



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

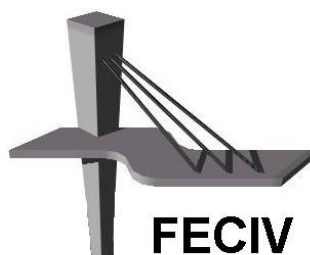


Defesa DE MESTRADO

Nº 140

**Avaliação dos mecanismos resistentes ao
cisalhamento em concreto armado sem armadura
transversal**

MARIO SERGIO SAMORA



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



Mario Sergio Samora

**Avaliação dos mecanismos resistentes ao cisalhamento em
concreto armado sem armadura transversal**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos
para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos

Uberlândia, 17/04/2015

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da UFU, MG, Brasil.

S191a Samora, Mario Sergio, 1959-
2015 Avaliação dos mecanismos resistentes ao cisalhamento em concreto
armado sem armadura transversal / Mario Sergio Samora. - 2015.
140 f. : il.

Orientador: Antonio Carlos dos Santos.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
Inclui bibliografia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Concreto armado - Teses.
3. Cisalhamento - Teses. 4. Vigas - Teses. I. Santos, Antonio Carlos dos.
III. Universidade Federal de Uberlândia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil. III. Título.

CDU: 624



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ATA Nº: 140/2015

CANDIDATO: Mario Sergio Samora

ORIENTADOR: Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos

TÍTULO: "Avaliação dos mecanismos resistentes ao cisalhamento em concreto armado sem armadura transversal"

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Estruturas e Construção Civil

LINHA DE PESQUISA: Estruturas

DATA DA DEFESA: 17 de abril de 2015

LOCAL: Sala de Projeções da FECIV

HORÁRIO DE INÍCIO E TÉRMINO DA DEFESA: 14h05 - 16h10

Após avaliação do documento escrito, da exposição oral e das respostas às arguições, os membros da Banca Examinadora decidem que o candidato foi:

☒ APROVADO

☐ REPROVADO

OBS:

Na forma regulamentar, foi lavrada a presente ata que está assinada pelos membros da Banca:

Professor Orientador: Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos – FECIV/UFU

Membro externo: Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein – FEC/UNICAMP

Membro interno: Prof. Dr. Turíbio José da Silva – FECIV/UFU

Uberlândia, 17 de Abril de 2015.

AGRADECIMENTOS

Dedico este trabalho em memória de meus queridos e amados pais Olavo Raghianti Samora e Adélia Cardoso Samora.

Agradeço a Deus por ter dado a mim a saúde, a perseverança, e a fé na realização desse trabalho.

Agradeço aos meus filhos Olavo Raghianti Samora Neto, Camila Silva Samora e a minha esposa Jussara Núbia Silva Samora e ao amigo Edmo Ferreira pelo incentivo e apoio na concretização do mestrado.

Ao meu Orientador, Professor Antonio Carlos dos Santos, por sua colaboração, compreensão, dedicação, amizade e acima de tudo sua sabedoria e inteligência, aplicadas dentro desta pesquisa.

Aos colegas e amigos que conheci e por algum tempo pude conviver, em especial ao Benício de Moraes Lacerda e Mohammed Adel Arif, que tiveram comigo um estreitamento maior nesta relação de amizade, incentivo, apoio e trabalho nos momentos que precisei durante todo o curso e também a Angela Arruda, Salmem Saleme Girão e Luiz Antonio Lobo

Agradeço a todos os Professores do curso de Pós Graduação da Faculdade de Engenharia Civil por suas dedicações em transmitir a nós os seus conhecimentos.

Agradeço a Cristiane Pires por sua dedicação, participação e apoio durante a realização de todo o programa experimental e a todos os funcionários, técnicos e amigos que participaram direta ou indiretamente da realização dessa pesquisa.

A Empresa Tecsteel Construções Metálicas que colaborou na execução dos apoios e vigas metálicas do programa experimental.

À Universidade Federal de Uberlândia e a Faculdade de Engenharia Civil que proporcionaram a realização dessa pesquisa.

Samora, M. S. *Avaliação dos mecanismos resistentes ao cisalhamento em concreto armado sem armadura transversal*. 140 p. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2015.

RESUMO

O princípio fundamental de segurança das estruturas de concreto armado, em relação a um eventual colapso, é que a segurança não dependa da resistência à tração do concreto a fim de eliminar o risco de colapso sem aviso prévio. A fissuração, proveniente de esforços de tração, pode causar a ruptura do concreto e deve ser evitada para que não ocorra o colapso estrutural. A fissura diagonal que surge no ato da ruptura é chamada de fissura crítica, característica da ruptura por força cortante. Nesta pesquisa foram realizados experimentos para analisar os mecanismos complementares ao de treliça de resistência ao cisalhamento em vigas de pórticos de concreto armado sem armadura transversal. O programa experimental consistiu no ensaio de oito pórticos e os modelos foram submetidos à flexão simples. Foram consideradas duas classes de resistências à compressão do concreto para a concretagem dos modelos. Para resistir os esforços de flexão, as vigas foram dimensionadas no domínio 3 do estado limite último. Foram usadas diferentes taxas e diâmetros de armaduras longitudinais de tração. Em todos os protótipos ou pórticos não foi considerado o uso de armadura transversal na região de esforços cortantes das vigas. A partir dos resultados obtidos foram analisados os critérios já propostos por normas para definir a parcela da contribuição relativa aos mecanismos resistentes de cisalhamento do concreto sem o uso de armadura transversal e a influência das resistências do concreto e taxas de armadura longitudinal nos resultados numéricos obtidos experimentalmente.

Palavras-chave: concreto armado, cisalhamento, fissuração, pórticos, mecanismos complementares, ruptura.

Samora, M. S. *Evaluation of mechanisms resistant shear beams without transverse reinforcement.* 140 pp. , MSc Dissertation, College of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2015.

ABSTRACT

The safety fundamental principle of reinforced concrete structures related of a possible collapse is that the security does not depend on the concrete resistance tensile strength to eliminate the risk of collapse without notice. The cracking caused by tensile stresses can affect the concrete structure and should be avoided to the natural structural collapse doesn't occur. The diagonal crack that appears on the act of breaking is called critical crack, characteristic of shear failure. In this work were experimentally studied the additional mechanisms from the shear resistant trusses in reinforced concrete frames without transverse reinforcement. The experimental experiments consists on testing eight frames that were subjected to a simple bending. Two concrete grades of characteristic the compressive strength were considered on the construction of the frames. To resist the bending stresses, the frame's beams are designed in the field 3 of the ultimate limit states. Different rates and diameters of longitudinal reinforcement were used. In all frames weren't considered the use of transverse reinforcement in the region of shear on the beams. From the results obtained were analyzed the proposed criteria to define the portion of the contribution for the shear resistance mechanisms of concrete without the use of transverse reinforcement and the influence of the concrete resistance and longitudinal reinforcement rates in the numerical results experimentally obtained.

Keywords: *reinforced concrete, shear, cracking, frames, additional mechanisms, rupture.*

SÍMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS

Letras romanas

A_{sw} – área da armadura transversal;

A_{sl} – área da armadura longitudinal

E_c – módulo de elasticidade do concreto;

E_s – módulo de elasticidade do aço;

F – força externa;

f_c – resistência à compressão do concreto, referida a corpos de prova cilíndricos;

f_c' – resistência à compressão do concreto;

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

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto;

f_{ct} – resistência à tração do concreto;

f_{ctd} – resistência à tração de cálculo do concreto;

f_{ctk} – resistência característica à tração do concreto;

f_{ctm} – resistência média à tração do concreto;

$f_{ct,sup}$ – resistência à tração indireta do concreto;

f_{yd} – resistência de cálculo do aço;

- f_y – resistência de escoamento do aço;
- M – momento Fletor;
- M_{fl} – momento fletor correspondente à ruptura por flexão;
- M_{cr} – momento fletor de ruptura pelo esforço cortante;
- M_u – momento fletor último de M;
- R_c – resultante das tensões de compressão;
- R_t – resultante das tensões de tração;
- h – altura total da seção transversal peça de concreto;
- b – largura total da seção transversal peça de concreto;
- b_w – largura da viga com seção retangular;
- d – altura útil da seção transversal da peça de concreto;
- a – distância entre a carga aplicada e o apoio ou vão de cisalhamento;
- l – vão teórico ou vão livre;
- x – profundidade ou distância da linha neutra;
- V – força cortante;
- V_c – parcela da força cortante resistida pelo concreto;
- V_d – valor de cálculo de V;
- V_s – parcela da força cortante resistida pela armadura transversal;
- V_u – valor último de V

Letras gregas

- β – coeficiente de minoração;
- θ – ângulo de inclinação das bielas de compressão;
- ϕ – coeficiente de redução de resistência;
- α – ângulo de inclinação da armadura transversal;
- ρ_{sw} – taxa geométrica da armadura transversal;
- ρ_l – taxa geométrica da armadura longitudinal;
- τ – tensão de cisalhamento;
- τ_{wu} – tensão de cisalhamento última experimental;
- τ_{sd} – tensão de cisalhamento solicitante de cálculo;
- τ_u – tensão máxima de cisalhamento;
- v – tensão de cisalhamento;

Sub-índices gerais

- c – concreto;
- d – cálculo;
- e – efetivo;
- hor – horizontal;
- k – valor característico;
- s – aço; solicitante
- u – última;

Siglas

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;

NBR – Norma Brasileira

ACI – American Concrete Institute;

BS – British Standard;

CEB – Comité Euro-International Du Béton;

CSA – Canadian Standards Association;

EN – European Standard.

FIB – Fédération Internationale Du Béton;

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Analogia da Treliça.....	26
Figura 2.2 - Mecanismos de transferência de cisalhamento em vigas esbeltas	28
Figura 2.3 - Mecanismo de engrenamento dos agregados.....	29
Figura 2.4 - Efeito de pino (<i>dowel action</i>).....	29
Figura 2.5 - Efeito de arco (<i>arch action</i>)	30
Figura 2.6 - Disposição do carregamento e seções transversais das quatro séries de vigas	31
Figura 2.7 - Tensão de cisalhamento última com variação da altura útil da viga	32
Figura 2.8 - Gráfico de Kani.....	37
Figura 2.9 - Tipos de comportamento exibido por vigas submetidas a dois pontos de carga ..	39
Figura 2.10 – Comportamento de vigas de concreto armado sem armadura de cisalhamento.	40
Figura 2.11 - Detalhe da seção transversal para cálculo de S_z	47
Figura 3.1 - Dimensões dos pórticos – Cotas em <i>cm</i>	52
Figura 3.2 - Detalhes dos pórticos tipo A e B – Cotas em <i>cm</i>	53
Figura 3.3 - Fôrmas dos pilares dos pórticos.....	55
Figura 3.4 - Fôrmas das vigas dos pórticos	56
Figura 3.5 - Fôrmas prontas para a concretagem dos pórticos	56
Figura 3.6 - Armadura de viga e pilar colocados na fôrma	57
Figura 3.7 - Ensaio de tração e módulo de elasticidade do aço	57
Figura 3.8 - Ensaio de abatimento de tronco de cone ou <i>slump test</i>	59
Figura 3.9 - Lançamento do concreto	59
Figura 3.10 - Ensaio de resistência à compressão, e módulo de elasticidade do concreto	60
Figura 3.11 - Ensaio de compressão diametral do concreto	60
Figura 3.12 - Extensômetros elétricos colocados nas armaduras	61
Figura 3.13 - Extensômetro elétrico colocado no concreto	61
Figura 3.14 - Posição dos extensômetros elétricos nas armaduras.....	62
Figura 3.15 - Posição geral dos extensômetros no pórtico	63
Figura 3.16 - Posição do extensômetro de imersão no concreto	63
Figura 3.17 - Base metálica para apoio do pórtico	64

Figura 3.18 - Fixação da base metálica e pilar na laje de reação	65
Figura 3.19 - Grauteamento da base metálica dos pilares do pórtico.....	65
Figura 3.20 - Esquema da situação de um pórtico em posição de ensaio	66
Figura 3.21 - Detalhe da aplicação da carga.....	67
Figura 3.22 - Diagrama de carregamento e esforços	68
Figura 4.1 - Elemento Solid65 aplicado ao concreto.....	70
Figura 4.2 - Modelagem do concreto dos pilares e viga.....	71
Figura 4.3 - Detalhe do carregamento e condições de contorno	72
Figura 4.4 - Tensões de tração e compressão no pórtico.....	72
Figura 5.1 - Evolução da fissuração do pórtico P1-A-a	74
Figura 5.2 - Evolução da fissuração do pórtico P1-A-b	75
Figura 5.3 - Evolução da fissuração do pórtico P2-B-a.....	76
Figura 5.4 - Evolução da fissuração do pórtico P2-B-b	78
Figura 5.5 - Evolução da fissuração do pórtico P3-A-a	79
Figura 5.6 - Evolução da fissuração do pórtico P3-A-b	80
Figura 5.7 - Evolução da fissuração do pórtico P4-B-a.....	82
Figura 5.8 - Evolução da fissuração do pórtico P4-B-b	83
Figura 5.9 - Resumo dos ensaios	85
Figura 6.1 – Variação da resistência à compressão do concreto/ $\rho = 1,32\%$	89
Figura 6.2 – Variação da resistência à compressão do concreto/ $\rho = 1,55\%$	90
Figura 6.3 – Variação da taxa de armadura longitudinal/ resistência a compressão do concreto 21,6 MPa	90
Figura 6.4 – Variação da taxa de armadura longitudinal/ resistência à compressão do concreto 40,5 MPa	91
Figura 6.5 - Comparação entre valores experimentais e de cálculo $V_{u,exp}/V_{u,cal}$ das séries P1 e P2.....	92
Figura 6.6 - Comparação entre valores experimentais e de cálculo $V_{u,exp}/V_{u,cal}$ das séries P3 e P4.....	92
Figura 6.7 - Valores das resistências ao cisalhamento segundo as normas.....	94
Figura 6.8 - Comparação entre valores experimentais e calculados das normas	95

Figura A. 1 - Diagrama de corpo livre.....	103
Figura A. 2 - Diagrama de momentos fletores	103
Figura A. 3 - Diagrama de esforços cortantes	104
Figura A. 4 - Viga do pórtico tipo A	112
Figura A. 5 - Viga do pórtico tipo B.....	112
Figura A.6 – Comprimentos de flambagem	115
Figura A. 7 - Imperfeições geométricas locais em pilares	121
Figura A. 8 - Ábaco flexão composta, armadura simétrica	123
Figura A. 9 - Detalhamento do pilar do pórtico	124
Figura B.1 - Deformações na armadura (L0)	125
Figura B.2 - Deformações na armadura (L1,L2)	125
Figura B.3 - Deformações na armadura (L3,L4)	126
Figura B.4 - Deformações no concreto (C0)	126
Figura B.5 - Deformações no concreto (C1,C2).....	127
Figura B.6 - Deslocamentos no meio do vão.....	127
Figura B.7 - Deslocamentos em um dos apoios	128
Figura B.8 - Deformações internas no concreto (I1,I2).....	128
Figura C.1 - Deformações na armadura (L0)	129
Figura C.2 - Deformações na armadura (L1,L2)	129
Figura C.3 - Deformações na armadura (L3,L4)	130
Figura C.4 - Deformações no concreto (C0)	130
Figura C.5 - Deformações no concreto (C1,C2).....	131
Figura C.6 - Deslocamentos no meio do vão.....	131
Figura C.7 - Deslocamentos em um dos apoios	132
Figura C.8 - Deformações internas no concreto (I1,I2).....	132
Figura D.1 - Deformações na armadura (L0)	133
Figura D.2 - Deformações na armadura (L1,L2).....	133
Figura D.3 - Deformações na armadura (L3,L4).....	134
Figura D.4 - Deformações no concreto (C0)	134
Figura D.5 - Deformações no concreto (C1,C2)	135
Figura D.6 - Deslocamentos no meio do vão	135
Figura D.7 - Deslocamentos em um dos apoios	136

Figura D.8 - Deformações internas no concreto (I1,I2)	136
Figura E.1 - Deformações na armadura (L0).....	137
Figura E.2 - Deformações na armadura (L1,L2)	137
Figura E.3 - Deformações na armadura (L3,L4)	138
Figura E.4 - Deformações no concreto (C0)	138
Figura E.5 - Deformações no concreto (C1,C2).....	139
Figura E.6 - Deslocamentos no meio do vão.....	139
Figura E.7 - Deslocamentos em um dos apoios	140
Figura E.8 - Deformações internas no concreto (I1,I2).....	140

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Vigas de Kim et al (1993)	33
Tabela 2 – Características geométricas das vigas.....	34
Tabela 3 - Resultados dos ensaios de Ahmad <i>et al</i> (1986) Grupo A, $f'_c = 61\text{MPa}$	34
Tabela 4 - Resultados dos ensaios de Ahmad <i>et al</i> (1986) Grupo B, $f'_c = 67\text{MPa}$	35
Tabela 5 - Resultados dos ensaios de Ahmad <i>et al</i> (1986) Grupo C, $f'_c = 64\text{MPa}$	35
Tabela 6 – Valores dos resultados experimentais.....	36
Tabela 7 - Valores da tensão de cisalhamento do concreto	45
Tabela 8 - Resumo das fórmulas das normas sem armadura transversal	49
Tabela 9 - Matriz de planejamento experimental	52
Tabela 10 - Identificação dos modelos	54
Tabela 11 - Resultados dos ensaios de tração das barras de aço	58
Tabela 12 - Características dos concretos utilizados	58
Tabela 13 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão do concreto dos pórticos.....	60
Tabela 14 - Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade e resistência à tração	61
Tabela 15 - Idade dos pórticos no ensaio	68
Tabela 16 - Resistência à compressão provável estimada para o concreto	69
Tabela 17 - Valores teóricos da força cortante para escoamento da armadura longitudinal ...	86
Tabela 18 – Resultados experimentais da força cortante e momentos últimos	86
Tabela 19 – Variação dos resultados experimentais da força cortante última.....	87
Tabela 20 - Variação da resistência ao cisalhamento dos mecanismos complementares em função da taxa de armadura longitudinal.....	88
Tabela 21 - Variação da resistência dos mecanismos complementares em função da resistência à compressão do concreto	88
Tabela 22 - Comparação entre valores experimentais e de cálculo.....	91
Tabela 23 - Valores das resistências ao cisalhamento segundo as normas	93
Tabela 24 - Comparação entre valores experimentais e calculados das normas	94

Tabela 25 - Diâmetro dos pinos de dobramento.....	111
Tabela 26 – Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares parede	113

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	iv
RESUMO	v
ABSTRACT	vi
SÍMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS.....	vii
LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE TABELAS	xv
SUMÁRIO.....	xvii
CAPÍTULO 1	21
INTRODUÇÃO.....	21
1.1 Considerações preliminares	21
1.2 Justificativa da pesquisa	22
1.3 Objetivos.....	23
1.3.1 Objetivo geral	23
1.3.2 Objetivos específicos.....	23
1.4 Apresentação do trabalho	24
CAPÍTULO 2	25
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
2.1 Analogia da Treliça	25
2.2 Analogia da Treliça Generalizada	26
2.3 Mecanismos de transferência de cisalhamento.....	27
2.3.1 Engrenamento dos agregados (<i>aggregate interlock</i>)	28
2.3.2 Efeito de pino (<i>dowel action</i>)	29
2.3.3 Efeito de arco (<i>arch action</i>).....	30

2.4 Parâmetros que influenciam a resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal.....	31
2.4.1 Influência da altura efetiva da viga na resistência à força cortante	31
2.4.2 Influência da taxa de armadura longitudinal na resistência à força cortante.....	33
2.4.3 Influência da resistência do concreto na resistência à força cortante	36
2.4.4 Gráfico de Kani	37
2.5 Modos de ruptura diagonal em vigas sem armadura de cisalhamento	38
2.6 Métodos de Cálculo da Resistência a Força Cortante	41
2.6.1 ABNT NBR 6118:2014	41
2.6.2 ACI 318-14	43
2.6.3 BS 8110-97	44
2.6.4 EN 1992-1-1: 2004 EUROCODE 2	45
2.6.5 CSA A23. 3-04	46
2.6.6 FIB MODEL CODE 2010	48
CAPÍTULO 3	50
PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	50
3.1 Introdução.....	50
3.2 Metodologia.....	50
3.3 Detalhes dos pórticos e esquema de carregamento	52
3.4 Materiais	55
3.4.1 Fôrmas	55
3.4.2 Armaduras	56
3.4.3 Concreto	58
3.5 Instrumentação.....	61
3.6 Condições de apoio.....	64
3.7 Equipamentos utilizados nos ensaios e carregamento	66

CAPÍTULO 4	70
MODELAGEM NUMÉRICA.....	70
4.1 Considerações gerais sobre a modelagem numérica	70
4.2 Elementos finitos utilizados na modelagem numérica	70
4.3 Discretização do modelo estrutural formado pelo pórtico.....	71
4.4 Considerações sobre a aplicação do carregamento e condições de contorno do modelo numérico sob flexão simples	71
4.5 Análise de tensões	72
CAPÍTULO 5	73
RESULTADOS DOS ENSAIOS	73
5.1 Pórtico P1-A-a	73
5.2 Pórtico P1-A-b.....	74
5.3 Pórtico P2-B-a	76
5.4 Pórtico P2-B-b	77
5.5 Pórtico P3-A-a	78
5.6 Pórtico P3-A-b.....	80
5.7 Pórtico P4-B-a	81
5.8 Pórtico P4-B-b	83
CAPÍTULO 6	86
ANÁLISE DOS RESULTADOS	86
6.1 Considerações gerais sobre a capacidade resistente das vigas dos pórticos.....	86
CAPÍTULO 7	96
CONCLUSÕES	96
7.1 Considerações finais e conclusões.....	96
7.2 Sugestões para trabalhos futuros	97
Referências	98

Apêndice A – Dimensionamento da viga e pilar	103
A.1 - Dimensionamento da viga do pórtico.....	103
A.2 - Dimensionamento do pilar do pórtico	113
Apêndice B – Resultados dos ensaios dos pórticos: P1-A	125
Apêndice C - Resultados dos ensaios dos pórticos: P2-B	129
Apêndice D - Resultados dos ensaios dos pórticos: P3-A.....	133
Apêndice E - Resultados dos ensaios dos pórticos: P4-B	137

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações preliminares

Nas vigas de concreto armado, a fissuração se inicia devido ao esforço de flexão. Na região de força cortante, essas fissuras inclinam-se logo acima da armadura longitudinal. As fissuras de cisalhamento se desenvolvem de maneira paralelas umas às outras, à medida que ocorre avanço em direção à borda comprimida. (FERNANDES, 1992).

Esse panorama de fissuração levou à formulação da analogia da treliça clássica de *Ritter e Mörsch*. O modelo assemelha a viga a uma treliça, de banzos paralelos, diagonais comprimidas com inclinação de 45° e barras tracionadas entre os banzos. Os elementos resistentes são a armadura longitudinal e transversal, o concreto comprimido (nas bielas separadas pelas fissuras e na região da borda comprimida), cujas interseções formam os nós da treliça.

O cisalhamento é resistido pelo próprio concreto, nas peças não fissuradas, enquanto as tensões principais de tração dos estados múltiplos de tensões existentes na alma da peça não provocam a ruptura do concreto por tração (FUSCO, 2008).

A ruptura das vigas de concreto armado depende das características do concreto e do aço, de suas dimensões, do tipo de carregamento e do dimensionamento e detalhamento das armaduras, sendo requisito desejável que ela seja do tipo dúctil.

A resistência de uma viga ao cisalhamento é considerada de forma usual a partir de duas parcelas: a contribuição da armadura transversal (V_s) e a contribuição do concreto (V_c). A contribuição do concreto é determinada empiricamente e a contribuição da armadura transversal é estimada com base nos modelos de treliça. O valor de (V_c) pode ser considerado igual à resistência de uma viga similar sem estribos ou igual à força cortante que provoca a fissuração diagonal. Nas vigas com armadura transversal, V_c representa um fator de ajuste para quantificar a contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento. Na prática, o valor

de V_c é considerado constante para vigas com e sem armadura transversal. As expressões desenvolvidas por pesquisadores e por códigos normativos, para o cálculo da resistência ao cisalhamento, muitas vezes, não levam em consideração todos os fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento, portanto, podem surgir variações que às vezes são contra a segurança ou tem um caráter conservador (FURLAN JUNIOR, 1995).

Os principais fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto são: as taxas geométricas da armadura longitudinal e transversal, a característica do concreto, a altura útil da viga e a relação entre o vão de cisalhamento e altura útil da seção.

Nas peças estruturais lineares as armaduras transversais são sempre obrigatórias. Em vigas usuais, mesmo que as forças cortantes sejam pouco significativas, exige-se pelo menos um mínimo de armadura transversal (FUSCO, 2008).

Assim, a parcela de contribuição do concreto ao cisalhamento V_c se torna importante para os métodos de cálculo da força cortante resistente de vigas de concreto armado.

Os principais parâmetros influenciadores da resistência ao cisalhamento nesta pesquisa foram: a resistência do concreto à compressão e a taxa de armadura longitudinal.

1.2 Justificativa da pesquisa

Os vários trabalhos relacionados ao cisalhamento apresentam concreto de diversas resistências e avaliam principalmente as taxas de armadura transversal e longitudinal e a relação vão de cisalhamento / altura útil da seção.

Em sua grande maioria, as seções transversais das vigas “T” ou “I”, são mais apropriadas ao estudo com o uso de concreto de alta resistência. A presença de um talão, mais largo do que a alma oferece mais espaço para alojamento das barras da armadura longitudinal (FERNANDES, 1992).

O uso de vigas de seção retangular geralmente é feito sem armadura transversal para avaliar a capacidade resistente do concreto ao cisalhamento, assim a proposição desta pesquisa pretende ser mais uma contribuição aos trabalhos já desenvolvidos.

O estudo de vigas com e sem armadura transversal é normalmente feito por meio de ensaios de vigas simplesmente apoiadas, com carregamento constituído de duas cargas concentradas simétricas em relação ao centro da viga, e que são incrementadas até a ruptura.

A proposta da pesquisa em se utilizar como modelo estrutural um pórtico engastado é avaliar a situação mais próxima da estrutura de concreto armado, em relação ao modelo simplesmente apoiado o que diferencia esta pesquisa sobre o cisalhamento.

Neste trabalho enfoca-se apenas a determinação experimental da parcela de contribuição do concreto ao cisalhamento em vigas de concreto armado, sem o uso de armadura de cisalhamento.

É esperado que após a análise do comportamento estrutural realizado por meio dos ensaios, com as variáveis do estudo, este trabalho possa contribuir com parâmetros e informações importantes ao meio técnico.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo deste trabalho é apresentar as análises dos resultados experimentais sobre a parcela de força cortante V_c , em vigas dos pórticos engastados.

1.3.2 Objetivos específicos

- a) Analisar o comportamento estrutural das vigas dos pórticos sem armadura transversal na resistência ao cisalhamento, com a variação da resistência do concreto;
- b) Analisar o comportamento estrutural das vigas dos pórticos sem armadura transversal na resistência ao cisalhamento, com a variação da taxa de armadura longitudinal;
- c) Comparar os valores obtidos da parcela da força cortante V_c , resistida pelo concreto ao cisalhamento dos ensaios experimentais, com as equações das normas ABNT NBR 6118:2014, ACI 318 (2014), BS 8110-97, EN: EUROCODE 2 (2004), CSA A23.3-04, FIB MODEL CODE 2010;

- d) Avaliar a equação da norma, descrita na subseção 17.4.2.2 da ABNT NBR 6118:2014, para a parcela de força cortante V_c , na flexão simples, de resistência do concreto ao cisalhamento.

