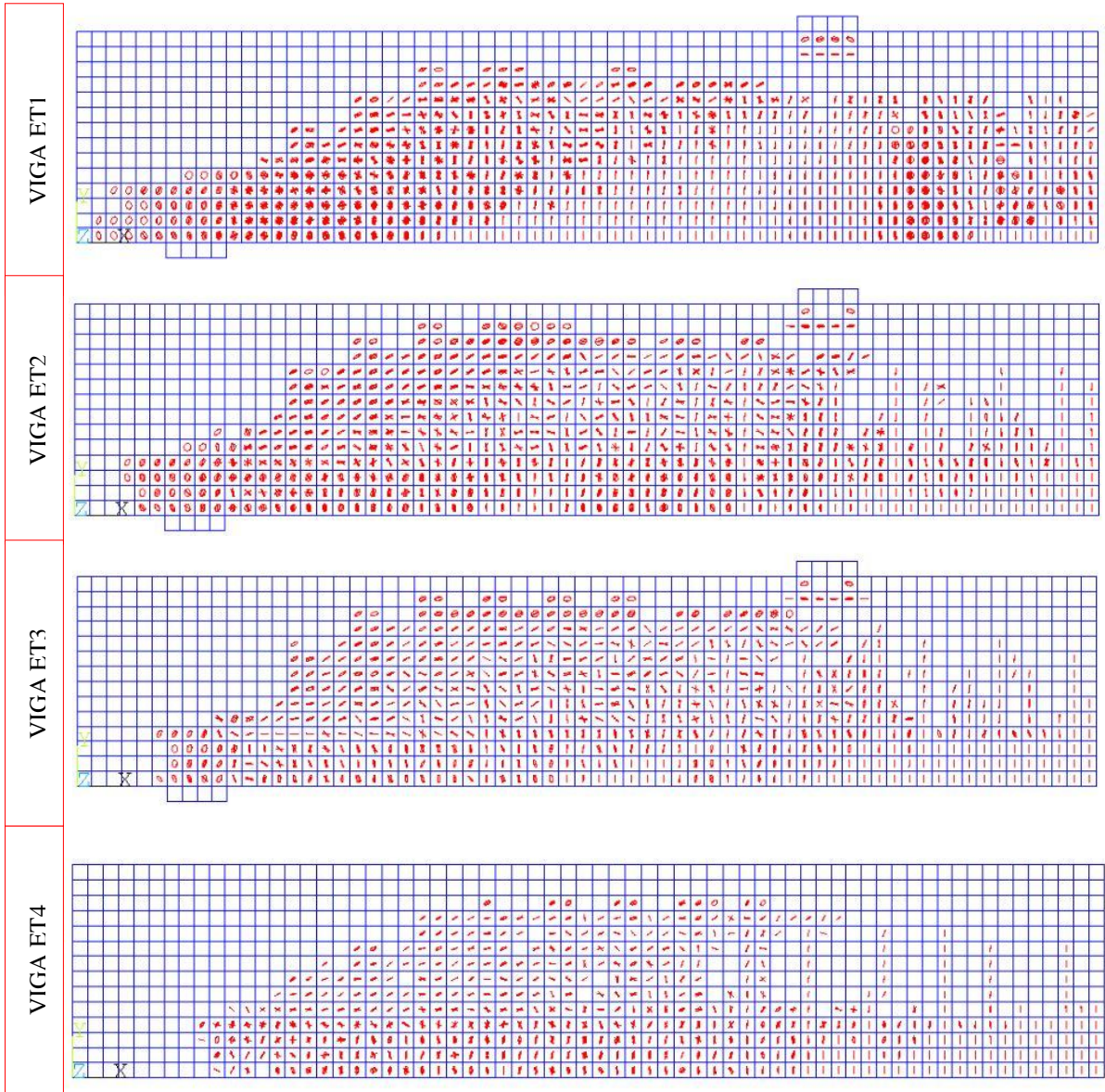


Figura 36 - Diagramas de fissuração em carga de serviço das vigas ET1 a ET4

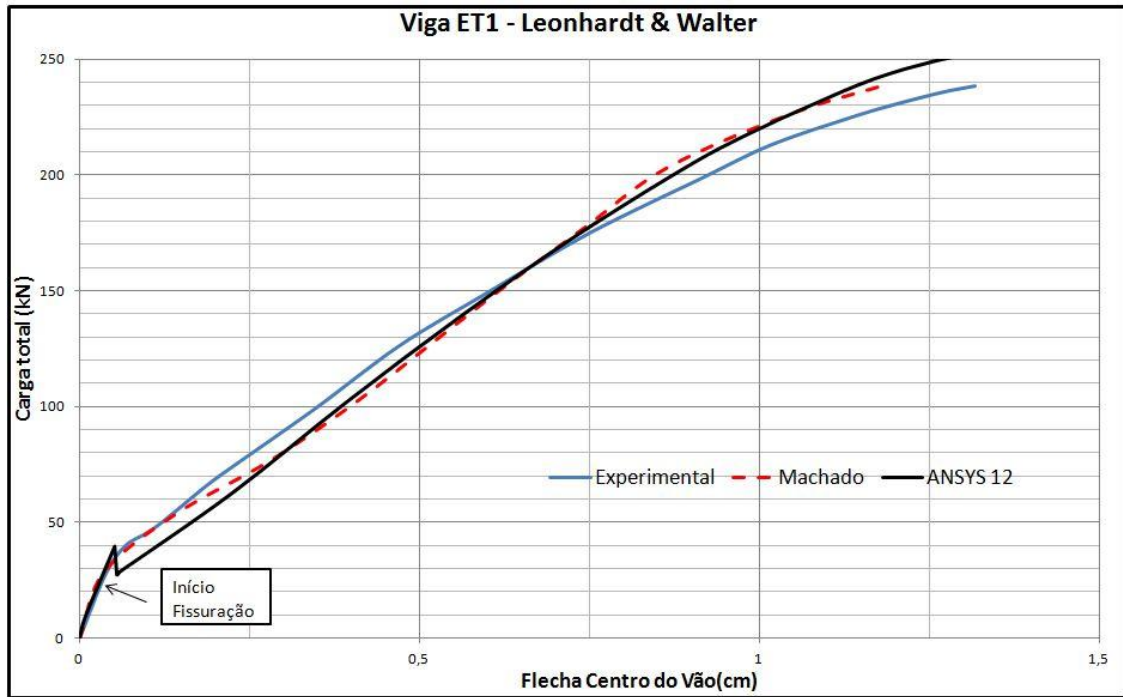


Figura 37 - resultados das vigas ET1

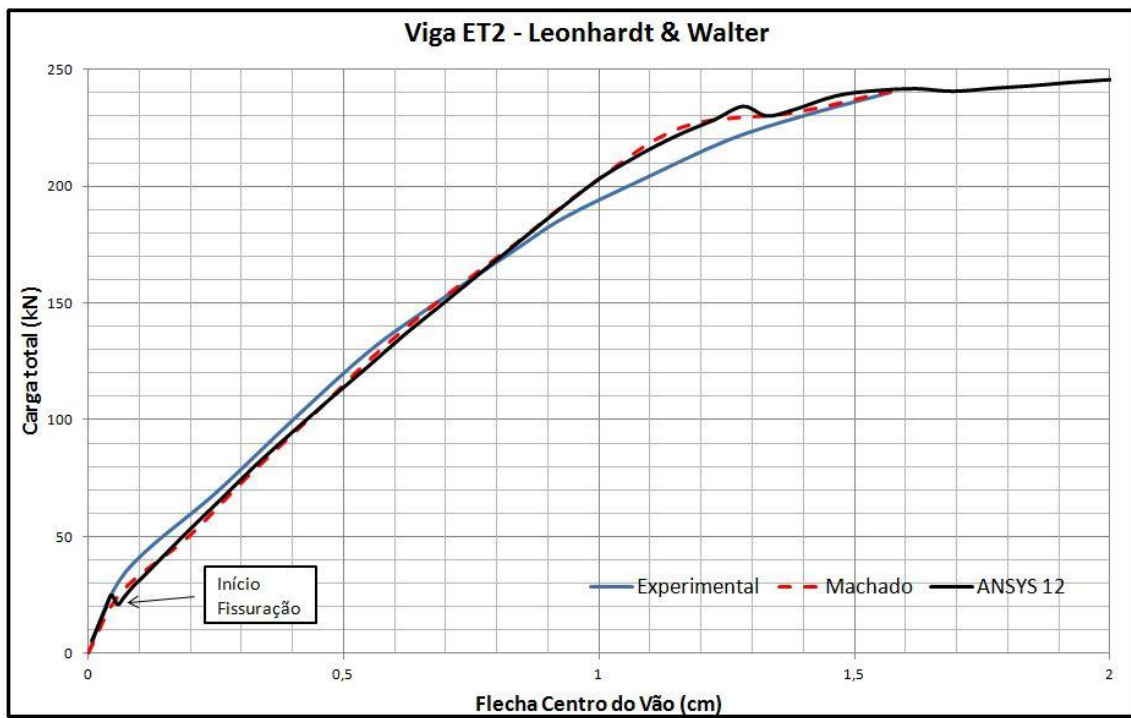


Figura 38- resultados das vigas ET2

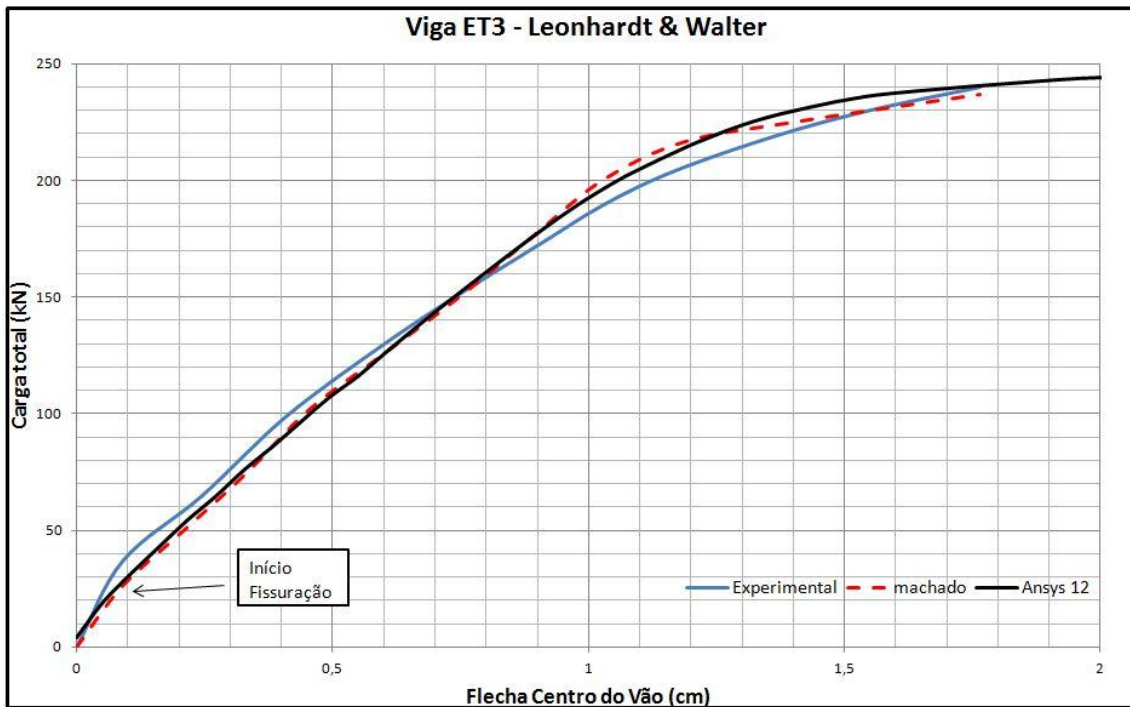


Figura 39 - resultados das vigas ET3

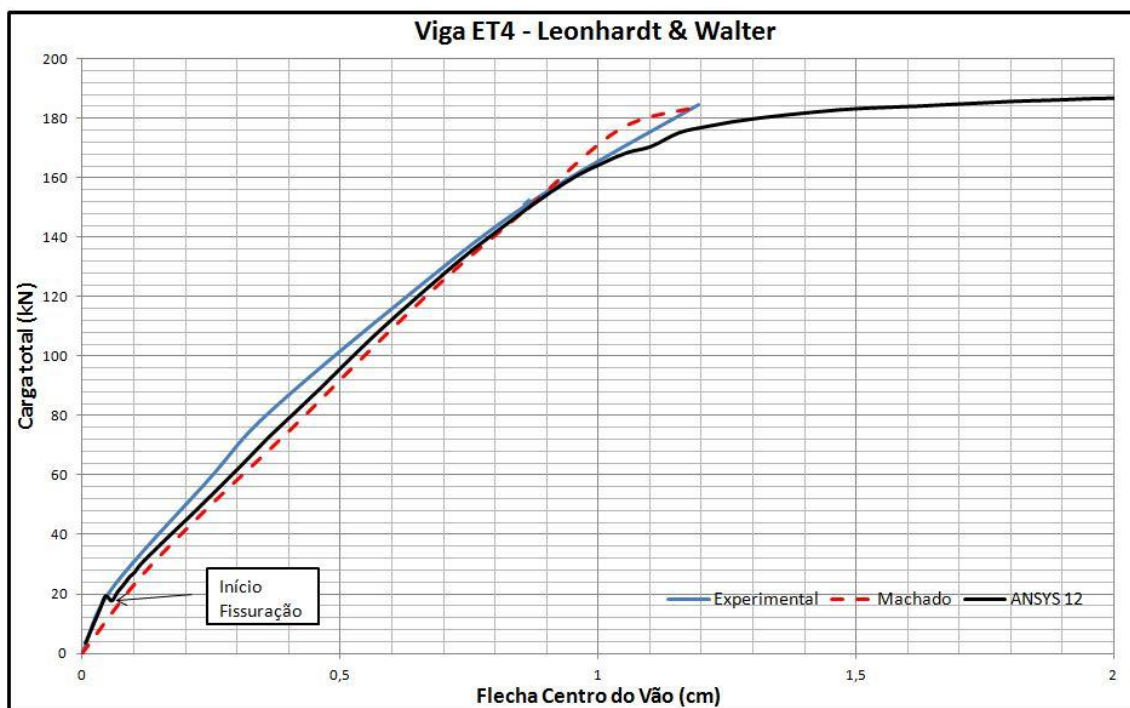


Figura 40 - resultados das vigas ET4

Os resultados do diagrama carga-flecha apresentam boa aproximação entre as previsões do modelo numérico e os resultados experimentais. Na Figura 36 de distribuição de fissuras pode-se observar o surgimento de fissuras mais inclinadas à medida que a largura da viga diminui, aumentando as tensões nos estribos e ocasionando a ruptura por cisalhamento. Por fim, no diagrama de tensões axiais na armadura pode-se observar que na viga ET1,

quando se atinge a carga de ruptura, a armadura inferior já se encontra no patamar de escoamento, enquanto que os estribos estão levemente tracionados. Nas vigas ET2 e ET3 também se pode verificar que a armadura inferior atinge o patamar de escoamento, no entanto, os estribos também são solicitados com cargas próximas a sua tensão axial máxima. A viga ET4 atinge a tensão máxima nos estribos antes de se iniciar o processo de escoamento da armadura inferior. Os resultados também foram comparados com o trabalho de Machado (2002).

Desta forma se pode observar que a viga ET1 rompe por flexão, as vigas ET2 e ET3 rompem por flexão e cisalhamento e a viga ET4 rompe por cisalhamento.

4.3 – VIGA DE CONCRETO PROTENDIDO DA SÉRIE D DE TAO E DU (1985)

Neste item, comparam-se os resultados obtidos através do modelo computacional com valores determinados por ensaios experimentais, realizados por TAO e DU (1985), para vigas biapoiadas de concreto protendido, submetidas à pré-tração com aderência inicial. Os resultados obtidos também foram comparados com os resultados que Machado (2002) teve em sua análise numérica.

É analisada a viga referenciada por D-3, submetida à pré-tração com aderência inicial. Duas cargas concentradas são aplicadas até atingir-se a ruptura, cuja posição pode ser vista na Figura 41 (unidades da figura cm), assim como o detalhamento da viga.

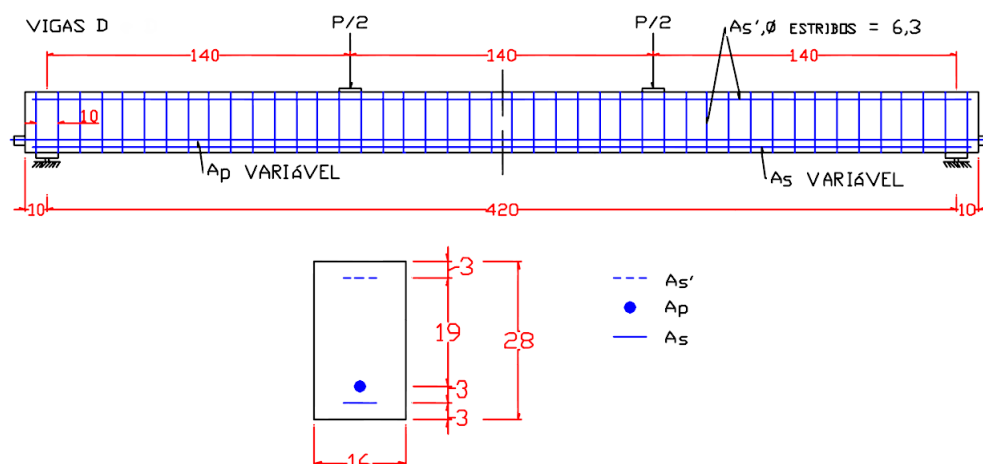


Figura 41 - Detalhamento das vigas da série D de TAO e DU (1985).

Para cada viga, os valores das resistências médias à compressão do concreto (f_{cm}), das áreas das armaduras protendidas (A_p), das tensões iniciais de protensão (σ_{p0}), das áreas

das armaduras longitudinais passivas tracionadas (A_s), das tensões de escoamento das armaduras passivas (f_y), das tensões de ruptura das armaduras protendidas (f_{ptk}) e dos módulos de elasticidade das armaduras protendidas (E_p), e das armaduras passivas (E_s), encontram-se na Tabela 3.

Tabela 3 - Propriedades das vigas de TAO e DU (1985)

VIGA	f_{cm} (kN/cm^2)	A_p (cm^2)	σ_{p0} (kN/cm^2)	A_s (cm^2)	f_y (kN/cm^2)	f_{ptk} (kN/cm^2)	E_s (kN/cm^2)	E_p (kN/cm^2)
D-3	3,56	1,56	87,9	2,36	43,0	166	21000	20000

Para a análise computacional, foi utilizada uma malha de elementos finitos com 2,0 cm de lado. Podem ser comparadas as curvas carga-flecha, numéricas e experimentais.

A aproximação dos resultados numéricos com os valores experimentais pode ser considerada boa devido às incertezas presentes nas análises de vigas de concreto protendido, tais como o valor da tensão de escoamento das cordoalhas, perdas de protensão, diagrama tensão-deformação do aço de protensão. Não foi considerada qualquer perda de protensão na análise.

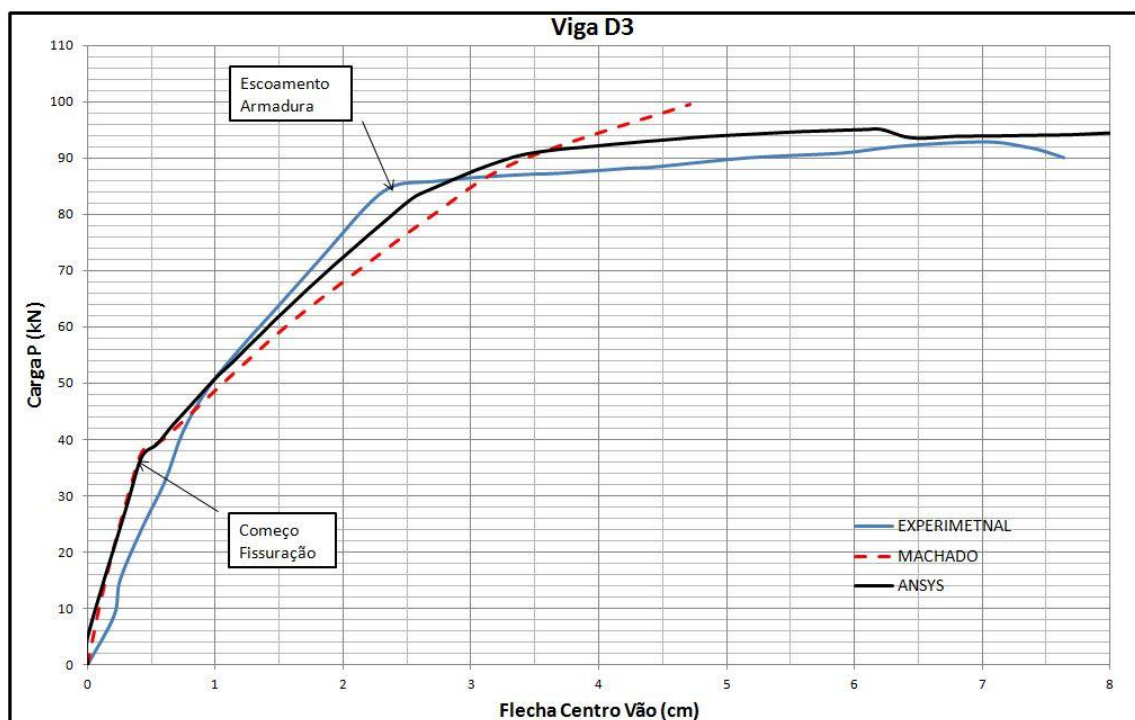


Figura 42 - Comparação entre as flechas, obtidas no ensaio e pelo modelo computacional, para a viga D-3.