1.4 Apresentação do trabalho

Essa dissertação se desenvolveu em sete capítulos distribuídos da seguinte maneira:

Capítulo 1 – Introdução: foi apresentada uma breve explanação sobre cisalhamento em vigas de concreto armado, além da justificativa e os objetivos da pesquisa;

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica: foi feita uma apresentação dos modelos e analogia da treliça, os tipos de mecanismos e os parâmetros que influenciam na resistência ao cisalhamento, os modos de ruptura e as formulações dos códigos e normas para o cálculo da resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal;

Capítulo 3 – Programa experimental: foi apresentada a distribuição em séries e modelos com as características das variáveis estudadas, a execução, os materiais, a instrumentação e os procedimentos dos ensaios;

Capítulo 4 – Modelagem numérica: é apresentada a modelagem numérica com o uso do programa computacional Ansys do modelo da pesquisa;

Capítulo 5 – Resultados dos ensaios: são apresentados os resultados obtidos dos ensaios dos pórticos: carregamentos, tipo de ruptura, deslocamentos, panorama de fissuração, gráficos relativos às deformações nas armaduras, deformações no concreto e deslocamentos;

Capítulo 6 – Análises dos resultados: são apresentados o comportamento e comparação dos modelos com as variáveis do programa experimental e realizadas as comparações da resistência ao cisalhamento com os códigos e normas;

Capítulo 7 – Conclusões: foram apresentadas as conclusões finais e sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Analogia da Treliça

No início do século XX, Ritter e Mörsch introduziram a clássica “Analogia de Treliça” para a utilização de modelos de treliça associados aos modelos de vigas de concreto armado para o dimensionamento das armaduras.

Após várias décadas de estudo, muitas pesquisas sugeriram modificações no modelo originalmente proposto no sentido de aperfeiçoá-lo e adequá-lo aos resultados experimentais (SILVA, GIONGO 2000).

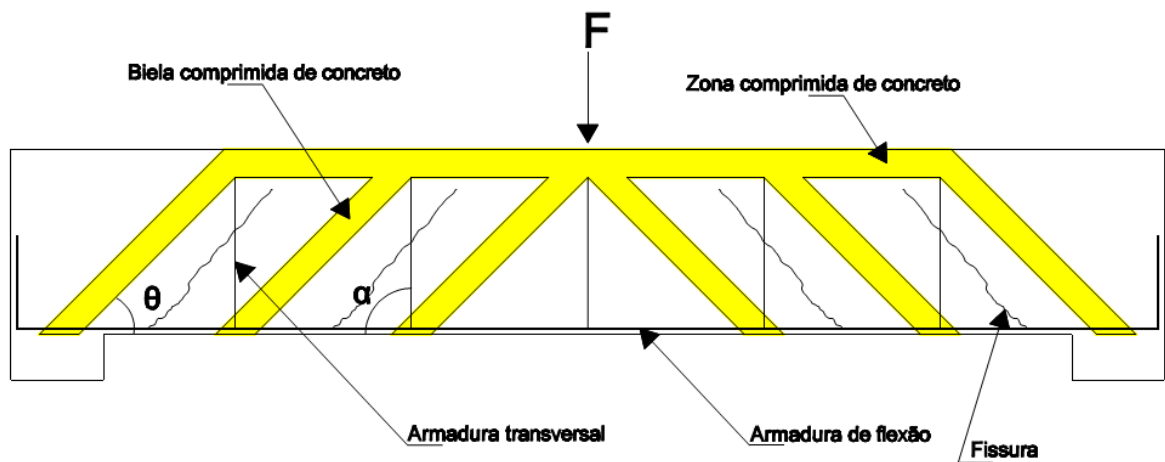
A consideração do modelo serviu para determinar a armadura de cisalhamento necessária ao equilíbrio de uma viga de concreto armado. Dessa maneira, considera-se que o mecanismo resistente da viga no estágio II (fissurada) possa estar associado ao de uma treliça e que as armaduras e o concreto equilibrassem, conjuntamente, o esforço cortante (CARVALHO, FIGUEIREDO FILHO, 2012).

Desde a criação do modelo, houve mudanças das propriedades físicas e mecânicas do aço e do concreto, como por exemplo, a fabricação de barras corrugadas em substituição às barras lisas que melhoram a aderência, o aumento das resistências do concreto e do aço (RÜSCH, 1981).

O comportamento de treliça das vigas de concreto armado submetidas à flexão é admitido apenas como uma simplificação do comportamento real. Na realidade, existem outros fenômenos que contribuem para a resistência das forças cortantes como sendo modelos resistentes alternativos ao de treliça.

Mörsch fez analogia das fissurações de uma viga isostática ao de uma treliça de banzos paralelos, diagonais comprimidas a 45° e diagonais de tração com ângulo α qualquer entre 45° e 90° (LEONHARDT, MÖNNIG, 1977). Esse modelo é sugerido conforme ilustra a Figura 2.1.

Figura 2.1 - Analogia da Treliça



Fonte: Adaptado de Spagnolo Junior (2008)

Os elementos constituintes da treliça são assim denominados:

- Banzo superior comprimido formado pela região comprimida de concreto acima da linha neutra;
- Banzo inferior tracionado formado pelas barras da armadura longitudinal de tração;
- Montantes ou diagonais tracionadas formadas pela união dos estribos que cruzam certas fissuras, e que podem ter inclinação (α) em relação ao eixo longitudinal da viga entre 45° (barras dobradas) e 90° (estribos);
- Diagonais comprimidas formadas pelas bielas de compressão (concreto íntegro entre as fissuras) que colaboram na resistência e apresenta inclinação de 45° em relação ao eixo da viga.

2.2 Analogia da Treliça Generalizada

Na década de 1960, por meio de vários ensaios em vigas, Fritz Leonhardt e René Walther, concluíram que o modelo de Ritter e Mörsch não era consistente, pois o ângulo das bielas era diferente de 45° (SPAGNOLO JUNIOR, 2008).

Verificou-se que o cálculo por meio da treliça de Ritter e Mörsch conduzia a uma armadura transversal exagerada, ou seja, a tensão real atuante na armadura era menor que a obtida pelo modelo de treliça (CARVALHO, FIGUEIREDO FILHO, 2012).

Essa diferença pode ser atribuída principalmente aos seguintes fatores:

- A treliça é hiperestática, pelo fato de os nós não poderem ser considerados articulações perfeitas;
- Nas regiões mais solicitadas pela força cortante, a inclinação das fissuras e, portanto, das bielas é menor que os 45° admitidos por Mörsch;
- Parte do esforço cortante é absorvida na zona de concreto comprimido devido à flexão;
- Os banzos não são paralelos e o banzo superior comprimido é inclinado;
- As bielas de concreto estão parcialmente engastadas na ligação com o banzo comprimido e, assim, é submetida à flexo-compressão, aliviando os momentos ou diagonais tracionados;
- As bielas são mais rígidas que os montantes ou diagonais tracionados e absorvem uma parcela maior do esforço cortante que àquela determinada pela treliça clássica;
- A quantidade ou taxa de armadura longitudinal influi no esforço da armadura transversal.

Todos esses fatores fazem com que a tensão na armadura transversal seja menor que as obtidas da analogia da treliça clássica de Mörsch.

2.3 Mecanismos de transferência de cisalhamento

A força de cisalhamento em vigas de concreto armado sem armadura transversal é transferida de vários modos.

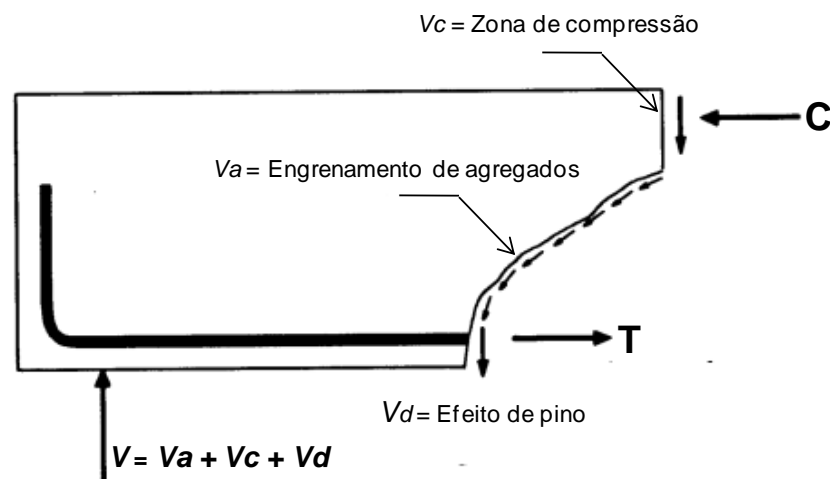
Em vigas esbeltas em que a relação entre o vão de cisalhamento e altura útil a/d encontra-se entre 2 e 3, a força de cisalhamento é transmitida pela zona do concreto comprimido, a ação de bloqueio pelos agregados ao longo da superfície do concreto áspero em cada lado da fissura e o efeito de pino da armadura longitudinal.

Para vigas relativamente curtas, no entanto, a força de cisalhamento é resistida principalmente pelo efeito de arco.

Para vigas retangulares, com a formação da fissura inclinada, a força de cisalhamento transferida pelos vários mecanismos é proporcional em 20% a 40% pela zona de compressão do concreto não fissurado, 33% a 50% pelo engrenamento de agregados e 15% a 25% pelo efeito de pino (KIM and PARK, 1996).

A Figura 2.2 ilustra os mecanismos de transferência de cisalhamento em vigas esbeltas.

Figura 2.2 - Mecanismos de transferência de cisalhamento em vigas esbeltas



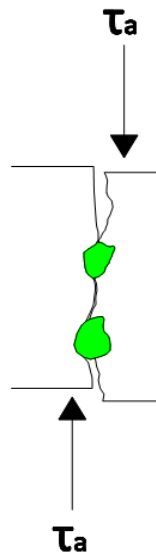
Fonte: Adaptado de Kim and Park (1996)

2.3.1 Engrenamento dos agregados (*aggregate interlock*)

Geralmente a fissura segue um traçado irregular e apresenta também uma superfície irregular. A transferência do esforço de cisalhamento é feita pelo bloqueio mecânico das partículas de agregado que sobressai de uma face e de empurrar para dentro da matriz do concreto da face oposta da fissura.

Em concretos com resistências à compressão medianas as fissuras se iniciam ao longo das zonas relativamente fracas na ligação entre o material da matriz e as partículas de agregado. Os deslocamentos ou deslizamentos entre as faces de contato dependem da composição do concreto e das áreas entre as faces opostas da fissura como ilustra a Figura 2.3 (FRÉNAIJ, 1989)

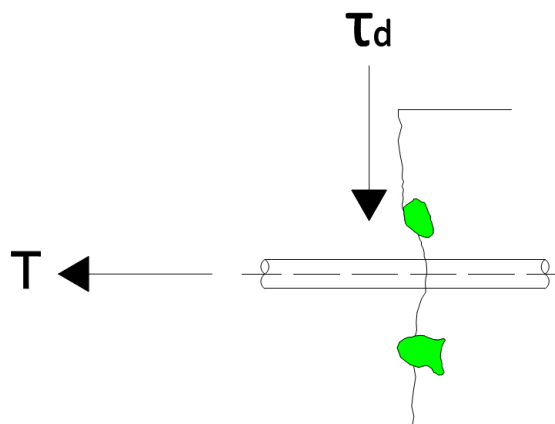
Figura 2.3 - Mecanismo de engrenamento dos agregados



Fonte: Adaptado de Frénaïj (1989)

2.3.2 Efeito de pino (*dowel action*)

O efeito de pino é definido como a resistência de uma barra suportar os esforços na direção perpendicular ao seu eixo longitudinal. Uma interação entre os dois mecanismos ocorre na formação das fissuras do concreto. A aplicação de tensão de cisalhamento provoca o deslizamento entre as superfícies fissuradas em contato e faz com que elas tendam a se separar. As barras de aço contidas no plano das fissuras influenciam o efeito de pino e determinam a direção da abertura das fissuras, conforme ilustra a Figura 2.4 (FRÉNAIJ, 1989).

Figura 2.4 - Efeito de pino (*dowel action*)

Fonte: Adaptado de Frénaïj (1989)

A contribuição do efeito de pino depende da qualidade do concreto da região de envolvimento, das barras de aço da armadura longitudinal, pois a eficácia desse efeito fica dependente do concreto da camada de cobrimento da armadura longitudinal (FUSCO, 2008).

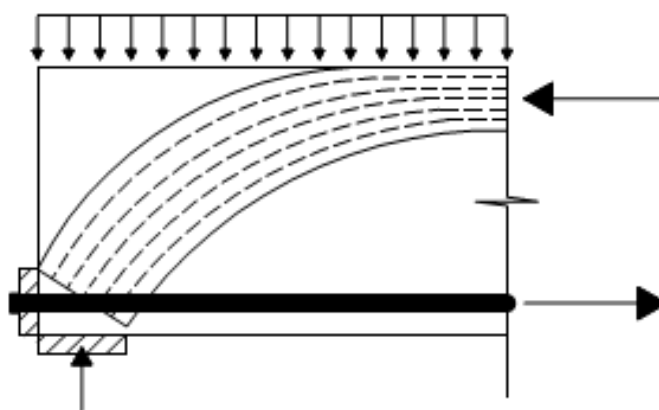
2.3.3 Efeito de arco (*arch action*)

Em vigas altas e peças curtas, com altura relativamente grande em comparação com o vão, parte do carregamento pode ser transmitida diretamente para os apoios pelo chamado efeito de arco. A aplicação de cargas próximas aos apoios mobiliza também o efeito de arco na transmissão de cargas (FUSCO, 2008).

Ocorre também em vigas não esbeltas, cuja relação entre o seu comprimento l e a altura da seção transversal h da viga esteja entre 2 e 8 ($2 \leq l/h \leq 8$) assim, a resistência ao cisalhamento cresce por causa do efeito de arco (ARAÚZ, 2002).

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014), a força cortante oriunda de carga distribuída, pode ser considerada, no trecho entre o apoio e a seção situada a uma distância $d/2$ da face do apoio, constante e igual a esta seção. Quando uma força concentrada for aplicada a uma distância $a \leq 2d$ do centro do apoio, a força cortante poderá nesse trecho de comprimento a , ser reduzida multiplicando-a pela relação $a/2d$. A Figura 2.5 ilustra a ação do efeito de arco.

Figura 2.5 - Efeito de arco (*arch action*)



Fonte: Adaptado de Giongo (2000)

2.4 Parâmetros que influenciam a resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal

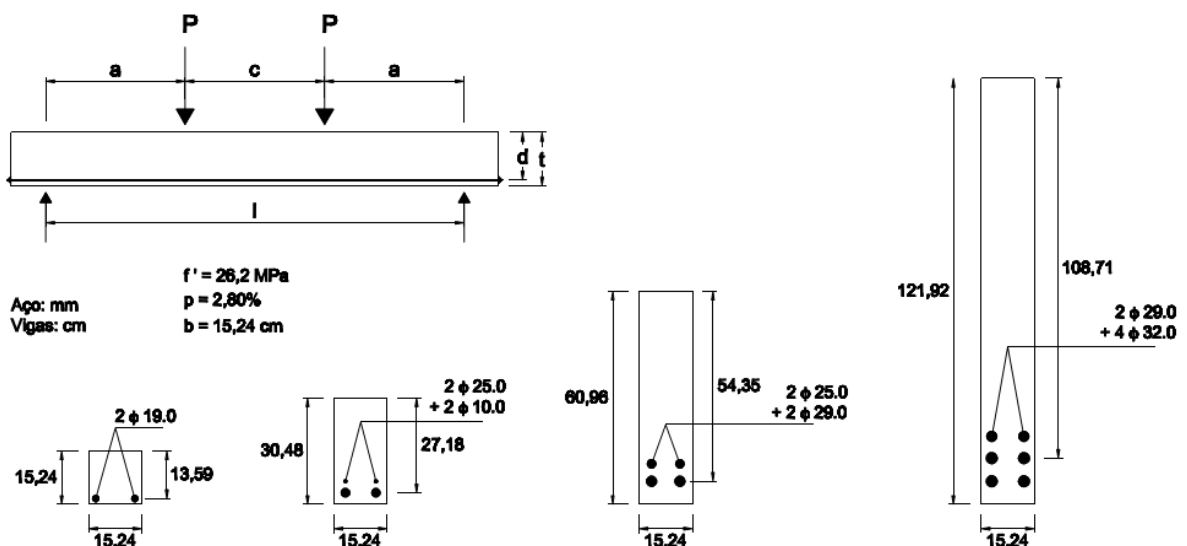
Segundo Fusco (2008), as investigações experimentais realizadas por diversos pesquisadores ao longo do século XX mostraram que a resistência a forças cortantes, de peças sem armadura de cisalhamento, depende da resistência do concreto, da taxa de armadura longitudinal de flexão e da espessura da peça.

A variação desses fatores influencia a eficiência de um dos mecanismos de transferência de esforço cortante de uma seção a outra da viga, ou seja, que afetem a sua resistência interna ao cisalhamento.

2.4.1 Influência da altura efetiva da viga na resistência à força cortante

Kani (1967) estudou a influência da altura útil de quatro séries de vigas de concreto armado sob efeito do cisalhamento. O seu programa experimental consistiu em ensaiar quatro séries de vigas, com diferentes alturas concebidas (15,24; 30,48; 60,96 e 121,92 cm). Todas as séries tinham a mesma taxa de armadura longitudinal, $\rho = 2,80\%$, e a mesma resistência do concreto $f'_c = 26\text{MPa}$, conforme ilustra a Figura 2.6.

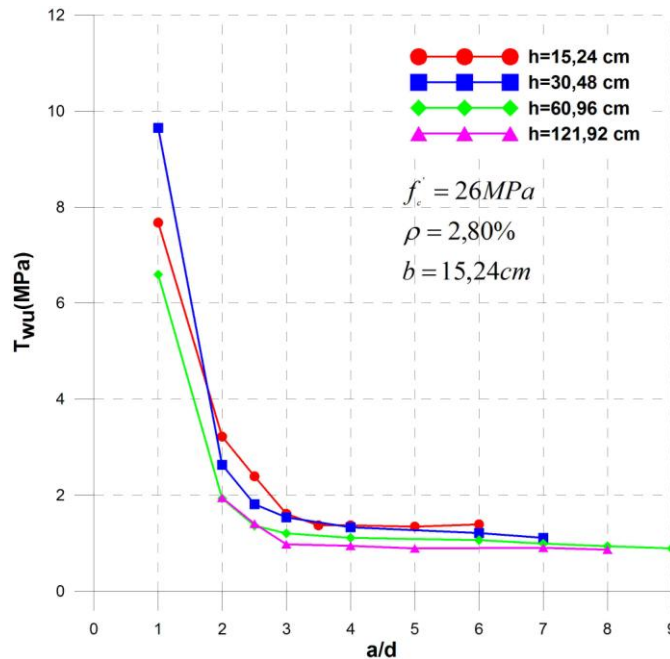
Figura 2.6 - Disposição do carregamento e seções transversais das quatro séries de vigas



Fonte: Adaptado de Kani (1966)

O gráfico da Figura 2.7 ilustra a tensão de cisalhamento última com a variação da altura útil das vigas.

Figura 2.7 - Tensão de cisalhamento última com variação da altura útil da viga



Fonte: Adaptado de KANI (1967)

Pode-se verificar pelo gráfico da Figura 2.7, que para vigas com a mesma taxa de armadura longitudinal, mesma resistência à compressão do concreto e com variação da altura de sua seção transversal, houve uma redução da tensão de cisalhamento com o acréscimo da altura útil.

Além disso, ocorreu também, uma forte variação da tensão de cisalhamento em função de a/d , fato este também verificado para o caso de vigas curtas em que a relação $a/d \leq 2$.

Kim *et al* (1993) estudou vinte vigas de concreto armado de alta resistência para determinar a capacidade de resistência ao cisalhamento última. As vinte vigas estudadas por Kim *et al* (1993) tiveram como variáveis a taxa de armadura longitudinal ρ (1,90 % a 4,60 %), a relação a/d (1,5 a 6,0) e a altura útil da viga d (14,2 cm a 91,5 cm). A resistência de compressão do concreto, obtida do ensaio de cilindros de 10 cm \times 20 cm, foi de aproximadamente de 53,7 MPa. Os resultados medidos da resistência ao cisalhamento são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Vigas de Kim et al (1993)

Vigas	$d(cm)$	a/d	$\rho(\%)$	$\tau_{wu} (MPa)$	$f'_c (MPa)$
A1.5-1	27,0	1,5	1,9	4,63	53,70
A1.5-2				4,69	
D142-1	14,2	3,0	1,9	1,70	
D142-2				1,63	
P4.6-1	25,5	3,0	4,6	2,07	
P4.6-2				2,20	
P3.4-1	26,7	3,0	3,4	1,72	
P3.4-2				1,73	
CTL-1	27,0	3,0	1,9	1,54	
CTL-2				1,56	
P1.0-1	27,2	3,0	1,9	1,26	
P1.0-2				1,22	
D550-1	55,0	3,0	1,9	1,37	
D550-2				1,30	
D915-1	91,5	3,0	1,9	0,99	
D915-2				1,21	
A4.5-1	27,0	4,5	1,9	1,45	
A4.5-2				1,39	
A6.0-1	27,0	6,0	1,9	1,29	
A6.0-2				1,33	

Fonte: Adaptado de Kim *et al* (1993)

Pode-se verificar que os resultados obtidos da tensão de cisalhamento última foram menores para as vigas com maior altura útil, mantidas constantes a taxa de armadura longitudinal, a relação a/d e a resistência à compressão do concreto.

2.4.2 Influência da taxa de armadura longitudinal na resistência à força cortante

A armadura longitudinal controla a abertura das fissuras de flexão e garante a transferência dos esforços diagonais por meio do engrenamento dos agregados graúdos ao longo da espessura da viga, e proporciona o efeito de pino, os quais tendem a se ancorar na própria armadura de flexão (FUSCO, 2008).

Ao elevar a taxa de armadura longitudinal, verifica-se que ocorre o aumento da resistência ao cisalhamento pelo efeito de pino e consequentemente, há uma redução das tensões de tração no concreto que envolve as armaduras (ELZANATY *et al*, 1986).

Ahmad (1986) realizou estudos em vigas de concreto com resistência à compressão entre 63 *MPa* e 70 *MPa*. As vigas foram ensaiadas com variação da relação a/d no intervalo de 1,0 a 4,0 e foram utilizadas diferentes taxas de armadura longitudinal, ρ .

O seu programa experimental foi constituído por 36 vigas de concreto armado sem armadura de cisalhamento. As 36 vigas de concreto armado foram divididas em três séries. Cada série de 12 vigas formou os grupos *A*, *B* e *C*. Todas as vigas possuíam seção retangular com largura de 13,0 cm e altura de 25,0 cm. A altura útil das vigas variou entre 18,42 cm a 20,80 cm.

Nas Tabelas de 2 à 5 apresenta-se as características das séries e os resultados dos ensaios realizados por Ahmad (1986).

Tabela 2 – Características geométricas das vigas

Grupo	Viga - número	Resistência do concreto <i>MPa</i>	Armadura longitudinal	$\rho(\%)$	$d(cm)$
A	1 – 6	66,0	$2\phi 25.0mm$	3,93	20,32
	7 – 12		$2\phi 16.0 + 1\phi 10.0mm$	1,77	20,80
B	1 – 6	73,0	$2\phi 29.0mm$	5,04	20,17
	7 – 12		$3\phi 16.0mm$	2,25	20,8
C	1 – 6	70,0	$4\phi 22.0mm$	6,64	18,42
	7 – 12		$2\phi 19.0mm$	3,26	20,65

Fonte: Adaptado de Ahmad *et al*(1986)

Tabela 3 - Resultados dos ensaios de Ahmad *et al*(1986) Grupo A, $f'_c = 61MPa$

Viga	$d(cm)$	a/d	ρ	$\tau_{wu}(MPa)$	$f'_c(MPa)$
A1	20,32	4	3,93	2,24	61,00
A2	20,32	3	3,93	2,67	
A3	20,32	2,7	3,93	2,67	
A4	20,32	2,3	3,93	3,62	
A5	20,32	2	3,93	6,46	
A6	20,32	1	3,93	15,5	
A7	20,80	4	1,77	1,77	
A8	20,80	3	1,77	1,85	
A9	20,80	2,7	1,77	3,03	
A10	20,80	2,3	1,77	3,11	
A11	20,80	2	1,77	2,11	
A12	20,80	1	1,77	8,42	

Fonte: Adaptado de Ahmad *et al*(1986)

Tabela 4 - Resultados dos ensaios de Ahmad *et al*(1986) Grupo B, $f'_c = 67\text{MPa}$

Viga	$d(\text{cm})$	a/d	ρ	$\tau_{wu}(\text{MPa})$	$f'_c(\text{MPa})$
B1	20,17	4	5,04	2,00	67,00
B2	20,17	3	5,04	2,69	
B3	20,17	2,7	5,04	3,91	
B4	20,17	2,3	5,04	5,60	
B5	20,17	2	5,04	4,17	
B6	20,17	1	5,04	8,02	
B7	20,80	4	2,25	1,69	
B8	20,80	3	2,25	1,77	
B9	20,80	2,7	2,25	3,03	
B10	20,80	2,3	2,25	2,42	
B11	20,80	2	2,25	4,63	
B12	20,80	1	2,25	8,08	

Fonte: Adaptado de Ahmad *et al*(1986)Tabela 5 - Resultados dos ensaios de Ahmad *et al*(1986) Grupo C, $f'_c = 64\text{MPa}$

Viga	$d(\text{cm})$	a/d	ρ	$\tau_{wu}(\text{MPa})$	$f'_c(\text{MPa})$
C1	18,42	4	6,64	2,32	64,00
C2	18,42	3	6,64	3,23	
C3	18,42	2,7	6,64	2,95	
C4	18,42	2,3	6,64	3,80	
C5	18,42	2	6,64	10,55	
C6	18,42	1	6,64	ND	
C7	20,65	4	3,26	1,73	
C8	20,65	3	3,26	1,69	
C9	20,65	2,7	3,26	1,73	
C10	20,65	2,3	3,26	2,17	
C11	20,65	2	3,26	4,07	
C12	20,65	1	3,26	3,26	

Fonte: Adaptado de Ahmad *et al*(1986)

Observa-se nos resultados dos ensaios de Ahmad (1986) o aumento da resistência ao cisalhamento na tensão de cisalhamento última com o acréscimo da taxa de armadura longitudinal e, mantida constante a resistência à compressão do concreto. Ocorre também uma grande variação da resistência para todas as taxas de armadura longitudinal em função de $a/d \leq 2$ (vigas curtas).

2.4.3 Influência da resistência do concreto na resistência à força cortante

Fernandes (1992) estudou sobre o cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência e realizou ensaios preliminares entre vigas similares com diferentes resistências à compressão do concreto, previstas de 60 MPa e 30 MPa, respectivamente.

A taxa de armadura longitudinal $\rho = 1,56\%$ foi mantida constante, sem armadura de cisalhamento e relação $a/d = 2,47$.

Os valores dos resultados dos ensaios apresenta-se na Tabela 6.

Tabela 6 – Valores dos resultados experimentais

Viga	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	$V_{u.exp}$ (kN)	$\tau_{wu.exp}$ (MPa)
V1A	57,6	3,6	43,8	3,89
V1B	30,3	2,4	31,3	2,78

Fonte: Adaptado de Fernandes (1992)

Diante dos resultados dos ensaios, um aumento de 90 % na resistência à compressão do concreto elevou para 40% a resistência de V1A em relação a V1B, em igualdade das demais variáveis (FERNANDES, 1992).

Com o aumento da resistência do concreto, as superfícies de contato das fissuras se tornam mais suaves ou lisas e a contribuição na transferência de forças por atrito é menor, quando os agregados graúdos são parâmetro limitador da resistência do concreto. No entanto, com o aumento da resistência à tração do concreto, o efeito de pino é maior, o que retarda a fissuração e a ruptura. A resistência ao cisalhamento depende da região não fissurada bem como da zona comprimida. Os mecanismos de resistência ao cisalhamento são interdependentes e não são fáceis de separar (ELZANATY *et al*, 1986).