4.4 – VIGA DE CONCRETO ARMADO COM FURO DE MANSUR (2006)

Neste item, é feita a comparação dos resultados obtidos através do modelo experimental realizado por MANSUR (2006), para vigas biapoiadas de concreto armado com furos circulares, submetidas a uma carga no centro do vão.

É analisada a viga referenciada por O com furo de diâmetro de 15 cm cuja geometria pode ser vista na Figura 43 (unidades da figura: mm), assim como o seu detalhamento.

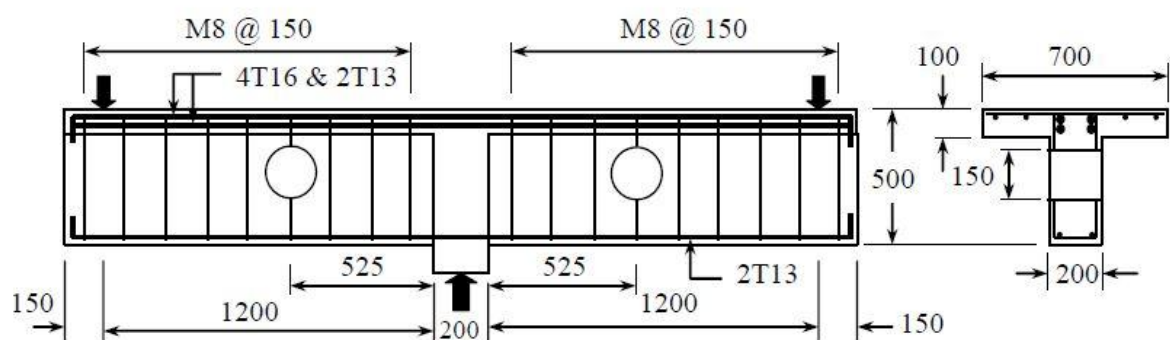


Figura 43 - Geometria e armaduras da viga O de Mansur (2006).

O valor da resistência média à compressão do concreto (f_{cm}) é $2,97 \text{ kN/cm}^2$, das áreas das armaduras positivas (A_s), das tensões de escoamento das armaduras passivas (f_y) $50,0 \text{ kN/cm}^2$, e dos módulos de elasticidade das armaduras (E_s) 21000 kN/cm^2 .

Para a análise computacional, foi utilizada uma malha de elementos finitos sólidos tridimensionais com $2,5 \text{ cm}$ de lado para a alma e mesa da viga. Para o furo foi criado uma região curva inscrita em um quadrado de $15 \times 15 \text{ cm}$ de lado. A malha foi criada automaticamente com elementos tridimensionais tetraédricos para se adaptar a superfície curva conforme apresentado na Figura 44. Como preparação ao estudo paramétrico a ser realizado, o lançamento foi feito usando materiais com nomes diferentes na região do furo (embora com mesmas propriedades e constantes) que ajudam a realização de análises isoladas nestas regiões.

Através da Figura 45, podem ser comparadas as curvas carga-flecha, numéricas e experimentais. Pode-se notar a aproximação dos resultados experimentais e numéricos das vigas.

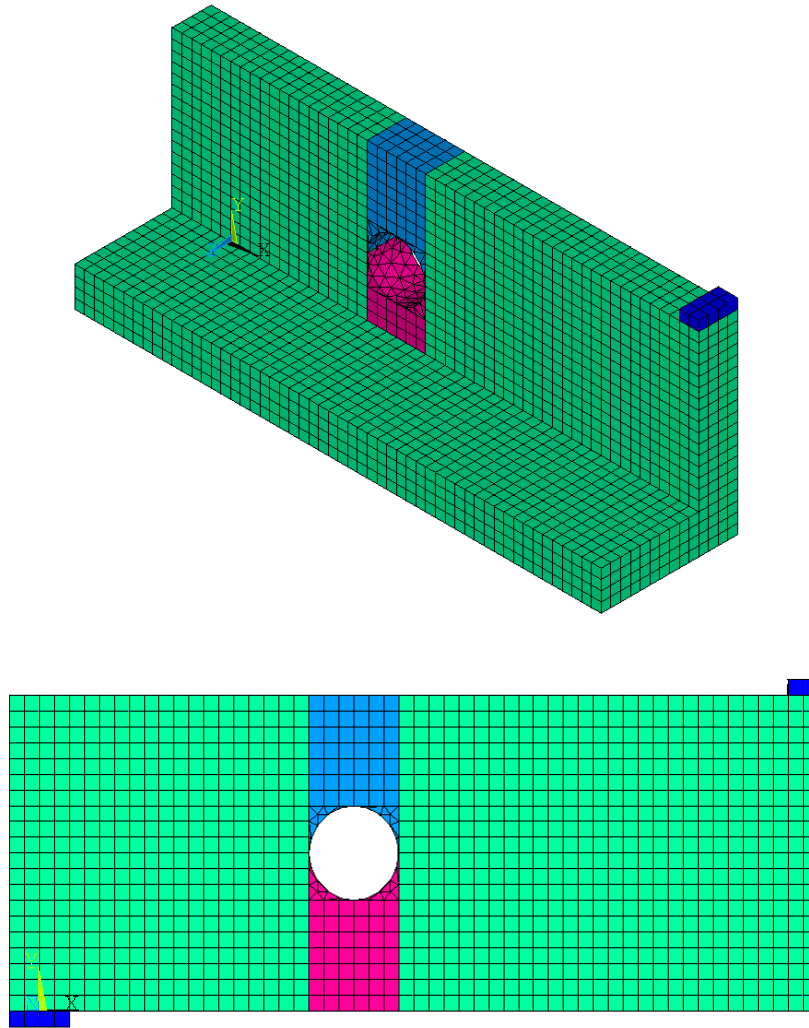


Figura 44 – Malha de elementos finitos para o concreto da viga O ensaiada por Mansur (2006)

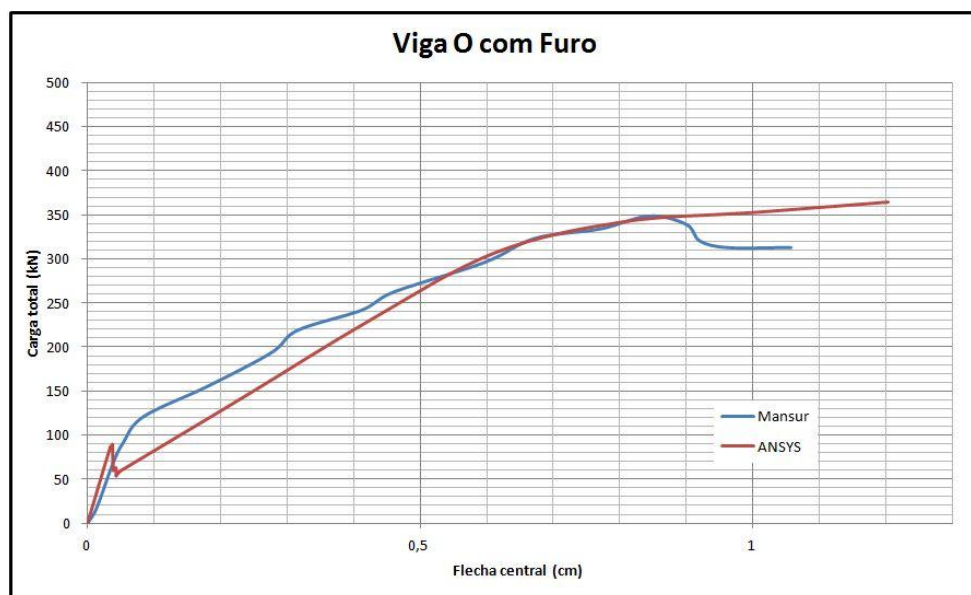


Figura 45 - Comparação entre as flechas, obtidas no ensaio e pelo modelo computacional, para a viga O de Mansur (2006)

Na Figura 46 são apresentados os diagramas de tensão principal σ^3 (compressão) no concreto, onde é possível observar a transmissão de esforços de cisalhamento em diagonais que passam acima e abaixo do furo. Já a Figura 47 representa os diagramas de tensão nas armaduras.

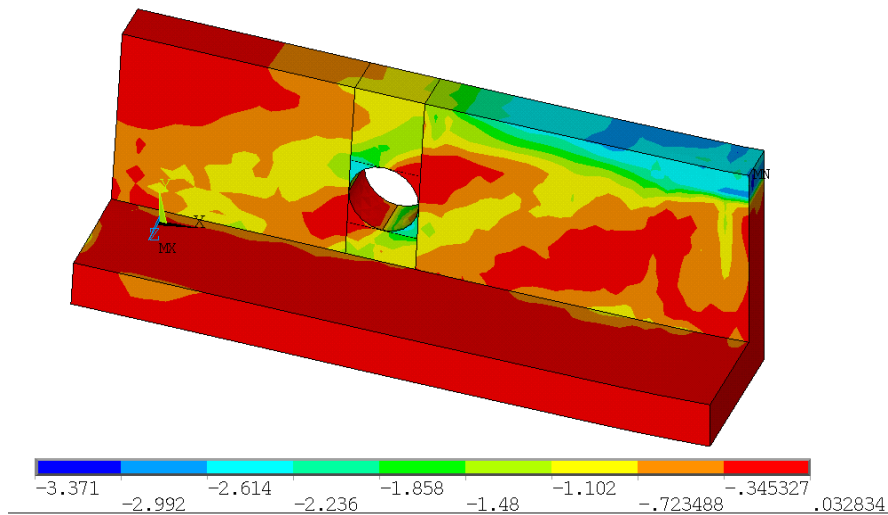


Figura 46 - Diagrama de tensões de compressão σ_3 do concreto da viga O (kN/cm^2)

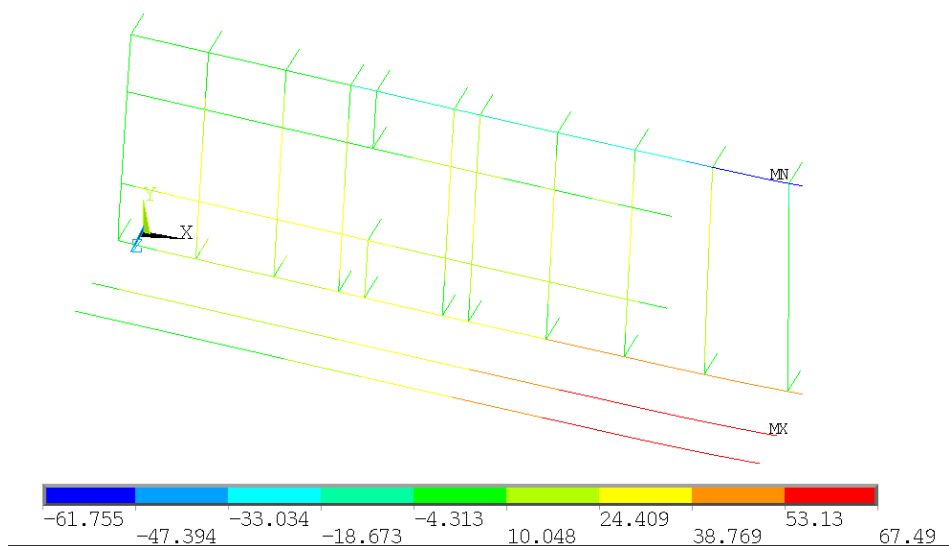


Figura 47 - Diagrama de tensões do aço na viga O (kN/cm^2)

Na Figura 48 o detalhe das armaduras de estribos que compõe o reforço da abertura na viga. É possível perceber que os estribos de suspensão têm uma carga atuando com mais intensidade, pois estão evitando a ruptura *beam-type* do furo, comprovando a eficácia do modelo numérico usado no ANSYS.

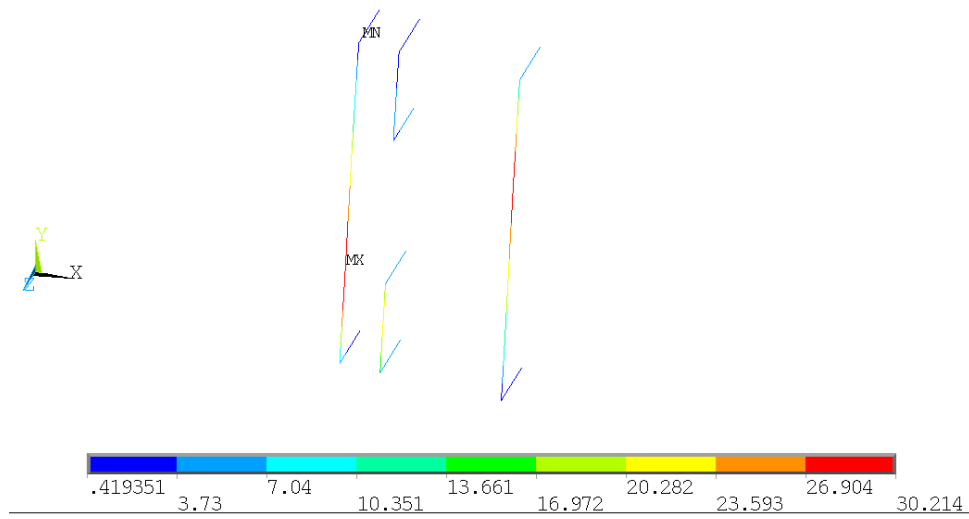


Figura 48 - Diagrama de tensões no aço das armaduras de estribo de reforço do furo da viga O (kN/cm²)

CAPÍTULO V

5 ESTUDOS PARAMÉTRICOS DE VIGAS COM ABERTURAS

5.1 – INTRODUÇÃO

5.1.1 – GEOMETRIA E MATERIAIS EMPREGADOS

O estudo paramétrico realizado baseou-se na comparação de vigas de concreto armado e protendidas alterando a largura da viga, a posição do furo dentro da viga bem como o tamanho das aberturas. Na análise foi levado em conta o peso próprio das vigas. Foi considerado concreto com $f_{ck} = 40$ MPa, aço CA50 para todas as armaduras passivas e aço CP-190RB para as armaduras ativas.

Foi fixado nas vigas o vão de sete metros, e altura de oitenta centímetros com duas cargas P, concentradas a 2,25 metros de cada apoio, de 250 kN cada conforme indicado na Figura 49a. Para a parametrização foram adotadas duas larguras da seção de concreto: 20 cm trabalhando mais próximo ao limite de resistência ao cisalhamento; e 40 cm trabalhando mais próximo ao limite de flexão da viga indicado na Figura 49b. Obtiveram-se, portanto, quatro grandes grupos de vigas: VA20 (Viga de Concreto Armado cm 20 cm de largura), VA40 (Viga de Concreto Armado com 40 cm de largura), VP20 (Viga de Concreto Protendido com 20 cm de largura) VP40 (Viga de Concreto Protendido com 40 cm de largura).

Em cada grupo de vigas foram considerados furos em duas posições distintas: Posição 1 (P1) Figura 49c, com a face à direita do furo localizado a 190 cm do apoio, portanto na zona com grande esforço de cisalhamento; Posição 2 (P2) Figura 49d, com a face à direita do furo localizado a 320 cm do apoio, zona com elevado momento fletor e quase nenhum esforço cortante.

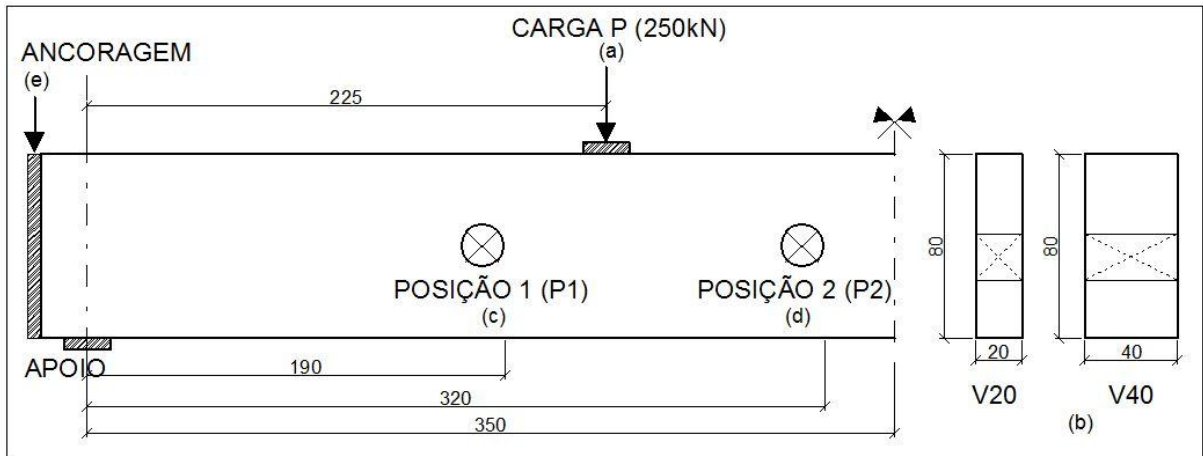


Figura 49 - Esquema geométrico da viga estudada

Em adição às placas metálicas para distribuição da tensão no ponto de aplicação da carga e no apoio, acrescentou-se uma terceira placa nas vigas protendidas em suas extremidades (Figura 49e) para ancorar a armadura ativa, evitando o esmagamento do concreto nessa região.

Os estribos foram posicionados sempre a cada 10 cm. De cada lado do furo foi posicionado um estribo de suspensão e acima e abaixo da abertura os estribos foram espaçados também sempre a cada 10 cm.

Em cada posição alterou-se dois parâmetros das aberturas: Variação do comprimento do furo indicado na Figura 50a e sua posição na altura da viga indicado na Figura 50b. Todos os furos tiveram a mesma altura, 20 cm.

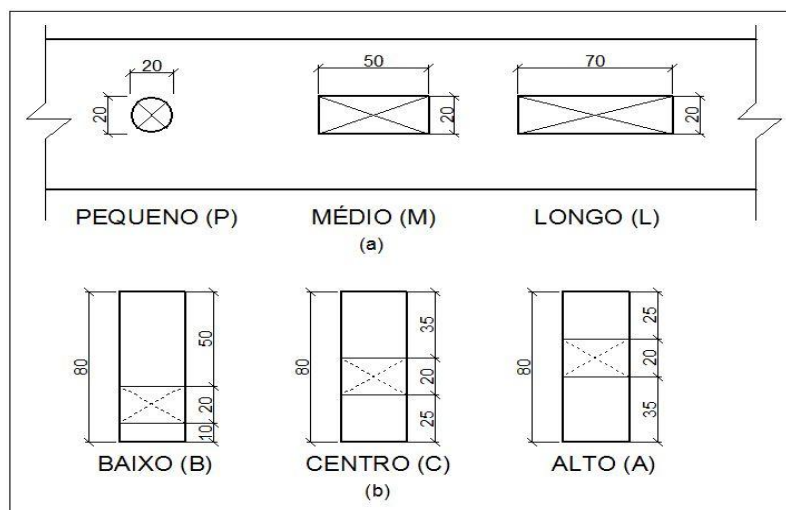


Figura 50 - Esquema geométrico das aberturas

5.1.2 – DIMENSIONAMENTO

As vigas, tanto de concreto armado como protendido, foram dimensionadas atendendo a Norma NBR6118 (2007) para os esforços de flexão e cisalhamento, as aberturas foram dimensionadas segundo as recomendações de Leonhardt e Mönnig (1978).

Visto que os reforços de aberturas foram dimensionados a partir das instruções de Leonhardt e Mönnig (1978), adotou-se 80% do esforço cortante no banzo superior e 20% no banzo inferior. Essa divisão limitou a posição do furo Alto (A) a 25 cm do topo da viga para viabilizar o dimensionamento à flexo-compressão do banzo superior de concreto.

A

Tabela 4 e a Tabela 5 resumem todas as armaduras dimensionadas, onde:

$$f_c = 4 \frac{kN}{cm^2} \text{ (Resistência à compressão do concreto)}$$

$$f_y = 50 \frac{kN}{cm^2} \text{ (Tensão de Escoamento aço CA50)}$$

$$f_{ye} = 190 \frac{kN}{cm^2} \text{ (Tensão de Escoamento aço CP190)}$$

$$E_c = 3412,9 \frac{kN}{cm^2} \text{ (Módulo de Elasticidade do Concreto)}$$

$$E_s = 21000 \frac{kN}{cm^2} \text{ (Módulo de Elasticidade do Aço)}$$

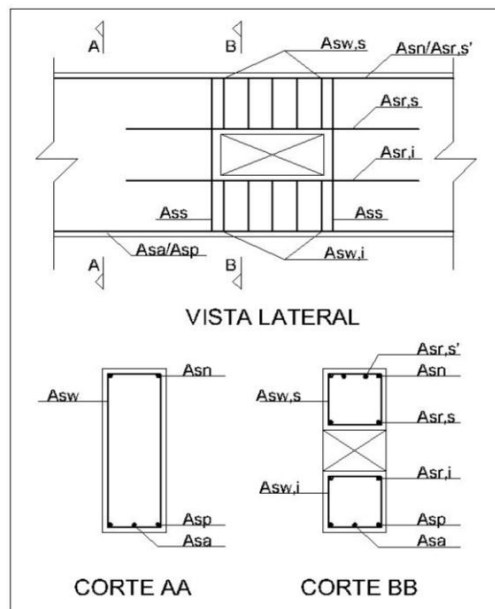


Figura 51 – Esquema do posicionamento das armaduras

As armaduras foram posicionadas conforme o esquema da Figura 51. As armaduras de reforços foram consideradas devidamente ancoradas. A armadura de suspensão foi admitida toda contida em um único estribo.

As armaduras negativas das vigas de concreto armadas foram arbitradas 1 cm² (2 barras de 8 mm funcionando como porta estribos), As armaduras de suspensão das vigas com furos na posição P2 também foram arbitradas como 1,6cm² (2 barras de 10 mm funcionando como porta estribo), pois nesta região apenas atua esforço cortante devido ao peso próprio.

As armaduras negativas das vigas de concreto protendido foram dimensionadas à tração considerando o concreto no Estádio II para absorver o momento gerado pela armadura ativa no ato da protensão. A tensão na armadura foi limitada a 25 kN/cm² para controlar a abertura das fissuras.

Tabela 4 - Resumo do detalhamento das vigas de concreto armado

RESUMO DE DETALHAMENTO VIGAS ARMADAS													
	NOME DA VIGA	Asa [cm ²]	fpe [kN/cm ²]	Delta inic	Asp [cm ²]	Asn [cm ²]	Asw [cm ² /m]	Asw,s [cm ² /m]	Asw,i [cm ² /m]	Ass [cm ²]	Asr,s [cm ²]	Asr,s' [cm ²]	Asr,i [cm ²]
1	VA20_P1_B_P	X	X	X	30,92	1	7,21	10,69	21,59	5,141	2,50	1,50	10,04
2	VA20_P1_B_M	X	X	X	30,92	1	7,21	10,69	21,59	5,141	2,50	1,50	4,94
3	VA20_P1_B_L	X	X	X	30,92	1	7,21	10,69	21,59	5,141	2,50	1,50	1,05
4	VA20_P1_C_P	X	X	X	30,92	1	7,21	18,22	3,20	5,141	1,75	0,75	12,59
5	VA20_P1_C_M	X	X	X	30,92	1	7,21	18,22	3,20	5,141	1,75	0,75	11,31
6	VA20_P1_C_L	X	X	X	30,92	1	7,21	18,22	3,20	5,141	5,47	4,47	10,04
7	VA20_P1_A_P	X	X	X	30,92	1	7,21	28,94	2,81	5,141	3,35	2,35	12,87
8	VA20_P1_A_M	X	X	X	30,92	1	7,21	28,94	2,81	5,141	10,47	9,47	12,02
9	VA20_P1_A_L	X	X	X	30,92	1	7,21	28,94	2,81	5,141	14,80	13,80	11,17
10	VA20_P2_B_P	X	X	X	30,92	1	7,21	2,81	2,81	1,6	2,50	1,50	18,91
11	VA20_P2_B_M	X	X	X	30,92	1	7,21	2,81	2,81	1,6	2,50	1,50	18,91
12	VA20_P2_B_L	X	X	X	30,92	1	7,21	2,81	2,81	1,6	2,50	1,50	18,91
13	VA20_P2_C_P	X	X	X	30,92	1	7,21	2,81	2,81	1,6	1,75	0,75	18,91
14	VA20_P2_C_M	X	X	X	30,92	1	7,21	2,81	2,81	1,6	1,75	0,75	18,91
15	VA20_P2_C_L	X	X	X	30,92	1	7,21	2,81	2,81	1,6	1,75	0,75	18,91
16	VA20_P2_A_P	X	X	X	30,92	1	7,21	2,81	2,81	1,6	5,31	4,31	18,91
17	VA20_P2_A_M	X	X	X	30,92	1	7,21	2,81	2,81	1,6	5,31	4,31	18,91
18	VA20_P2_A_L	X	X	X	30,92	1	7,21	2,81	2,81	1,6	5,31	4,31	18,91
19	VA40_P1_B_P	X	X	X	28,74	1	2,49	6,16	17,63	5,412	5,00	4,00	10,41
20	VA40_P1_B_M	X	X	X	28,74	1	2,49	6,16	17,63	5,412	5,00	4,00	5,04
21	VA40_P1_B_L	X	X	X	28,74	1	2,49	6,16	17,63	5,412	5,00	4,00	2,11
22	VA40_P1_C_P	X	X	X	28,74	1	2,49	14,09	5,61	5,412	3,50	2,50	13,10
23	VA40_P1_C_M	X	X	X	28,74	1	2,49	14,09	5,61	5,412	3,50	2,50	11,76
24	VA40_P1_C_L	X	X	X	28,74	1	2,49	14,09	5,61	5,412	3,91	2,91	10,41
25	VA40_P1_A_P	X	X	X	28,74	1	2,49	25,38	5,61	5,412	2,50	1,50	13,40
26	VA40_P1_A_M	X	X	X	28,74	1	2,49	25,38	5,61	5,412	2,50	1,50	12,50
27	VA40_P1_A_L	X	X	X	28,74	1	2,49	25,38	5,61	5,412	5,87	4,87	11,61
28	VA40_P2_B_P	X	X	X	28,74	1	2,49	5,61	5,61	1,6	5,00	4,00	19,70
29	VA40_P2_B_M	X	X	X	28,74	1	2,49	5,61	5,61	1,6	5,00	4,00	19,70
30	VA40_P2_B_L	X	X	X	28,74	1	2,49	5,61	5,61	1,6	5,00	4,00	19,70
31	VA40_P2_C_P	X	X	X	28,74	1	2,49	5,61	5,61	1,6	3,50	2,50	19,70
32	VA40_P2_C_M	X	X	X	28,74	1	2,49	5,61	5,61	1,6	3,50	2,50	19,70
33	VA40_P2_C_L	X	X	X	28,74	1	2,49	5,61	5,61	1,6	3,50	2,50	19,70
34	VA40_P2_A_P	X	X	X	28,74	1	2,49	5,61	5,61	1,6	2,50	1,50	19,70
35	VA40_P2_A_M	X	X	X	28,74	1	2,49	5,61	5,61	1,6	2,50	1,50	19,70
36	VA40_P2_A_L	X	X	X	28,74	1	2,49	5,61	5,61	1,6	2,50	1,50	19,70

Tabela 5 - Resumo do detalhamento das vigas de concreto protendido

RESUMO DE DETALHAMENTO VIGAS PROTENDIDAS														
	NOME DA VIGA	f_c [kN/cm ²]	Asa [cm ²]	f_{pe} [kN/cm ²]	Def. inic	Asp [cm ²]	Asn [cm ²]	Asw [cm ² /m]	Asw_s [cm ² /m]	Asw_i [cm ² /m]	Ass [cm ²]	Asr_s [cm ²]	Asr_s' [cm ²]	Asr_i [cm ²]
1	VP20_P1_B_P	4	8,112	118,34	0,00564	4,64	4	7,21	10,69	21,59	5,141	2,50	0,50	10,04
2	VP20_P1_B_M	4	8,112	118,34	0,00564	4,64	4	7,21	10,69	21,59	5,141	2,50	0,50	4,94
3	VP20_P1_B_L	4	8,112	118,34	0,00564	4,64	4	7,21	10,69	21,59	5,141	2,50	0,50	1,05
4	VP20_P1_C_P	4	8,112	118,34	0,00564	4,64	4	7,21	18,22	3,20	5,141	1,75	0,50	12,59
5	VP20_P1_C_M	4	8,112	118,34	0,00564	4,64	4	7,21	18,22	3,20	5,141	1,75	0,50	11,31
6	VP20_P1_C_L	4	8,112	118,34	0,00564	4,64	4	7,21	18,22	3,20	5,141	5,47	1,47	10,04
7	VP20_P1_A_P	4	8,112	118,34	0,00564	4,64	4	7,21	28,94	2,81	5,141	3,35	0,50	12,87
8	VP20_P1_A_M	4	8,112	118,34	0,00564	4,64	4	7,21	28,94	2,81	5,141	10,47	6,47	12,02
9	VP20_P1_A_L	4	8,112	118,34	0,00564	4,64	4	7,21	28,94	2,81	5,141	14,80	10,80	11,17
10	VP20_P2_B_P	4	8,112	118,34	0,00564	4,64	4	7,21	2,81	2,81	1,6	2,50	0,50	18,91
11	VP20_P2_B_M	4	8,112	118,34	0,00564	4,64	4	7,21	2,81	2,81	1,6	2,50	0,50	18,91
12	VP20_P2_B_L	4	8,112	118,34	0,00564	4,64	4	7,21	2,81	2,81	1,6	2,50	0,50	18,91
13	VP20_P2_C_P	4	8,112	118,34	0,00564	4,64	4	7,21	2,81	2,81	1,6	1,75	0,50	18,91
14	VP20_P2_C_M	4	8,112	118,34	0,00564	4,64	4	7,21	2,81	2,81	1,6	1,75	0,50	18,91
15	VP20_P2_C_L	4	8,112	118,34	0,00564	4,64	4	7,21	2,81	2,81	1,6	1,75	0,50	18,91
16	VP20_P2_A_P	4	8,112	118,34	0,00564	4,64	4	7,21	2,81	2,81	1,6	5,31	1,31	18,91
17	VP20_P2_A_M	4	8,112	118,34	0,00564	4,64	4	7,21	2,81	2,81	1,6	5,31	1,31	18,91
18	VP20_P2_A_L	4	8,112	118,34	0,00564	4,64	4	7,21	2,81	2,81	1,6	5,31	1,31	18,91
19	VP40_P1_B_P	4	8,112	118,34	0,00564	3	3,5	2,49	6,16	17,63	5,412	5,00	1,50	10,41
20	VP40_P1_B_M	4	8,112	118,34	0,00564	3	3,5	2,49	6,16	17,63	5,412	5,00	1,50	5,04
21	VP40_P1_B_L	4	8,112	118,34	0,00564	3	3,5	2,49	6,16	17,63	5,412	5,00	1,50	2,11
22	VP40_P1_C_P	4	8,112	118,34	0,00564	3	3,5	2,49	14,09	5,61	5,412	3,50	0,50	13,10
23	VP40_P1_C_M	4	8,112	118,34	0,00564	3	3,5	2,49	14,09	5,61	5,412	3,50	0,50	11,76
24	VP40_P1_C_L	4	8,112	118,34	0,00564	3	3,5	2,49	14,09	5,61	5,412	3,91	0,50	10,41
25	VP40_P1_A_P	4	8,112	118,34	0,00564	3	3,5	2,49	25,38	5,61	5,412	2,50	0,50	13,40
26	VP40_P1_A_M	4	8,112	118,34	0,00564	3	3,5	2,49	25,38	5,61	5,412	2,50	0,50	12,50
27	VP40_P1_A_L	4	8,112	118,34	0,00564	3	3,5	2,49	25,38	5,61	5,412	5,87	2,37	11,61
28	VP40_P2_B_P	4	8,112	118,34	0,00564	3	3,5	2,49	5,61	5,61	1,6	5,00	1,50	19,70
29	VP40_P2_B_M	4	8,112	118,34	0,00564	3	3,5	2,49	5,61	5,61	1,6	5,00	1,50	19,70
30	VP40_P2_B_L	4	8,112	118,34	0,00564	3	3,5	2,49	5,61	5,61	1,6	5,00	1,50	19,70
31	VP40_P2_C_P	4	8,112	118,34	0,00564	3	3,5	2,49	5,61	5,61	1,6	3,50	0,50	19,70
32	VP40_P2_C_M	4	8,112	118,34	0,00564	3	3,5	2,49	5,61	5,61	1,6	3,50	0,50	19,70
33	VP40_P2_C_L	4	8,112	118,34	0,00564	3	3,5	2,49	5,61	5,61	1,6	3,50	0,50	19,70
34	VA40_P2_A_P	4	8,112	118,34	0,00564	3	3,5	2,49	5,61	5,61	1,6	2,50	0,50	19,70
35	VP40_P2_A_M	4	8,112	118,34	0,00564	3	3,5	2,49	5,61	5,61	1,6	2,50	0,50	19,70
36	VA40_P2_A_L	4	8,112	118,34	0,00564	3	3,5	2,49	5,61	5,61	1,6	2,50	0,50	19,70

5.1.3 – FATORES DE SEGURANÇA

Os fatores de segurança adotados foram os indicados em Norma, apresentados na Tabela 6. Todavia, as vigas de concreto protendido apresentam um fator de segurança global maior do que o mínimo definido por norma. Isto ocorre, pois, embora tenham sido dimensionados com FS de majoração de carga última de 1,40 (ELU) para que atendesse os requisitos de serviço (ELS), foi necessário incorporar mais armaduras passivas positivas e negativas, que aumentaram a capacidade última da viga de suportar carga. Procedeu-se então uma verificação da viga já dimensionada para determinar os fatores de segurança real destas vigas, sendo eles $FS_{VP20} = 1,54$ e $FS_{VP40} = 1,52$.

Tabela 6 - Fatores de segurança

FS Majoração Carga	1,40
FS Minoração f_c	1,40
FS Minoração f_y	1,15

5.2 – INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DO FURO AO LONGO DO EIXO DA VIGA

A análise paramétrica realizada levou em conta aberturas em duas regiões distintas dentro do eixo longitudinal da viga, conforme já explicitado neste mesmo capítulo. Este posicionamento foi feito com o intuito de averiguar se há diferença no comportamento da viga quando possui uma abertura na região com alto valor de cisalhamento ou momento fletor.

5.2.1 – QUANTO A CARGAS DE RUPTURA

As Figura 52 e Figura 53 comparam diretamente as vigas com mesma largura e variando a posição do furo na altura da seção, comprimento e posição das aberturas. É possível perceber três linhas em cada gráfico. As linhas em azul indicam as cargas de ruptura obtidas pelo ANSYS em cada situação. As linhas vermelhas de projeto indicam o valor da carga para a qual as vigas foram dimensionadas. As linhas verdes, denominadas ANSYS, indicam a carga de ruptura obtida para a viga sem furo e simulada numericamente.

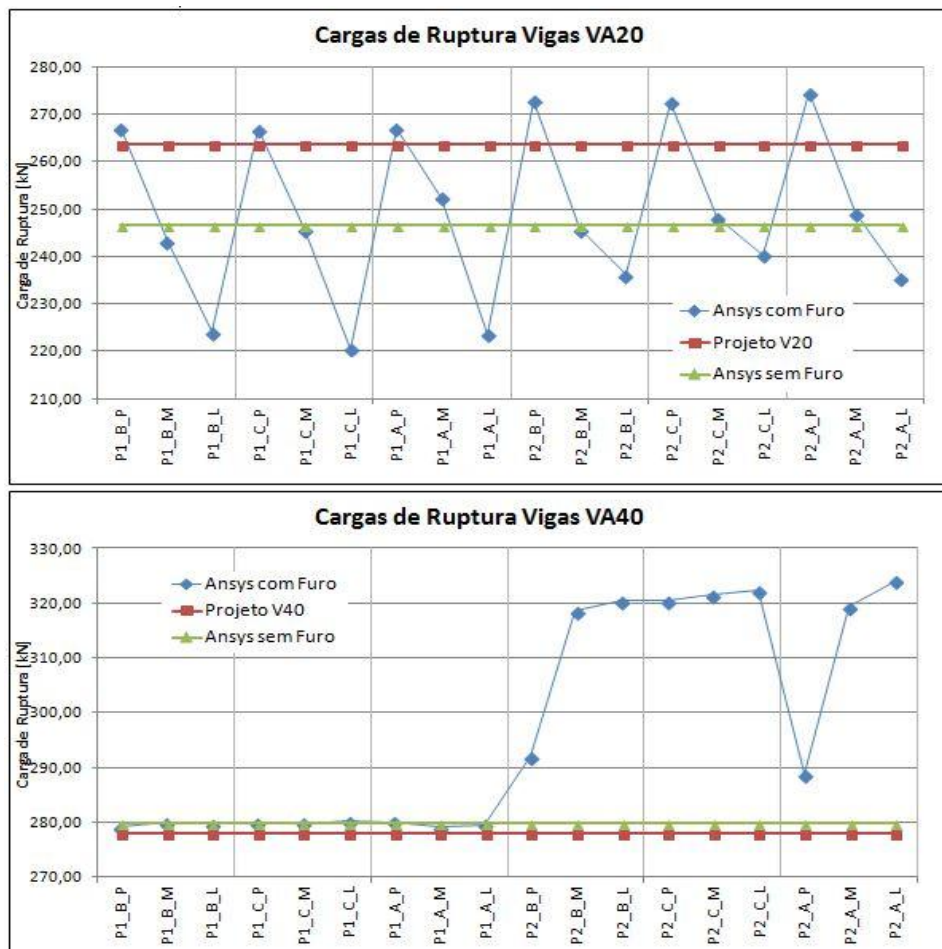


Figura 52 - Cargas de ruptura das vigas de concreto armado

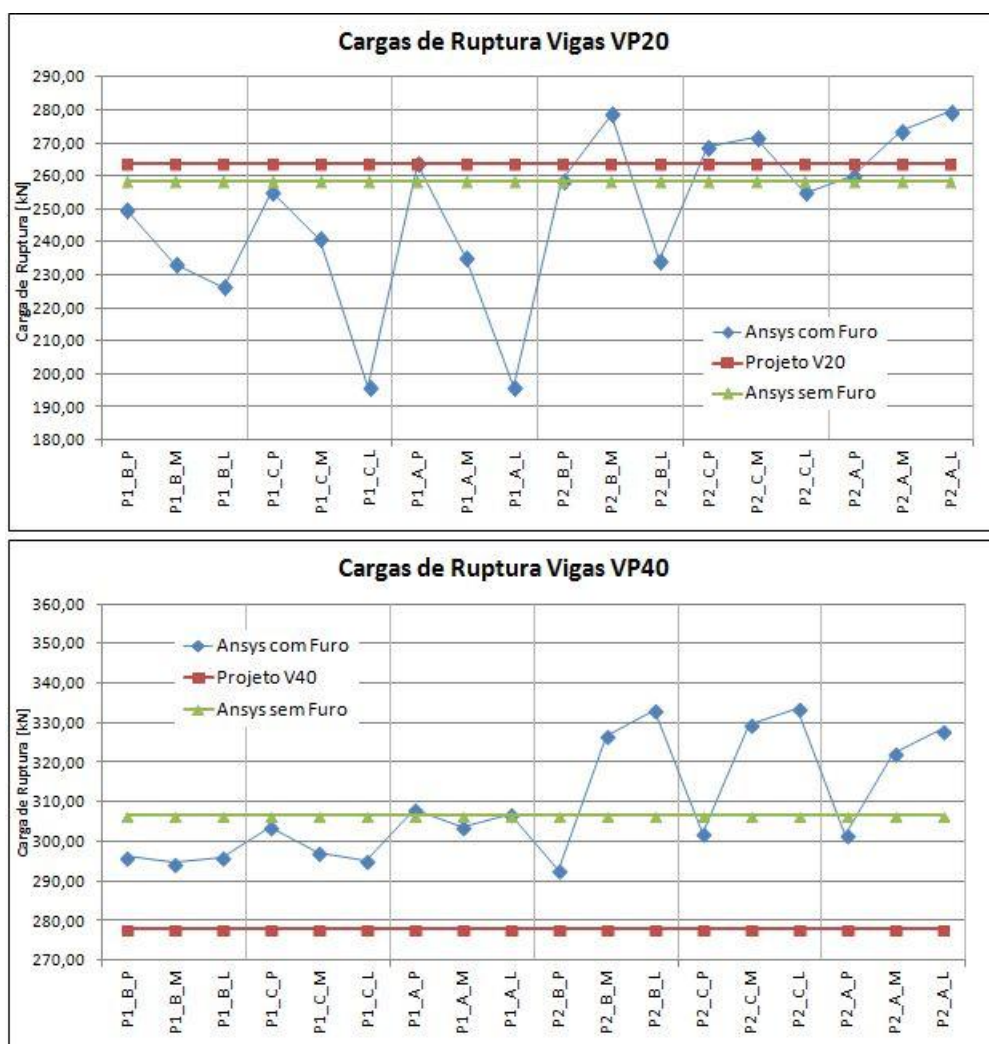


Figura 53- Cargas de ruptura das vigas de concreto protendido

Não é correto correlacionar os valores de ruptura de projeto (P_d), pois como as vigas de concreto protendido têm fatores de segurança diferentes das vigas armadas como já mencionado anteriormente, os gráficos levarão sempre em conta os valores de rupturas característicos (ou seja, os valores de projeto divididos pelo fator de segurança de cada viga).