Os ensaios realizados para vigas com resistência do concreto no intervalo de $40\text{MPa} < f_c < 110\text{MPa}$ mostraram que a resistência ao cisalhamento aumenta para concretos com resistência superior. O agregado graúdo não foi o parâmetro limitador da resistência do concreto e a contribuição do engrenamento dos agregados por atrito nas superfícies das

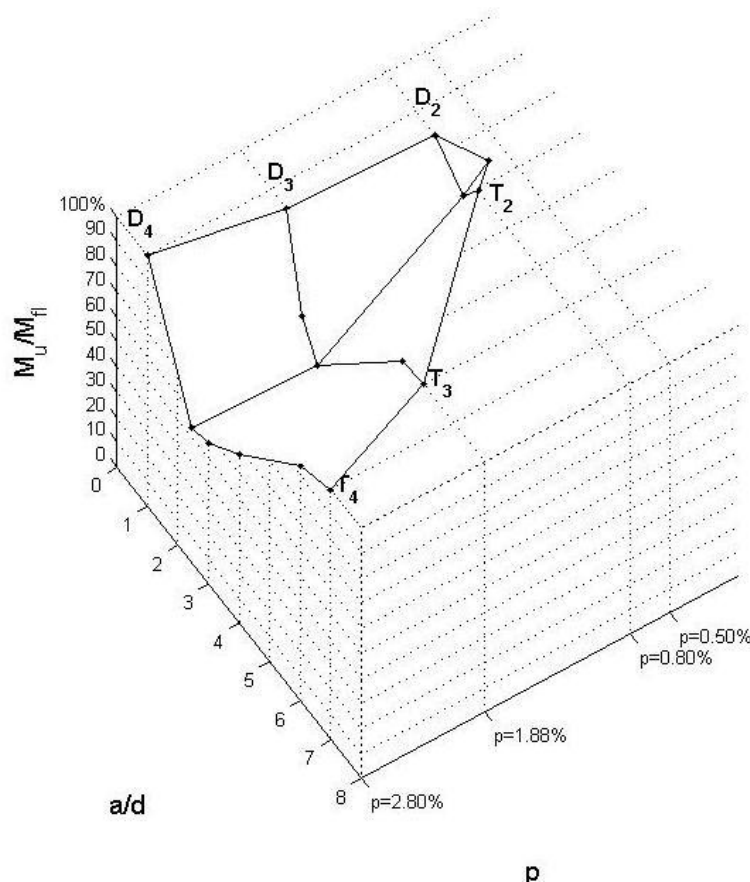
fissuras ficou no intervalo de 34% – 40 %, o efeito de pino entre 53% – 43 % (SARKAR *et al*, 1999).

2.4.4 Gráfico de Kani

Estudos experimentais efetuados por KANI (1966) concluíram que o comportamento de vigas submetidas à flexão simples sem armadura transversal, depende essencialmente da relação entre o vão de cisalhamento (a) e altura útil da viga (d) e da taxa de armadura longitudinal (ρ).

Com base nestes ensaios, foi elaborado o gráfico da Figura 2.8, no qual se demonstra que, para um determinado intervalo de valores da relação (a/d), a capacidade resistente é influenciada pelo esforço cortante dentro de uma faixa em que o momento correspondente à ruptura por cortante (M_u) é inferior ao momento fletor resistente (M_{fl}).

Figura 2.8 - Gráfico de Kani



Fonte: Adaptado de KANI (1966)

O intervalo de valores de (a/d) , para o comportamento influenciado pelo cortante foi designado de “*Vale de ruptura por tração diagonal*”. Para valores de (a/d) fora deste intervalo, o comportamento é regido pela flexão (GARCIA, 2002).

Nota-se que a partir de $a/d = 1$, inicia-se um declive que atinge seu ponto máximo para $a/d \cong 3$, em seguida o gráfico sobe onde atinge $a/d = 7$ para o momento fletor correspondente à ruptura por flexão.

O gráfico da Figura 2.8 mostra também que, quanto maior for a taxa geométrica de armadura longitudinal, maior é a possibilidade de uma ruptura regida pelo esforço cortante, pois o acréscimo desta armadura origina um aumento da resistência à flexão superior ao da resistência ao cortante.

Para taxas de armaduras longitudinais, $\rho \leq 0,5\%$, não existe falha por cisalhamento. Com o aumento da taxa de armadura longitudinal, o vale de falha diagonal aprofunda-se rapidamente, com a faixa de valores limitado entre os pontos *D* e *T* (KANI, 1966).

A finalidade da armadura de cisalhamento é compensar a deficiência da capacidade resistente à força cortante, demonstrada pelo vale do diagrama, de modo que a capacidade resistente à flexão seja atingida (LEITE JÚNIOR, 2000).

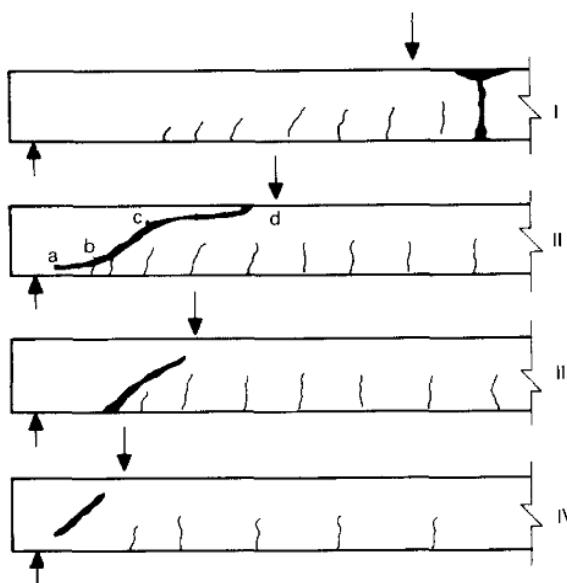
A variação da relação a/d condiciona o tipo de comportamento da viga e os mecanismos envolvidos na resistência ao cisalhamento. Para baixos valores de a/d , a resistência do concreto apresenta maior influência na resistência ao cisalhamento das vigas. Isso é devido à ação de arco. A resistência ao cisalhamento diminuiu bruscamente com o aumento da relação a/d e a probabilidade de uma fissura de flexão se transformar em uma fissura inclinada é maior (ELZANATY *et al*, 1986).

2.5 Modos de ruptura diagonal em vigas sem armadura de cisalhamento

A ruptura diagonal geralmente é investigada por meio de ensaios de vigas de concreto armado com a aplicação de carga em dois pontos. A seção das vigas é retangular e não inclui armadura de cisalhamento. Os trabalhos de pesquisa utilizando este arranjo demonstraram que para uma seção transversal constante e taxa de armadura longitudinal, a capacidade de

resistência à flexão das vigas e seus modos de ruptura são dependentes da relação a/d . Com base nessa dependência KOTSOVOS (1983) classificou o comportamento de elementos de concreto armado sem armadura transversal em quatro tipos, em função da relação a/d como ilustra a Figura 2.9.

Figura 2.9 - Tipos de comportamento exibido por vigas submetidas a dois pontos de carga



Fonte: Adaptado de KOTSOVOS (1983)

O comportamento do tipo I ocorre em vigas com maiores valores de a/d , onde há ruptura por flexão e apresentam fissuras perpendiculares ao eixo das vigas. Permite que a viga desenvolva a sua capacidade resistente à flexão por completo.

Os demais tipos de comportamento (II, III e IV) se caracterizam por modos de ruptura influenciados pela força cortante.

O comportamento tipo II, que seria a ruptura pela ação combinada de momento fletor e força cortante, caracteriza-se pela formação de uma fissura inclinada a partir de uma fissura de flexão, onde pode ocorrer uma ruptura brusca, com propagação em direção à zona comprimida e ao apoio ao longo da armadura longitudinal, ou a ruptura ocasionada pelo prolongamento da fissura inclinada em direção ao banzo comprimido, na direção do ponto de aplicação da carga e que pode conduzir ao esmagamento do concreto.

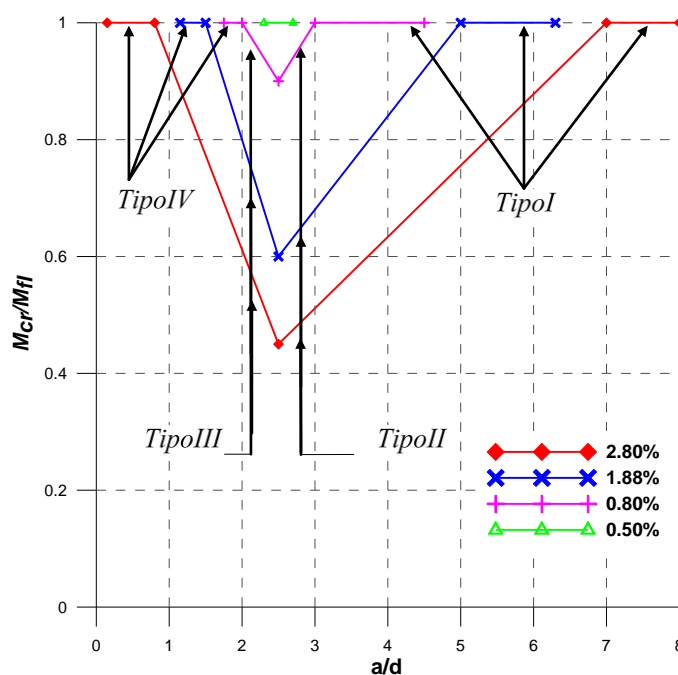
Neste tipo de comportamento pode ser verificado no gráfico da Figura 2.10 que a relação entre o momento de ruptura pelo esforço cortante (M_{cr}) e o momento fletor resistente (M_{fl}) decresce com a diminuição de a/d e com o aumento da porcentagem de armadura longitudinal cujo valor limite superior da relação a/d separa este comportamento daquele do tipo I.

O comportamento do tipo III, ruptura por força cortante, caracteriza-se pela presença da fissura inclinada independentemente da fissura de flexão. Neste caso, a ruptura pode ocorrer de forma brusca, logo após o surgimento da fissura diagonal, ou a ruptura por esmagamento do concreto devido a propagação desta fissura até o banzo comprimido.

À medida que a/d decresce, o momento correspondente à ruptura cresce de um valor mínimo, e depende da relação a/d ($a/d \cong 2$ a 3) e da porcentagem de armadura longitudinal (ρ), até M_{fl} .

O comportamento do tipo IV, também por ruptura por esforço cortante, caracteriza-se pelo esmagamento do concreto da alma nas proximidades do apoio. Permite que a viga desenvolva a sua capacidade resistente à flexão por completo.

Figura 2.10 – Comportamento de vigas de concreto armado sem armadura de cisalhamento



Fonte: Adaptado de KOTSOVOS (1983)

2.6 Métodos de Cálculo da Resistência a Força Cortante

2.6.1 ABNT NBR 6118:2014

As condições fixadas pela ABNT NBR 6118 para elementos lineares admitem dois modelos de cálculo que pressupõem a analogia com modelo em treliça, de banzos paralelos, associado a mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior do elemento estrutural e traduzidos por uma componente adicional V_c .

A resistência do elemento estrutural, em uma determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória quando verificadas as seguintes condições:

$$V_{sd} \leq V_{rd2} \quad (1)$$

$$V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2)$$

Onde:

V_{sd} = Força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{rd2} = Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruptura das diagonais comprimidas de concreto;

V_{rd3} = Força cortante resistente de cálculo, relacionada à ruptura por tração diagonal;

V_c = Parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

V_{sw} = Parcela da força cortante resistida pela armadura transversal.

A seção 17.4.2 da ABNT NBR 6118:2014 considera dois modelos de cálculo da resistência ao esforço cortante no estado limite último:

1- Modelo de cálculo I

O modelo I admite diagonais de compressão inclinadas a $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e, admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independente de V_{sd} .

$$V_{rd2,I} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (3)$$

Onde:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (4)$$

b_w = largura da seção em *mm*;

d = Altura útil da seção *mm*;

f_{cd} = Resistência de cálculo à compressão do concreto em *MPa*;

f_{ck} = Resistência característica à compressão do concreto em *MPa*;

V_c = Resistência nominal de cisalhamento do concreto em *N*;

γ_c = Coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

No caso de elementos sem armadura transversal:

$$V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c \quad (5)$$

$V_c = V_{co}$ para flexão simples e na flexo tração com a linha neutra cortando a seção;

$$V_c = V_{co} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (6)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf.}}{\gamma_c} \quad (7)$$

Onde:

f_{ctd} = Resistência de cálculo do concreto à tração;

A resistência à tração indireta $f_{ct,sp}$ deve ser obtida em ensaios realizados segundo a ABNT NBR 7222.

A resistência a tração direta f_{ct} pode ser considerada igual a $0,9 \cdot f_{ct,sp}$.

Na falta de ensaios para a obtenção de $f_{ct,sp}$ pode ser avaliado o seu valor médio ou característico por meio das equações seguintes:

$$f_{ctk,inf.} = 0,7 \cdot f_{ctk,m} \quad (8)$$

$$f_{ctk,m} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad (9)$$

Considerando $\gamma_c = 1$ a resistência à tração direta de cálculo pode ser equacionada por:

$$f_{ctd} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (10)$$

Da equação (6) temos:

$$V_c = V_{co} = 0,126 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot b_w \cdot d \quad (11)$$

2- Modelo de cálculo II

O modelo II admite diagonais de compressão inclinadas de θ diferente de 45° em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, com $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$. Neste caso, considera-se que a parcela V_c sofre redução com o aumento de V_{sd} . Nesse modelo, a resistência do elemento é garantida por:

$$V_{rd2,II} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (12)$$

Sendo:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (13)$$

2.6.2 ACI 318-14

O ACI 318-14 usa o modelo de modelos de bielas e tirantes no dimensionamento ao cisalhamento das peças de concreto armado. O ângulo θ das bielas de compressão adotado pelo ACI 318-14 está no intervalo $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$. A resistência ao cisalhamento é baseada em uma tensão de cisalhamento média na seção transversal.

A equação 22.5.5.1 da norma ACI 318-14 em sua seção 22.5.5 determina de forma simplificada, a parcela V_c correspondente à resistência ao cisalhamento fornecida pelo concreto e dada por:

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (14)$$

Onde:

f_c' Resistência à compressão do concreto em *MPa*;

b_w Largura da seção transversal em *mm*;

d Altura útil em *mm*;

λ Fator de redução das propriedades mecânicas do tipo de concreto: concreto de peso normal $\lambda = 1$ (Tabela 19.2.4.2);

V_c Resistência nominal de cisalhamento do concreto em N .

Um cálculo de V_c mais detalhado é feito de acordo com as expressões da tabela 22.5.5.1 do ACI 318-14.

$$(a) V_c = \left(0,16 \cdot \lambda \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (15)$$

$$(b) V_c = \left(0,16 \cdot \lambda \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \right) \cdot b_w \cdot d \quad (16)$$

$$(c) V_c = 0,29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (17)$$

Os resultados dos testes do ACI com outros órgãos indicam que a resistência ao cisalhamento diminuiu com o aumento da altura efetiva das peças. Para a maioria dos modelos o segundo membro das expressões (15) e (16) assume o valor de $0,01 \cdot \lambda \sqrt{f'_c}$ como permitida pela equação (14).

2.6.3 BS 8110-97

O dimensionamento do concreto e reforços pode ser assumido como elementos do sistema de bielas e tirantes. A ruptura por cisalhamento de vigas sem armadura transversal considera o ângulo das bielas de compressão $\theta=30^\circ$.

A tensão de cisalhamento v , em uma seção transversal qualquer é dada pela equação:

$$v = \frac{V}{b_v \cdot d}$$

Onde:

b_v = Largura da seção em mm ;

d = Altura efetiva em mm .

Em nenhum caso v deve exceder a:

$$0,85 \sqrt{f_{cu}} \leq v \leq 5 N/mm^2 = 5 MPa$$

f_{cu} = Resistência característica à compressão do concreto.

Os valores para a tensão de cisalhamento do concreto v , para diferentes taxas de armaduras longitudinais ρ_l e altura útil, podem ser obtidos com o uso da Tabela 7.

Tabela 7 - Valores da tensão de cisalhamento do concreto

$\rho_l(\%)$ $100 \cdot \frac{A_s}{b_v \cdot d}$	Altura efetiva (mm)							
	125	150	175	200	225	250	300	≥ 400
	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2
$\leq 0,15$	0,45	0,43	0,41	0,40	0,39	0,38	0,36	0,34
0,25	0,53	0,51	0,49	0,47	0,46	0,45	0,43	0,40
0,50	0,67	0,64	0,62	0,60	0,58	0,56	0,54	0,50
0,75	0,77	0,73	0,71	0,68	0,66	0,65	0,62	0,57
1,00	0,84	0,81	0,78	0,75	0,73	0,71	0,68	0,63
1,50	0,97	0,92	0,89	0,86	0,83	0,81	0,78	0,72
2,00	1,06	1,02	0,98	0,95	0,92	0,89	0,86	0,80
$\geq 3,00$	1,22	1,16	1,12	1,08	1,05	1,02	0,98	0,91

Fonte: Adaptado de BS 8110-97

Nota 1: Os valores da tabela 7 tem um coeficiente de segurança $\gamma_m = 1,25$

Nota 2: Os valores da tabela 7 são derivados a partir da expressão:

$$v_c = \frac{0,79 \cdot \left(\frac{A_s}{b_v \cdot d} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot (400/d)^{\frac{1}{4}}}{\gamma_m} \quad (18)$$

Sendo:

$$\frac{A_s}{b_v \cdot d} \leq 3,00 \text{ e } \frac{400}{d} > 1,0$$

Para a resistência característica do concreto maior que $25 N/mm^2 = 25MPa$ os valores da

tabela 7 podem ser multiplicados por $\left(\frac{f_{cu}}{25} \right)^{\frac{1}{3}}$ e os valores de f_{cu} não devem ser maiores que

$$40 N/mm^2 = 40MPa$$

2.6.4 EN 1992-1-1: 2004 EUROCODE 2

O modelo de cálculo adotado pelo EUROCODE 2 baseia-se no modelo de treliça com a recomendação do ângulo das bielas de compressão θ no intervalo $45^\circ \leq \theta \leq 68,20^\circ$.

A equação 6.4 do Eurocode 2 em sua seção 6.2.2 permite calcular a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto sem armadura transversal em regiões não fissuradas por flexão e dada por:

$$V_c = V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad (19)$$

Onde:

V_c em (N)

f_{ctd} = Resistência característica do concreto à tração (MPa);

$\alpha_l \leq 1,00$ Para barras protendidas e $\alpha_l = 1,00$ para outros tipos de pré esforços;

σ_{cp} = Tensão de compressão no concreto devido a carga axial:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} \text{ em MPa } N_{ed} > 0 \text{ na compressão;}$$

A_c Área da seção transversal (mm^2);

b_w, d Largura e altura útil da seção transversal (mm)

I Momento de inércia da seção transversal;

S Momento estático da área acima do eixo do centro de gravidade da seção.

2.6.5 CSA A23. 3-04

O dimensionamento de peças de concreto armado baseia-se no modelo de bielas e tirantes com o ângulo das bielas de compressão $\theta=35^\circ$.

A norma Canadense CSA A23. 3-04 na seção 11.3.4 determina o valor da resistência do concreto ao cisalhamento de acordo com a equação:

$$V_c = \phi_c \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v \quad (20)$$

Onde:

$\phi_c = 0,65$ = Fator de resistência do concreto;

β = Fator responsável pela resistência do concreto fissurado, $\beta = 0,21$

$\lambda = 1,0$ = Densidade de concreto normal;

b_w = Largura da viga em mm,

d_v = Altura útil de cisalhamento em mm .

Na equação (20) a resistência à compressão do concreto deve ser menor ou igual a $64MPa$ ou

$$\sqrt{f_c'} \leq 8MPa, 0,9d \leq d_v \leq 0,72h \text{ e } b_w \leq 250mm.$$

f_c' em MPa , b_w, d_v em mm , V_c em (N)

A seção 11.3.6 determina o cálculo de β para seção transversal sem armadura de cisalhamento pelo método simplificado:

- a) Se a seção não contém armadura transversal e o tamanho máximo nominal do agregado não é inferior a 20 mm β deve ser tomado como:

$$\beta = \frac{230}{(1000 + d_v)} \quad (21)$$

- b) Se a seção não contém armadura transversal, o valor de β pode ser determinado para todos os tamanhos de agregados substituindo o parâmetro d_v da equação pelo parâmetro S_{ze} , que permite o tamanho do agregado e valor equivalente considerado a S_z e depende das características da armadura longitudinal, onde:

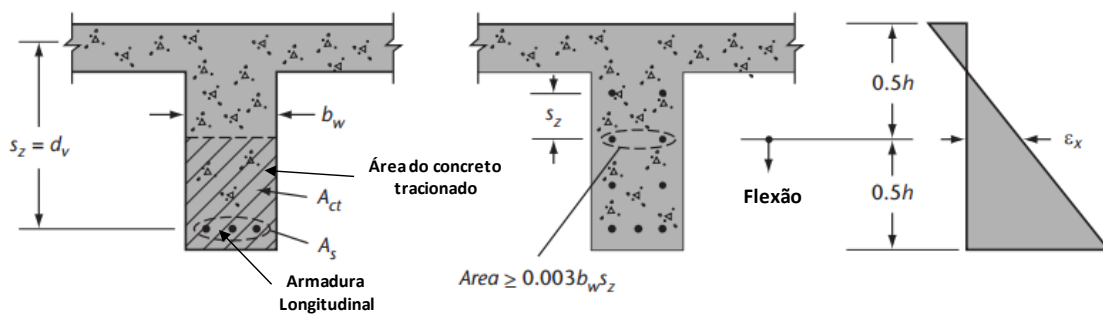
$$S_{ze} = \frac{35 \cdot S_z}{15 + a_g} \quad (22)$$

a_g = Diâmetro máximo nominal do agregado;

$$S_{ze} \geq 0,85S_z$$

S_z Deve ser tomado como d_v ou a distância máxima entre as linhas de distribuição da armadura longitudinal, o que for menor. Cada linha de camada da armadura longitudinal deve ter uma área pelo menos de $0,003 \cdot b_w \cdot S_z$ conforme ilustra a Figura 2.11.

Figura 2.11 - Detalhe da seção transversal para cálculo de S_z



Fonte: Adaptado de CSA A23.3-04

2.6.6 FIB MODEL CODE 2010

A resistência ao cisalhamento para peças de concreto sem armadura de cisalhamento pode ser calculada com a equação:

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \quad (23)$$

Onde:

z = Altura útil em mm ;

b_w = Espessura da viga em mm ;

γ_c = Coeficiente de segurança do concreto, $\gamma_c = 1,50$;

$V_{Rd,c}$ em N .

f_{ck} em MPa e $\sqrt{f_{ck}} \leq 8MPa$ sendo:

$$k_v = \frac{180}{1000 + 1,25 \cdot z} \quad (24)$$

Na Tabela 8 apresenta-se o resumo das fórmulas dos códigos normativos para peças sem armadura transversal.

Tabela 8 - Resumo das fórmulas das normas sem armadura transversal

Norma	V_c	OBSERVAÇÕES
ABNT NBR 6118:2014	$^{(6)}V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$	$b_w, d(mm); f_{ctd}(MPa); V_c(N)$ $f_{ctd} = 0,9 \cdot f_{ct,sup}$
ACI 318-14	$^{(14)}V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$ $^{(15)}V_c = \left(0,16 \cdot \lambda \sqrt{f_c'} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d$ $^{(16)}V_c = \left(0,16 \cdot \lambda \sqrt{f_c'} + 17 \cdot \rho_w \right) \cdot b_w \cdot d$ $^{(17)}V_c = 0,29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$	$^{(14)}$ Simplificado $^{(15),(16),(17)}$ Detalhado $f_c' (MPa); b_w, d(mm); V_c(N)$ $\lambda = 1$ $V_c = (15) \leq (16) \leq (17)$
BS 8110-97	$\nu = \frac{V}{b_v \cdot d}$ $^{(18)}V_c = \frac{0,79 \cdot \left(\frac{A_s}{b_v \cdot d} \right)^{1/3} \cdot (400/d)^{1/4}}{\gamma_m}$	$1,5\% \leq \rho \leq 3,0\%$ $400/d \geq 1$ $25MPa \leq f_{cu} \leq 40MPa$ $\gamma_m = 1,25$ $f_{cu} > 25MPa \Rightarrow ^{(18)} \times \left(f_{cu}/25 \right)^{1/3}$ $b_v(mm); d(mm); f_{cu}(MPa)$
EN 1992-1-1 2004	$^{(19)}V_c = V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{ctd}^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})}$	$b_w, d(mm); f_{ctd}(MPa); V_c(N)$
CSA A23.3-04	$^{(20)}V_c = \phi_c \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d_v$ $^{(21)}\beta = \frac{230}{(1000 + d_v)}$	$\phi_c = 0,65$ $\lambda = 1; b_w, d_v(mm); V_c(N)$ $\sqrt{f_c'} \leq 8MPa; b_w \leq 250mm$ $0,90 \cdot d \leq d_v \leq 0,72 \cdot h$
FIB MODEL CODE 2010	$^{(23)}V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z$ $^{(24)}k_v = \frac{180}{1000 + 1,25 \cdot z}$	$z, b_w(mm); V_{Rd,c}(N)$ $\gamma_c = 1,50$ $\sqrt{f_{ck}} \leq 8MPa$

Fonte: Autor

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUÇÃO

O programa experimental desenvolvido visa investigar a influência da contribuição da resistência do concreto e dos mecanismos complementares ao de treliça V_c frente ao cisalhamento.

Foram ensaiados quatro pares de pórticos de concreto armado com altura de 1,10 m e 2,25 m de comprimento com cargas equidistantes dos apoios e crescentes.

As variáveis de interesse foram a resistência do concreto f_{ck} e a taxa de armadura longitudinal da viga ρ_l .

Para cada par foi utilizado as mesmas características geométricas e variáveis.

Todos os modelos foram confeccionados e ensaiados no Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia (FECIV – UFU).

3.2 METODOLOGIA

Três modelos com as mesmas dimensões, tipos de apoios, forma de carregamento e dimensionados conforme apresentado no Apêndice A.1 e A.2 foram ensaiados antes do início dessa pesquisa.

Os objetivos desses ensaios preliminares foram tomar um primeiro contato com a execução dos pórticos, os procedimentos adotados, a forma de carregamento, a aquisição dos dados, e verificar o tipo e forma de ruptura no estado limite último.

De acordo com os trabalhos já desenvolvidos por vários pesquisadores, as seções transversais das vigas de concreto utilizadas nos ensaios estão próximas da largura de 15 cm de largura e variação na altura com dimensão mínima aproximada de 30 cm, assim, foi adotada a seção retangular para a viga do pórtico em 15 cm \times 30 cm.

Com o estudo de trabalhos de outros pesquisadores sobre o cisalhamento em vigas de concreto sem armadura de cisalhamento, foi determinado para os ensaios que a relação entre o vão de cisalhamento (a) e a altura útil da viga (d) estivesse no intervalo $2,50 \leq a/d \leq 3,00$ o que predomina a forma de ruptura por tração diagonal em todos os ensaios.

O comprimento da viga do pórtico ficou por último a ser fixado, em função das medidas dos pontos de restrição dos apoios na laje de reação e também por considerar os seguintes fatores: a relação a/d , a maior ou menor dificuldade na execução, o domínio na movimentação das peças e o tamanho mais próximo utilizado nas estruturas de concreto armado. Contemplando todas estas condições o comprimento total da viga do pórtico foi de 2,25 m.

O planejamento experimental foi montado com os fatores de resistência característica à compressão do concreto e a taxa de armadura longitudinal da viga. O interesse na variação ou níveis dos fatores de entrada é a resistência do concreto ao cisalhamento na ruptura.

Dois níveis ou fatores de entrada foram considerados:

- 1- Resistência do concreto à compressão: 20MPa e 40MPa
- 2- Taxa de armadura longitudinal: 1,32% e 1,55%

Os valores de resistência característica do concreto justificam-se pelo fato de que 20 MPa corresponde a menor resistência à compressão permitida pela norma ABNT NBR 6118 (2014) e 40 MPa por ser considerado também concreto de resistência normal e superior ao limite mínimo estabelecido. Com essa variação é possível a comparação dos resultados obtidos nos ensaios experimentais.