Ao analisar as Figura 52 e Figura 53, percebe-se que as vigas com o furo na posição P2 apresentaram cargas de ruptura significativamente maiores do que na posição P1 em 44% dos casos.

Nenhuma viga na Posição P2 apresentou uma carga de ruptura significativamente menor do que a de projeto. Nas vigas de 40 cm de largura (que rompem por tração da armadura positiva) pode-se perceber um ganho na sua resistência. Este fato ocorre, pois os reforços abaixo do furo acabam contribuindo com a armadura positiva aumentando assim a resistência última da mesma.

Na posição P1, todas as vigas com 20 cm de largura e furos longos, seja concreto armado ou protendido, apresentaram uma carga de ruptura significativamente menor do que a carga de projeto, assim como todas as vigas de 20 cm de largura protendidas com furos de tamanho médio.

Na Figura 54, são resumidas as cargas de ruptura apresentadas nas Figura 52 e Figura 53, normalizando as cargas de rupturas obtidas pelo programa ANSYS com furos pelas cargas de projeto. Devido às tolerâncias utilizadas, qualquer valor entre 90% e 110% não podem ser considerados significativos.

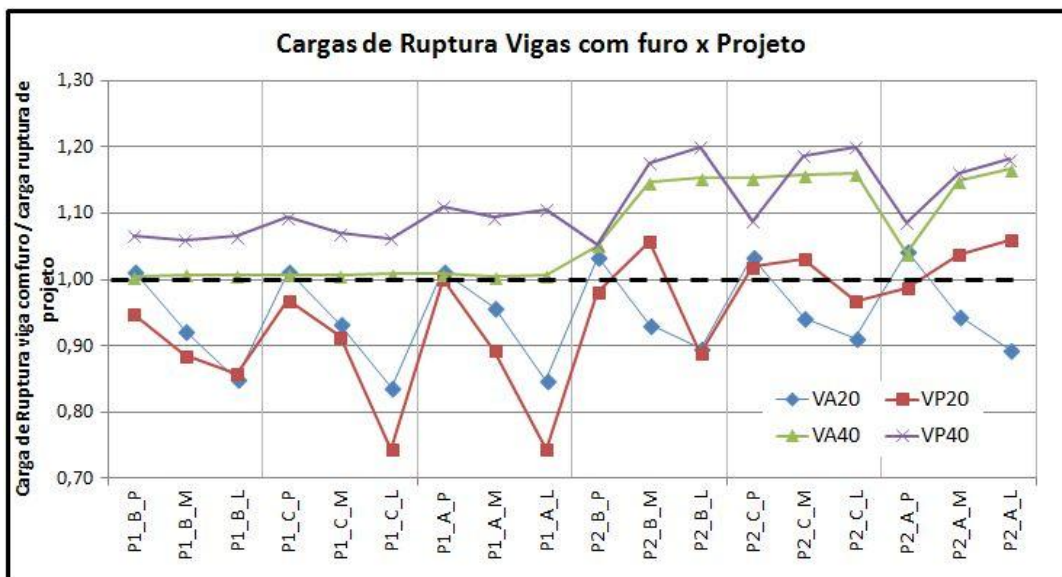


Figura 54 - Cargas de ruptura das vigas com furo x cargas de ruptura de projeto

5.2.2 – QUANTO À RIGIDEZ

Quando comparamos as flechas com a carga de serviço, percebemos que 44% das vigas tiveram uma redução significativa na deformação no centro da viga quando a abertura está posicionada na posição P2, conforme Figura 55. É possível verificar que 61% das vigas apresentaram ganho significativo de rigidez com aberturas em P2 quando comparada com a viga análoga na posição P1 de mesmo tamanho e altura de furo.

Todas as vigas V40 demonstraram mais rigidez com a abertura em P2, as vigas V20, que rompem por cisalhamento, cerca da metade das vigas tiveram melhora significativamente, indicando que as vigas rompiam por ruptura do concreto possivelmente devido à instabilidade gerada pela distorção excessiva da abertura quando a viga deforma.

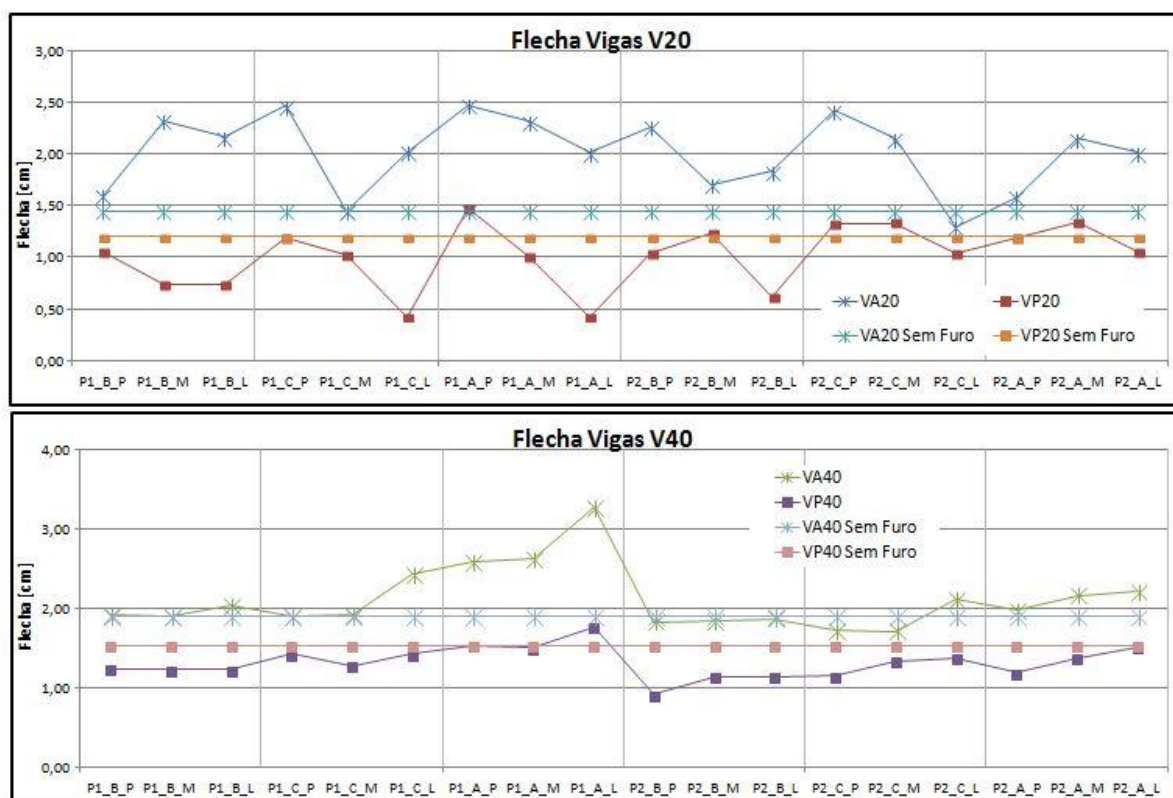


Figura 55 – Flecha no centro do vão das vigas submetidas à carga de serviço

Quanto à posição de aberturas no eixo da viga, pode-se concluir que quando posicionados em regiões onde o esforço cortante é elevado, causam uma perda significativa de rigidez quando estas aberturas são longas.

Posicionar os furos na região sem cortante interfere menos na rigidez da viga, mas quando o esforço cortante da viga está no limite, o ganho torna-se menos significativo.

5.3 – INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DO FURO NA ALTURA DA VIGA

O estudo posicionou aberturas em três alturas distintas: Alto (A), Centro (C) e Baixo (B). Foi assim considerado para estudar não somente a influência, a carga de ruptura e a deformação, mas também a divisão do esforço cortante entre banzos.

5.3.1 – QUANTO À CARGA DE RUPTURA

Em 98% das vigas há pouca influência da carga de ruptura devido à alteração de sua altura. Gráficamente isto fica representado por pequenos patamares horizontais na Figura 56 a cada três vigas de mesma posição e comprimento de furos alterando apenas as alturas.

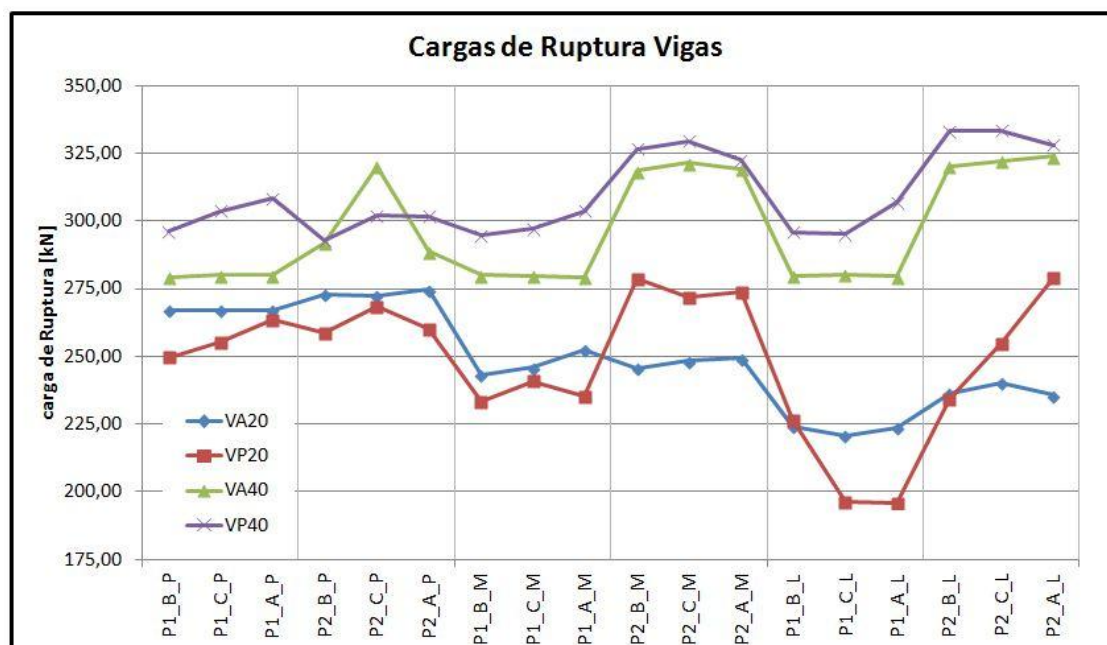


Figura 56 - Cargas de ruptura das vigas, ordenadas por altura.

É possível notar que apenas as vigas VA40_P2_C_P e VP20_P1_B_L apresentaram resultados significativamente diferentes.

5.3.2 – QUANTO À DIVISÃO DO ESFORÇO CORTANTE ENTRE OS BANZOS DO FURO

A literatura clássica de Concreto Armado, como Leonhardt (1974) e Fusco (1995), indica que a distribuição do esforço cortante deva ficar entre 80/90% no banzo comprimido e 20/10% no banzo tracionado. Como neste estudo as vigas estão sujeitas apenas a momento fletor positivo, podemos entender como banzo comprimido o banzo superior e banzo tracionado o banzo inferior.

A maior concentração do esforço cortante no banzo superior é indicada por três fatores principais: os banzos superiores são comprimidos e o concreto quando comprimido resiste mais ao cisalhamento; as vigas são dimensionadas para trabalharem com o concreto no estágio II ou III, portanto o banzo inferior está totalmente ou parcialmente fissurado, fator que reduz a capacidade do concreto de transmitir o esforço de corte. A recomendação é que as

aberturas permaneçam abaixo da linha neutra das vigas, portanto mais para baixo da seção, aumentando a altura do banzo superior.

Foi possível notar uma grande influência da divisão do esforço cortante entre os banzos das vigas conforme era variada a posição das aberturas na altura da viga.

Quando os furos estavam na Posição P1, posicionados na região debaixo (B) da viga, a proporção média de distribuição do esforço cortante entre banzos era 96%/4% nos banzos superior e inferior respectivamente com desvio padrão de 3%. Quando na região central (C) a proporção média ficou em 71%/29% com desvio padrão de 9%, e no alto (A) da viga a média foi de 51%/49% com desvio padrão de 8%.

Se for feita a comparação com o projeto, nota-se que há uma grande diferença entre a proporção adotada e a lida na análise. A Figura 57 mostra que apenas nos casos em que as aberturas eram bem abaixo da linha neutra da viga obtiveram-se resultados acima de 80%/20%, que por sua vez ultrapassam os limites de 90%/10%.

Embora os resultados possam ser a favor da segurança para o banzo superior, para o banzo inferior há o risco de um subdimensionamento tanto do concreto como das armaduras.

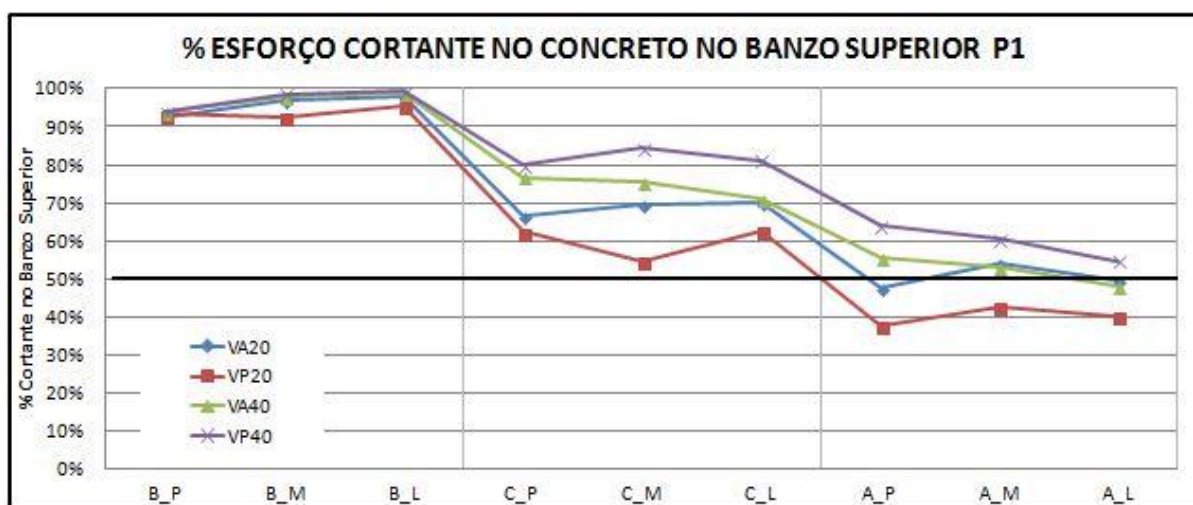


Figura 57 – Esforço cortante (%) no concreto, no banzo superior, na posição P1.

Quando os furos estavam posicionados no topo da seção, ainda têm-se casos nos quais havia uma proporção onde havia mais esforço cortante no banzo inferior do que no superior.

Pode-se propor uma relação geométrica direta da distribuição dos esforços cortantes com as proporções geométricas da viga na equação 5.1. Essa relação geométrica mostrou-se eficaz para esta análise de vigas:

$$\%V_{comp.} = \frac{H_c + H_f}{d} \text{ e } \%V_{trac.} = \frac{H_t - d1}{d} \quad (5.1)$$

Onde:

H_c é altura banzo comprimido

H_f é altura do furo

H_t é altura do do banzo tracionado

d é altura útil da viga

$d1$ é o cobrimento da viga

Essa relação geométrica aplicada para as vigas analisadas tem os seguintes valores: vigas com furos em baixo 90%/10%, furos no centro 71%/29% e vigas no alto 58%/41%. Estes valores são próximos aos encontrados numericamente usando o MEF, porém analisando a Figura 57 é possível reparar que, entre os quatro grupos de vigas analisados, pode haver até 15% de diferença entre o tipo de viga, para mais ou para menos. Portanto, seria recomendável, a favor da segurança, a adição de mais 15% em ambos banzos. Assim, a soma das parcelas deixaria de ser 100% para ser 130%, mas desta forma assegura-se que os elementos estejam sendo dimensionados com cargas mais próximas da realidade e sem o risco de subdimensionamento.

Os furos na posição P2 também foram analisados e aparecem na Figura 58. Esta região não possuía esforço cortante além do esforço de peso próprio da viga, portanto os dados são imprecisos. Fazendo-se uma média de todos os valores obtidos observa-se a proporção 60%/40%, com um desvio padrão de 15%.

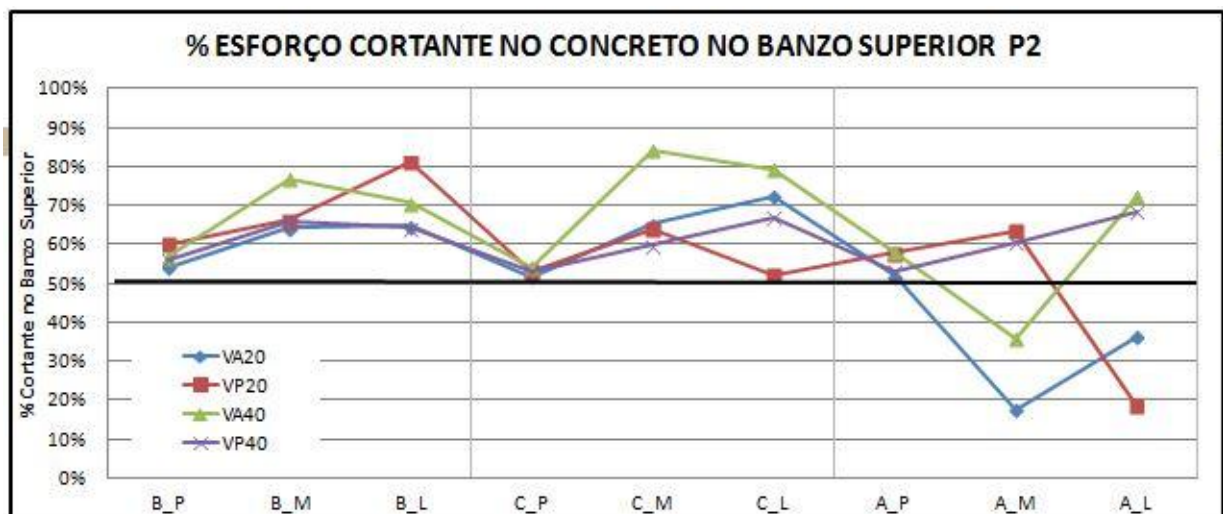


Figura 58 - Esforço cortante (%) no concreto, no banzo superior, na posição P2.

A variação das tensões de corte no concreto acaba refletindo também nas tensões dos estribos de reforço de cada banzo na Posição P1. Foi realizada uma comparação entre a deformação final das armaduras entre os estribos do banzo superior e inferior. Conforme aparece na Figura 59 é possível ver que apenas os furos na parte de baixo da seção fizeram com que houvesse mais esforço nos estribos da região superior.

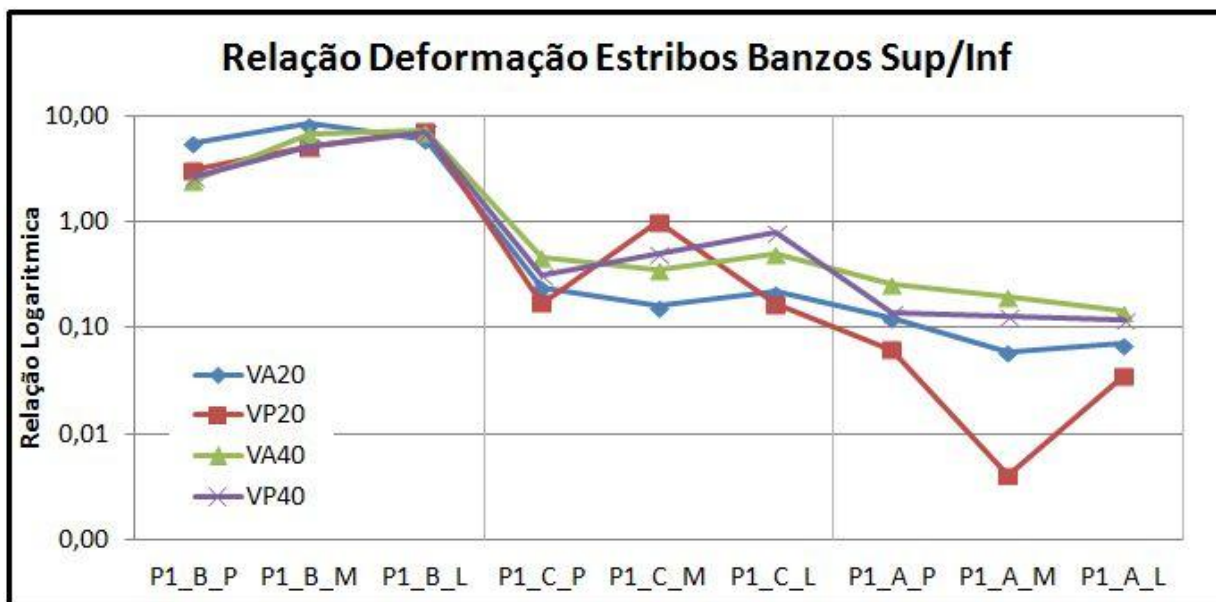


Figura 59 – Relação da deformação entre estribos do banzo superior e inferior

Em nenhuma ocasião os estribos do banzo superior atingiram a tensão de escoamento, bem como nenhum estribo no banzo inferior das vigas com furos embaixo (B). Por outro lado, nos furos centrais (C) e altos (A), 54% dos estribos inferiores atingiram a tensão de escoamento de 43,48 kN/cm².

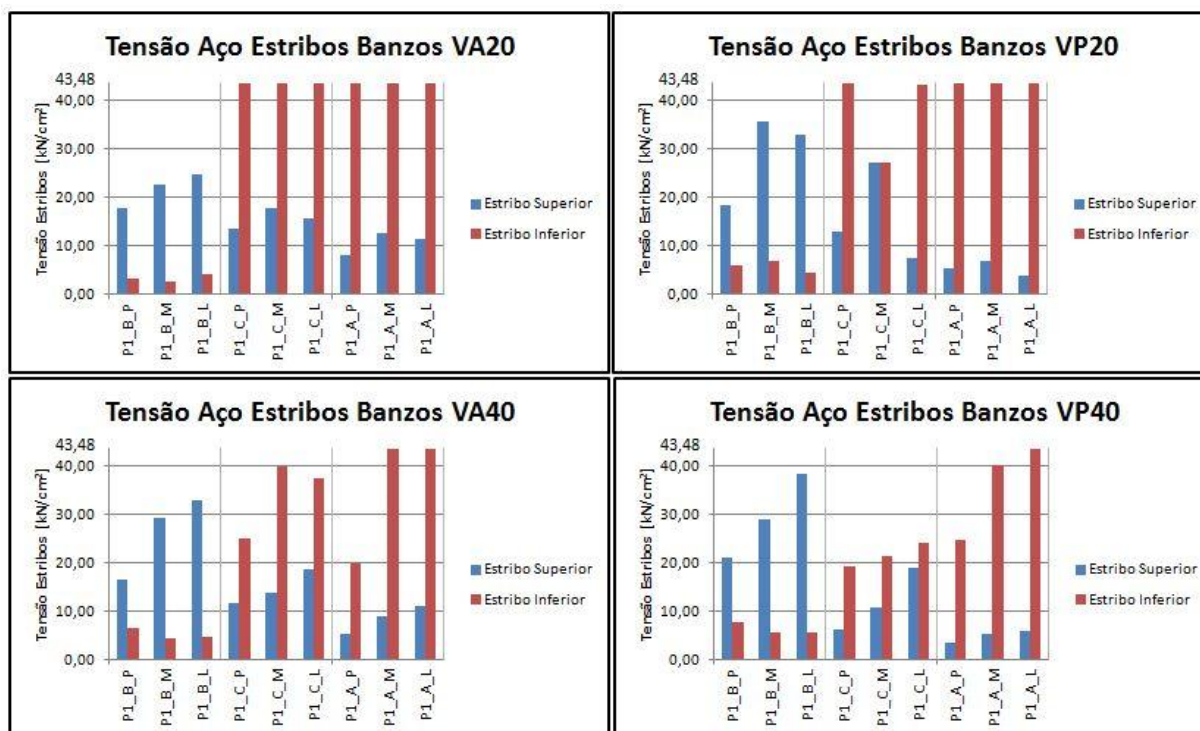


Figura 60 - Tensão no aço dos estribos nos banzos superior e Inferior.

5.4 – INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DO FURO

Foi possível perceber que o tamanho do furo trouxe grandes variações tanto na carga de ruptura das vigas como em sua rigidez. Analisando novamente a Figura 52 pode-se identificar que para vigas de 20 cm, de concreto armado e protendido, com furos na mesma posição e altura, ao se alterar o seu comprimento apresentam uma perda de resistência. As vigas com 40 cm tendem a manter mesma carga com a alteração com exceção das VP40 com furos pequenos (P) na posição P2, que sempre apresentaram carga de ruptura significativamente menor quando comparadas com suas análogas de furos maiores. Este fator já foi detectado no item 5.2.1, onde os reforços longitudinais dos furos próximos a armadura positiva aumentam a resistência da viga, como os furos menores recebem menos reforços, estas vigas apresentam cargas menores do que suas análogas de furos maiores, porém todas ainda com carga de ruptura acima da carga de projeto.

Na posição P1, 100% das vigas com 20 cm e furos longos (L) apresentaram perda significativa de capacidade de carga, com furos médios (M) apenas a viga VP20_P1_B_M. Nenhuma viga com 40 cm de largura apresentou perda significativa, nem qualquer viga com furo na posição P2 com qualquer dimensão de furo.

Quando posicionados na região P1, todos os furos Longos (L) das vigas de 20 cm de largura apresentaram uma perda significativa da capacidade de carga da viga. Vigas com 40 cm de largura se mostram menos suscetíveis a influência do tamanho do furo.

Analisando as deformadas, as vigas com furos longos (L) e médios (M) na posição P1 apresentaram deformações no pórtico Vierendeel, conforme a Figura 61. Diferentemente da forma que furos foram dimensionados, com um momento fletor atuando em cada banzo, o pórtico de Vierendeel tem duas barras (uma superior e uma inferior), cada barra esta ligada por dois nós rígidos nas suas extremidades e um momento fletor atuando em cada nó. Com isso concluí-se que o modelo de Leonhardt e Mönnig (1978) não considera os esforços de aberturas longas corretamente.

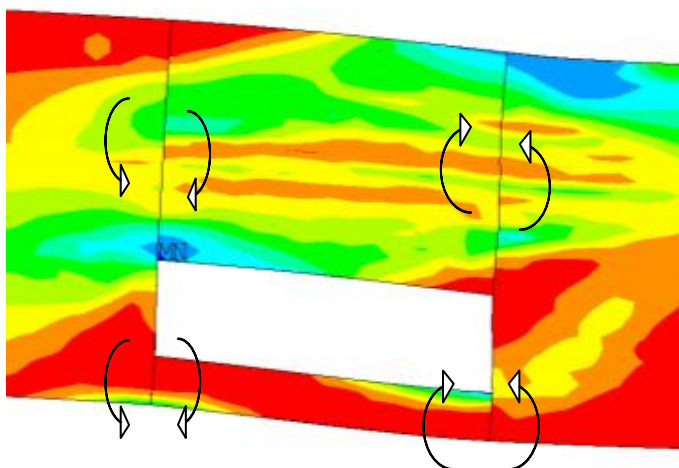


Figura 61 – Deformação tipo pórtico de Vierendeel (regiões em vermelho indicam tração)

As vigas protendidas VP20 com furos longos (L) tanto na Posição P1 como P2, com exceção a viga VP20_P1_B_P, se demonstraram mais rígidas do que as demais conforme aparece na Figura 55.

Não foi possível notar diferenças significativas quanto à distribuição do esforço cortante entre banzos relacionado ao tamanho dos furos.

Avaliando a Figura 64 podemos perceber que há um aumento significativo dos esforços nos estribos de suspensão conforme o comprimento dos furos.

5.5 – DISTRIBUIÇÃO ESFORÇOS NOS ESTRIBOS DE SUSPENSÃO

Segundo Leonhardt e Mönnig (1978) sobre o dimensionamento de estribos de suspensão, deve-se: "*Prever armadura de suspensão junto a abertura, no lado mais afastado do apoio: dimensionar para cerca de 0,8Vm (Vm = força cortante); do lado mais próximo do apoio, colocar apenas 1 a 3 estribos;*" A partir desta afirmação conclui-se que os estribos de suspensão mais afastados dos apoios tenham mais carga do que os mais próximos aos apoios.

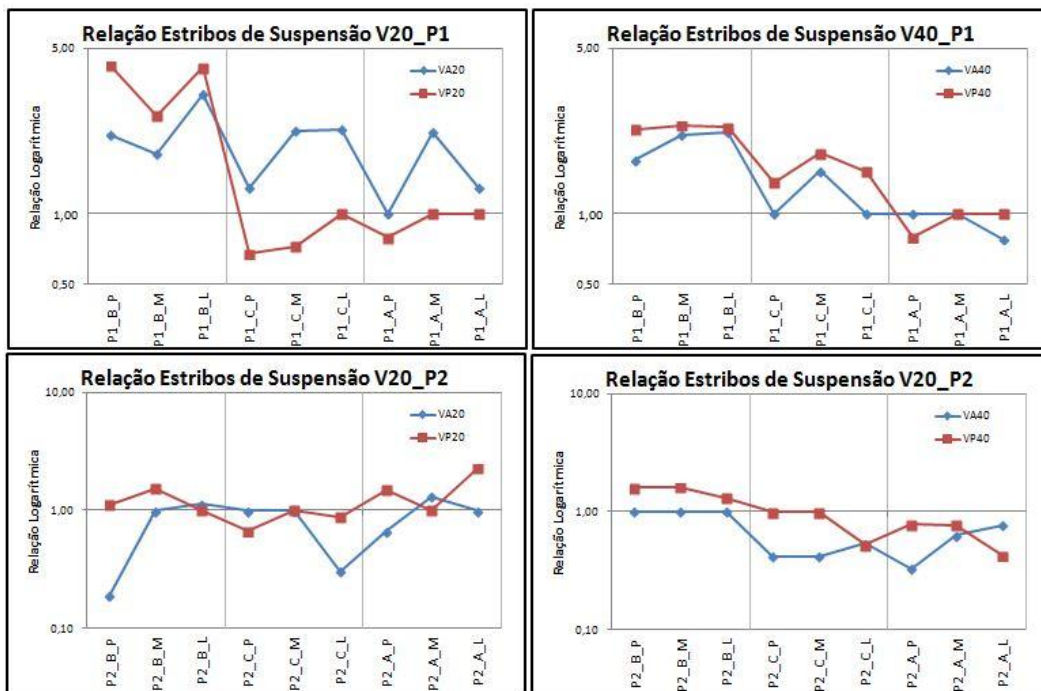


Figura 62 – Relação da tensão entre estribos de suspensão mais afastado do furo com estribo de suspensão mais próximo do furo $\left(\frac{\text{Força estribo mais afastado}}{\text{Força estribo mais Próximo}}\right)$

Compara-se a Figura 62 com a Figura 57 e Figura 58 pode-se perceber que na Posição P1 há uma tendência de que os estribos mais afastados dos apoios terem mais carregamento quanto maior for a concentração do esforço cortante no banzo superior. Em 42% das vigas o estribo mais afastado do apoio obteve mais tensão, em 28% das vigas os estribos mais próximos do apoio obtiveram mais carga e em 30% as tensões foram iguais.

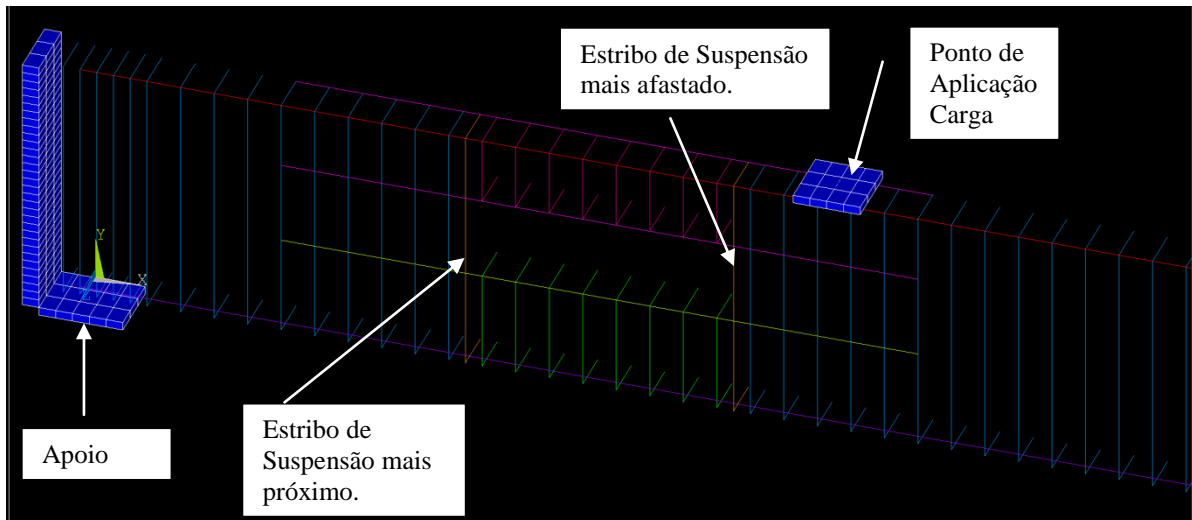


Figura 63 - Posicionamento dos estribos de suspensão

Os esforços cortantes usados para dimensionamento dos furos foram 263,93 kN e 277,86 kN, para as vigas de 20 cm e 40 cm de largura respectivamente, 80% dos esforços cortantes são: 211,14 kN e 222,28 kN. Foram calculadas as forças atuantes nos estribos utilizando o maior valor entre o estribo mais próximo e mais distante do furo, e normalizá-las pelo esforço cortante total atuando na seção do furo, conforme Figura 64. Percebe-se que a relação nunca atinge um valor maior do que 60% do esforço cortante. Tendo uma média de 32% com desvio padrão de 10%.

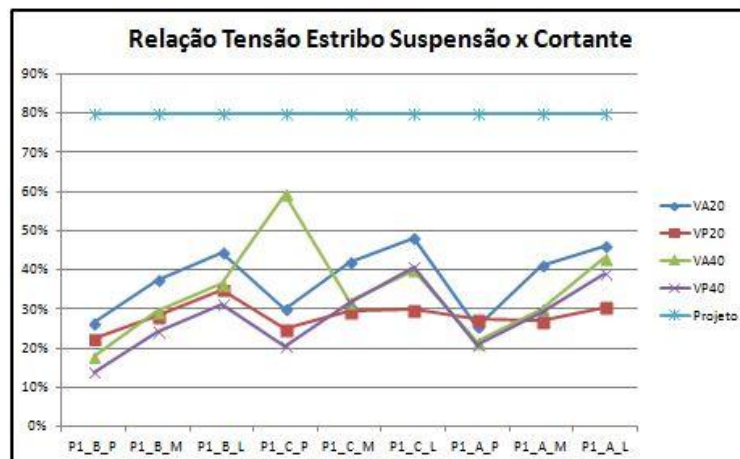


Figura 64 – Relação da maior força atuante no estribo de suspensão com a força cortante atuante na seção

5.6 – EFEITO DA PROTENSÃO

Este subcapítulo do trabalho aborda a diferença entre a viga de concreto protendido e a viga de concreto armado com furos

5.6.1 – QUANTO AOS ESFORÇOS NO CONCRETO

Inicialmente será feita uma análise do comportamento do concreto. Se forem avaliadas as deformações relativas do concreto e comparadas entre si, Figura 65, pode-se notar que predominantemente as deformações do concreto no banzo superior foram maiores. Ou seja, o concreto foi mais solicitado na viga protendida do que na armada. Em 33,3% das vigas VP20 contra 5% das VA20 é possível notar que o concreto ultrapassa o limite de 3,5% de deformação imposta pela norma NBR 6118 (2007).

Nenhuma viga com 40 cm de largura atinge o limite de deformação no banzo superior.

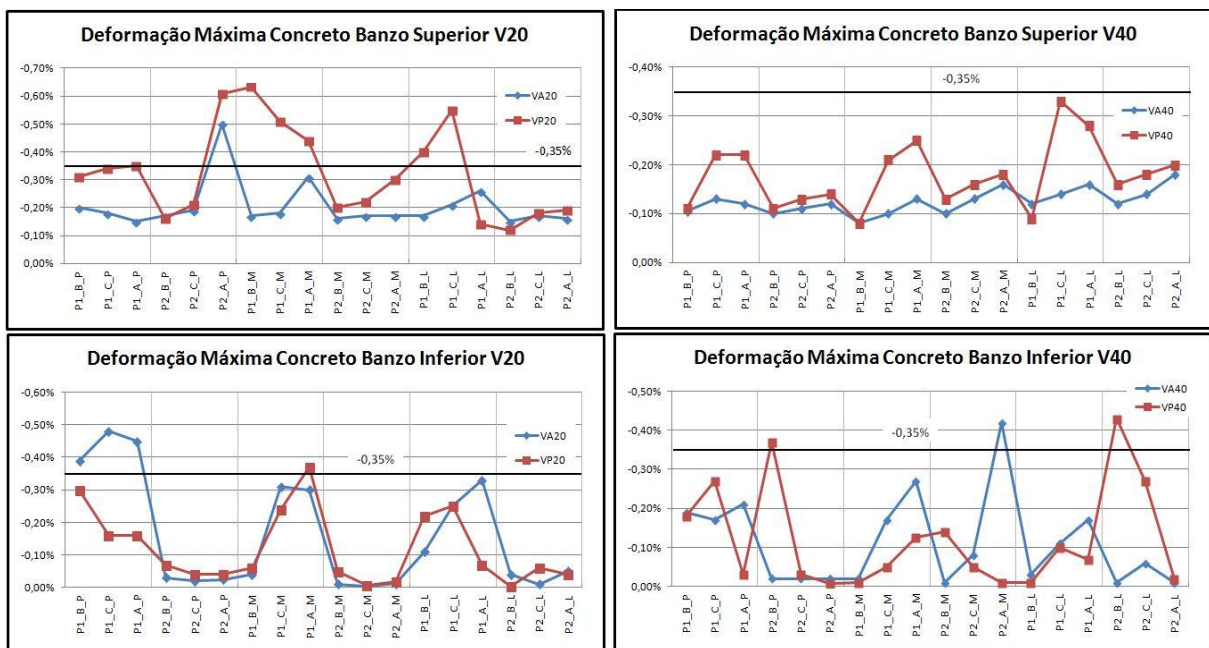


Figura 65 - Deformações específicas máximas do concreto

Quando a análise das deformações específicas é feita no banzo inferior, não há uma distinção clara entre um tipo de viga e deformação, nas vigas de 20 cm de largura as curvas seguem uma tendência próxima entre o comportamento de vigas VAs e VPs, porém com três vigas de concreto armado ultrapassando o limite de deformação, enquanto que nas vigas de 40 cm aparece uma grande oscilação entre qual tipo de viga tem mais deformação.

5.6.2 – QUANTO AOS ESFORÇOS NAS ARMADURAS POSITIVAS E ESTRIBOS

Há três principais motivos que causam a ruptura de uma viga de concreto armado, são eles: Ruptura da armadura positiva, ruptura dos estribos, ruptura do concreto. Destes três, o primeiro é o único que causa uma ruptura instantânea da viga, ou seja, no instante que a armadura (no caso de um projeto) atinge 10‰ de alongamento tem-se a ruptura a viga, pois a armadura deixa de suportar a tração do bordo inferior da viga e a seção deixa de estar equilibrada. Este critério de ruptura convencional foi adotado no modelo numérico, pois é o modelo de cálculo da norma NBR 6118 (2007). Em modelos experimentais a ruptura do aço se dá em alongamentos muito maiores.

Com o concreto e a armadura de estribos a ruptura não ocorre abruptamente. Se um ponto do concreto atinge o seu limite de deformação de 3,5‰, ele perde capacidade de carga, mas isso não causa instabilidade instantaneamente na viga, pois os elementos ao seu redor irão suportar a tensão que o elemento rompido deixou de suportar. Eventualmente ocorrerá um efeito em cadeia que irá sobrecarregar cada vez mais os elementos de concreto, fazendo com que mais elementos atinjam seus limites de deformação e reduzindo cada vez mais a área de concreto efetiva que então provocará o fim do equilíbrio da seção da viga. De forma análoga, este fenômeno ocorre com os estribos.

Numa viga protendida, a ruptura brusca ocorrerá quando a armadura ativa atingir 10‰ de deformação. Este critério de ruptura convencional foi adotado no modelo numérico, pois é o modelo de cálculo da norma NBR 6118 (2007), em modelos experimentais a ruptura do aço se dá em alongamentos muito maiores.

A ruptura da armadura positiva passiva pode, ou não causar a ruptura brusca da viga, mas a ruptura da armadura ativa sempre causará a ruptura brusca da viga de concreto protendido.