As taxas de armadura longitudinal das vigas de 1,32% e 1,55% foram estabelecidas no dimensionamento da estrutura com o menor valor de resistência característica do concreto à compressão conforme apresentado no Apêndice A.

A matriz de planejamento para o experimento fatorial dos dois fatores de controle nos níveis de resistência à compressão e taxa de armadura longitudinal é apresentada pela Tabela 9.

Tabela 9 - Matriz de planejamento experimental

	Níveis	Taxa de armadura longitudinal	
		1,32%	1,55%
Resistência à compressão	20MPa	P1(a,b)	P2(a,b)
	40MPa	P3(a,b)	P4(a,b)

Fonte: Autor

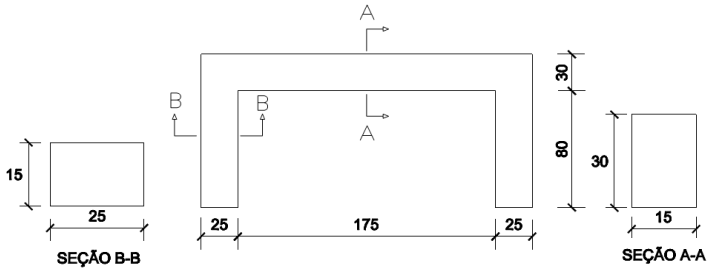
Pode-se observar que o números de amostras a serem ensaiadas com as variáveis de entrada estabelecidas ficou em 8 unidades.

3.3 DETALHES DOS PÓRTICOS E ESQUEMA DE CARREGAMENTO

As vigas dos pórticos possuíam seção retangular de 15 cm de largura, 30 cm de altura por 2,25 m de comprimento. A altura útil correspondia a 24,75 cm e 26,20 cm para as armaduras do tipo A (12,5 mm) e tipo B (16,0 mm). O cobrimento das armaduras foi de 2,5 cm.

Os pilares dos pórticos possuíam seção transversal retangular de 15 cm de largura e 25 cm de comprimento e altura de 1,10 m do apoio à face superior da viga. As dimensões dos pórticos estão ilustradas na Figura 3.1.

Figura 3.1 - Dimensões dos pórticos – Cotas em cm.



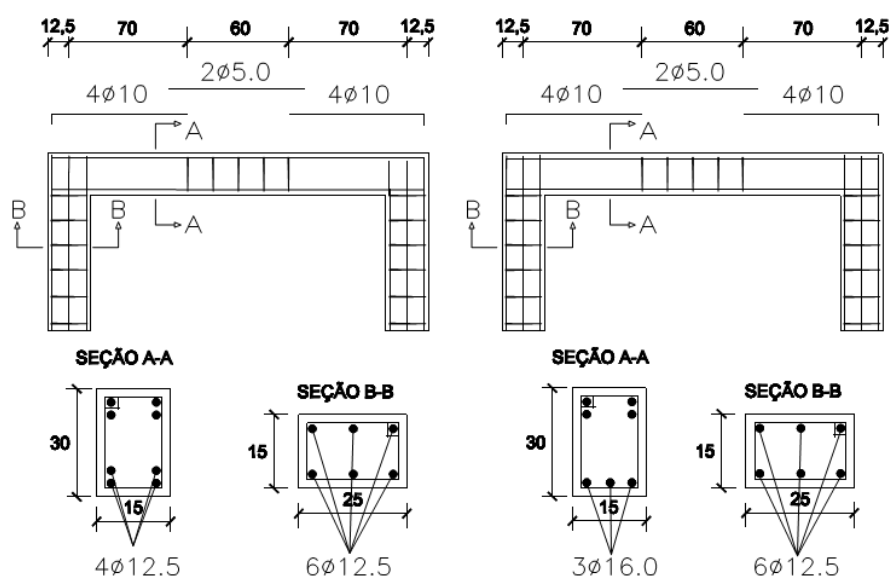
Fonte: Autor

Para garantir que a ruptura ocorra por cisalhamento, a armadura longitudinal tracionada das vigas dos pórticos foi composta por quatro barras nervuradas de aço CA 50 com 12,5 mm de

diâmetro e três barras de aço CA 50 de 16,0 mm de diâmetro, cujas denominações foram A e B respectivamente.

Conforme o detalhamento ilustrado na Figura 3.2 os modelos ensaiados tiveram uma taxa geométrica de armadura longitudinal de tração de 1,32% para os pórticos do tipo A e de 1,55% para os pórticos tipo B.

Figura 3.2 - Detalhes dos pórticos tipo A e B – Cotas em cm.



Fonte: Autor

As ancoragens nas extremidades dos pórticos foram realizadas por meio do cálculo do comprimento reto das armaduras e do gancho de ancoragem correspondente a 13 cm para as barras de 10,0 mm, 16 cm para as barras de 12,5 mm e 20 cm para as barras de 16,0 mm.

Em todas as vigas dos pórticos não foram utilizadas armaduras transversais no vão de cisalhamento que compreende o trecho entre o ponto de aplicação da carga e os apoios nos pilares. O dimensionamento da viga e pilares é mostrado no Apêndice A.

Por não haver armadura transversal formada por estribos no vão de cisalhamento, uma peça de estribo fechado de dois ramos de aço CA 60 com 5,0 mm foi colocada junto à face interna dos pilares, cuja função foi realizar a amarração das barras da armadura longitudinal tracionada e barras correspondentes ao momento negativo do pórtico.

Para a verificação da resistência foram moldados corpos de prova cilíndricos 100 mm×200 mm para cada volume entregue para lançamento, conforme os procedimentos de moldagem estabelecidos pela norma ABNT NBR 5738:2003.

A resistência característica do concreto à compressão das séries foi de 20 *MPa* e 40 *MPa* referidas a corpos de prova cilíndricos com idade superior a 56 dias.

A relação a/d entre o vão de cisalhamento e a altura útil da viga foi mantida no intervalo entre 2,5 a 3,0 para as séries.

A denominação adotada para os pórticos, como em P1a-20A, e demais modelos da Tabela 9, por exemplo, a letra P seguida do algarismo romano 1 refere-se a série do pórtico, a letra arábica minúscula ao primeiro modelo da série, o algarismo 20 representa a resistência característica do concreto em *MPa* e a letra arábica maiúscula A, o tipo referido ao diâmetro 12.5 mm das barras longitudinais de tração conforme apresenta-se na Tabela 10.

Tabela 10 - Identificação dos modelos

Série	Tipo	Modelo	$f_{ck}(MPa)$	Armadura longitudinal de tração	$A_{sl}(cm^2)$	ρ_l (%)	a/d
P1	A	a	20	4ø 12,5mm	4,90	1,32	2,83
		b					
P2	B	a	20	3ø 16,0mm	6,03	1,55	2,67
		b					
P3	A	a	40	4ø 12,5mm	4,90	1,32	2,83
		b					
P4	B	a	40	3ø 16,0mm	6,03	1,55	2,67
		b					

Fonte: Autor

3.4 MATERIAIS

As seções seguintes descrevem os materiais utilizados para a moldagem dos elementos estruturais que formam os pórticos.

3.4.1 Fôrmas

Os pórticos foram moldados em fôrma de madeira e confeccionados com chapas de madeira compensada plastificada e resinada de 15 mm de espessura. Para o travamento dos pilares e manter o prumo nas duas direções até a concretagem dos pórticos foram utilizados sarrafos de madeira de tamanho variados e para o escoramento das vigas foram usados pontaletes na confecção das peças.

A Figura 3.3 ilustra as fôrmas dos pilares na posição estabelecida pelos gabaritos, fixados no piso de trabalho com todos os travamentos.

Figura 3.3 - Fôrmas dos pilares dos pórticos

a) Gabaritos e formas



b) Vista geral dos pilares



Fonte: Autor

Após a montagem das fôrmas dos pilares foram colocados os fundos de vigas, suas laterais e seus escoramentos, conforme ilustra a Figura 3.4 e Figura 3.5.

Figura 3.4 - Fôrmas das vigas dos pórticos

a) Montagem das vigas



b) Formas e escoramentos



Fonte: Autor

Figura 3.5 - Fôrmas prontas para a concretagem dos pórticos



Fonte: Autor

3.4.2 Armaduras

Após a montagem das armaduras dos pilares e vigas, foi feita a colocação e posicionamento dentro das fôrmas. O posicionamento das armaduras foi realizado com a colocação de espaçadores plásticos nas vigas e pilares a fim de garantir o cobrimento nominal estabelecido pela ABNT NBR 6118:2014 (Figura 3.6).

Figura 3.6 - Armadura de viga e pilar colocados na fôrma



Fonte: Autor

Dentre as barras de aço utilizadas nas armaduras, foram retiradas duas amostras para serem ensaiadas à tração. Os ensaios das barras de aço foram feitos conforme a ABNT NBR 7480 (2007). As resistências características à tração das barras de aço e o módulo de elasticidade foram obtidos com a utilização dos equipamentos conforme ilustra a Figura 3.7

Figura 3.7 - Ensaio de tração e módulo de elasticidade do aço

a) Ensaio de tração



b) Ensaio do módulo de elasticidade



Fonte: Autor

Na Tabela 11 apresenta-se os resultados médios obtidos para as propriedades mecânicas das barras de aço.

Tabela 11 - Resultados dos ensaios de tração das barras de aço

$\varnothing(\text{mm})$	$f_y (MPa)$	$E_s (MPa)$
12,5	603,60	193.073,00
16,0	584,25	206.854,00

Fonte: Autor

3.4.3 Concreto

O concreto utilizado na pesquisa foi do tipo usinado, fornecido por empresa especializada.

Para os pares P1, P2 e P3, P4 foram utilizados concreto de classes C20 e C40 respectivamente e refere-se a idade aos 28 dias.

Na Tabela 12 apresenta-se os traços dos concretos utilizados nas concretagens dos pórticos.

Tabela 12 - Características dos concretos utilizados

MATERIAIS	$f_{ck}(20MPa)$	$f_{ck}(40MPa)$
Cimento CP II 40 (kg)	240,00	400,00
Brita 0 e 1 - dimensão máxima 20 mm (kg)	1005,00	1038,00
Areia média e fina (kg)	881,00	709,00
Água (l)	168,00	171,00
Aditivo plastificante (l)	1,70	2,80
Fator a/c	0,70	0,43
Traço em peso	1:7,85	1:4,04

Fonte: Empresa fornecedora do concreto usinado

O abatimento foi solicitado para um valor de *slump test* de 9 ± 1 e conferido antes da aplicação de cada volume contido no caminhão betoneira conforme mostra a Figura 3.8.

Figura 3.8 - Ensaio de abatimento de tronco de cone ou *slump test*

a) Séries P3 e P4 (40 MPa)



b) Séries P1 e P2 (20 MPa)



Fonte: Autor

O lançamento do concreto foi feito de forma manual e o adensamento por meio de vibrador de imersão de 25 mm de diâmetro conforme ilustra a Figura 3.9.

Figura 3.9 - Lançamento do concreto



Fonte: Autor

Foram moldados corpos de prova cilíndricos 100 mm × 200 mm de cada caminhão betoneira, conforme os procedimentos de moldagem estabelecidos pela norma ABNT NBR 5738:2003.

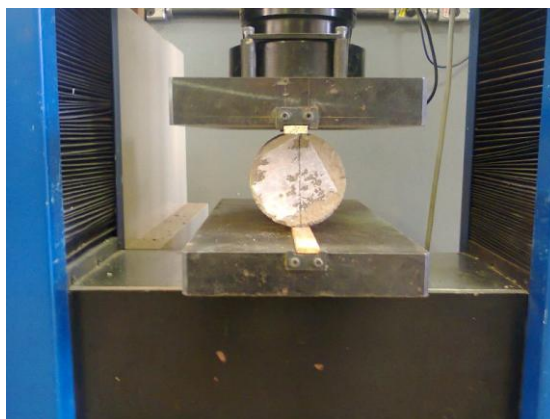
Os corpos de prova cilíndricos foram desformados 24 horas após a concretagem e colocados na câmara úmida até a data dos ensaios. Nas Figuras 3.10 e 3.11 ilustra o ensaio de resistência à compressão do concreto, módulo de elasticidade e ensaio de compressão diametral.

Figura 3.10 - Ensaio de resistência à compressão, e módulo de elasticidade do concreto



Fonte: Autor

Figura 3.11 - Ensaio de compressão diametral do concreto



Fonte: Autor

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão do concreto em diversas idades e os valores do módulo de elasticidade e resistência a tração são apresentados nas Tabelas 13 e 14.

Tabela 13 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão do concreto dos pórticos

<i>Idade(C)</i>	$f_{ck}(20MPa)$	$f_{cm}(MPa)$	$f_{ck}(40MPa)$	$f_{cm}(MPa)$
$f_{c,7dias}$	8,90	8,92	23,24	22,61
	8,94		21,29	
$f_{c,14dias}$	12,70	12,26	27,72	28,95
	11,82		30,18	
$f_{ck,28dias}$	17,65	17,13	35,87	36,72
	16,62		37,57	
$f_{c,56dias}$	21,36	21,61	41,05	40,50
	21,86		39,95	

Fonte: Autor

Tabela 14 - Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade e resistência à tração

Concreto	Idade(C)	f_{cm} (MPa)	E_c (GPa)	$f_{ct,sup}$ (MPa)	$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sup}$ (MPa)
f_{ck} (20MPa)	56 dias	21,54	28,79	2,45	2,21
f_{ck} (40MPa)	56 dias	44,13	36,30	3,98	3,58

Fonte: Autor

3.5 INSTRUMENTAÇÃO

As deformações específicas nas armaduras e no concreto foram medidas por extensômetros elétricos marca Excel para o aço PA-06-250BA-120LEN e PA-06-1000BA-120L para o concreto, todos com resistência de 120 Ω .

Estes extensômetros elétricos foram colados nas armaduras longitudinais e no concreto por meio de adesivo à base de cianocrilato, isolados e impermeabilizados com fita isolante plástica conforme ilustrado nas Figuras 3.12, 3.13 e 3.14.

Figura 3.12 - Extensômetros elétricos colocados nas armaduras

a) Vista geral da armadura tipo A



b) Vista geral da armadura tipo B



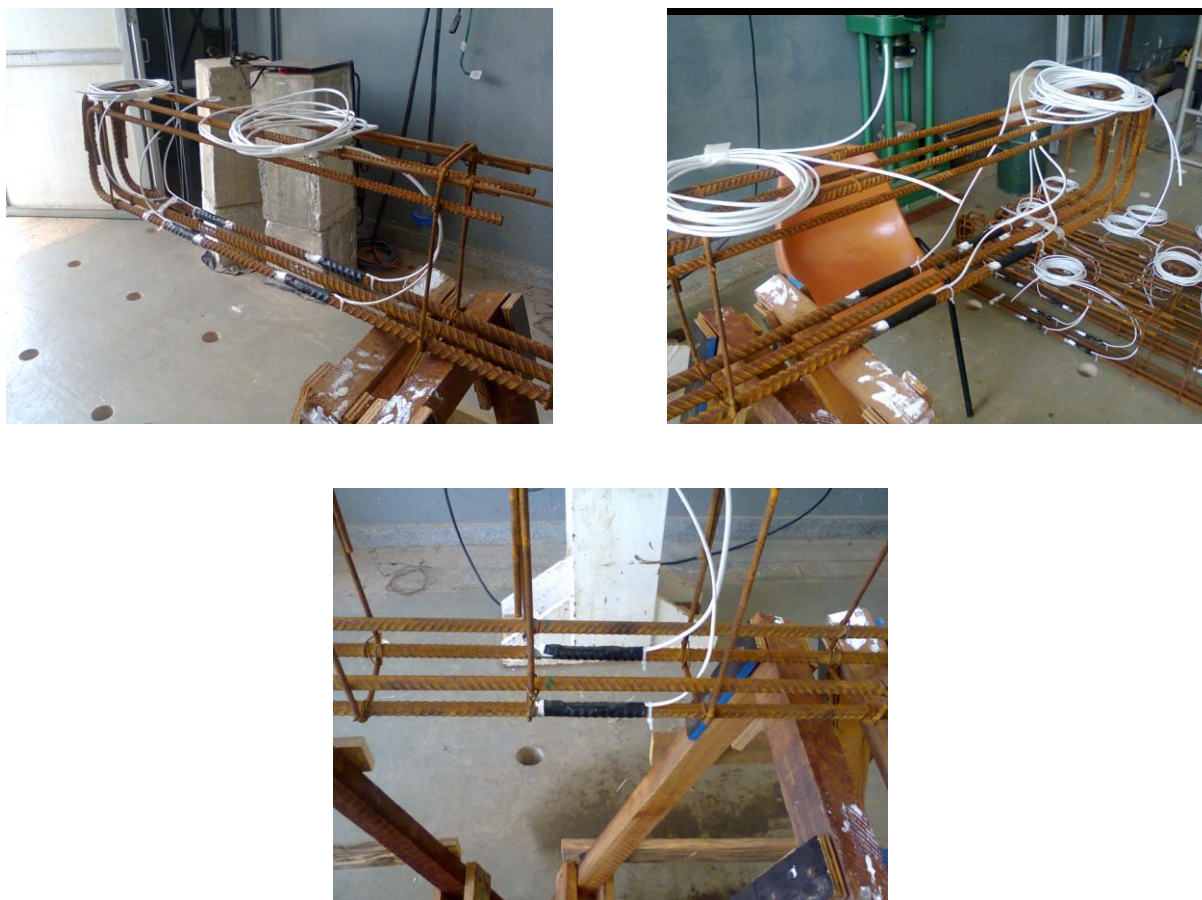
Fonte: autor

Figura 3.13 - Extensômetro elétrico colocado no concreto



Fonte: Autor

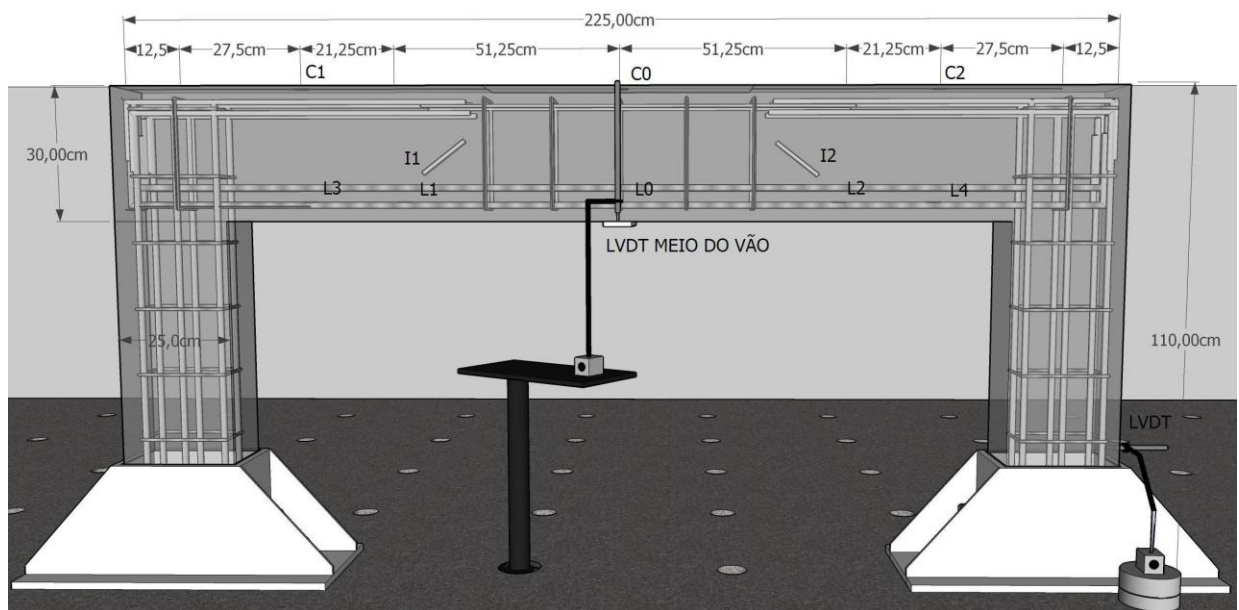
Figura 3.14 - Posição dos extensômetros elétricos nas armaduras



Fonte: Autor

A codificação adotada para a identificação dos pontos instrumentados nas armaduras obedeceu ao seguinte critério: foi designado, para cada um deles inicialmente, a letra *L*, quando se tratava de um ponto na armadura longitudinal, letra *I*, quando imerso no concreto e a letra *C* na região de compressão na face superior da viga seguidas por um número a partir de 1. O dígito 0 foi aplicado à seção do meio do vão. Os dígitos ímpares foram reservados à metade esquerda da seção 0 e os dígitos pares foram aplicados à direita da seção. Para cada posição foram colocados dois extensômetros, um em cada barra da armadura longitudinal existente na primeira camada. Na Figura 3.15 apresenta-se os detalhes das posições dos extensômetros nas armaduras e no concreto com as suas posições e nomenclaturas.

Figura 3.15 - Posição geral dos extensômetros no pórtico



Fonte: Autor

Essa instrumentação permitiu a obtenção de resultados dos ensaios de deformação das armaduras nos dois vão de cisalhamento da viga.

As deformações específicas internas medidas no concreto foram realizadas por meio de extensômetros de resistências elétricas com base de medição interna de $51,10 \text{ mm} \times 2,03 \text{ mm}$. Foram utilizados dois extensômetros elétricos para imersão no concreto da viga do pórtico e cada um posicionado em um de seus lados conforme ilustra a Figura 3.16.

Figura 3.16 - Posição do extensômetro de imersão no concreto



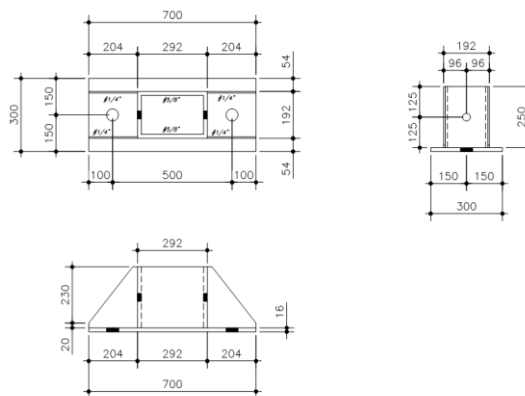
Fonte: Autor

3.6 CONDIÇÕES DE APOIO

No sentido de avaliar a situação mais próxima da estrutura de concreto armado foi adotado o modelo estrutural, um pórtico com engastamento em seus apoios. Os movimentos de translação e de rotação não foram permitidos.

Para o engastamento dos apoios, foram construídos dois cálices em estrutura metálica, capazes de absorver os esforços, fixadas em uma laje de reação do Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia. Na Figura 3.17 apresenta-se o projeto e a base executada para o programa experimental.

Figura 3.17 - Base metálica para apoio do pórtico



Fonte: Autor

A fixação das bases na laje de reação foi feita por meio de parafusos e porcas.

Como medida adicional de fixação, um parafuso com porcas nas duas extremidades foi inserido na seção do pilar do pórtico através de um tubo de PVC colocado nas fôrmas que

serviu de passagem após a concretagem. A Figura 3.18 ilustra a fixação da base metálica na laje de reação.

Figura 3.18 - Fixação da base metálica e pilar na laje de reação



Fonte: Autor

A fim de facilitar a colocação do pórtico nas bases metálicas durante a montagem, foi deixada uma folga em todas as suas laterais de aproximadamente 5 mm.

Essa folga foi preenchida com argamassa de alta resistência e penetração de pequenos espaços após todos os procedimentos da colocação dos pórticos para os ensaios.

A Figura 3.19 ilustra o preenchimento da folga após o grauteamento da base com o pilar do pórtico.

Figura 3.19 - Grauteamento da base metálica dos pilares do pórtico



Fonte: Autor

3.7 EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS E CARREGAMENTO

Para aplicação de cargas foi utilizado o pórtico metálico montado sobre a laje de reação do laboratório de Estruturas da UFU.

O carregamento foi aplicado pelo atuador hidráulico alimentado por uma bomba manual e transferido a dois pontos simétricos da viga afastados de 70 cm em cada uma das extremidades, por meio de uma viga constituída por perfil metálico “I” 250 mm \times 44,80 kg/m. Para a medição do carregamento, empregou-se uma célula de carga constituída por um cilindro de aço instrumentado com extensômetros elétricos de resistência calibrado até 500 kN. A viga de perfil “I” ficou interposta à célula de carga e a viga de concreto do pórtico. Essa viga, transferia a carga do atuador hidráulico para duas placas de aço de 5 cm de largura, que se apoiavam sobre a viga de concreto transversalmente a sua largura conforme ilustra a Figura 3.20 e 3.21.

Figura 3.20 - Esquema da situação de um pórtico em posição de ensaio



Fonte: Autor

Figura 3.21 - Detalhe da aplicação da carga



Fonte: Autor

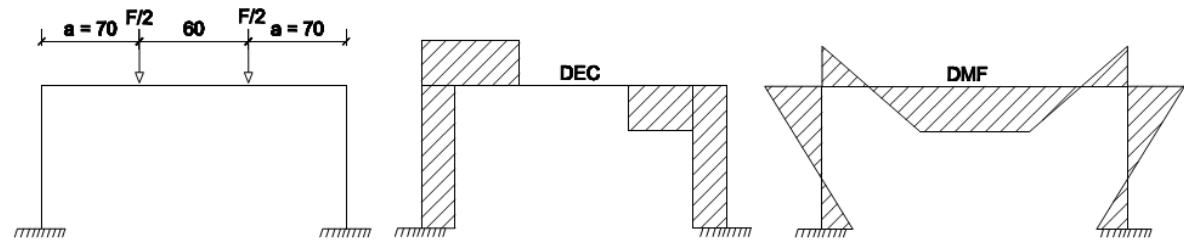
A carga foi aplicada com incrementos de 15 kN mantida em tempo médio aproximado de 30 segundos. Em cada estágio de carregamento, foram efetuadas observações e registrado por vídeo o panorama de fissurações ocorridas no pórtico. À medida que se aumentava o carregamento foi possível observar a evolução das fissuras que eram marcadas com giz de cera na superfície do concreto.

Antes de aumentar a carga, para atingir o estágio seguinte esta era mantida até a marcação das fissuras que apareceram na viga e, em seguida, era aumentada até o valor desejado cumprir a nova etapa.

O controle das cargas aplicadas durante os ensaios era efetuado pela monitoração dos sinais da célula de carga ligada a um sistema de aquisição de dados. As deformações das armaduras e do concreto, medidos pelos extensômetros elétricos, estavam também conectados ao equipamento aquisitor de dados, para o armazenamento dos valores dos ensaios e foi designada uma frequência de 5 hertz.

O esquema de carregamento dos pórticos e os diagramas de esforços correspondentes ao corpo livre são apresentados na Figura 3.22.

Figura 3.22 - Diagrama de carregamento e esforços



Fonte: Autor

Na tabela 15 apresenta-se as datas de realizações dos ensaios e a idade de cada peça em relação a data de concretagem.

Tabela 15 - Idade dos pórticos no ensaio

Série	Tipo	Modelo	$f_{ck}(MPa)$	Data de concretagem	Data do ensaio	Idade(dias)	
P1	A	a	20	04/04/2014	07/08/2014	125	
		b			11/07/2014	98	
P2	B	a			18/07/2014	105	
		b			04/07/2014	91	
P3	A	a	40		16/06/2014	73	
		b			24/07/2014	111	
P4	B	a			27/06/2014	84	
		b			01/08/2014	119	

Fonte: Autor

A ABNT NBR 6118:2014 no item 12.3.3 permite verificar a resistência de cálculo do concreto aos $t(dias)$ em relação a idade aos 28 dias dada pela expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck,j}}{\gamma_c} \cong \beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

No caso são adotados o coeficiente de ponderação da resistência do concreto $\gamma_c = 1$. O valor de β_1 pode ser obtido pela expressão:

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - (28/t)^{1/2} \right] \right\} \text{ com:}$$

$s = 0,38$ para concreto de cimento CPIII e CPIV

$s = 0,25$ para concreto de cimento CPI e CPII

$s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI

t = idade efetiva do concreto, em dias.

Na Tabela 16 apresenta-se a resistência à compressão provável estimada para o concreto dos pórticos na data dos ensaios.

Tabela 16 - Resistência à compressão provável estimada para o concreto

Série	Tipo	Modelo	$f_{c,28dias}(MPa)$	$f_{c,56dias}(MPa)$	Idade(dias)	Resistência provável estimada (MPa)
P1	A	a	17,13	21,60	125	19,54
		b			98	19,24
P2	B	a	17,13	21,60	105	19,33
		b			91	19,15
P3	A	a	36,72	40,50	73	40,39
		b			111	41,59
P4	B	a	36,72	40,50	84	40,81
		b			119	41,76

Fonte: Autor

Pode-se afirmar que não houve influência em relação a idade do concreto dos pórticos na data dos ensaios a variação ocorrida da resistência à compressão em relação ao valor obtido através dos ensaios dos corpos de prova cilíndrico de 10 cm × 20 cm aos 56 dias de idade do concreto dos pórticos e adotado para os cálculos e considerações da pesquisa.

CAPÍTULO 4

MODELAGEM NUMÉRICA

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE A MODELAGEM NUMÉRICA

A fim de simular o comportamento do ensaio do pórtico, foi construído o modelo numérico baseado no método dos elementos finitos através do programa computacional ANSYS®.

Na modelagem numérica foram usados elementos disponíveis na biblioteca do ANSYS® para simular o comportamento do concreto e do aço.

Foi considerado regime linear dos materiais envolvidos.

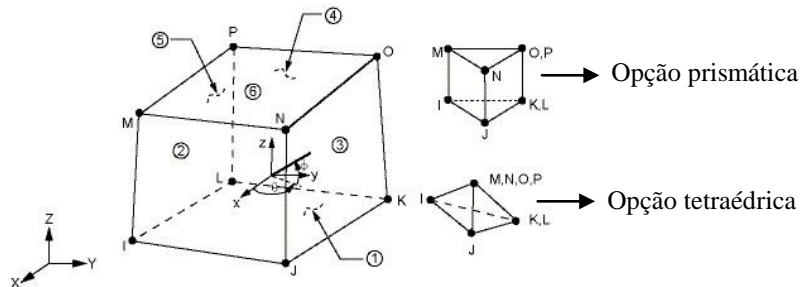
4.2 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS NA MODELAGEM NUMÉRICA

Foi utilizado na modelagem o elemento disponível na biblioteca do ANSYS® para simular a parte constituinte do modelo físico: Solid65.

O elemento Solid65 foi utilizado para simular o concreto do pórtico.

Esse elemento (Figura 4.1) é utilizado na modelagem tridimensional de sólidos com ou sem armação. Possui a capacidade de fissurar na tração, sofrer esmagamento na compressão e deformar-se plasticamente. O Solid65 é constituído por oito nós com três graus de liberdade por nó: translação nodal nas direções x, y e z.

Figura 4.1 - Elemento Solid65 aplicado ao concreto



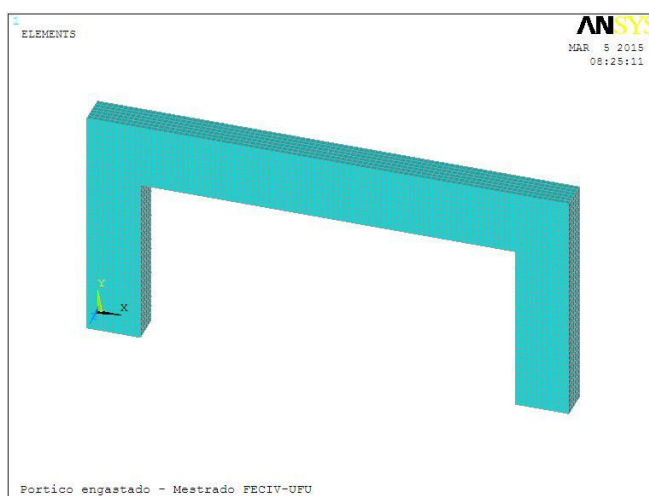
Fonte: Adaptado do Ansys

4.3 DISCRETIZAÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL FORMADO PELO PÓRTICO

As etapas da modelagem numérica consistiram inicialmente, na geração dos pilares e da viga conforme ilustra a Figura 4.2.

Para o material utilizado durante a modelagem numérica foi empregada, em sua programação, as suas respectivas propriedades físicas e geométricas idênticas ao utilizado experimentalmente.

Figura 4.2 - Modelagem do concreto dos pilares e viga



Fonte: Autor

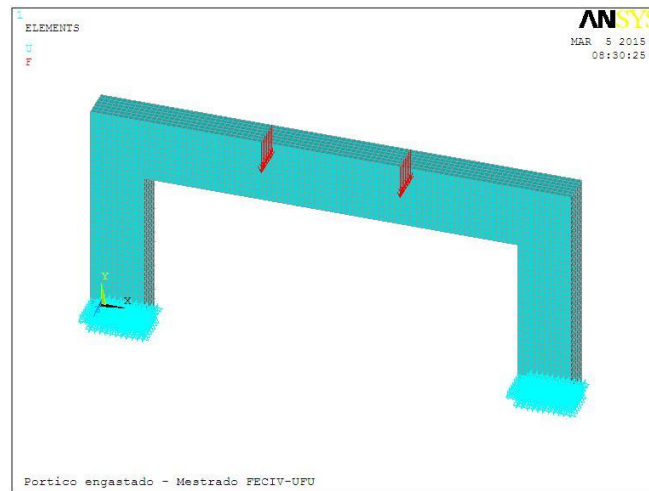
4.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE A APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO E CONDIÇÕES DE CONTORNO DO MODELO NUMÉRICO SOB FLEXÃO SIMPLES

Foi considerada, em uma primeira etapa de carregamento, o peso próprio do elemento estrutural definido por meio do peso específico do material, sendo utilizado 25 kN/m^3 para o concreto armado.

A segunda etapa consistiu na aplicação de forças externas nos dois pontos da viga submetida a flexão simples.

A Figura 4.3 ilustra a aplicação da carga e condições de contorno do pórtico.

Figura 4.3 - Detalhe do carregamento e condições de contorno

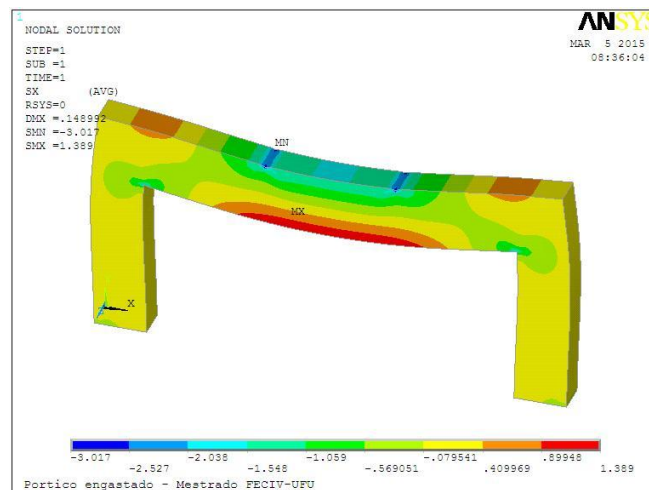


Fonte: Autor

4.5 ANÁLISE DE TENSÕES

À medida que foi aplicado o carregamento foi possível verificar as tensões de tração e compressão distribuídas na região inferior e superior da viga assim como a transmissão das tensões através das bielas de compressão conforme ilustra a Figura 4.4.

Figura 4.4 - Tensões de tração e compressão no pórtico



Fonte: Autor

CAPÍTULO 5

RESULTADOS DOS ENSAIOS

Neste capítulo o objetivo principal é descrever os detalhes referentes a cada pórtico ensaiado assim como apresentar os resultados que foram obtidos através dos ensaios efetuados nos mesmos.

5.1 Pórtico P1-A-a

A taxa de armadura longitudinal da viga do pórtico era de 1,32%. A resistência média à compressão do concreto foi de 21,60 MPa.

As primeiras fissuras começaram a aparecer quando a carga total aplicada era de 75 kN.

Com a carga total atingindo 90 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A esse nível de carga, o mecanismo resistente ao cisalhamento se definia. As fissuras existentes só aumentavam e a fissuração causada pela flexão se estabilizava até a carga total última.

As fissuras inclinadas mais críticas tornavam-se bastante nítidas e com maiores aberturas e tornavam visível a atuação da armadura longitudinal por efeito de pino.

Com a proximidade da carga última surgiam outras fissuras que anunciavam a ruptura.

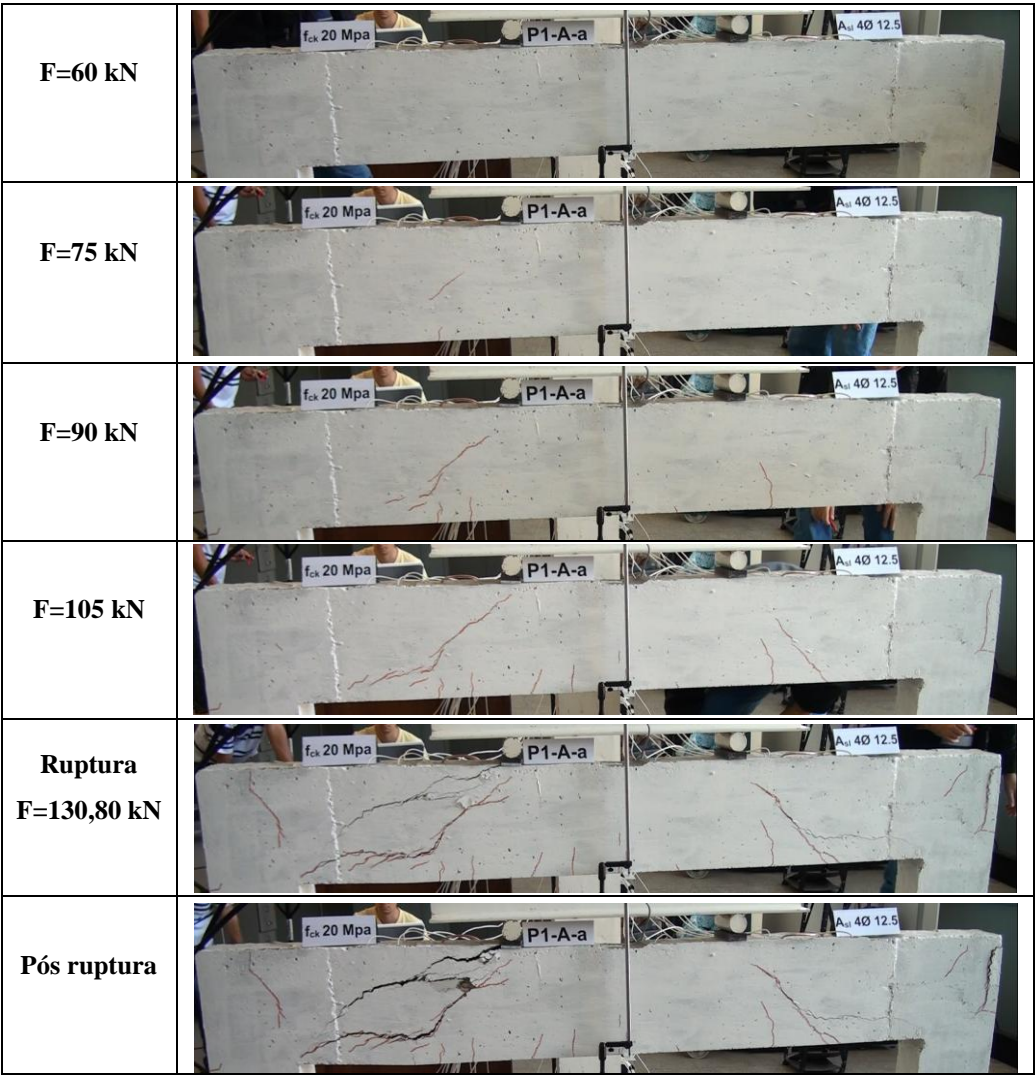
A ruptura aconteceu por falha diagonal lenta com a carga total de 130,80 kN.

A flecha no meio do vão foi medida até a ruptura e chegou a 6,64 mm.

A evolução das deformações nas armaduras e borda comprimida, deslocamentos no meio do vão e apoio de um dos pilares e deformações internas do concreto são apresentados no Apêndice B nas Figuras B.1 a B.8.

A evolução da fissuração até o estágio final da ruptura é ilustrado na Figura 5.1.

Figura 5.1 - Evolução da fissuração do pórtico P1-A-a



Fonte:Autor

5.2 Pórtico P1-A-b

A taxa de armadura longitudinal da viga do pórtico era de 1,32%. A resistência média à compressão do concreto foi de 21,60 MPa.

As primeiras fissuras começaram a aparecer quando a carga total aplicada era de 90 kN.

Com a carga total atingindo 105 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A esse nível de carga, o mecanismo resistente ao cisalhamento se

definia. As fissuras existentes só aumentavam e a fissuração causada pela flexão se estabilizava até a carga total última.

As fissuras inclinadas mais críticas tornavam-se bastante nítidas e com maiores aberturas e tornavam visível a atuação da armadura longitudinal por efeito de pino.

Com a proximidade da carga última surgiam outras fissuras que anunciavam a ruptura.

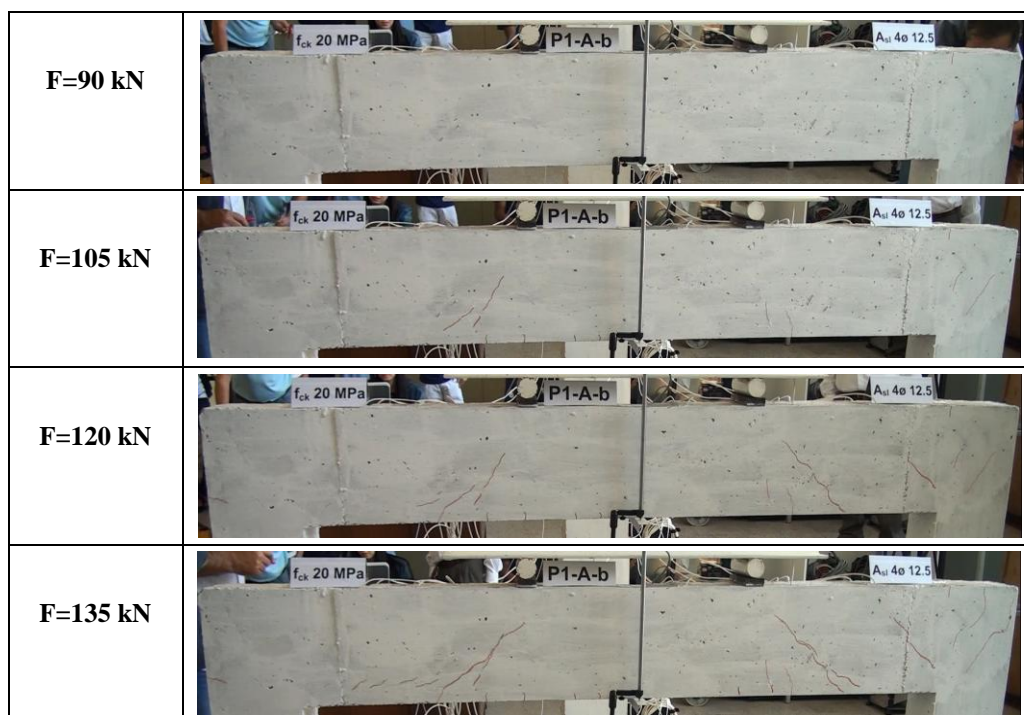
A ruptura aconteceu por falha diagonal lenta com a carga total de 140,39 kN.

A flecha no meio do vão foi medida até a ruptura e chegou a 4,24 mm.

A evolução das deformações nas armaduras e borda comprimida, deslocamentos no meio do vão e apoio de um dos pilares e deformações internas do concreto são apresentados no Apêndice B nas Figuras B.1 a B.8.

A evolução da fissuração até o estágio final da ruptura é ilustrado na Figura 5.2.

Figura 5.2 - Evolução da fissuração do pórtico P1-A-b





Fonte: Autor

5.3 Pórtico P2-B-a

A taxa de armadura longitudinal da viga do pórtico era de 1,55%. A resistência média à compressão do concreto foi de 21,60 MPa.

As primeiras fissuras começaram a aparecer quando a carga total era de 75 kN.

Com a carga total atingindo 90 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A esse nível de carga, o mecanismo resistente ao cisalhamento se definia.

As fissuras que se formaram inicialmente se mantiveram até a formação das fissuras críticas nos dois lados da viga até a carga última.

A ruptura aconteceu por falha diagonal repentina com a carga total de 115,86 kN.

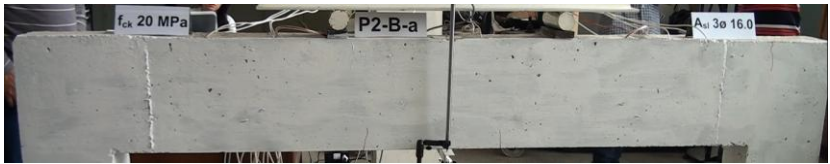

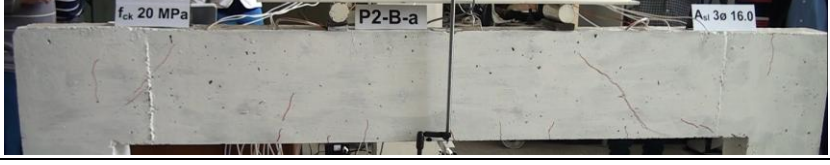
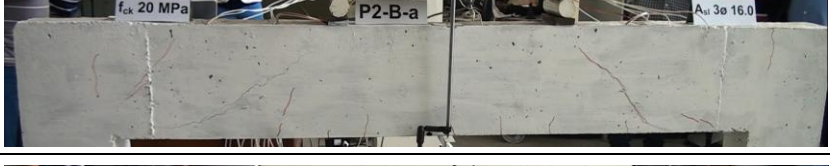
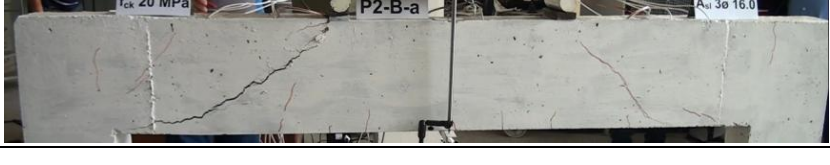
A flecha no meio do vão foi medida até a ruptura e chegou a 3,34 mm.

A evolução das deformações nas armaduras e borda comprimida, deslocamentos no meio do vão e apoio de um dos pilares e deformações internas do concreto são apresentados no Apêndice C nas Figuras C.1 a C.8.

A evolução da fissuração até o estágio final da ruptura é ilustrado na Figura 5.3.

Figura 5.3 - Evolução da fissuração do pórtico P2-B-a



F=75 kN	
F=90 kN	
F=105 kN	
F=110 kN	
Ruptura F=115,86 kN	

Fonte: Autor

5.4 Pórtico P2-B-b

A taxa de armadura longitudinal da viga do pórtico era de 1,55%. A resistência média à compressão do concreto foi de 21,60 MPa.

As primeiras fissuras de flexão se mantiveram sem evolução substancial até a atingir a ruptura.

Com o surgimento das fissuras inclinadas de cisalhamento, as mesmas se apresentaram menos difusas e evoluíram rapidamente na seção da peça com a formação da fissura crítica próximo da carga de ruptura até o rompimento por força cortante tração.

A ruptura aconteceu por falha diagonal repentina com a carga total de 119,84 kN.

A flecha no meio do vão foi medida até a ruptura e chegou a 3,53 mm.

A evolução das deformações nas armaduras e borda comprimida, deslocamentos no meio do vão e apoio de um dos pilares e deformações internas do concreto são apresentados no Apêndice C nas Figuras C.1 a C.8.

Por motivos técnicos na filmagem do ensaio, a evolução da fissuração até o estágio final da ruptura é ilustrado somente com a carga total na Figura 5.4.

Figura 5.4 - Evolução da fissuração do pórtico P2-B-b



Fonte: Autor

5.5 Pórtico P3-A-a

A taxa de armadura longitudinal da viga do pórtico era de 1,32%. A resistência média à compressão do concreto foi de 40,50 MPa.

As primeiras fissuras começaram a aparecer quando a carga total era de 75 kN.

Com a carga total atingindo 90 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A esse nível de carga, o mecanismo resistente ao cisalhamento se definia. As fissuras que se formaram inicialmente se mantiveram e evoluíram até a formação das fissuras críticas nos dois lados da viga até a carga última.

A ruptura aconteceu por falha diagonal repentina com a carga total de 211,32 kN.

A flecha no meio do vão foi medida até a ruptura e chegou a 6,98 mm.

A evolução das deformações nas armaduras e borda comprimida, deslocamentos no meio do vão e apoio de um dos pilares e deformações internas do concreto são apresentados no Apêndice D nas Figuras D.1 a D.8.

Figura 5.5 - Evolução da fissuração do pórtico P3-A-a

F=75 kN	
F=90 kN	
F=105 kN	
F=135 kN	
F=150 kN	
F=165 kN	
F=180 kN	
F=195 kN	
F=210 kN	



Fonte: Autor

5.6 Pórtico P3-A-b

A taxa de armadura longitudinal da viga do pórtico era de 1,32%. A resistência média à compressão do concreto foi de 40,50 MPa.

As primeiras fissuras começaram a aparecer quando a carga total era de 90 kN.

Com a carga total atingindo 120 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A esse nível de carga, o mecanismo resistente ao cisalhamento se definia. As fissuras que se formaram inicialmente se mantiveram e evoluíram até a formação das fissuras críticas nos dois lados da viga até a carga última.








A ruptura aconteceu por falha diagonal repentina com a carga total de 193,96 kN.

A flecha no meio do vão foi medida até a ruptura e chegou a 5,90 mm.

A evolução das deformações nas armaduras e borda comprimida, deslocamentos no meio do vão e apoio de um dos pilares e deformações internas do concreto são apresentados no Apêndice D nas Figuras D.1 a D.8.

Figura 5.6 - Evolução da fissuração do pórtico P3-A-b



F=105 kN	
F=120 kN	
F=135 kN	
F=150 kN	
F=165 kN	
F=180 kN	
Ruptura F=193,96 kN	

Fonte: Autor

5.7 Pórtico P4-B-a

A taxa de armadura longitudinal da viga do pórtico era de 1,55 %. A resistência média à compressão do concreto foi de 40,50 MPa.

As primeiras fissuras começaram a aparecer quando a carga total era de 90 kN.

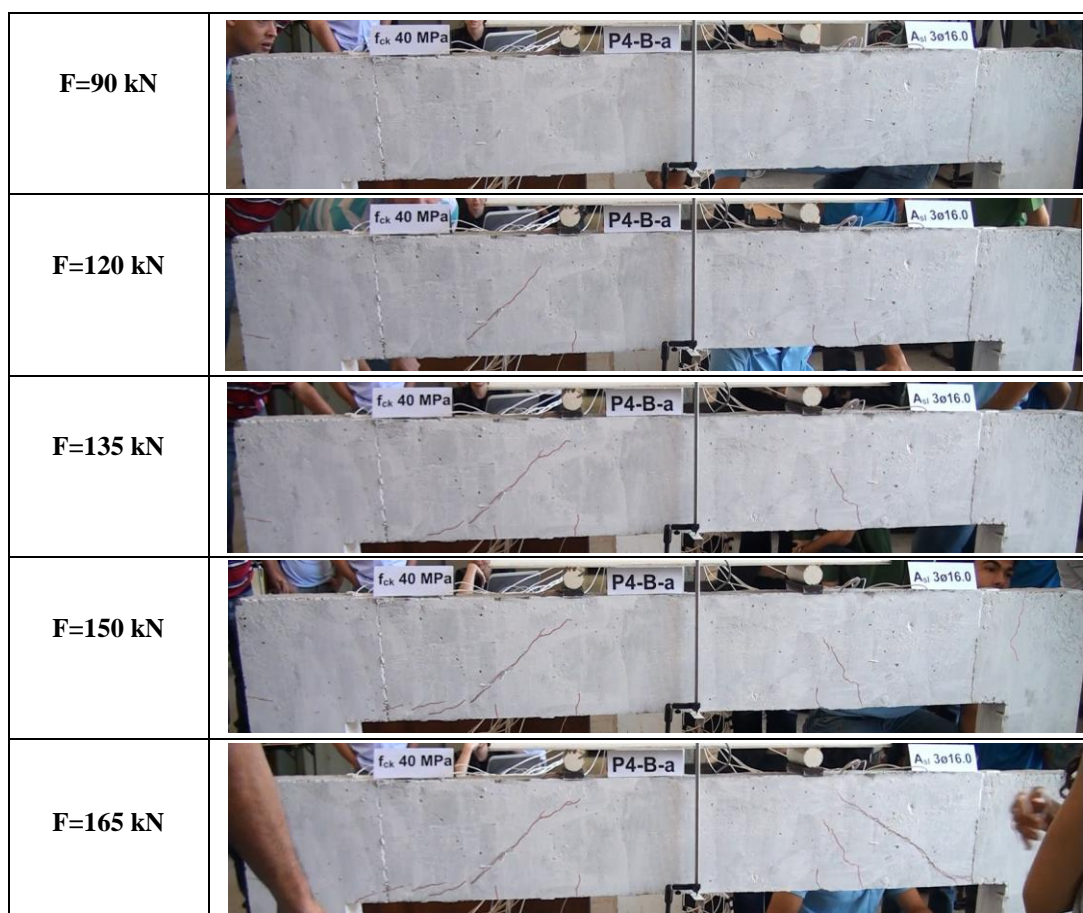
Com a carga total atingindo 120 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A esse nível de carga, o mecanismo resistente ao cisalhamento se definia. As fissuras que se formaram inicialmente se mantiveram e evoluíram até a formação das fissuras críticas nos dois lados da viga até a carga última.

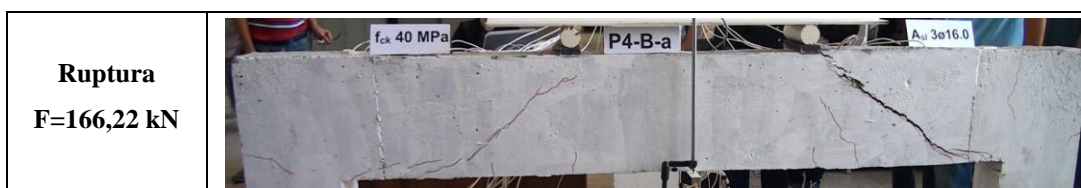
A ruptura aconteceu por falha diagonal repentina com a carga total de 166,22 kN.

A flecha no meio do vão foi medida até a ruptura e chegou a 3,43 mm.

A evolução das deformações nas armaduras e borda comprimida, deslocamentos no meio do vão e apoio de um dos pilares e deformações internas do concreto são apresentados no Apêndice E nas Figuras E.1 a E.8.

Figura 5.7 - Evolução da fissuração do pórtico P4-B-a





Fonte: Autor

5.8 Pórtico P4-B-b

A taxa de armadura longitudinal da viga do pórtico era de 1,55%. A resistência média à compressão do concreto foi de 40,50 MPa.

As primeiras fissuras começaram a aparecer quando a carga total era de 90 kN.