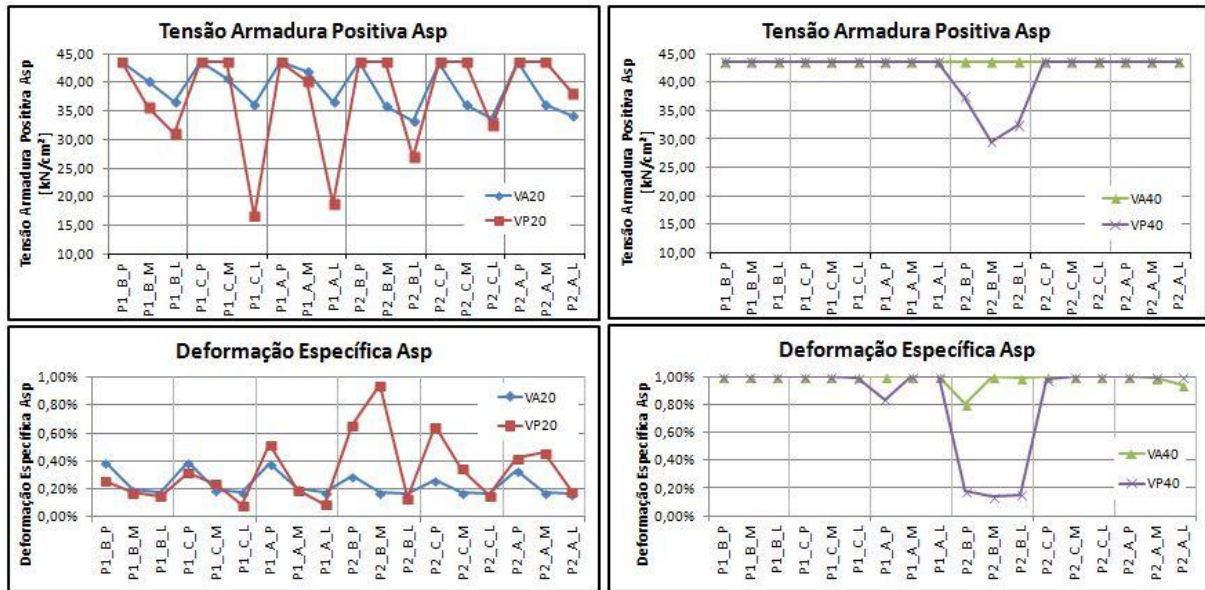


Figura 66 – Tensões e deformações específicas das armaduras positivas passivas (Asp)

Conforme a Figura 66, que analisa as tensões e deformações das armaduras positivas percebe-se que nenhuma das vigas com 20 cm de largura tanto armadas como protendidas, atingiram 10‰ de deformação e 17 das 18 vigas VA40 romperam por alongamento da armadura positiva.

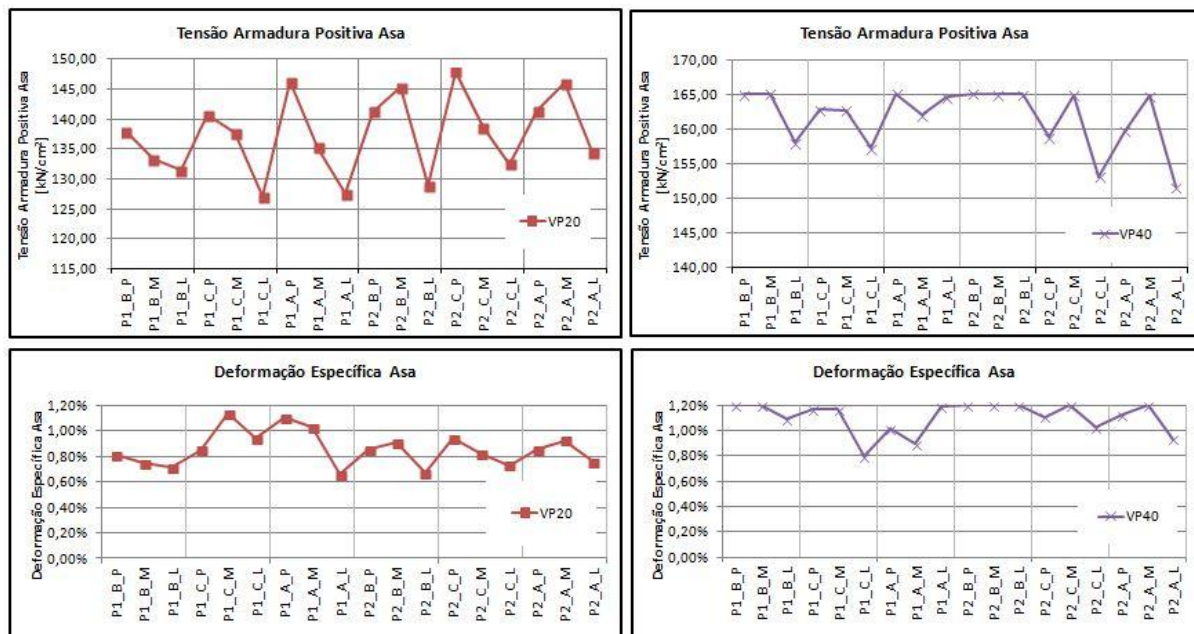


Figura 67 – Tensões e deformações específicas das armaduras positivas ativas (Asa)

Ainda na análise das armaduras positivas, pode-se analisar o comportamento das armaduras ativas na Figura 67. Percebe-se novamente que nenhuma das vigas protendidas

com 20 cm atingem o limite das armaduras de protensão, portanto estas vigas não rompem por falha das armaduras positivas.

As vigas com 40 cm protendidas apresentaram ruptura da armadura de protensão em 55% das vigas. É importante perceber que estas vigas perdem capacidade em furos longos ou com aberturas muito no alto.

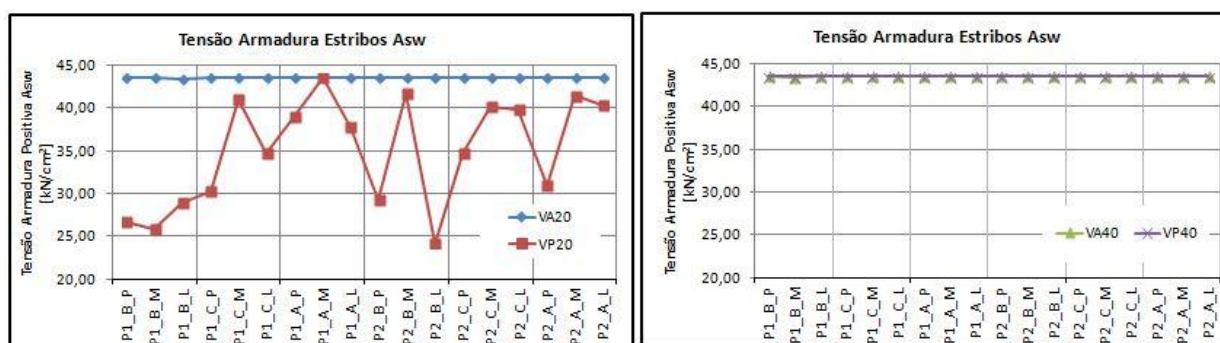


Figura 68 - Tensões e deformações específicas das armaduras de cisalhamento (Asw)

Quando é analisado o comportamento das armaduras de cisalhamento, nota-se que todas as vigas VA20 tiveram os estribos escoados, enquanto que nenhuma das vigas VP20 atingiu a tensão de escoamento.

Todas as armaduras de cisalhamento das vigas de 40 cm de largura atingiram o patamar de escoamento.

Como esperado, a protensão ajudou os estribos, que em 55% das vigas protendidas, apresentaram deformações nos estribos menores que nas vigas armadas.

5.6.3 – QUANTO À DIVISÃO DO ESFORÇO CORTANTE ENTRE OS BANZOS DO FURO

O ato da protensão gera tensões de tração no bordo superior do concreto, que embora possam ser parcialmente absorvidos por armaduras negativas acabam provocando a fissuração do concreto nesta região. Isso faz com que as vigas protendidas, diferentemente das vigas armadas, tenham o banzo superior das aberturas fissurados. Sabe-se que o concreto quando fissurado perde capacidade de resistir ao esforço cortante. Por outro lado, sabe-se também que, ao ser comprimido, o concreto aumenta a capacidade de resistir a este esforço.

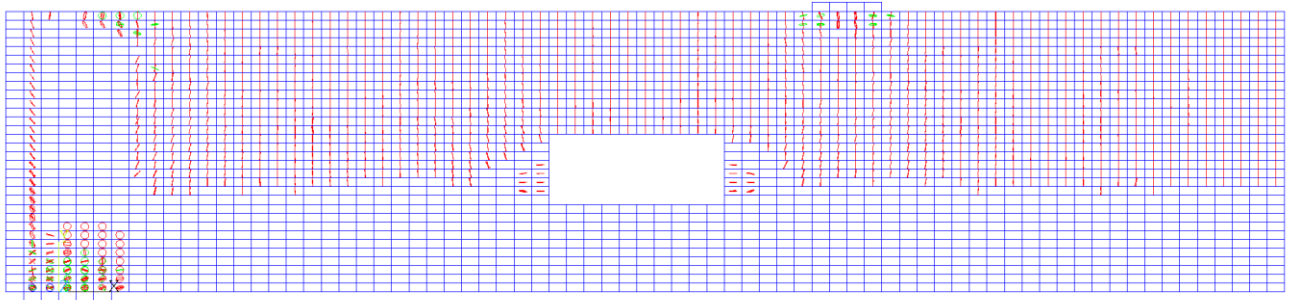


Figura 69 - Fissuração na viga VP20_P1_C_M após protensão

Analisando-se a Figura 57 nota-se que as vigas VP40 possuem mais esforços de cisalhamento no banzo superior do que as vigas VA40. Por analogia, as vigas VP20 deveriam também ter maior concentração de esforço cortante no banzo superior, porém este fato não ocorre, e as vigas de concreto protendido de 20 cm de lado tem menor concentração do que as vigas de concreto armado. Para compreender o motivo desta inversão fez-se a análise de uma viga ao longo do seu carregamento. Selecionou-se a viga P1_C_M por ser a viga com posição e altura médias e apresentadas na Figura 70.

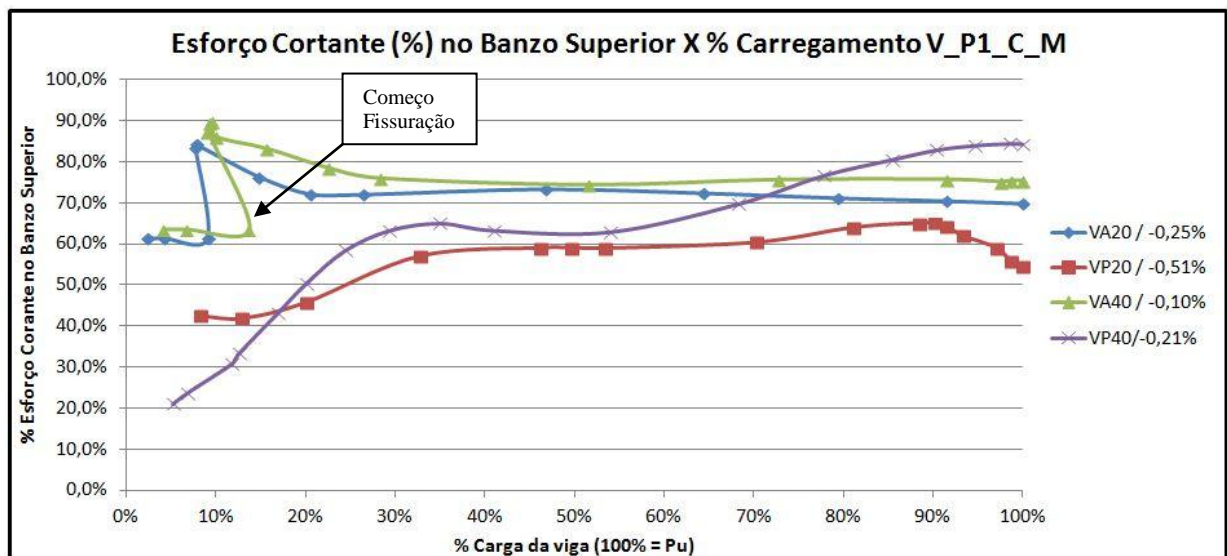


Figura 70 - Relação da distribuição do esforço cortante no banzo superior em relação à carga atuante na viga P1_C_M

Da Figura 70, pode-se ter a conclusão de que nas vigas de concreto armado tem um pico de concentração do esforço cortante no banzo superior quando o concreto entra no estágio II e começa a fissurar perdendo assim resistência no banzo inferior, gradualmente as tensões de cisalhamento se equilibram novamente até a carga atingir 20% da carga de ruptura, quando a distribuição torna-se constante. As vigas de concreto protendido, por outro lado, por

terem seus banzos superiores fissurados, iniciam o carregamento com menos esforço cortante e aumentam conforme o banzo superior vai sendo comprimido. O valor indicado no gráfico junto ao nome das vigas é a deformação específica do concreto na carga última.

Na Figura 70 é possível notar que a viga VP20 tem um ramo descendente em sua curva que se inicia pouco antes de sua ruptura entre 89% e 90% da carga de ruptura (P_u). Se for avaliada a deformação específica do concreto entre 89% e 90% de P_u , ela varia de -0,31% para -0,46% ultrapassando o limite do modelo utilizado de 0,35%. Portanto não é possível a determinação de qualquer conclusão após este ponto.

A viga VP40 aumenta gradualmente a concentração de esforço cortante no banzo superior conforme a força aplicada aumenta, causando assim mais compressão na região superior da seção, fazendo com que as fissuras que existiam se fechassem e o concreto nesta região passe a ter mais capacidade de transmissão de carga.

Foi simulada uma viga VP20_P1_C_M com protensão parcial de forma que o banzo superior não fosse fissurado, denominada VP20_P1_C_M_PP. Esta viga não atendia aos critérios de Estado último de serviço (ELS) e foi criada apenas para fins de estudo de distribuição de esforço cortante entre banzos. Esta viga apresentou uma concentração de 80% do esforço de corte no banzo superior, 23% a mais do que a viga fissurada e 6,6% a mais do que a viga armada. Fica clara a influência da fissuração na transmissão de esforço de corte do concreto.

5.6.4 – QUANTO AOS ESFORÇOS NAS ARMADURAS DE REFORÇOS LONGITUDINAIS

Se comparados os reforços longitudinais acima e abaixo dos furos, pode-se concluir que há grande interferência da protensão nos esforços tanto de tração no banzo inferior como de compressão no superior.

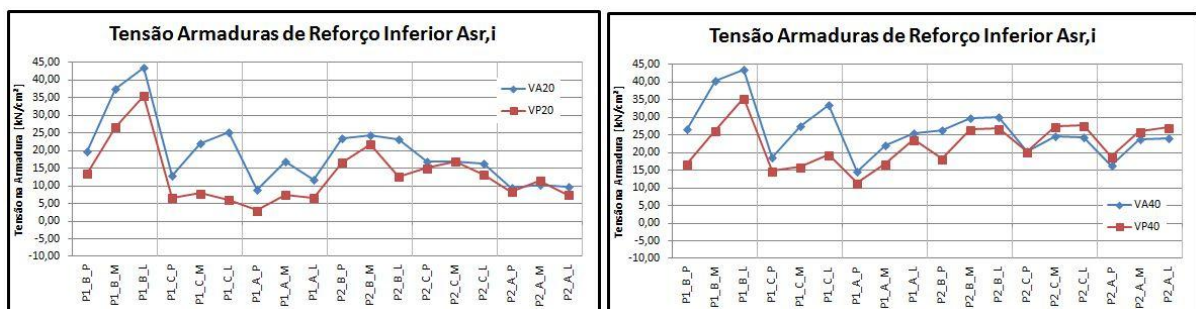


Figura 71- Tensão nas armaduras de reforço longitudinal inferior (Asr,i)

Avaliando a Figura 71 podemos perceber que as tensões de tração são menores nas armaduras de reforço inferiores nas vigas protendidas, isto ocorre de maneira significativa em 75% das vigas estudadas. O fenômeno acontece principalmente quando o furo esta localizado na posição P1, quando 17 das 18 vigas apresentam esforço significativamente menor nas vigas protendidas do que nas armadas.

Quando se avalia os furos posicionados na posição P2 nota-se que as tensões nos reforços se aproximam, e nas vigas V40 as armaduras das vigas protendidas são mais tracionadas. Nota-se que 55% dos furos na posição P2 tiveram alívio na tração, enquanto que 33% aumento.

Agora, ao se comparar os reforços acima do furo, Figura 72, e é possível notar que as armaduras de reforço posicionadas junto à armadura negativa sofreram mais compressão nas vigas protendidas do que as armadas. Ao se comparar as deformações específicas destas armaduras obtém-se que 77% das armaduras tiveram aumento da compressão e apenas 8% apresentaram diminuição de forma significativa.

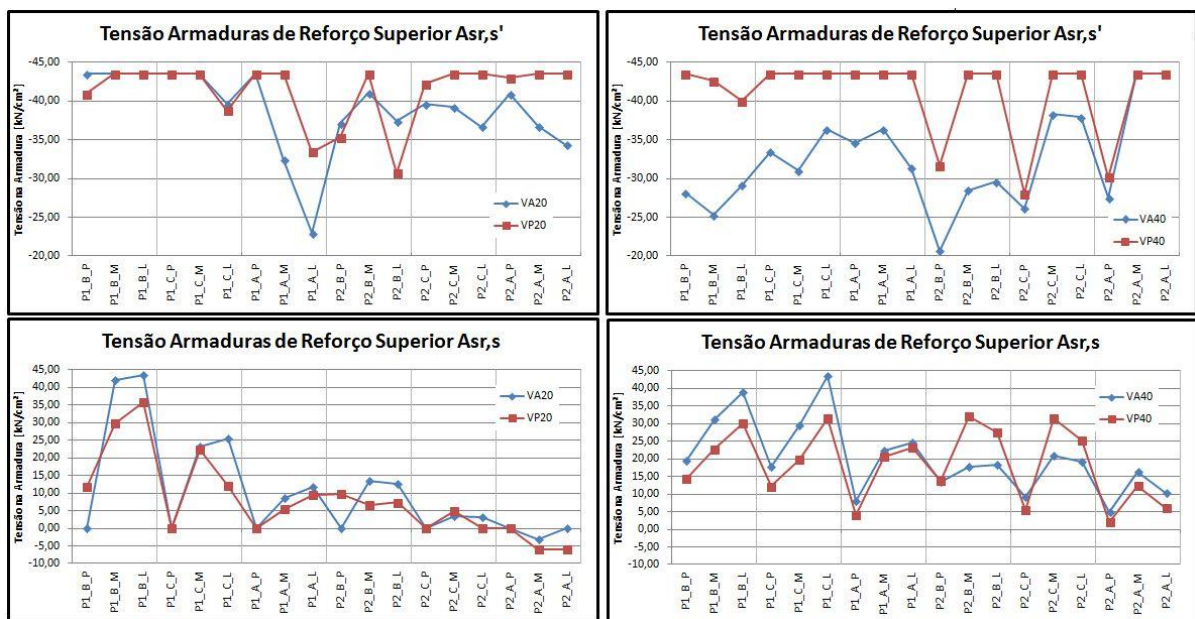


Figura 72 – Tensão nas armaduras de reforço superior longitudinal (Asr,s e Ars,s')

Quando são comparados os reforços longitudinais superiores próximos aos furos, observa-se que as variações de tensão ocorrem de forma semelhante entre vigas protendidas e armadas. Cerca de 55% das vigas protendidas tiveram redução significativa do esforço de tração atuante.

CAPÍTULO VI

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 – INTRODUÇÃO

Os modelos usando o método dos elementos finitos para representar vigas de concreto armado e protendido foram validados comparando-os com análises experimentais consagradas na literatura. As vigas do estudo paramétrico foram detalhadas conforme o dimensionamento das normas vigentes. Foram lidas, de cada uma das 72 vigas com furos testadas e quatro vigas sem furos, as tensões e deformações dos materiais, flechas e cargas de ruptura. Analisando estes dados obtiveram-se os resultados apresentados.

6.2 – CONCLUSÕES

Com base no que foi apresentado ao longo do capítulo 5 pode-se chegar às seguintes conclusões:

- a) Furos posicionados na região de flexão pura têm pouco ou nenhum impacto no comportamento da viga.
- b) Furos posicionados na região com esforço cortante fazem com que a viga perca resistência e rigidez.
- c) Posicionar o furo em diferentes alturas dentro da seção de concreto não mostrou alteração significativa no comportamento da mesma quanto a sua carga de ruptura, dentro dos limites considerados nesta dissertação.
- d) Foi possível observar uma relação direta entre o posicionamento do furo na altura da seção da viga com a distribuição do esforço cortante acima e abaixo da abertura, contrariando a literatura clássica.
- e) Furos demasiadamente longos levaram a viga à ruptura prematuramente devido à distorção excessiva do pórtico de Vierendeel que se forma com a abertura.
- f) Os esforços nos estribos de suspensão atingiram no máximo 60% do valor do esforço cortante. Este valor é 20% menor do que o valor previsto.

- g) A distribuição dos esforços cortantes entre banzos das vigas de concreto armado apresenta-se constante ao longo do seu carregamento, após a fissuração, e depende da geometria da viga.
- h) Vigas de concreto protendido têm a distribuição dos esforços cortantes variável entre banzo superior e inferior ao longo de seu carregamento. Começam com maior concentração abaixo do furo, transmitindo o esforço gradualmente para a parte acima do furo.
- i) A distribuição do esforço cortante entre os banzos acima e abaixo da viga pode ter grandes alterações conforme for o estado de fissuração do concreto. Vigas de concreto protendido com protensão total onde o banzo superior está com fissuras fechadas têm comportamento diferente de vigas de concreto protendido com protensão parcial onde a face superior da viga não fissura.
- j) A protensão diminui a tensão de tração dos reforços abaixo do furo, e aumenta a tensão de compressão nos reforços acima do furo.