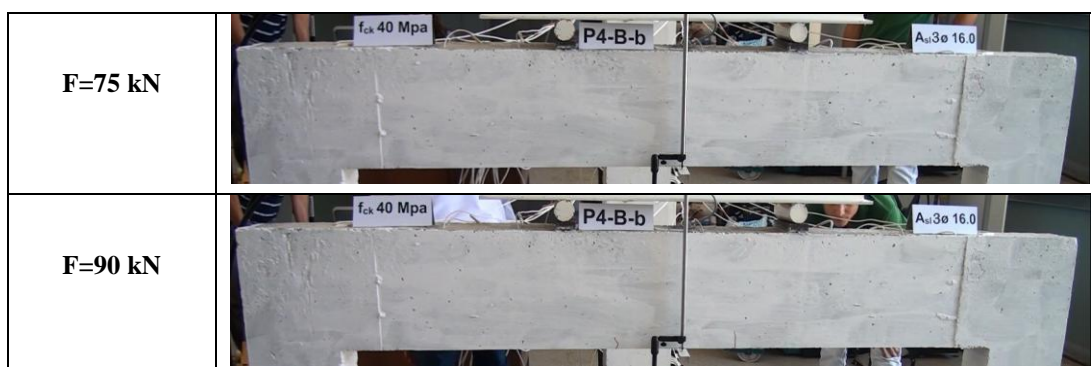
Com a carga total atingindo 120 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A esse nível de carga, o mecanismo resistente ao cisalhamento se definia. As fissuras que se formaram inicialmente se mantiveram e evoluíram até a formação das fissuras críticas nos dois lados da viga até a carga última.








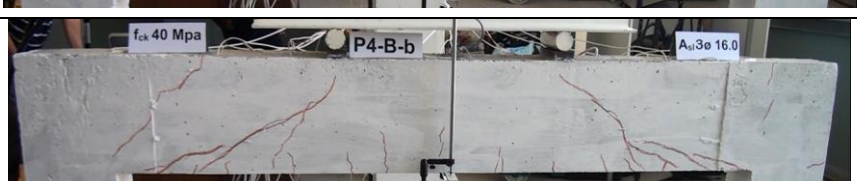

A ruptura aconteceu por falha diagonal repentina com a carga total de 240,08 kN.

A flecha no meio do vão foi medida até a ruptura e chegou a 6,82 mm.

A evolução das deformações nas armaduras e borda comprimida, deslocamentos no meio do vão e apoio de um dos pilares e deformações internas do concreto são apresentados no Apêndice E nas Figuras E.1 a E.8.

Figura 5.8 - Evolução da fissuração do pórtico P4-B-b


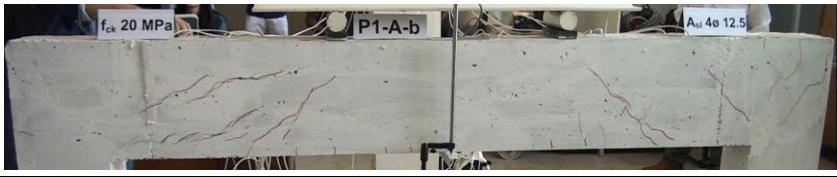








F=105 kN	
F=120 kN	
F=135 kN	
F=150 kN	
F=165 kN	
F=180 kN	
F=185 a 210 kN	
F=225 kN	
Ruptura 240,08 kN	

Fonte: Autor

Na Figura 5.9 apresentam-se os pórticos ensaiados com as cargas de ruptura e o panorama de fissuração.

Figura 5.9 - Resumo dos ensaios

P1-A-a	Ruptura F=130,80 kN	
P1-A-b	Ruptura F=140,39 kN	
P2-B-a	Ruptura F=115,86 kN	
P2-B-b	Ruptura F=119,84 kN	
P3-A-a	Ruptura F=211,32 kN	
P3-A-b	Ruptura F=193,96 kN	
P4-B-a	Ruptura F=166,22 kN	
P4-B-b	Ruptura F=240,08 kN	

Fonte: Autor

CAPÍTULO 6

ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 Considerações gerais sobre a capacidade resistente das vigas dos pórticos

Com a armadura longitudinal proposta, o valor teórico do momento último para escoamento da armadura longitudinal foi calculado conforme as hipóteses da ABNT NBR 6118:2014 admitindo-se a distribuição retangular de tensões de compressão no concreto. A este momento corresponde uma força cortante última obtida com o uso do programa Ftool versão 3.00. Os valores teóricos são apresentados na Tabela 17.

Tabela 17 - Valores teóricos da força cortante para escoamento da armadura longitudinal

Pórtico	$f_{cm}(MPa)$	$A_{sl}(n - \phi)$	$A_{sl}(cm^2)$	$\rho_l(\%)$	$f_y(MPa)$	$x(cm)$	$M_u(kN \cdot m)$	$V_u(kN)$
P1-A	21,60	4Ø 12.5	4,90	1,32	603,60	13,40	57,34	150,30
P2-B		3Ø 16.0	6,03	1,55	584,25	15,90	69,89	189,60
P3-A	40,50	4Ø 12.5	4,90	1,32	603,50	7,20	64,68	169,50
P4-B		3Ø 16.0	6,03	1,55	584,25	8,50	80,32	210,00

Fonte: Autor

Na Tabela 18 apresentam-se os resultados experimentais da força cortante, momentos últimos e as formas de ruína de cada pórtico.

Tabela 18 – Resultados experimentais da força cortante e momentos últimos

Pórticos	$f_{cm}(MPa)$	$f_y(MPa)$	$\rho_l(\%)$	$F/2 = V_u(kN)$	$M_u(kN \cdot m)$	Forma de ruína
P1-A-a	21,60	603,60	1,32	65,40	25,00	F.cortante tração*
P1-A-b				70,20	26,80	F.cortante tração*
P2-B-a		584,25	1,55	57,93	22,10	F.cortante tração**
P2-B-b				59,92	22,90	F.cortante tração**
P3-A-a	40,50	603,60	1,32	105,66	40,30	F.cortante tração**
P3-A-b				96,98	37,00	F.cortante tração**
P4-B-a		584,25	1,55	83,11	31,70	F.cortante tração**
P4-B-b				120,04	45,80	F.cortante tração**

Fonte: Autor

** Falha diagonal repentina, * Falha diagonal lenta

Para os valores experimentais da força cortante última foi adotado um procedimento para rejeição de resultados que escapam de uma definida tendência dominante (eliminação de valores inadequados). O princípio é de que os resultados obtidos devem estar aleatoriamente distribuídos em torno de um valor médio e seguir a tendência das amostras com as variáveis de entrada. Na Tabela 19 apresentam-se as medidas de dispersão dos resultados experimentais da força cortante última.

Tabela 19 – Variação dos resultados experimentais da força cortante última

Pórticos	$f_{cm}(MPa)$	$\rho_l(\%)$	$F/2 = V_u(kN)$	$\Delta\%$	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
P1-A-a	21,60	1,32	65,40	7,34	67,80	3,39	5,01
P1-A-b			70,20				
P2-B-a		1,55	57,93	3,44	58,93	1,41	2,39
P2-B-b			59,92				
P3-A-a	40,50	1,32	105,66	8,95	101,32	6,14	6,06
P3-A-b			96,98				
P4-B-a		1,55	83,11	44,44	101,58	26,11	25,71
P4-B-b			120,04				

Fonte: Autor

Pode-se verificar na Tabela 19 que os valores obtidos experimentalmente dos pórticos P4-B-a e P4-B-b são candidatos a serem rejeitados pelas medidas de dispersão. A tendência dominante rejeita o resultado do pórtico P4-B-b. Observa-se um aumento da resistência ao cisalhamento dos mecanismos complementares com a redução da taxa de armadura longitudinal nas séries P1, P2 e P3.

Na Tabela 20 apresenta-se o resultado da variação da resistência ao cisalhamento dos mecanismos complementares mantidas constantes a resistência à compressão do concreto em função da taxa de armadura longitudinal.

Tabela 20 - Variação da resistência ao cisalhamento dos mecanismos complementares em função da taxa de armadura longitudinal

Pórticos	$F/2 = V_u \text{ (kN)}$	$\Delta\%$
21,60 MPa – 1,32%	67,80	15,05
21,60 MPa – 1,55%	58,93	
40,50 MPa – 1,32%	101,32	21,91
40,50 MPa – 1,55%	83,11	

Fonte: Autor

Observa-se que para as vigas dos pórticos sem armadura transversal analisadas, com a mesma resistência à compressão do concreto, houve um aumento na resistência ao cisalhamento dos mecanismos complementares ao de treliça, com a redução da taxa de armadura longitudinal.

As diferentes taxas de armadura longitudinal com o uso de concreto de maior resistência à compressão fez aumentar a variação da resistência ao cisalhamento dos mecanismos complementares ao de treliça em aproximadamente 7%.

Na Tabela 21 apresenta-se o resultado da variação da resistência ao cisalhamento dos mecanismos complementares mantidas constantes porcentagem de armadura longitudinal em função da resistência à compressão do concreto.

Tabela 21 - Variação da resistência dos mecanismos complementares em função da resistência à compressão do concreto

Pórticos	$F/2 = V_u \text{ (kN)}$	$\Delta\%$
21,60 MPa – 1,32%	67,80	49,44
40,50 MPa – 1,32%	101,32	
21,60 MPa – 1,55%	58,93	41,03
40,50 MPa – 1,55%	83,11	

Fonte: Autor

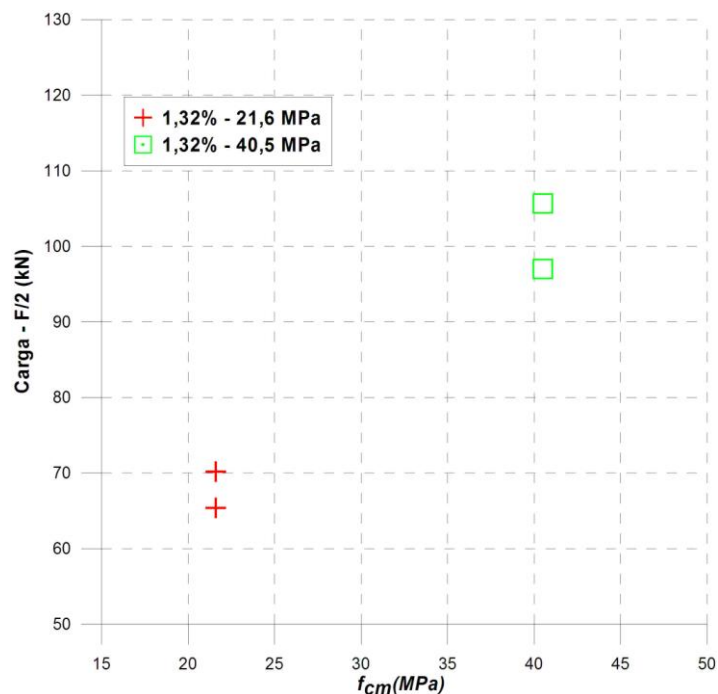
Observa-se que para as vigas dos pórticos sem armadura transversal analisadas, com a mesma taxa de armadura longitudinal, houve um aumento na resistência ao cisalhamento dos

mecanismos complementares ao de treliça, com o acréscimo da resistência à compressão do concreto.

As diferentes resistências à compressão do concreto com a aplicação da menor taxa de armadura longitudinal proporcionou o acréscimo na variação da resistência ao cisalhamento dos mecanismos complementares ao de treliça em aproximadamente 8,5%.

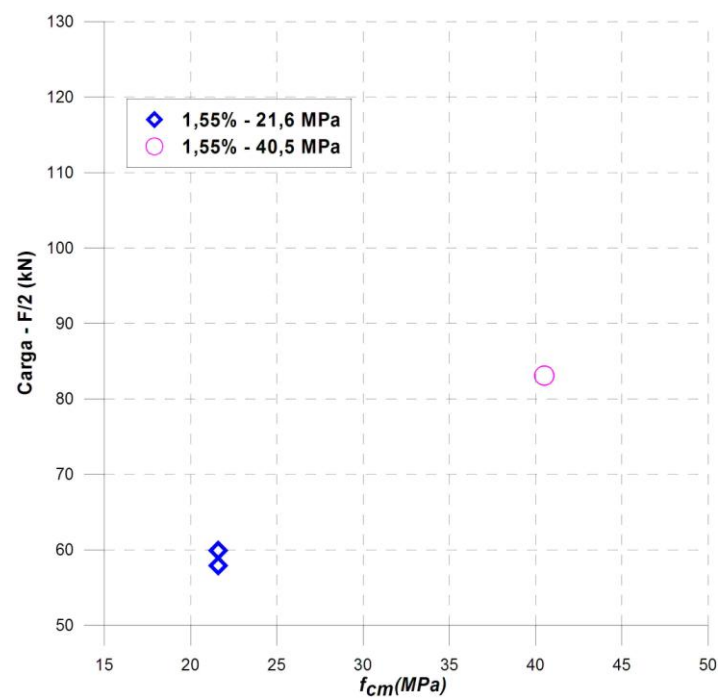
As Figuras 6.1 à 6.4 ilustram as comparações entre as variáveis de resistências do concreto e taxas de armaduras longitudinais das vigas dos pórticos.

Figura 6.1 – Variação da resistência à compressão do concreto/ $\rho = 1,32\%$



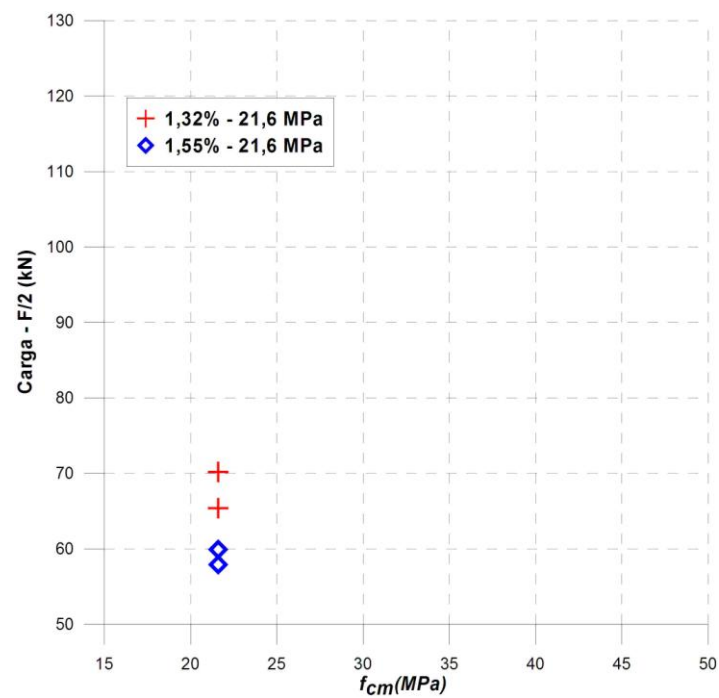
Fonte: Autor

Figura 6.2 – Variação da resistência à compressão do concreto/ $\rho= 1,55\%$



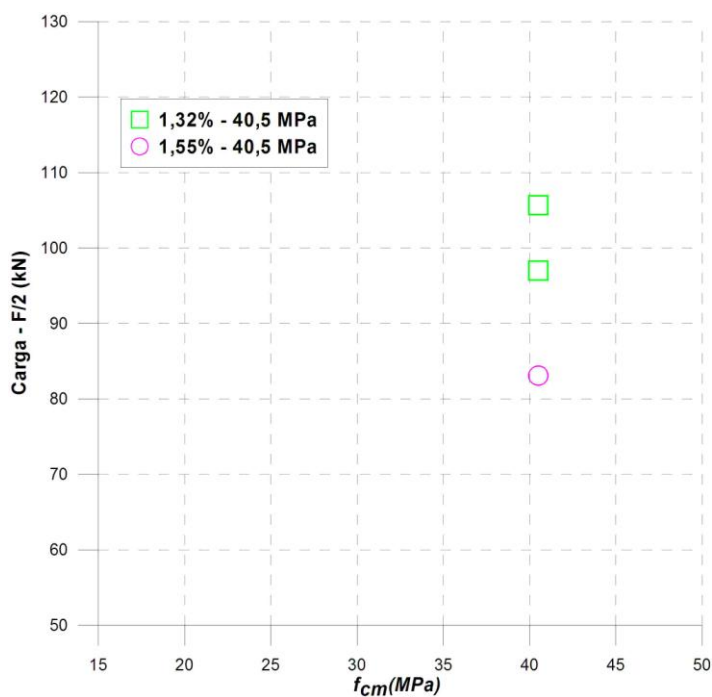
Fonte: Autor

Figura 6.3 – Variação da taxa de armadura longitudinal/ resistência a compressão do concreto 21,6 MPa



Fonte: Autor

Figura 6.4 – Variação da taxa de armadura longitudinal/ resistência à compressão do concreto 40,5 MPa



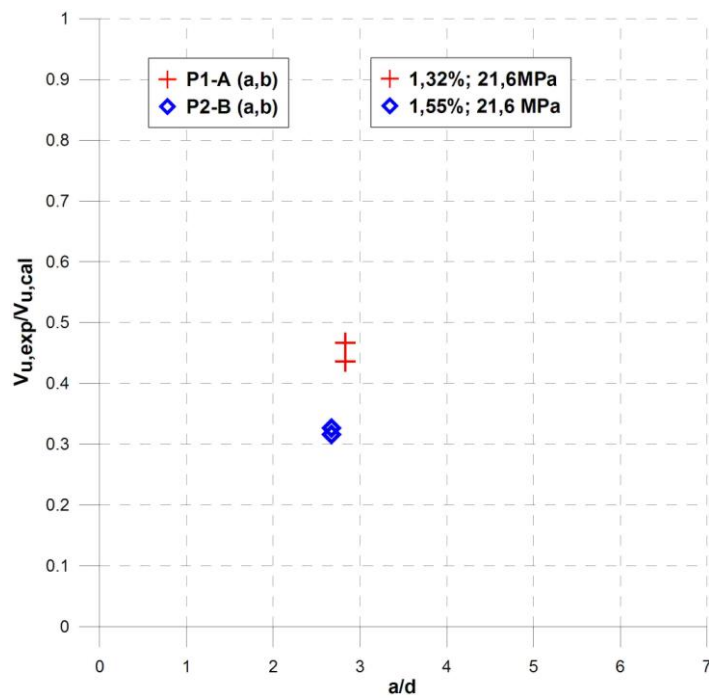
Fonte: Autor

Os resultados experimentais e a sua comparação com os valores teóricos são apresentados na Tabela 22, Figura 6.5 e 6.6.

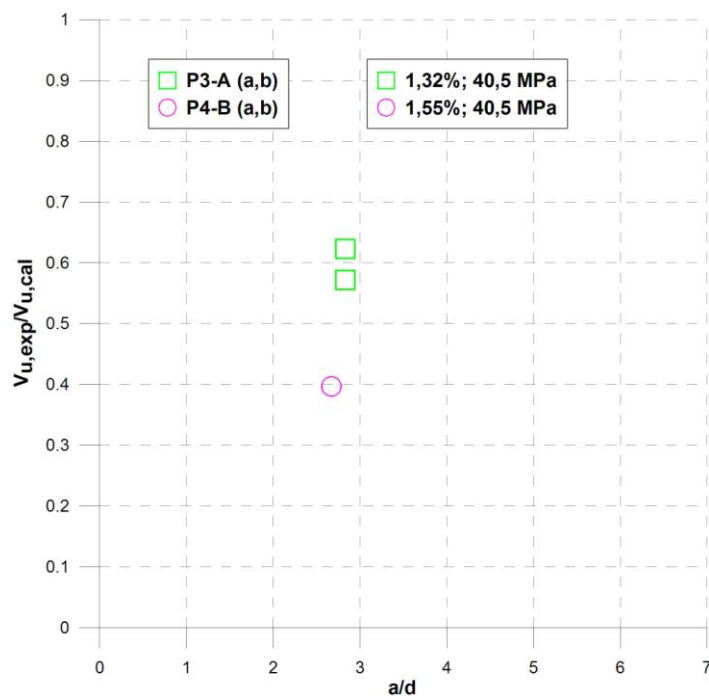
Tabela 22 - Comparação entre valores experimentais e de cálculo

Pórtico s	a/d	Valores calculados		Valores experimentais		$V_{u,exp}/V_{u,cal}$
		$V_{u,cal}(kN)$	$M_{fl} = M_{u,cal}(kN \cdot m)$	$F/2 = V_u(kN)$	$M_{cr} = M_{u,exp}(kN \cdot m)$	
P1-A-a	2,83	150,30	57,34	65,40	25,00	0,436
P1-A-b				70,20	26,80	0,467
P2-B-a	2,67	189,60	69,89	57,93	22,10	0,316
P2-B-b				59,92	22,90	0,327
P3-A-a	2,83	169,50	64,68	105,66	40,30	0,623
P3-A-b				96,98	37,00	0,572
P4-B-a	2,67	210,00	80,32	83,11	31,70	0,397
P4-B-b				-	-	-

Fonte: Autor

Figura 6.5 - Comparação entre valores experimentais e de cálculo $V_{u,exp}/V_{u,cal}$ das séries P1 e P2

Fonte: Autor

Figura 6.6 - Comparação entre valores experimentais e de cálculo $V_{u,exp}/V_{u,cal}$ das séries P3 e P4

Fonte: Autor

Pode-se verificar que os resultados obtidos da relação $V_{u,exp}/V_{u,cal} = M_{cr}/M_{fl}$ da Tabela 22 e mostrados nas Figuras 6.5 e 6.6 decresceram com o aumento da porcentagem de armadura longitudinal, conforme relatado por KOTSOVOS (1983) ao classificar o comportamento de elementos de concreto armado sem armadura transversal em função da relação a/d .

O comportamento do tipo II, ruptura pela ação combinada de momento fletor e força cortante caracteriza o modo de ruptura de todos os ensaios.

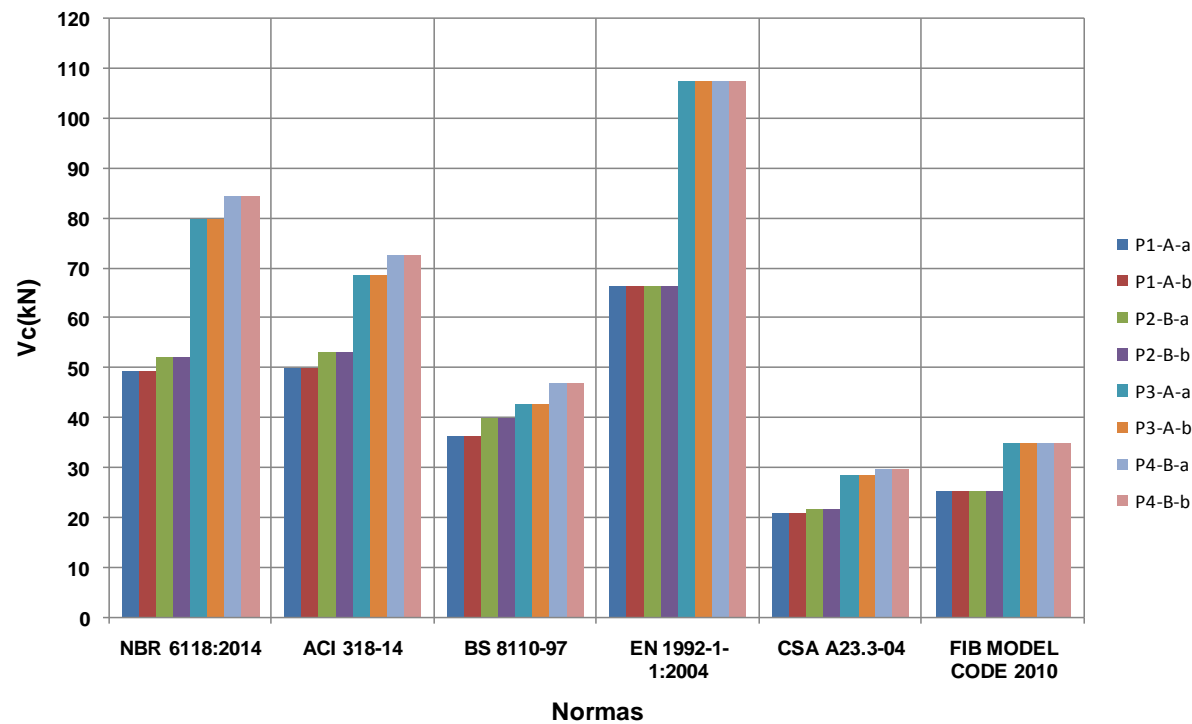
Na Tabela 23 e Figura 6.7 apresentam-se os valores de cálculo da parcela resistente do concreto V_c para as peças sem armadura transversal pelas normas.

Tabela 23 - Valores das resistências ao cisalhamento segundo as normas

Pórticos	$V_c (kN)$					
	NBR 6118:2014	ACI 318-14	BS 8110-97	EN 1992-1-1:2004	CSA A23.3-04	FIB MODEL CODE 2014
P1-A-a	49,22	50,04	36,29	66,30	20,63	25,31
P1-A-b						
P2-B-a	52,11	52,97	39,95		21,61	
P2-B-b						
P3-A-a	79,74	68,52	42,64	107,40	28,25	34,67
P3-A-b						
P4-B-a	84,41	72,53	46,90		29,59	
P4-B-b						

Fonte: Autor

Figura 6.7 - Valores das resistências ao cisalhamento segundo as normas



Fonte: Autor

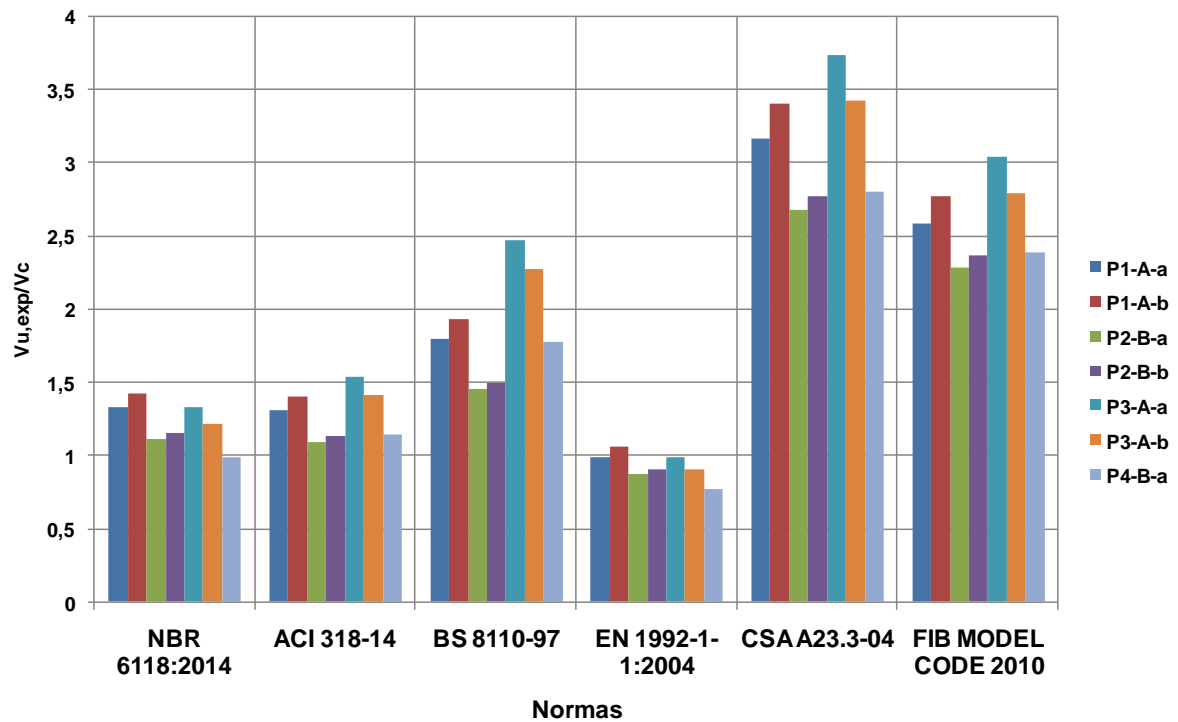
Na Tabela 24 e Figura 6.8 apresentam-se a comparação dos valores experimentais dos valores da parcela resistente do concreto sem armadura transversal em relação aos valores de V_c calculados pelas normas.

Tabela 24 - Comparação entre valores experimentais e calculados das normas

Pórticos	$V_{u,exp}/V_c$					
	NBR 6118:2014	ACI 318-14	BS 8110-97	EN 1992-1-1:2004	CSA A23.3-04	FIB MODEL CODE 2014
P1-A-a	1,328	1,307	1,802	0,986	3,170	2,584
P1-A-b	1,426	1,403	1,934	1,059	3,403	2,774
P2-B-a	1,112	1,094	1,450	0,874	2,681	2,289
P2-B-b	1,149	1,131	1,500	0,904	2,773	2,368
P3-A-a	1,325	1,542	2,469	0,984	3,740	3,048
P3-A-b	1,216	1,415	2,274	0,903	3,433	2,797
P4-B-a	0,985	1,146	1,772	0,774	2,809	2,390
P4-B-b	-	-	-	-	-	-
$\overline{V_{u,exp}/V_c}$	1,216	1,307	1,802	0,904	3,17	2,584

Fonte: Autor

Figura 6.8 - Comparação entre valores experimentais e calculados das normas



Fonte: Autor

Pode-se verificar e concluir que há uma grande variação dos valores calculados pelas normas.

A ABNT NBR 6118:2014 e o ACI 318-14 são as que mais se convergem os valores calculados com diferença aproximada de 10%.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES

7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Este trabalho objetivou-se apresentar as análises dos resultados experimentais sobre a parcela de força cortante V_c , em vigas dos pórticos engastados.

Os ensaios experimentais com a variação da resistência característica do concreto e taxa de armadura longitudinal para a análise do comportamento estrutural das vigas dos pórticos sem armadura transversal pode-se chegar às seguintes conclusões:

- a) Com a menor taxa de armadura longitudinal em 1,32%, mantidas constantes as resistências características do concreto em 21,6 *MPa* e 40,5 *MPa*, houve um aumento da resistência dos mecanismos complementares ao de treliça frente ao cisalhamento, e pode ser explicado pela maior rigidez das barras de aço nesta taxa de armadura ampliando a região do concreto que colabora na transmissão da força cortante e de proporcionar o maior efeito de pino que permite a transferência de esforços diagonais através das fissuras pelo engrenamento dos agregados;
- b) Com o aumento da resistência característica do concreto à compressão, de 21,6 *MPa* para 40,5 *MPa* mantidas constantes as taxas de armadura longitudinal da viga, 1,32% e 1,55%, os resultados experimentais mostraram um aumento da resistência dos mecanismos complementares ao de treliça frente ao cisalhamento, evidenciando assim maior mobilização pelo engrenamento dos agregados;
- c) Em relação aos valores obtidos experimentalmente comparados aos valores de cálculo das normas, os resultados que mais se aproximaram dos experimentais são do EUROCODE: 2004;
- d) Os valores fixados da norma ABNT NBR 6118: 2014 são menores em aproximadamente 21,6% com relação aos valores obtidos experimentalmente das resistências do concreto ao cisalhamento. A fórmula de cálculo da parcela de força

cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo de treliça $V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ na flexão simples o fator multiplicador dos termos da equação poderia ser igual a 0,7296 a considerar os resultados dessa pesquisa.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Pesquisar a influência de outros fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento dos mecanismos de transferência em vigas de concreto sem armadura transversal tais como: a relação a/d e a altura efetiva da viga;
- Avaliar a contribuição das fibras de aço adicionadas ao concreto em relação a resistência ao cisalhamento, modos de ruptura e contribuição dos mecanismos de resistência ao cisalhamento alternativo ao de treliça em vigas de concreto sem armadura transversal;
- Outras pesquisas podem contribuir ainda mais para validar ou propor mudanças nas equações dos diversos códigos normativos que calculam a parcela de contribuição do concreto na resistência a força cortante.

REFERÊNCIAS

- AHAMAD, S. H., KHALOO, A. R., POVEDA, A., 1986, “Shear Capacity of Reinforced High - Strength Concrete Beams”, ACI Structural Journal, N0.83-82 (March - April), pp. 297-305.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63)**. Michigan, USA, 1963.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95)**. Michigan, USA, 1995.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)**. Michigan, USA, 2014.
- ANSYS® RELEASE. Versão 11.0 Documentation. SAS IP, Inc© 2007.
- ARAÚZ, Alcebiádes Chávez. **RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO**. 1992. 135 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480: 2007. Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificações**. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738: 2003**. Modelagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. ABNT, Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222: 1994**. Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522:2008**. Concreto – Determinação dos Módulos Elásticos de Elasticidade e de Deformação e da Curva Tensão – Deformação, Rio de Janeiro – RJ, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655:2006**. Concreto: Preparo, controle e recebimento. Rio de Janeiro – RJ, 2006.

BRITISH STANDARD INSTITUTION, BS 8110 Structural Use of Concrete, Part. 1. Code of Practice for Design and Construction, BSI publications , London, 1999,160 p.

BRUNO, Andréa Maria. **ANÁLISE DE CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO**. 2002. 229 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Coppe, Rio de Janeiro, 2002.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **A23.3-04**: Design of concrete structures. xviii ed. Ontário: Canadian Standards Association, 2004, 232 p.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado - Volume 2**. São Paulo: Pini, 2005. 590 p.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo de Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado segundo a NBR 6118:2014**. 4. ed. São Carlos: EDUFSCar, 2014.

CASTRO, Fábio Augusto Braga de. **CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO: ESTUDO PARAMÉTRICO**. 1997. 162 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Coppe, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997.

ELZANATY, Ashraf H.;NILSON, Arthur H.; SLATE,Floyd O. **Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High-Strength Concrete**, ACI Journal, v. 83, n.31, March-April 1986, pp. 290-296.

EUROPEAN STANDARD EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1: General rules and rules for buildings, London, 1992.

FERNANDES, Gilson Batiston. **CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA**. 1992. 2 v. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON - FIB. **Model Code 2010 – First Complete Draft**, v. 1, Switzerland, 2010.

Ftool - Two-dimensional Frame Analysis Tool: versão 3.0. Luiz Fernando Martha, 2012. Disponível em <http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool/>.

FURLAN JUNIOR, Sydiney. **Vigas de concreto com taxas reduzidas de armadura de cisalhamento: influência do emprego de fibras curtas e protensão**. 1995. 373 f. Tese (Doutorado) - Curso de Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto: Solicitações Tangenciais**. São Paulo: Editora Pini Ltda., 2008. 328 p.

FRÉNAIJ, Jeroen Willem Ignatius Jozef. **TIME-DEPENDENT SHEAR TRANSFER IN CRACKED REINFORCED CONCRETE**. 1989. 183 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Tu Delft: Delft University Of Technology, Delft - Netherlands, 1989.

GARCIA, Sergio Luiz Gonzáles. **TAXA DE ARMADURA TRANSVERSAL MÍNIMA EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO**. 2002. 207 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Coppe, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

KANI, G. N. J. - Basic Facts Concerning Shear Failure - ACI Journal, v. 63, n. 06, p. 675-692, June, 1966.

KANI, G. N. J. – How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams? – ACI Journal, v.64, n.3, p.128-141, March,1967.

KANI, G. N. J., The Riddle of Shear Failure and Its Solution, ACI Journal, v. 61, n.4, Apr. 1964, pp. 441-467.

KIM, J.K., PARK, Y.D., LEE, S.G., 1993, “Shear Strength of Reinforced High Strength Concrete Beams”. Proceedings of High Strength Concrete, pp. 251-258, Lillehammer, Norway.

KIM, Jin-keun; PARK, Yon-dong. Prediction of Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement. **ACI Materials Journal**, Estados Unidos, v. 93, n. 3, p.213-222, maio 1996.

KOTSOVOS, M. D.. Mechanisms of Shear Failure. **Magazine Of Concrete Research**., Londres, v. 35, n. 123, p.99-105, jun. 1983.

LEITE JÚNIOR, Geraldo Silveira. **Vigas de concreto sob cargas concentradas próximas dos apoios**. 2000. 186 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2000.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNIG, Eduard. **CONSTRUÇÕES DE CONCRETO: Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado**. Rio de Janeiro: Editora Interciência Ltda., 1977. 336 p.

MÖRSCH, Ing. E. **CÁLCULO DEL HORMIGÓN ARMADO**. 5. ed. Barcelona: Editorial Gustavo Gili S/A, 1959. 417 p.

RÜSCH, Hubert. **CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO: Propriedade dos Materiais e Dimensionamento**. Rio de Janeiro: Editora Campus Ltda., 1981. 396 p.

SCADELAI, M.A. (2004). Dimensionamento de pilares de acordo com a NBR 6118:2003. São Carlos, 2004. 124 p. Dissertação(Mestrado)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SILVA, Reginaldo Carneiro da; GIONGO, José Samuel. **MODELOS DE BIELAS E TIRANTES APLICADOS A ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**. São Carlos: EESC-USP, 2000. 202 p.

SONG, J.,KANG,W. Probabilistic shear strength models for reinforced concrete beams without shear reinforced. Structural Engineering and Mechanics, Vol. 34, No. 1 (2010) 15-38.

SPAGNOLO JUNIOR, Luis Alberto. **Estudo Experimental do Reforço à Força Cortante de Vigas**. 2008. 290 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, de Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

ZIARA, Mohamed Mohamed. THE INFLUENCE OF CONFINING THE COMPRESSION ZONE IN THE DESIGN OF STRUCTURAL CONCRETE BEAMS. 1993. 434 f. Tese (Doutorado) - Department Of Civil And Offshore Engineering, Heriot-watt University, Edinburgo, 1993.

VENTURINI, W. S.; RODRIGUES, R. O. (1987) Dimensionamento de Peças Retangulares de Concreto Armado Solicitadas à Flexão Reta. EESC/USP, São Carlos.

APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO DA VIGA E PILAR

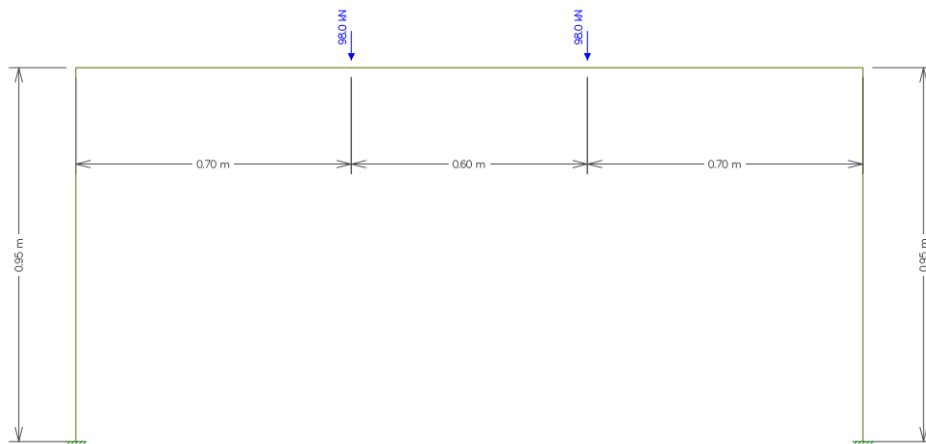
A.1 - DIMENSIONAMENTO DA VIGA DO PÓRTICO

Viga composta por seção retangular

A seção transversal da viga é de 15 cm de espessura e 30 cm de altura.

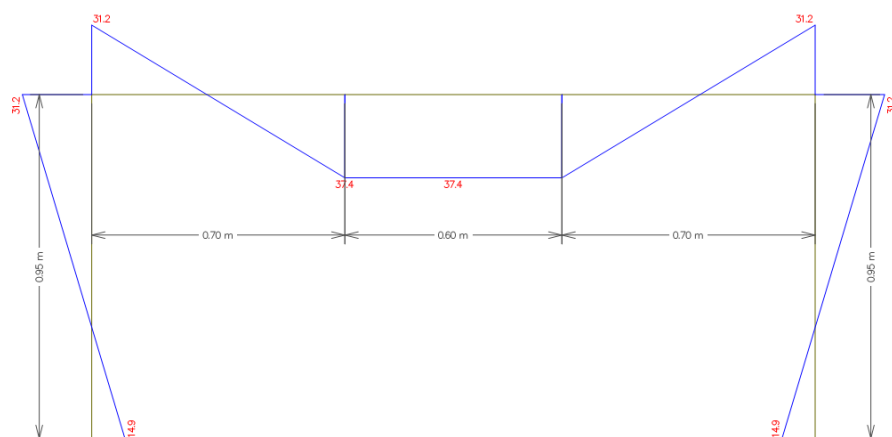
$b_w = 0,15m$, $h = 0,30m$ e $d = 0,26m$ **vão** $L = 2,00m$ (eixo).

Figura A. 1 - Diagrama de corpo livre



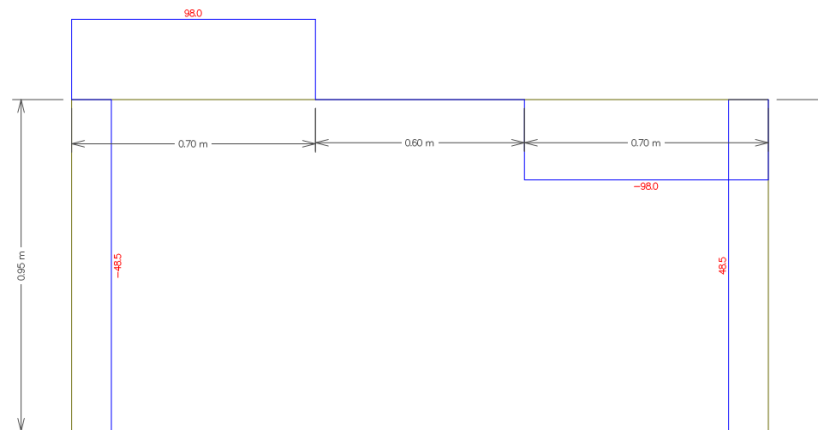
Fonte: Ftool 3.00

Figura A. 2 - Diagrama de momentos fletores



Fonte: Ftool 3.00

Figura A. 3 - Diagrama de esforços cortantes



Fonte: Ftool 3.00

Nos diagramas de momentos fletores e esforços cortantes temos:

$$M_{\max} = 37,40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\max} = 98 \text{ kN}$$

$$M_{\text{viga}} = 37,40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Os valores de cálculo são:

$$M_{d\max} = 37,40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_d = V_{\max} = 98 \text{ kN}$$

Altura útil da viga

$$d' = h - d = c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2}$$

$$c = \text{cobrimento} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\phi_t = \text{transversal} = 5,0 \text{ mm}$$

$$\phi_l = \text{longitudinal} = 12,5 \text{ mm} - (2\emptyset 12,5 \text{ mm na primeira e } 2\emptyset 12,5 \text{ mm na segunda camada})$$

$$d = h - d' = 30 - 2,5 - 0,5 - 1,25 - 1,00 \cong 24,75 \text{ cm}$$

Verificação do domínio

Limite entre os domínios 2 e 3 para o aço CA-50

No limite entre os domínios 2 e 3 a posição da linha neutra é dada por:

$$x_{23} = 0,259 \cdot d$$

$$x_{23} = 0,259 \cdot 0,2475$$

$$x_{23} = 0,064m$$

A ABNT NBR 6118:2014 em seu item 14.6.4.3 permite o uso de apenas parte do domínio 3 e deve obedecer o seguinte limite:

$$x/d \leq 0,45 \quad \text{para concretos com } f_{ck} \leq 50MPa$$

Cálculo da profundidade da linha neutra

Conhecendo a posição da linha neutra, é possível saber o domínio em que a peça está trabalhando com o uso da equação:

$$M_{d\max} = (0,68 \cdot x \cdot d - 0,272 \cdot x^2) \cdot b_w \cdot f_{cd}$$

$$37,40 = (0,68 \cdot x \cdot 0,2475 - 0,272 \cdot x^2) \cdot 0,15 \cdot 21600$$

$$x = \frac{0,68 \cdot d \pm \sqrt{(0,68 \cdot d)^2 - 4 \cdot 0,272 \cdot \left(\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}} \right)}}{0,544}$$

$$x = \frac{0,68 \cdot 0,2475 \pm \sqrt{(0,68 \cdot 0,2475)^2 - 4 \cdot 0,272 \cdot \left(\frac{37,40}{0,15 \cdot 21600} \right)}}{0,544}$$

Resultando em $x_1 = 0,54m$ e $x_2 = 0,078m$

A primeira solução $x_1 = 0,54m$, indica que a linha neutra passa fora da seção transversal, não atendendo ao caso de flexão simples e assim o valor correto é $x_2 = 0,078m$.

O valor de $x = 0,078m$ calculado para a seção retangular da viga está entre os domínios 2 e 3.

Cálculo do máximo momento resistente da seção

O limite entre os domínios 3 e 4 para o aço CA 50 que tem $\varepsilon_{yd} = 0,00207$ é:

$$x_{34} = 0,6283 \cdot d$$

$$x_{34} = 0,6283 \cdot 0,2475$$

$$x_{34} = 0,155m$$

O momento resistente máximo é dado por:

$$M_{d34} = (0,68 \cdot x_{34} \cdot d - 0,272 \cdot x_{34}^2) \cdot bw \cdot f_{cd}$$

$$M_{d34} = (0,68 \cdot 0,155 \cdot 0,2475 - 0,272 \cdot 0,155^2) \cdot 0,15 \cdot 21600$$

$$M_{d34} = 63,35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

O momento máximo resistente da seção é maior que o momento máximo de cálculo, assim pode utilizar armadura simples no combate aos momentos fletores da viga.

Cálculo do valor do braço de alavanca z

Com $x = 0,0919 \text{ m}$ temos o braço de alavanca dado pela equação:

$$z = d - 0,40 \cdot x$$

$$z = 0,2475 - 0,40 \cdot 0,078$$

$$z = 0,2163 \text{ m}$$

Cálculo da armadura resistente a flexão positivo

Com os valores de $M_{d\max} = 37,40 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $z = 0,2163 \text{ m}$, $f_{yd} = 60,36 \text{ kN} / \text{cm}^2$ a armadura A_s é dada pela equação:

$$A_s = \frac{M_{d\max}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{37,40}{0,2163 \cdot 60,36}$$

$$A_s = 2,86 \text{ cm}^2$$

Para o uso de barras de aço com diâmetro de 12,5 mm com área de $1,25 \text{ cm}^2$ a quantidade de barras necessárias para resistir ao $M_{d\max}$ é:

$$\frac{2,86}{1,25} \cong 3 \text{ barras}$$

Adotado : 4 barras Ø 12,5 mm ($4,90 \text{ cm}^2$) – Pórtico tipo A

Adotado : 3 barras Ø 16,0 mm ($6,03 \text{ cm}^2$) – Pórtico tipo B

Cálculo da armadura resistente a flexão negativo

Com o uso das fórmulas adimensionais temos:

Cálculo de KMD

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{31,20}{0,15 \cdot 0,2475^2 \cdot 21600} = 0,1572$$

Com $KMD = 0,1572$; $KX = 0,2630$; $KZ = 0,8948$

$$A_s = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot f_s} = \frac{31,20}{0,8948 \cdot 0,2475 \cdot 60,36}$$

$$A_s = 2,33 \text{ cm}^2$$

Para o uso de barras de aço com diâmetro de 10,0 mm com área de 0,785 cm² a quantidade de barras necessárias para resistir ao M_d é :

$$\frac{2,33}{0,785} \cong 3 \text{ barras}$$

Adotado: 4 barras Ø 10,0 mm (3,14 cm²)

Ancoragem das barras

A ABNT NBR 6118:2014 em seu item 9.4.2.4 define o comprimento de ancoragem básico (l_b), o necessário para ancorar a força limite $A_s \cdot f_{yd}$ em uma barra de diâmetro ϕ da armadura passiva, admitindo, ao longo desse comprimento, tensão de aderência uniforme e igual a f_{ctd} , dado pela expressão:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \leq 25 \cdot \phi$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

$$\eta_1 = 1,0 \text{ para barras lisas (CA-25)}$$

$$\eta_1 = 1,4 \text{ para barras entalhadas (CA-60)}$$

$$\eta_1 = 2,25 \text{ para barras alta aderência (CA-50)}$$

$$\eta_2 = 1,0 \text{ para situações de boa aderência}$$

$$\eta_2 = 0,70 \text{ para situações de má aderência}$$

$$\eta_3 = 1,00 \text{ para } \phi < 32 \text{ mm}$$

$$\eta_3 = \frac{132 - \phi}{100} \text{ para } \phi > 32 \text{ mm}$$

$$f_{ctd} = 0,90 \cdot f_{ct, \text{sup}} = 2,21 \text{MPa}$$

Ancoragem armadura positiva

Para as barras de diâmetro $\phi = 12.5 \text{mm}$ temos:

$$\eta_1 = 2,25$$

$$\eta_2 = 1,0$$

$$\eta_3 = 1,00$$

$$f_{yd} = 60,36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,21$$

$$f_{bd} = 4,9725 \text{MPa} = 0,49725 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

$$l_b = \frac{1,25}{4} \cdot \frac{60,36}{0,49725}$$

$$l_b = 37,93 \text{cm} \cong 40,0 \text{cm} (12.5 \text{mm})$$

Para as barras de diâmetro $\phi = 16.0 \text{mm}$ temos:

$$l_b = \frac{1,60}{4} \cdot \frac{58,43}{0,49725}$$

$$l_b = 47,00 \text{cm} (16.0 \text{mm})$$

A ABNT NBR 6118:2014 em seu item 9.4.2.5 prescreve que o comprimento de ancoragem necessário ($l_{b, \text{nec}}$) pode ser reduzido, sendo calculado por:

$$l_{b, \text{nec}} = \alpha_1 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s, \text{cal}}}{A_{s, \text{ef}}} \geq l_{b, \text{min}}$$

Em que:

$\alpha_1 = 1,0$ para barras sem gancho

$\alpha_1 = 0,7$ para barras tracionadas com gancho e cobrimento no plano normal ao do gancho
 $\geq 3 \cdot \phi$

l_b = comprimento básico de ancoragem

$A_{s,cal}$ = área calculada para resistir ao esforço solicitante

$A_{s,ef}$ = área de armadura efetiva ou existente

$l_{b,min}$ = maior valor entre $0,3 \cdot l_b$, $10 \cdot \phi$ e 100 mm

Para as barras de diâmetro $\phi = 12,5mm$ temos:

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 40 \cdot \frac{2,72}{4,90}$$

$$l_{b,nec} = 15,54cm \text{ (12,5 mm)}$$

Para as barras de diâmetro $\phi = 16,0mm$ temos:

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 47 \cdot \frac{2,72}{6,03}$$

$$l_{b,nec} = 14,84cm \text{ (16,0 mm)}$$

➤ Cálculo de $l_{b,min}$

Para as barras de diâmetro $\phi = 12,5mm$ temos:

$$0,3l_b = 0,3 \cdot 40 = 12,0cm$$

$$10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,25 = 12,5cm$$

$$100mm = 10cm$$

Para as barras de diâmetro $\phi = 16,0mm$ temos:

$$0,3l_b = 0,3 \cdot 47 = 14,1cm$$

$$10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,6 = 16,0cm$$

$$100mm = 10cm$$

Ancoragem armadura negativa

Para as barras de diâmetro $\phi = 10,0mm$ temos:

$$A_{s,cal} = 2,33cm^2$$

$$A_{s,ef} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

$$f_{yd} = 60,36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,21$$

$$f_{bd} = 4,9725 \text{ MPA} = 0,49725 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

$$l_b = \frac{1,0}{4} \cdot \frac{60,36}{0,49725}$$

$$l_b = 30,34 \text{ cm} (\phi 10,0 \text{ mm})$$

$$l_{b,nec} = \alpha_1 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 30,34 \cdot \frac{2,33}{3,14} = 15,75 \text{ cm} (10,0 \text{ mm})$$

➤ Cálculo de $l_{b,min} (\phi 10,0 \text{ mm})$

$$0,3l_b = 0,3 \cdot 30,34 = 9,10 \text{ cm}$$

$$10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,0 = 10 \text{ cm}$$

$$100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$

Ganchos de ancoragem das armaduras de tração

A ABNT NBR 6118:2014 em seu item 9.4.2.3 define as recomendações para os ganchos da armadura longitudinal de tração.

Os ganchos podem ser semicirculares, com ponta reta de comprimento não inferior a $2 \cdot \phi$, em ângulo de 45° (interno), com ponta reta de comprimento não inferior a $4 \cdot \phi$ e em ângulo reto, com ponta reta de comprimento não inferior a $8 \cdot \phi$.

O comprimento do gancho então é dado pela expressão:

$$l_g = \frac{\pi \cdot (5 \cdot \phi + \phi)}{4} = 4,7 \cdot \phi + 8 \cdot \phi = 12,7\phi$$

- $l_g = 12,7\phi = 12,7 \cdot 1,6 \cong 20\text{cm}(\phi = 16,0\text{mm})$
- $l_g = 12,7\phi = 12,7 \cdot 1,25 \cong 16\text{cm}(\phi = 12,5\text{mm})$
- $l_g = 12,7\phi = 12,7 \cdot 1,0 \cong 13\text{cm}(\phi = 10,0\text{mm})$

Valor a descontar de l_b (início da curva):

$$\frac{\phi_i}{2} + \phi = \frac{5 \cdot \phi}{2} + \phi = 3,5\phi$$

ϕ_i é o diâmetro do pino de dobramento. Na Tabela 25 apresenta-se o diâmetro dos pinos de dobramento.