Com base nos itens acima se chega a algumas conclusões importantes. Inicialmente quando comparados os resultados obtidos com as considerações de Leonhardt e Mönning (1978), nenhuma armadura de reforço apresentou ruptura, portanto pode ser considerada segura. Porém alguns esforços lidos foram bastante diferentes das recomendações clássicas.

A primeira grande diferença entre os resultados obtidos e Leonhardt e Mönning (1978) é quanto à distribuição de esforços cortantes entre banzos tanto no concreto como nas armaduras. As indicações existentes são bastantes conservadoras para furos posicionados na linha neutra ou na região tracionada da viga, quando os mesmo estão na região de compressão da viga, a divisão de esforços cortantes (80%/20%) deixa de ser eficaz levando um banzo da viga a ficar superdimensionado e outro possivelmente subdimensionado. Sugere-se então que vigas com aberturas posicionadas na região de compressão de uma viga tenham sua distribuição de esforços cortantes definidos a partir da equação 5.1 deste trabalho ou outra que leve em conta fatores geométricos da seção.

Sabe-se que como o banzo superior estará sempre superdimensionado, quando há o enfraquecimento do banzo inferior seja por fissuração do concreto ou alongamento excessivo das armaduras (subdimensionadas) os esforços cortantes migram para o banzo superior, mais rígido, e capaz de equilibrar a viga, portanto a literatura clássica embora pouco acurada, não pode ser considerada insegura.

Por outro lado, a correta previsão da distribuição de esforços cortantes acima e abaixo do furo proporciona economia nas armaduras de reforços, e viabiliza aberturas

posicionadas na região comprimida da viga, pois se admite que o cortante está distribuído com uma proporção geométrica, pode-se admitir menos área de concreto comprimido no banzo superior com um esforço menor de cisalhamento o que viabiliza o dimensionamento da biela de concreto de cisalhamento no banzo.

Embora os esforços obtidos nos estribos de suspensão tenham sido bastante menores do que os esforços previstos por Leonhardt e Mönning (1978), não se pode afirmar que é correto usar valores menores para o dimensionamento destes estribos. A ruptura beam-type (tipo de ruptura pelo qual os estribos de suspensão são responsáveis de evitar) pode se tornar mais relevante em vigas onde a altura do furo é maior em proporção a altura da seção. Mais estudos devem ser feitos para tirar dados mais conclusivos.

Se comparadas as vigas de concreto armado com as vigas de concreto protendido, fica evidente a perda da capacidade de carga das vigas de concreto protendido submetidas a tensões de cisalhamento mais elevadas. Esta perda mostrou-se ser causada principalmente pela fissuração do bordo superior das vigas de concreto protendido quando submetidas à protensão total. Fica claro que vigas de concreto protendido com aberturas não devem estar submetidas a esforços de protensão que causem a fissuração do concreto no bordo superior da viga em nenhum momento de sua vida. Devem ser evitadas vigas de concreto protendido com tensões de cisalhamento elevadas quando estas necessitarem furos.

6.3 – RECOMENDAÇÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Os resultados e conclusões obtidas apenas têm validade para o conjunto de vigas estudadas. A fim de confirmar o que foi obtido neste estudo, é fundamental ampliar ainda mais a quantidade de vigas modeladas para se ter um resultado estatístico mais confiável.

Embora a literatura utilizada para o procedimento de validação do modelo seja confiável e de grande valor, nem todos os parâmetros e propriedades de materiais utilizados nos ensaios experimentais estavam disponíveis. Este fato prejudicou os resultados finais durante a validação. Para fim de análises mais aprofundadas do comportamento das vigas próximo a ruptura é recomendado o aperfeiçoamento do modelo usado neste estudo com a calibragem das curvas tensão deformação e dos parâmetros dos materiais em laboratório. Com a ajuda de ensaios experimentais específicos e o controle total de todos os fatores que influenciam o comportamento do concreto armado e protendido (Como a transmissão do esforço cortante com fissuras abertas e fechadas, curva tensão deformação do concreto e aço) poder-se-ia obter um modelo numérico muito mais preciso.

Os resultados obtidos foram baseados numa comparação do modelo de dimensionamento da Norma NBR 6118 (2007) e, portanto, foram aplicados aos materiais fatores de segurança e limitações de tensões e deformação que a mesma recomenda. Embora os resultados obtidos sejam satisfatórios, a análise limite das vigas quando próximas da ruptura ficaram prejudicadas, pois não se tinha o comportamento real dos materiais e sim o comportamento simplificado da Norma NBR 6118 (2007).

Nenhuma armadura das vigas protendidas com 20 cm de largura atingiram patamar de escoamento, indicando a possível ruptura prematura do concreto fissurado ultrapassando os limites impostos pela norma de concreto NBR 6118 (2007) de dimensionamento. O modelo utilizado não foi capaz de gerar dados confiáveis sobre o quesito e seria de grande valia o aprofundamento do estudo do comportamento do concreto já fissurado comprimido.

O modelo utilizou seções retangulares de concreto por simplicidade de dupla simetria e modelagem da seção. Sabe-se que vigas protendidas pré-fabricadas podem ter seções I ou T de forma que estudar o efeito das aberturas nestas seções pode ser de grande valia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANSYS, Inc. Theory reference (Version 11.0), 2005.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. 2. ed. Rio Grande: Dunas, 2010. 4v. v.1.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto - procedimento**: NBR 6118. Rio de Janeiro, 2007.

BARBOSA, A. F. ; RIBEIRO, G. O. **Analysis of reinforced concrete structures using ANSYS nonlinear concrete model**. Computational Mechanics CIMNE, p1-7, 1998.

BÜYÜKKARAGÖZ, A . **Finite element analysis of the beam strengthened with prefabricated reinforced concrete plate**. Scientific research and Essays Vol. 5 (6), p. 533-544, 2010.

BĂETU, S. ; CIONGRADI, I. **Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete slit walls with ANSYS**. Buletinul Institutului Politehnic din Iasi, Tomul LVII (LXI), Fasc. 1, 2011

CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósito de fibra de carbono**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo. 2002.

COELHO, JANO D' ARAUJO. **Confiabilidade de vigas de concreto armado no estado limite de serviço**. 2011. 272 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Ppgec, Ufsc, Florianopoli, 2011.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETON. CEB-FIP MODEL CODE 1990; design code. London, Thomas Telford Services, 1993. 437p.

CHEN, W. F. **Constitutive equations for engineering materials – volume 2: plasticity and modeling**, Elsevier Science B.V., 1994.

FUSCO, P.B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1995.

GONGCHEN, D. & XUEKANG, T. **Contrainte ultime dans câbles non-adhérents de poutres en béton a précontrainte partielle**. Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Tavaux Publics, n. 462, p.75-88, Fev. 1988.

GUELLO, G. A. **Simulação Computacional de Estruturas de Concreto por meio da Mecânica do Dano**. 2002. Tese (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

KACHLAKEV, D.; MILLER, T.; YIM, S., **Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Structures Strengthened With FRP Laminates**, California Polytechnic State University, San Luis Obispo, CA and Oregon State University, Corvallis, OR for Oregon Department of Transportation, May, 2001.

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

LEONHARDT, F., WALTHER, R., **Beitrag zur Behandlung der. Schubprobleme im Stahlbetonbau**, Beton- und Stahlbetonbau v. 57, n.7, p.161-173, Juli 1962

MARCONCIN, L.R. **Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto**. Curitiba. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Paraná. 2008.

MANSUR, M, A. **Design of reinforced concrete beams with web openings. Proceedings Of The 6th Asia-pacific Structural Engineering And Construction Conference**, Malasya, p. 104-119. 6 set. 2006.

MACHADO, M.A.S. **Aplicação do método dos elementos finitos para a análise elasto-viscoplástica de peças de concreto armado e protendido, submetidas a estados planos de tensão**. Porto Alegre. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2002.

MONTOYA, J.; MESEGUER, A.G.; CABRÉ, F.M.; PORTERO, J.C.A. **Hormigón Armado**. Barcelona. 15ª Ed. Editora GG. 2009

NOGUEIRA, C.G. ; LEONEL, E.D. ; VENTURINI, W.S. **Modelos para análise não-linear de estruturas em concreto armado usando o método dos elementos finitos**. Nono simpósio de mecânica computacional. Universidade Federal de São João Del-Rei, Minas Gerais 2010.

PFEIL, W. **Concreto Protendido, 1 introdução**. 2. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, 1988. 204 p.

SAIFULLAH, L. ; HOSSAIN, M.A. ; UDDIN, S.M.K. ; KHAN, M.R.A. ; AMIN M.A. **Nonlinear analysis of RC beam for different shear reinforcement patterns by finite element analysis**. International Journal of Civil & Environmental Engineering UCEE-UENS Vol. 11, No. 01.

SÜSSEKIND, J.C., **Curso de concreto: concreto armado**. 2. Ed. Porto Alegre, Globo, 1985. Vol. 2.

PISSARENKO, G.S. ; LAKOVLEV, A.P. ; MATVEIEV, V.V. **Prontuário de resistência de materiais**. U.R.S.S. Editora Mir Moscovo, 1985

TAO, X., & DU, G., **Ultimate Stress of Unbonded Tendons in Partially Prestressed Concrete Beams**, PCI JOURNAL, V. 30, No.6, November-December 1985, pp. 72-91.

WOLANSKI, B, S. ANTHONY J.. **flexural behavior of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis**. 2004. 87 f. Tese (Mestrado) -, Faculty of the graduate school, Marquette University, Milwaukee, 2011.

WILLAM K.J, WARNKE E.P. **Constitutive model for triaxial behavior of concrete**, International association of bridge and structural engineering conference, Bergamo, Itália. P.174, 1974.

APÊNDICE

APÊNDICE A – *Script de uma viga*

Este Apêndice apresenta o *script* utilizado para o processamento de uma viga (VP20_P1_C_M). Para cada uma das 76 vigas ensaiadas foi produzido um script como o abaixo.

```

/BATCH                                !*          DESLOCAMENTOS/NUMERO
! /COM,ANSYS  RELEASE  11.0          SUBSTEPS
UP20070125  17:58:08  09/15/2012    *SET,U2 , 0
!*                                     *SET,N2 , 4
!*          PARÂMETROS                *SET,U3 , 0.5
GEOMÉTRICOS DA VIGA                 *SET,N3 , 4
!*[UNIDADES] --- [kN] [cm]          *SET,U4 , 1
!*B - LARGURA DA VIGA (TOTAL)       *SET,N4 , 4
!*H - ALTURA DA VIGA                *SET,U5 , 1.5
!*L - COMPRIMENTO DA VIGA (TOTAL)    *SET,N5 , 4
!*LE - COMPRIMENTO À ESQUERDA DO    *SET,U6 , 2
FURO                                  *SET,N6 , 4
!*LF - COMPRIMEIRO DO FURO          *SET,U7 , 2.5
!*LD - COMPRIMENTO À DIREITA DO     *SET,N7 , 5
FURO                                  *SET,U8 , 3
!*A - DISTANCIA APOIO ATÉ PONTO DE  *SET,N8 , 5
APLICAÇÃO DA CARGA                  *SET,U9 , 3.5
!*HI - ALTURA ABAIXO DO FURO       *SET,N9 , 5
!*HF - ALTURA DO FURO              *SET,U10 , 4
!*HS - ALTURA ACIMA DO FURO        *SET,N10 , 5
!*TE - TAMANHO DOS ELEMENTOS        *SET,U11 , 4.5
!*LB - COMPRIMENTO DE ANCORAGEM     *SET,N11 , 5
DOS REFORÇOS DOS FUROS              *SET,U12 , 5
!*d  - ALTURA ASp (DE BAIXO PARA    *SET,N12 , 4
CIMA) *(DEVE SER COMPATIVEL COM    *SET,U13 , 5.5
TE)                                  *SET,N13 , 5
!*d1 - d' ALTURA ASn (DE BAIXO PARA  *SET,U14 , 6.5
CIMA) *(DEVE SER COMPATIVEL COM    *SET,N14 , 5
TE)                                  *SET,U15 , 7
!*Lw - Espessamento entre estribos *(DEVE
SER COMPATIVEL COM TE)              *SET,N15 , 5
!*
!*                                     !*
!*SET,TE , 2.5                       !*          DEFINIÇÃO ELEMENTOS
!*SET,B , 20                          /PREP7
!*SET,H , 80                           !*
!*SET,L , 700                          ET,1,SOLID65
!*SET,LF , 50                           !*
!*SET,LE , 190-LF                       KEYOPT,1,1,0
!*SET,LD , L/2-(LE+LF)                  KEYOPT,1,3,0
!*SET,HI , 25                            KEYOPT,1,5,0
!*SET,HF , 20                            KEYOPT,1,6,0
!*SET,HS , H-(HI+HF)                    KEYOPT,1,7,1
!*SET,lb , 70                            KEYOPT,1,8,0
!*SET,d , 1*TE                           !*
!*SET,d1 , H-1*TE                       ET,2,SOLID45
!*SET,Lw , 4*TE                           !*
!*SET,A , 225                            KEYOPT,2,1,0
!*SET,TE3 , B/6                          KEYOPT,2,2,0

```

```

KEYOPT,2,4,0
KEYOPT,2,5,0
KEYOPT,2,6,0
!*
ET,3,LINK8
!*
!* R1, CONCRETO
!* R2, ARMADURA POSITIVA ASp
!* R3, ARMADURA NEGATIVA ASn
!* R4, ESTRIBOS ASw
!* R5, ESTRIBOS SUPERIORES ASw,s
!* R6, ESTRIBOS INFERIORES ASw,i
!* R7, ARMADURA SUSPENSÃO ASsus
!* R8, ARMADURA REFORÇO FUROS,s
!* R9, ARMADURA REFORÇO FUROS,i
!* R10,ARMADURA REFORÇO FUROS,S'
R,1, , , , , ,
RMORE, , , , , ,
RMORE, ,
!* ASp
R,2, 4.64/2, ,
!
!* Asn
R,3, 4/2, ,
!
!* Estribos
R,4, 0.360, ,
!
!* Estribo sup
R,5, 0.360, ,
!
!* Estribo inf
R,6, 0.911, ,
!
!* Suspensao
R,7, 5.141/2, ,
!
!* Reforço sup
R,8, 3.69/2, ,
!
!* Reforço inf
R,9, 11.31/2, ,
!
!* Reforço sup'
R,10, 1/2, ,
!*
!* Armadura Ativa
R,11, 8.112/2,0.00564 ,
!*
! Material 20 = Armadura Protensão
!*
!* PARAMETROS AÇO
*SET,ES20 , 21000
*SET,FY20 , 140/1.15
*SET,EPSLONY20 , FY20/ES20
!*
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,20,,ES20
MPDATA,PRXY,20,,0.30
TB,MELA,20,1,10,
TBTEMP,0
TBPT,,0,0
TBPT,,EPSLONY20,FY20
TBPT,,0.0120,190/1.15
TBPT,,0.0121,0
!*
!* PARAMETROS CONCRETO
*SET,FC , 4/1.4
*SET,FT , 0.14*FC**0.6666
*SET,EC , 2150*1.4*FC**0.3333
*SET,ECL , FC/0.0022
*SET,EE , EC/ECL
*SET,S0 , 0.0001
*SET,S1 , 0.0005
*SET,S2 , 0.0010
*SET,S3 , 0.0015
*SET,S4 , 0.0022
*SET,S5 , 0.0025
*SET,S6 , 0.0030
*SET,S7 , 0.0035
*SET,F1 , FC*(EE*(S1/0.0022)-
(S1/0.0022)**2)/(1+(EE-2)*(S1/0.0022))
*SET,F2 , FC*(EE*(S2/0.0022)-
(S2/0.0022)**2)/(1+(EE-2)*(S2/0.0022))
*SET,F3 , FC*(EE*(S3/0.0022)-
(S3/0.0022)**2)/(1+(EE-2)*(S3/0.0022))
*SET,F4 , FC*(EE*(S4/0.0022)-
(S4/0.0022)**2)/(1+(EE-2)*(S4/0.0022))
*SET,F5 , FC*(EE*(S5/0.0022)-
(S5/0.0022)**2)/(1+(EE-2)*(S5/0.0022))
*SET,F6 , FC*(EE*(S6/0.0022)-
(S6/0.0022)**2)/(1+(EE-2)*(S6/0.0022))
*SET,F7 , FC*(EE*(S7/0.0022)-
(S7/0.0022)**2)/(1+(EE-2)*(S7/0.0022))
!*
Material
11 = Concreto
!*
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,11,,EC
MPDATA,PRXY,11,,0.20
TB,CONC,11,1,9,
TBTEMP,0
TBDATA,,0.20,0.40,FT,-1,,
TBDATA,,,,,,,,

```

```

!*
TB,MELA,11,1,9,0
TBTEMP,0
TBPT,,0,0
TBPT,,S0,EC*S0
TBPT,,S1,0.85*F1
TBPT,,S2,0.85*F2
TBPT,,S3,0.85*F3
TBPT,,S4,0.85*F4
TBPT,,S5,0.85*F4
TBPT,,S6,0.85*F4
TBPT,,S7,0.85*F4
!*
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,11,,2.5484E-8
!*
!*
15 = Concreto Banzo Superior
!*
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,15,,EC
MPDATA,PRXY,15,,0.20
TB,CONC,15,1,9,
TBTEMP,0
TBDATA,,0.20,0.40,FT,-1,,
TBDATA,,,,,,,,
!*
TB,MELA,15,1,9,0
TBTEMP,0
TBPT,,0,0
TBPT,,S0,EC*S0
TBPT,,S1,0.85*F1
TBPT,,S2,0.85*F2
TBPT,,S3,0.85*F3
TBPT,,S4,0.85*F4
TBPT,,S5,0.85*F4
TBPT,,S6,0.85*F4
TBPT,,S7,0.85*F4
!*
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,15,,2.5484E-8
!*
!*
16 = Concreto Banzo Inferior
!*
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,16,,EC
MPDATA,PRXY,16,,0.20
TB,CONC,16,1,9,
TBTEMP,0
TBPT,,0,0
TBPT,,S0,EC*S0
TBPT,,S1,0.85*F1
TBPT,,S2,0.85*F2
TBPT,,S3,0.85*F3
TBPT,,S4,0.85*F4
TBPT,,S5,0.85*F4
TBPT,,S6,0.85*F4
TBPT,,S7,0.85*F4
!*
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,16,,2.5484E-8
!*
!*
10 = placas
!*
!* PARAMETROS AÇO
*SET,ES , 20000
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,10,,ES
MPDATA,PRXY,10,,0.3
!*
!*
= Armadura Positiva
!*
!* PARAMETROS AÇO
*SET,ES2 , 21000
*SET,FY2 , 50/1.15
*SET,EPSLONY2 , FY2/ES2
*SET,EPSLONU2 , 0.01
*SET,ES22 , ES2/6660
*SET,FU2 ,
(EPSLONU2-
EPSLONY2)*ES22+FY2
!*
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,2,,ES2
MPDATA,PRXY,2,,0.30
TB,MELA,2,1,3,
TBTEMP,0
TBPT,,0,0
TBPT,,EPSLONY2,FY2
TBPT,,EPSLONU2,FY2
TBPT,,0.0102,0

```

Material

Material

Material 2

Material

(EPSLONU2-


```

MPDATA,PRXY,7,,0.30
TB,MELA,7,1,4,
TBTEMP,0
TBPT,,0,0
TBPT,,EPSLONY7,FY7
TBPT,,EPSLONU7,FY7
TBPT,,0.0102,0
!*
= Reforço Superior
!*
!* PARAMETROS AÇO
*SET,ES8 , 21000
*SET,FY8 , 50/1.15
*SET,EPSLONY8 , FY8/ES8
*SET,EPSLONU8 , 0.01
*SET,ES82 , ES8/6660
*SET,FU8 , (EPSLONU8-
EPSLONY8)*ES82+FY8
!*
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,8,,ES8
MPDATA,PRXY,8,,0.30
TB,MELA,8,1,4,
TBTEMP,0
TBPT,,0,0
TBPT,,EPSLONY8,FY8
TBPT,,EPSLONU8,FY8
TBPT,,0.0102,0
!*
= reforço Inferior
!*
!* PARAMETROS AÇO
*SET,ES9 , 21000
*SET,FY9 , 50/1.15
*SET,EPSLONY9 , FY9/ES9
*SET,EPSLONU9 , 0.01
*SET,ES92 , ES9/6660
*SET,FU9 , (EPSLONU9-
EPSLONY9)*ES92+FY9
!*
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,9,,ES9
MPDATA,PRXY,9,,0.30
TB,MELA,9,1,4,
TBTEMP,0
TBPT,,0,0
TBPT,,EPSLONY9,FY9
TBPT,,EPSLONU9,FY9
TBPT,,0.0102,0
!*
!*
GEOMETRIA
!*
!*
/PREP7
!* VOLUMES CONCRETO (V1=lado esq.
V2=Banzo INF. V3=Banzo Sup. V4=Lado Dir.)
BLOCK,-4*TE,LE,0,H,0,B/2,
BLOCK,LE,LE+LF,0,HI,0,B/2,
BLOCK,LE,LE+LF,HI+HF,H,0,B/2,
BLOCK,LE+LF,L/2,0,H,0,B/2,
!
!* VOLUME CHAPA BASE
BLOCK,-4*TE,6*TE,0,-2.5,0,B/2,
!
!* VOLUME CHAPA APLICAÇÃO CARGA
BLOCK,(-4*TE)+A,(4*TE)+A,H,H+2.5,0,B/2,
!*
!* ARMADURA PASSIVA POSITIVA
K,100,0,2*d,B/2-TE3,
K,101,L/2,2*d,B/2-TE3,
!
!* ARMADURA PASSIVA NEGATIVA
K,104,0,d1,B/2-TE3,
K,105,L/2,d1,B/2-TE3,
!
!* ARMADURA ATIVA
!*K,200,-4*TE,d,0,
!*K,201,L+4*TE,d,0,
!
!* REFORÇO FUIROS
K,300,LE-LB,Hi-TE,B/2-TE3,
K,301,LE+LF+LB,Hi-TE,B/2-TE3,
K,304,LE-LB,Hi+Hf+TE,B/2-TE3,
K,305,LE+LF+LB,Hi+Hf+TE,B/2-TE3,
K,302,LE-LB,d1,0,
K,303,LE+LF+LB,d1,0,
!
!* ESTRIBOS LE
K,401,0,d,B/2-TE3,
K,402,0,d,0,
K,403,0,d1,B/2-TE3,
K,404,0,d1,0,
!
!* ESTRIBOS INF
K,411,LE,d,B/2-TE3,
K,412,LE,d,0,
K,413,LE,Hi-TE,B/2-TE3,
K,414,LE,Hi-TE,0,
!
!* ESTRIBOS SUP
K,421,LE,Hi+Hf+TE,B/2-TE3,
K,422,LE,Hi+Hf+TE,0,
K,423,LE,d1,B/2-TE3,
K,424,LE,d1,0,
!

```

```

!* ESTRIBOS SUSP. D
K,431,LE+LF+2*TE,d,B/2-TE3,
K,432,LE+LF+2*TE,d,0,
K,433,LE+LF+2*TE,d1,B/2-TE3,
K,434,LE+LF+2*TE,d1,0,
!
!* ESTRIBOS SUSP. E
K,441,LE-2*TE,d,B/2-TE3,
K,442,LE-2*TE,d,0,
K,443,LE-2*TE,d1,B/2-TE3,
K,444,LE-2*TE,d1,0,
!
!* ESTRIBOS LD
K,451,L/2-0*TE,d,B/2-TE3,
K,452,L/2-0*TE,d,0,
K,453,L/2-0*TE,d1,B/2-TE3,
K,454,L/2-0*TE,d1,0,
!
!* APOIO
K,501,0,-2.5,0
K,502,0,-2.5,B/2
!
!* CARGA
K,503,A,H+2.5,0
K,504,A,H+2.5,B/2
!*
LSTR, 100, 101
LSTR, 104, 105
!*
!*LSTR, 200, 201
!*
LSTR, 300, 301
LSTR, 304, 305
!*
LSTR, 401, 403
LSTR, 401, 402
LSTR, 403, 404
LSTR, 411, 413
LSTR, 411, 412
LSTR, 413, 414
LSTR, 421, 423
LSTR, 421, 422
LSTR, 423, 424
LSTR, 431, 433
LSTR, 431, 432
LSTR, 433, 434
LSTR, 441, 443
LSTR, 441, 442
LSTR, 443, 444
LSTR, 451, 453
LSTR, 451, 452
LSTR, 453, 454
!*
LSTR, 501, 502
LSTR, 503, 504
!*
! /VIEW,1,1,1,1
! /ANG,1
! /REP,FAST
! SAVE, VF1,db,
FINISH
/SOL
FINISH
!*
CONCRETO:
/PREP7
TYPE, 1
MAT, 11
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,5
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,2*TE, , , , , ,1
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,8
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,1*TE, , , , , ,1
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,12
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,TE3, , , , , ,1
!*
MSHAPE,0,3D
MSHKEY,1
!*
CM,_Y,VOLU
VSEL, , , , 1
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
MESH

```



```

CMSEL,S,_Y
!*
VMESH,_Y1
!*
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,41
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,2*TE, , , , ,0
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,39
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,1*TE, , , , ,0
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,46
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,TE3, , , , ,0
!*
CM,_Y,VOLU
VSEL, , , , 4
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
!*
VMESH,_Y1
!*
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
!*
TYPE, 1
MAT, 15
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,17
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,2*TE, , , , ,0

```

```

FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,31
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,2*TE, , , , ,0
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,25
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,1*TE, , , , ,0
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,33
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,TE3, , , , ,0
!*
CM,_Y,VOLU
VSEL, , , , 3
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
!*
VMESH,_Y1
!*
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
!*
TYPE, 1
MAT, 16
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,17
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,2*TE, , , , ,0

```

```

!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,20
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,1*TE, , , , ,0
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,21
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,TE3, , , , ,0
!*
CM,_Y,VOLU
VSEL, , , , 2
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
!*
VMESH,_Y1
!*
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
!*
!
MESH
CHAPAS DE AÇO
! SAVE, VF1,db,
TYPE, 2
MAT, 10
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,70
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,TE3, , , , ,0
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,65
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,2*TE, , , , ,0
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,68
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,TE, , , , ,0
!*
CM,_Y,VOLU
VSEL, , , , 6
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
!*
VMESH,_Y1
!*
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
!*
! /FOC, 1, 86.2568709479 ,
72.6159245197 , 58.6272045337
! /REPLO
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,53
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,2*TE, , , , ,0
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,56
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,TE, , , , ,0
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,58
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y

```

```

!*
LESIZE,_Y1,TE3,,,,,,,,,0
!*
CM,_Y,VOLU
VSEL,,,, 5
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
!*
VMESH,_Y1
!*
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
!*
TYPE, 3
MAT, 10
REAL, 2
ESYS, 0
SECNUM,
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,96
CM,_Y,LINE
LSEL,,,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,TE3,,,,,,,,,1
!*
LMESH, 96
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,95
CM,_Y,LINE
LSEL,,,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,TE3,,,,,,,,,1
!*
LMESH, 95
!
ARMADURAS
!
TYPE, 3
MAT, 2
REAL, 2
ESYS, 0
SECNUM,
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,73
CM,_Y,LINE
MESH
ASp
LSEL,,,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,2*TE,,,,,,,,,1
!*
LMESH, 73
!
TYPE, 3
MAT, 3
REAL, 3
ESYS, 0
SECNUM,
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,74
CM,_Y,LINE
LSEL,,,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,2*TE,,,,,,,,,1
!*
LMESH, 74
!
TYPE, 3
MAT, 7
REAL, 7
ESYS, 0
SECNUM,
!*
FLST,5,2,4,ORDE,2
FITEM,5,86
FITEM,5,89
CM,_Y,LINE
LSEL,,,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,1*TE,,,,,,,,,1
!*
FLST,2,2,4,ORDE,2
FITEM,2,86
FITEM,2,89
LMESH,P51X
!/VIEW,1,1,1,1
!/ANG,1
!/REP,FAST
FLST,5,4,4,ORDE,4
FITEM,5,87
FITEM,5,-88
FITEM,5,90
FITEM,5,-91
ASn
Ass

```

```

CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,TE3, , , , , ,1
!*
FLST,2,4,4,ORDE,4
FITEM,2,87
FITEM,2,-88
FITEM,2,90
FITEM,2,-91
LMESH,P51X
!
Asr,s
TYPE, 3
MAT, 8
REAL, 8
ESYS, 0
SECNUM,
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,76
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,2*TE, , , , , ,1
!*
LMESH, 76
!
Asr,i
TYPE, 3
MAT, 9
REAL, 9
ESYS, 0
SECNUM,
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,75
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,2*TE, , , , , ,1
!*
LMESH, 75
!
Asw
/PREP7
TYPE, 3
MAT, 4
REAL, 4
ESYS, 0
SECNUM,
!*
FLST,5,2,4,ORDE,2
FITEM,5,77
FITEM,5,92
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,TE, , , , , ,1
!*
FLST,2,2,4,ORDE,2
FITEM,2,77
FITEM,2,92
LMESH,P51X
FLST,5,4,4,ORDE,4
FITEM,5,78
FITEM,5,-79
FITEM,5,93
FITEM,5,-94
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,TE3, , , , , ,1
!*
FLST,2,4,4,ORDE,4
FITEM,2,78
FITEM,2,-79
FITEM,2,93
FITEM,2,-94
LMESH,P51X
!
Asw,s
TYPE, 3
MAT, 5
REAL, 5
ESYS, 0
SECNUM,
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,83
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,1*TE, , , , , ,1
!*
LMESH, 83
FLST,5,2,4,ORDE,2
FITEM,5,84

```

```

FITEM,5,-85
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,_,_Y
!*
LESIZE,_Y1,TE3, , , , , ,1
!*
FLST,2,2,4,ORDE,2
FITEM,2,84
FITEM,2,-85
LMESH,P51X
!
Asw,i
TYPE, 3
MAT, 6
REAL, 6
ESYS, 0
SECNUM,
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,80
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,_,_Y
!*
LESIZE,_Y1,1*TE, , , , , ,1
!*
LMESH, 80
FLST,5,2,4,ORDE,2
FITEM,5,81
FITEM,5,-82
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,_,_Y
!*
LESIZE,_Y1,TE3, , , , , ,1
!*
FLST,2,2,4,ORDE,2
FITEM,2,81
FITEM,2,-82
LMESH,P51X
! SAVE, VF1,db,
!
ARMADURA DE REFORÇO'
LSTR, 302, 303
!
Asr,s'
TYPE, 3
MAT, 8
REAL, 10
ESYS, 0
SECNUM,
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,97
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,_,_Y
!*
LESIZE,_Y1,2*TE, , , , , ,1
!*
LMESH, 97
!*
CÓPIA ESTRIBOS
FLST,3,3,4,ORDE,2
FITEM,3,77
FITEM,3,-79
LGEN,LE/LW,P51X, , ,LW, , , ,0
!
FLST,3,3,4,ORDE,2
FITEM,3,77
FITEM,3,-79
LGEN,2,P51X, , ,LW/2, , , ,0
!
FLST,3,3,4,ORDE,2
FITEM,3,77
FITEM,3,-79
LGEN,2,P51X, , ,LW/2, , , ,0
!
FLST,3,3,4,ORDE,2
FITEM,3,98
FITEM,3,-100
LGEN,2,P51X, , ,LW/2, , , ,0
!
FLST,3,3,4,ORDE,2
FITEM,3,83
FITEM,3,-85
LGEN,LF/LW+1,P51X, , ,LW, , , ,0
!
FLST,3,3,4,ORDE,2
FITEM,3,80
FITEM,3,-82
LGEN,LF/LW+1,P51X, , ,LW, , , ,0
!
FLST,3,3,4,ORDE,2
FITEM,3,92
FITEM,3,-94
LGEN,LD/LW,P51X, , ,LW, , , ,0
!*
ARMADURA ATIVA
BLOCK,-6*TE,-4*TE,0,H,0,B/2,
K,900,-6*TE,d,0,
K,901,L/2,d,0,
LSTR, 900, 901
!

```

```

!
TYPE, 3
MAT, 20
REAL, 11
ESYS, 0
SECNUM,
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,233
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
!
LESIZE,_Y1,2*TE, , , , , ,0
!*
!/REPLOT,RESIZE
LMESH, 233
TYPE, 2
MAT, 10
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,228
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,TE, , , , , ,0
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,225
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,2*TE, , , , , ,0
!*
FLST,5,1,4,ORDE,1
FITEM,5,229
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1,TE3, , , , , ,0
!*
CM,_Y,VOLU
VSEL, , , , 7
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
!*
VMESH,_Y1
!*
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
!*
NUMMRG,NODE, , , ,LOW
FLST,2,1,5,ORDE,1
FITEM,2,24
!*
/GO
DA,P51X,UX,
FLST,2,10,5,ORDE,10
FITEM,2,1
FITEM,2,7
FITEM,2,13
FITEM,2,19
FITEM,2,25
FITEM,2,31
FITEM,2,47
FITEM,2,52
FITEM,2,57
FITEM,2,62
!*
/GO
DA,P51X,UZ,
FLST,2,1,4,ORDE,1
FITEM,2,95
!*
/GO
DL,P51X, ,UY,
!*
*****
Etapa 1 -
Peso Próprio
!*
/SOL
!*
ALLSEL,ALL
!*ACEL,0,0,0,
ACEL,0,981,0,
!
ALLSEL,ALL
!*
FINISH
/SOL
CNVTOL,F, ,0.05,2, ,
!*
CNVTOL,U, ,0.01,2, ,

```

```

!*
NSUBST,5,100,5
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,1
AUTOTS,1
EQSLV,SPAR
LNSRCH,0
NCNV,2,0,0,0,0
NEQIT,100
RESCONTRL,DEFINE,ALL,1,1
TIME,0.01
LSWRITE,1,
!
!***** Etapa 2
!
/PREP7
FLST,2,1,4,ORDE,1
FITEM,2,96
!*
/GO
DL,P51X, ,UY,-U2
!*
ALLSEL,ALL
!*
CNVTOL,F, ,0.05,2, ,
!*
CNVTOL,U, ,0.05,2, ,
!*
NSUBST,N2,100,N2
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,1
AUTOTS,1
EQSLV,SPAR
LNSRCH,0
NCNV,2,0,0,0,0
NEQIT,100
RESCONTRL,DEFINE,ALL,1,1
TIME,U2
LSWRITE,2,
!
!***** Etapa 3
!
/PREP7
FLST,2,1,4,ORDE,1
FITEM,2,96
!*
/GO
DL,P51X, ,UY,-U3
!*
ALLSEL,ALL
!*
CNVTOL,F, ,0.05,2, ,
!*
CNVTOL,U, ,0.05,2, ,
!*
NSUBST,N3,100,N3
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,1
AUTOTS,1
EQSLV,SPAR
LNSRCH,0
NCNV,2,0,0,0,0
NEQIT,100
RESCONTRL,DEFINE,ALL,1,1
TIME,U3
LSWRITE,3,
!
!***** Etapa 4
!
/PREP7
FLST,2,1,4,ORDE,1
FITEM,2,96
!*
/GO
DL,P51X, ,UY,-U4
!*
ALLSEL,ALL
!*
CNVTOL,F, ,0.05,2, ,
!*
CNVTOL,U, ,0.05,2, ,
!*
NSUBST,N4,100,N4
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,1
AUTOTS,1
EQSLV,SPAR
LNSRCH,0
NCNV,2,0,0,0,0
NEQIT,100
RESCONTRL,DEFINE,ALL,1,1
TIME,U4
LSWRITE,4,
!
!***** Etapa 5
!
/PREP7
FLST,2,1,4,ORDE,1
FITEM,2,96
!*
/GO
DL,P51X, ,UY,-U5
!*
ALLSEL,ALL
!*

```

```

CNVTOL,F ,0.05,2, ,
!*
CNVTOL,U ,0.05,2, ,
!*
NSUBST,N5,100,N5
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,1
AUTOTS,1
EQSLV,SPAR
LNSRCH,0
NCNV,2,0,0,0,0
NEQIT,100
RESCONTRL,DEFINE,ALL,1,1
TIME,U5
LSWRITE,5,
!
!***** Etapa 6
!
/PREP7
FLST,2,1,4,ORDE,1
FITEM,2,96
!*
/GO
DL,P51X, ,UY,-U6
!*
ALLSEL,ALL
!*
CNVTOL,F ,0.05,2, ,
!*
CNVTOL,U ,0.05,2, ,
!*
NSUBST,N6,100,N6
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,1
AUTOTS,1
EQSLV,SPAR
LNSRCH,0
NCNV,2,0,0,0,0
NEQIT,100
RESCONTRL,DEFINE,ALL,1,1
TIME,U6
LSWRITE,6,
!
!***** Etapa 7
!
/PREP7
FLST,2,1,4,ORDE,1
FITEM,2,96
!*
/GO
DL,P51X, ,UY,-U7
!*
ALLSEL,ALL
!*
CNVTOL,F ,0.05,2, ,
!*
CNVTOL,U ,0.05,2, ,
!*
NSUBST,N7,100,N7
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,1
AUTOTS,1
EQSLV,SPAR
LNSRCH,0
NCNV,2,0,0,0,0
NEQIT,100
RESCONTRL,DEFINE,ALL,1,1
TIME,U7
LSWRITE,7,
!
!***** Etapa 8
!
/PREP7
FLST,2,1,4,ORDE,1
FITEM,2,96
!*
/GO
DL,P51X, ,UY,-U8
!*
ALLSEL,ALL
!*
CNVTOL,F ,0.05,2, ,
!*
CNVTOL,U ,0.05,2, ,
!*
NSUBST,N8,100,N8
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,1
AUTOTS,1
EQSLV,SPAR
LNSRCH,0
NCNV,2,0,0,0,0
NEQIT,100
RESCONTRL,DEFINE,ALL,1,1
TIME,U8
LSWRITE,8,
!
!***** Etapa 9
!
/PREP7
FLST,2,1,4,ORDE,1
FITEM,2,96
!*
/GO
DL,P51X, ,UY,-U9
!*
ALLSEL,ALL

```



```

ALLSEL,ALL
!*
CNVTOL,F, ,0.05,2, ,
!*
CNVTOL,U, ,0.05,2, ,
!*
NSUBST,N9,100,N9
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,1
AUTOTS,1
EQSLV,SPAR
LNSRCH,0
NCNV,2,0,0,0,0
NEQIT,100
RESCONTRL,DEFINE,ALL,1,1
TIME,U9
LSWRITE,9,
!
!***** Etapa 10
!
/PREP7
FLST,2,1,4,ORDE,1
FITEM,2,96
!*
/GO
DL,P51X, ,UY,-U10
!*
ALLSEL,ALL
!*
CNVTOL,F, ,0.05,2, ,
!*
CNVTOL,U, ,0.05,2, ,
!*
NSUBST,N10,100,N10
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,1
AUTOTS,1
EQSLV,SPAR
LNSRCH,0
NCNV,2,0,0,0,0
NEQIT,100
RESCONTRL,DEFINE,ALL,1,1
TIME,U10
LSWRITE,10,
!
!***** Etapa 11
!
/PREP7
FLST,2,1,4,ORDE,1
FITEM,2,96
!*
/GO
DL,P51X, ,UY,-U11

```

```

!*
ALLSEL,ALL
!*
CNVTOL,F, ,0.05,2, ,
!*
CNVTOL,U, ,0.05,2, ,
!*
NSUBST,N11,100,N11
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,1
AUTOTS,1
EQSLV,SPAR
LNSRCH,0
NCNV,2,0,0,0,0
NEQIT,100
RESCONTRL,DEFINE,ALL,1,1
TIME,U11
LSWRITE,11,
!
!***** Etapa 12
!
/PREP7
FLST,2,1,4,ORDE,1
FITEM,2,96
!*
/GO
DL,P51X, ,UY,-U12
!*
ALLSEL,ALL
!*
CNVTOL,F, ,0.05,2, ,
!*
CNVTOL,U, ,0.05,2, ,
!*
NSUBST,N12,100,N12
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,1
AUTOTS,1
EQSLV,SPAR
LNSRCH,0
NCNV,2,0,0,0,0
NEQIT,100
RESCONTRL,DEFINE,ALL,1,1
TIME,U12
LSWRITE,12,
!
!***** Etapa 13
!
/PREP7
FLST,2,1,4,ORDE,1
FITEM,2,96
!*
/GO

```

```

DL,P51X, ,UY,-U13
!*
ALLSEL,ALL
!*
CNVTOL,F, ,0.05,2, ,
!*
CNVTOL,U, ,0.05,2, ,
!*
NSUBST,N13,100,N13
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,1
AUTOTS,1
EQSLV,SPAR
LNSRCH,0
NCNV,2,0,0,0,0
NEQIT,100
RESCONTRL,DEFINE,ALL,1,1
TIME,U13
LSWRITE,13,
!
!***** Etapa 14
!
/PREP7
FLST,2,1,4,ORDE,1
FITEM,2,96
!*
/GO
DL,P51X, ,UY,-U14
!*
ALLSEL,ALL
!*
CNVTOL,F, ,0.05,2, ,
!*
CNVTOL,U, ,0.05,2, ,
!*
NSUBST,N14,100,N14
OUTRES,ERASE

```

```

OUTRES,ALL,1
AUTOTS,1
EQSLV,SPAR
LNSRCH,0
NCNV,2,0,0,0,0
NEQIT,100
RESCONTRL,DEFINE,ALL,1,1
TIME,U14
LSWRITE,14,
!
!***** Etapa 15
!
/PREP7
FLST,2,1,4,ORDE,1
FITEM,2,96
!*
/GO
DL,P51X, ,UY,-U15
!*
ALLSEL,ALL
!*
CNVTOL,F, ,0.05,2, ,
!*
CNVTOL,U, ,0.05,2, ,
!*
NSUBST,N15,100,N15
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,1
AUTOTS,1
EQSLV,SPAR
LNSRCH,0
NCNV,2,0,0,0,0
NEQIT,100
RESCONTRL,DEFINE,ALL,1,1
TIME,U15
LSWRITE,15,
!

```