Tabela 25 - Diâmetro dos pinos de dobramento

Bitola da barra	CA-25	CA-50	CA-60
$\phi < 20\text{mm}$	$4 \cdot \phi$	$5 \cdot \phi$	$6 \cdot \phi$
$\phi \geq 20\text{mm}$	$5 \cdot \phi$	$8 \cdot \phi$	-

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

- $\frac{\phi_i}{2} + \phi = \frac{5 \cdot \phi}{2} + \phi = 3,5 \cdot \phi = 3,5 \cdot 1,60 \cong 5,6\text{cm}(\phi 16,0\text{mm})$
- $\frac{\phi_i}{2} + \phi = \frac{5 \cdot \phi}{2} + \phi = 3,5 \cdot \phi = 3,5 \cdot 1,25 \cong 4,4\text{cm}(\phi 12,5\text{mm})$
- $\frac{\phi_i}{2} + \phi = \frac{5 \cdot \phi}{2} + \phi = 3,5 \cdot \phi = 3,5 \cdot 1,0 \cong 3,5\text{cm}(\phi 10,0\text{mm})$

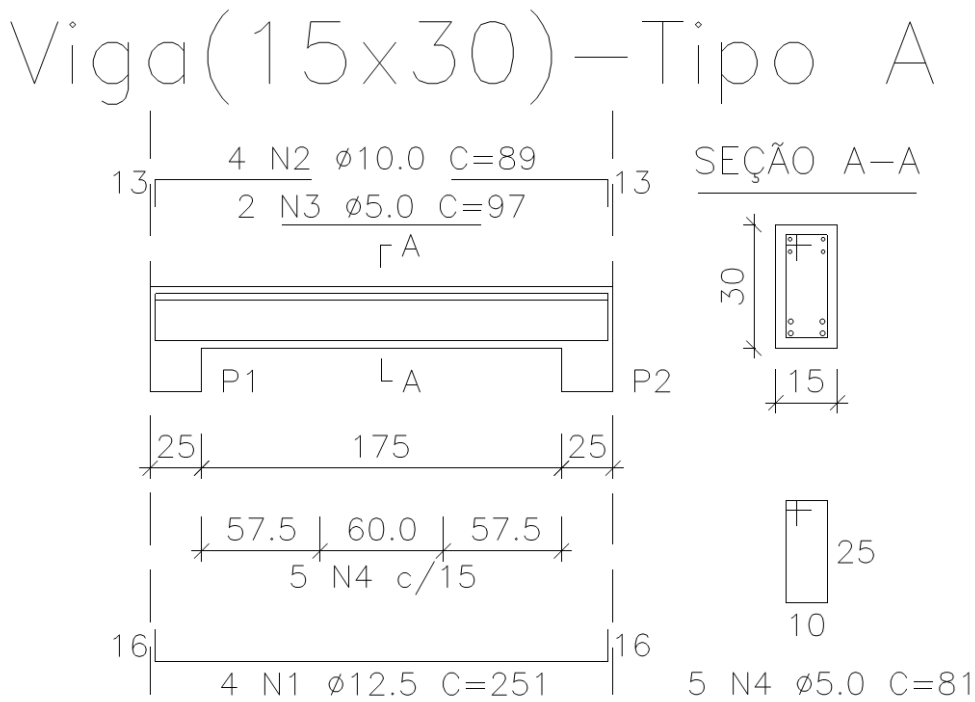
Tamanho total da ancoragem com gancho é dado por:

$$l_t = l_b + l_g - \text{valor a descontar de } l_b$$

- $l_t = 16,0 + 20 - 5,6 = 30,4 \cong 30,0\text{cm}(\phi 16,0\text{mm})$
- $l_t = 15,5 + 16 - 4,4 = 27,30 \cong 30,0\text{cm}(\phi 12,5\text{mm})$

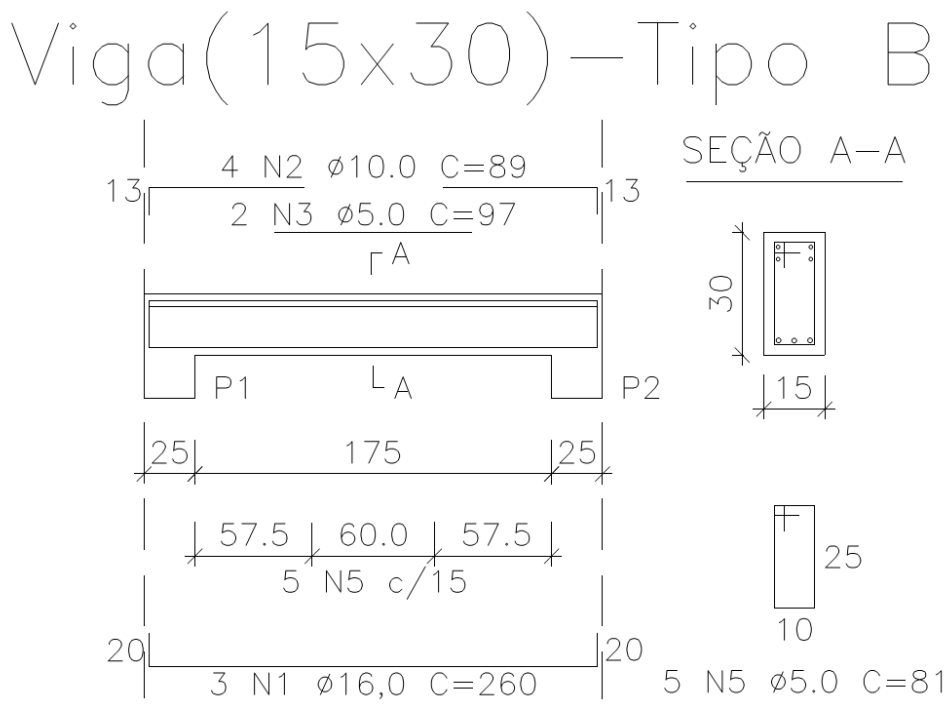
$$l_t = 15,75 + 13 - 3,5 = 25,25 \cong 25\text{cm}(\phi 10,0\text{mm})$$

Figura A. 4 - Viga do pórtico tipo A



Fonte: Autor

Figura A. 5 - Viga do pórtico tipo B



Fonte: Autor

A.2 - DIMENSIONAMENTO DO PILAR DO PÓRTICO

Dimensões mínimas

A ABNT NBR 6118:2014 em seu item 13.2.3, estabelece que a seção transversal dos pilares qualquer que seja a sua forma, não deve apresentar dimensão menor que 19 cm.

Em casos especiais, é permitida a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que no dimensionamento se multipliquem as ações consideradas por um coeficiente adicional γ_n de acordo com a Tabela 26.

Tabela 26 – Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares parede

b(cm)	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Onde:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 \cdot b$$

b é a menor dimensão do pilar

O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nos pilares, quando de seu dimensionamento.

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece também que não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm^2 .

Assim, temos os seguintes valores que atendem a ABNT NBR 6118:2014 no dimensionamento:

$$A_c = 375,00 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

Para a dimensão $b = 15 \text{ cm}$, temos $\gamma_n = 1,20$

$$N_d = V_s \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n$$

$$N_d = 70 \cdot 1,40 \cdot 1,20$$

$$N_d = 117,60 \text{ kN}$$

$$M_d = M_s \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n$$

$$M_d = 22,30 \cdot 1,40 \cdot 1,20$$

$$M_d = 37,46kN \cdot m$$

Valores limites para armadura longitudinal

Valores mínimos

A ABNT NBR 6118:2014 no item 17.3.5.3 estabelece que a armadura longitudinal mínima deve ser:

$$A_{s,min} = \left(0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 \cdot A_c$$

N_d Força normal de cálculo

$f_{yd} = f_y$ Resistência de escoamento do aço

A_c Área da seção transversal do pilar

No dimensionamento dos pilares temos:

$$A_{s,min} = \left(0,15 \cdot \frac{117,60}{60,36} \right) \geq 0,004 \cdot 375$$

$$A_{s,min} = 0,292cm^2 \geq 1,50cm^2$$

Valores máximos

A ABNT NBR 6118:2014 no item 17.3.5.3 estabelece que a maior taxa de armadura possível em pilares deve ser 8% da seção real, considerando inclusive a sobreposição de armadura em regiões de emenda por traspasse

$$A_{s,max} = 0,08 \cdot A_c$$

No dimensionamento dos pilares temos:

$$A_{s,max} = 0,08 \cdot 375$$

$$A_{s,max} = 30cm^2$$

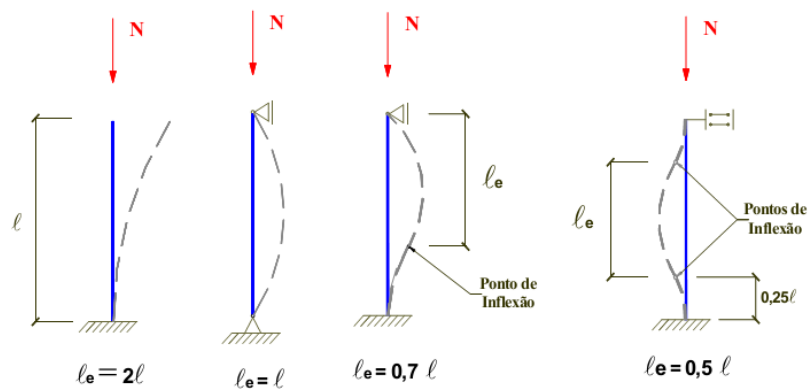
Comprimento de flambagem

O comprimento de flambagem depende da vinculação do pilar em suas extremidades ou seja na base e no topo do pilar.

Para a determinação do comprimento de flambagem de um pilar, é considerada a sua forma deformada, quando está submetido ao carregamento mais desfavorável.

Para os casos usuais o comprimento de flambagem varia de $0,50 \cdot L$ a $2,00 \cdot L$ conforme ilustra a figura A.6.

Figura A.6 – Comprimentos de flambagem



Fonte: Scadelai (2004)

- Livre-engaste: $l_e = 2 \cdot l$
- Rótula-rótula: $l_e = l$
- Rótula-engaste: $l_e = 0,70 \cdot l$
- Engaste-engaste: $l_e = 0,50 \cdot l$
- Rótula-parcialmente engastada: $0,50 \cdot l \leq l_e \leq l$

O comprimento de flambagem para o dimensionamento da situação engaste-engaste fica assim definido:

- $l_e = 2 \cdot l$
- $l_e = 2 \cdot 0,95m$
- $l_e = 1,90m$

Índice de esbeltez

O índice de esbeltez deve ser calculado de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 conforme a expressão:

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

O índice de esbeltez (λ) é uma grandeza que depende do comprimento do pilar, da sua seção transversal e das condições de extremidade. Para o caso de seções simétricas λ é definido, para cada uma das direções x ou y principais de inércia, como:

$$\begin{aligned} \bullet \quad \lambda_x &= \frac{l_{e,x}}{i_y} & i_y &= \sqrt{\frac{I_y}{A}} \\ \bullet \quad \lambda_y &= \frac{l_{e,y}}{i_x} & i_x &= \sqrt{\frac{I_x}{A}} \end{aligned}$$

Em que:

- λ índice de esbeltez;
- l_e comprimento de flambagem nas direções consideradas x ou y ;
- i raio de giração em x ou y ;
- I momento de inércia em x ou y ;
- A área da seção transversal do pilar.

No caso de pilares com seção transversal retangular temos:

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{b \cdot h^3}{12} & I_y &= \frac{h \cdot b^3}{12} \\ i_x &= \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{1}{b \cdot h}} = \frac{h}{\sqrt{12}} & i_y &= \sqrt{\frac{h \cdot b^3}{12} \cdot \frac{1}{b \cdot h}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \\ \lambda_x &= \frac{l_{e,x}}{i_y} = \frac{l_{e,x}}{b/\sqrt{12}} = \frac{l_{e,x} \cdot \sqrt{12}}{b} & \lambda_y &= \frac{l_{e,y}}{i_x} = \frac{l_{e,y}}{h/\sqrt{12}} = \frac{l_{e,y} \cdot \sqrt{12}}{h} \end{aligned}$$

Para o dimensionamento temos:

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{15 \cdot 25^3}{12} = 19.531,25 \text{ cm}^4 \\ I_y &= \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{25 \cdot 15^3}{12} = 7.031,25 \text{ cm}^4 \\ i_x &= \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{25}{\sqrt{12}} = 7,216 \text{ cm} \\ i_y &= \frac{b}{\sqrt{12}} = \frac{15}{\sqrt{12}} = 4,330 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{e,x}}{i_y} = \frac{190}{4,33} \cong 44$$

$$\lambda_y = \frac{l_{e,y}}{i_x} = \frac{190}{7,216} \cong 27$$

Classificação dos pilares

Os pilares podem ser classificados da seguinte forma:

- Quanto à posição em planta: central, lateral e de canto;
- Quanto à esbeltez: curtos, medianamente esbeltos, esbeltos e muito esbeltos.

Classificação dos pilares quanto à posição em planta

São considerados pilares centrais ou internos, aqueles submetidos à compressão simples, ou seja, que não apresentam excentricidades iniciais.

Nos pilares laterais ou de borda, as solicitações por cargas concentradas verticais correspondem a flexão composta normal, com excentricidade em uma única direção. Na outra direção paralela a borda há continuidade e, portanto não há transmissão de momentos para o pilar.

Os pilares de canto são solicitados por cargas concentradas verticais e momentos fletores nas duas direções com flexão composta oblíqua.

Classificação dos pilares de acordo com a esbeltez

A ABNT NBR 6118:2014 classifica os pilares em relação ao índice de esbeltez limite (λ_1):

- Pilares curtos ($\lambda < \lambda_1$)

A análise dos efeitos locais de segunda ordem pode ser dispensada e por sua vez ($\lambda_1 < 90$).

- Pilares medianamente esbeltos ($\lambda_1 < \lambda < 90$)
- Pilares esbeltos ($90 < \lambda < 140$)
- Pilares muito esbeltos ($140 < \lambda \leq 200$)
- Os pilares segundo a ABNT NBR 6118:2014 devem ter índice de esbeltez menor ou igual a 200 ($\lambda \leq 200$).

Índice de esbeltez limite

Os esforços locais de segunda ordem, conforme o item 15.8.2 da ABNT NBR 6118:2014 em elementos isolados pode ser desprezado quando o índice de esbeltez λ for menor que o valor limite λ_1 calculado pela expressão:

$$\lambda_1 = \frac{(25 + 12,5 \cdot e_1/h)}{\alpha_b} \begin{cases} \leq 90 \\ \geq 35 \end{cases}$$

O valor de λ_1 depende de diversos fatores, e os mais importantes são:

- a excentricidade relativa de primeira ordem e_1/h , onde e_1 é a excentricidade de primeira ordem, não incluindo a excentricidade acidental;
- a vinculação dos extremos da coluna isolada;
- a forma do diagrama de momentos de primeira ordem.

O valor de α_b , que depende da vinculação dos extremos da coluna isolada e do carregamento atuante, deve ser determinado da seguinte maneira:

a) Para pilares isolados sem cargas transversais:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \begin{cases} \geq 0,40 \\ \leq 1,00 \end{cases}$$

- Os momentos de primeira ordem M_A e M_B são momentos nos extremos do pilar.
- É adotado para M_A o maior valor absoluto ao longo do pilar bi apoiado.
- M_B tem sinal positivo se tracionar a mesma face que M_A e negativo em caso contrário.

b) Para pilares bi apoiados com cargas transversais significativas, ao longo da altura:

$$\alpha_b = 1,0$$

c) Para pilares em balanço:

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \cdot \frac{M_C}{M_A} \begin{cases} \geq 0,85 \\ \leq 1,00 \end{cases}$$

- M_A é o momento de primeira ordem no engaste e M_C é o momento de primeira ordem no meio do pilar em balanço

d) Para pilares bi apoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo:

$$\alpha_b = 1,0$$

A ABNT NBR 6118:2014 no item 11.3.3.4.3 estabelece que o efeito das imperfeições locais nos pilares possa ser substituído pela consideração do momento mínimo de primeira ordem, dado por:

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h)$$

Onde:

- $M_{1d,min}$ é o momento total de primeira ordem, isto é, o momento de primeira ordem acrescido dos efeitos das imperfeições locais;
- h é a altura da seção transversal na direção considerada dada em metros;
- N_d é o esforço normal de cálculo.

Excentricidades

Em um pilar de seção retangular pode atuar uma força normal aplicada no seu centro geométrico considerado assim como compressão centrada ou simples, a certa distância desse centro e sobre um dos eixos de simetria como flexão composta e em um ponto qualquer da seção transversal como flexão oblíqua. Essas distâncias são chamadas de excentricidades e devem ser conhecidas para o dimensionamento de pilares isolados, são caracterizadas por diversos tipos e caudadas por fatores diversos e diferentes.

As excentricidades podem ser divididas em:

- excentricidade inicial;
- excentricidade acidental;
- excentricidade de forma;
- excentricidade de segunda ordem;
- excentricidade suplementar.

Excentricidade inicial

A excentricidade inicial ocorre nas ligações das vigas nos pilares por estarem monoliticamente ligados e nos pilares de bordas ou laterais e de canto.

Pode ocorrer em pilares de qualquer esbeltez e nas duas direções da seção transversal do pilar (x ou y).

As excentricidades iniciais são obtidas dividindo-se os momentos na ligação (M_x, M_y) pelas forças normais (N) que atuam no pilar, ou seja:

$$e_{ix} = \frac{M_x}{N}$$

$$e_{iy} = \frac{M_y}{N}$$

Para o dimensionamento e verificação a excentricidade inicial $e_i = e_1 =$ excentricidade de primeira ordem, sem levar em consideração a excentricidade acidental dada por:

$$e_i = e_1 = \frac{M_d}{N_d} \text{ onde:}$$

M_d é o momento de engastamento da viga no pilar;

N_d é a força normal atuante no pilar.

$$M_d = 37,46 kN.m$$

$$N_d = 117,6 kN$$

$$e_i = e_1 = \frac{M_d}{N_d} = \frac{37,46}{117,60} = 0,3185m$$

Cálculo da esbeltez limite λ_1 :

$$\lambda_1 = \frac{(25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h})}{\alpha_b} \begin{cases} \leq 90 \\ \geq 35 \end{cases}$$

α_b para pilares em balanço:

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \cdot \frac{M_c}{M_A} \begin{cases} \geq 0,85 \\ \leq 1,00 \end{cases}$$

onde :

$$M_c = 10,6 kN.m$$

$$M_c = 5,7 kN.m$$

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \cdot \frac{5,7}{10,6} = 0,9075 \begin{cases} \geq 0,85 \\ \leq 1,00 \end{cases}$$

$$\lambda_1 = \frac{(25 + 12,5 \cdot e_1/h)}{\alpha_b} \begin{cases} \leq 90 \\ \geq 35 \end{cases}$$

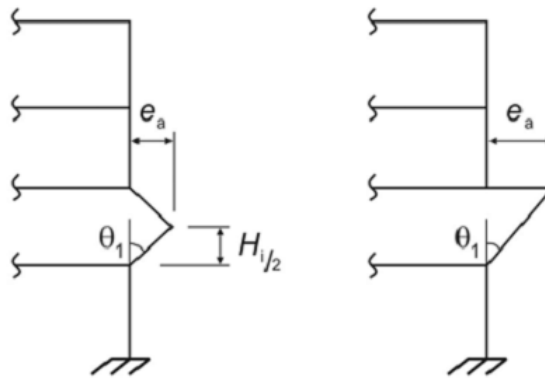
$$\lambda_1 = \frac{(25 + 12,5 \cdot 0,3185/0,25)}{0,9075} \cong 45 \begin{cases} \leq 90 \\ \geq 35 \end{cases}$$

Excentricidade acidental

A ABNT NBR 6118:2004 no item 11.3.3.4, considera as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura, em relação à posição prevista em projeto.

Admite-se que, nos casos usuais, a consideração apenas da falta de retinidade ao longo do lance de pilar seja suficiente.

Figura A. 7 - Imperfeições geométricas locais em pilares



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

O valor da excentricidade acidental para o caso de falta de retinidade pode ser calculado pelas expressões:

$$e_a = \theta_1 \cdot \left(\frac{H}{2} \right)$$

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}} \geq \theta_{1\min}$$

Onde:

θ_1 é o desaprumo do elemento vertical contínuo;

H é a altura de um pavimento;

$$\theta_{1\min} = \frac{1}{300} \quad \text{para imperfeições locais;}$$

$$\theta_{1\max} = \frac{1}{200}.$$

Cálculo do desaprumo do pilar segundo a ABNT NBR 6118:2014:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}} = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{0,95}} = 0,0102$$

$$\theta_{1\min} = \frac{1}{300} = 0,0033 < \theta_1$$

$$\theta_{1\max} = \frac{1}{200} = 0,005$$

$$e_a = \theta_1 \cdot \left(\frac{H}{2} \right) = 0,0102 \cdot \left(\frac{0,95}{2} \right) = 0,004845m$$

Cálculo da armadura do pilar

Para determinar a armadura necessária é preciso definir a distância do centro de gravidade da barra longitudinal em relação à face do pilar.

A considerar estribos de $\phi_t = 5.0mm$ cobrimento de 2,50 cm e armadura longitudinal de

$\phi = 12.5mm$ a relação $\frac{d'}{h}$ é:

$$\frac{d'}{h} = \frac{2,5 + 0,5 + \frac{1,25}{2}}{25} = 0,145$$

Pode-se usar o ábaco A-3 com os valores de entrada:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{117,60}{0,15 \cdot 0,25 \cdot 21600} = 0,145$$

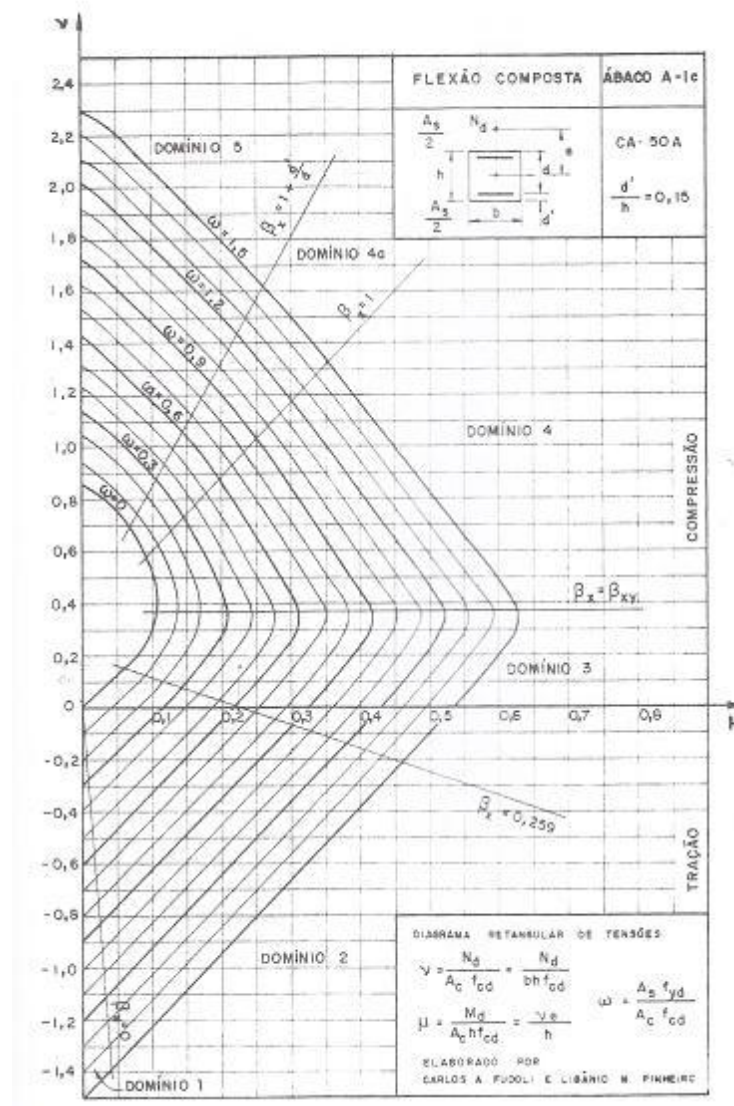
$$\mu = \frac{N_d \cdot e}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{N_d \cdot (e_1 + e_a)}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{117,60 \cdot (0,3185 + 0,004845)}{0,15 \cdot 0,25 \cdot 21600} = 0,047$$

$$\omega = 0,15$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,47 \cdot 15 \cdot 25 \cdot 2,16}{60,36} = 6,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow (6x)\phi 12,5 \text{ mm}$$

Figura A. 8 - Ábaco flexão composta, armadura simétrica



Fonte: Venturini (1987)

Detalhamento da armadura

Diâmetro mínimo da armadura longitudinal

O diâmetro das barras não deve ser inferior a 10 mm nem superior a 1/8 da menor dimensão da seção transversal do pilar segundo a ABNT NBR 6118:2014 no item 18.4.2.1.

APÊNDICE B – RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS PÓRTICOS: P1-A

Figura B.1 - Deformações na armadura (L0)

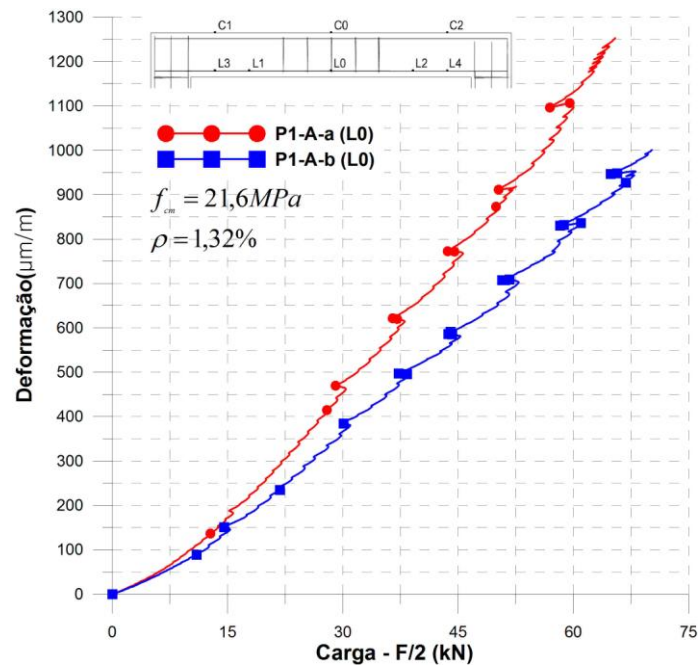


Figura B.2 - Deformações na armadura (L1,L2)

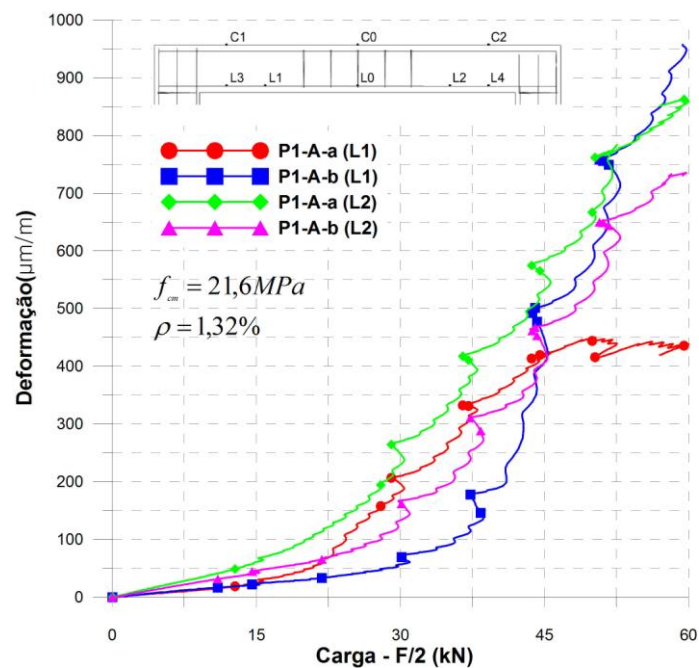


Figura B.3 - Deformações na armadura (L3,L4)

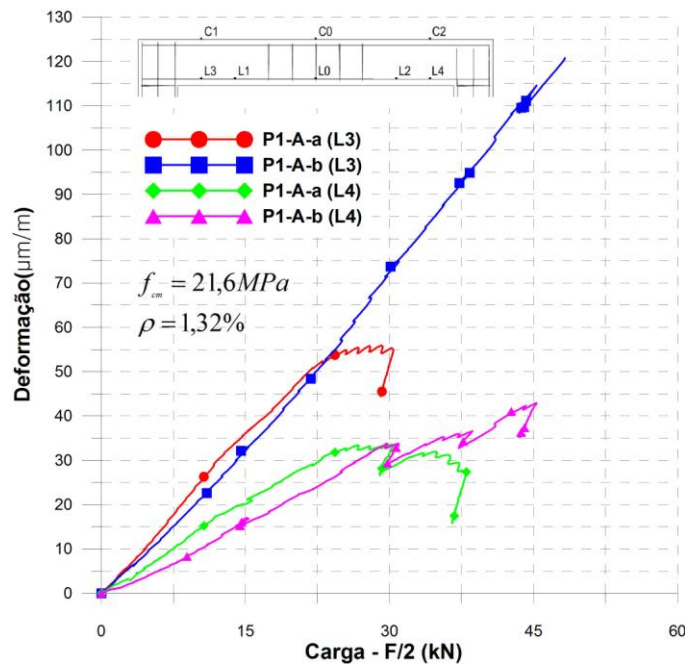


Figura B.4 - Deformações no concreto (C0)

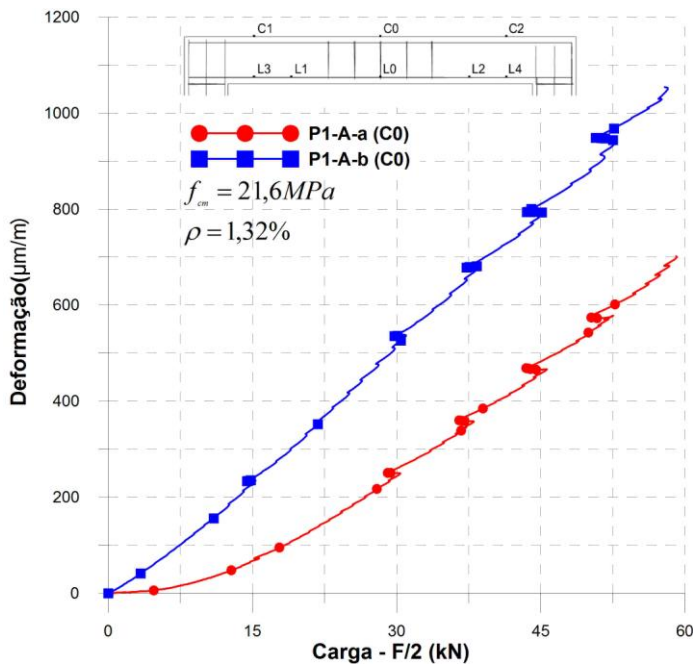


Figura B.5 - Deformações no concreto (C1,C2)

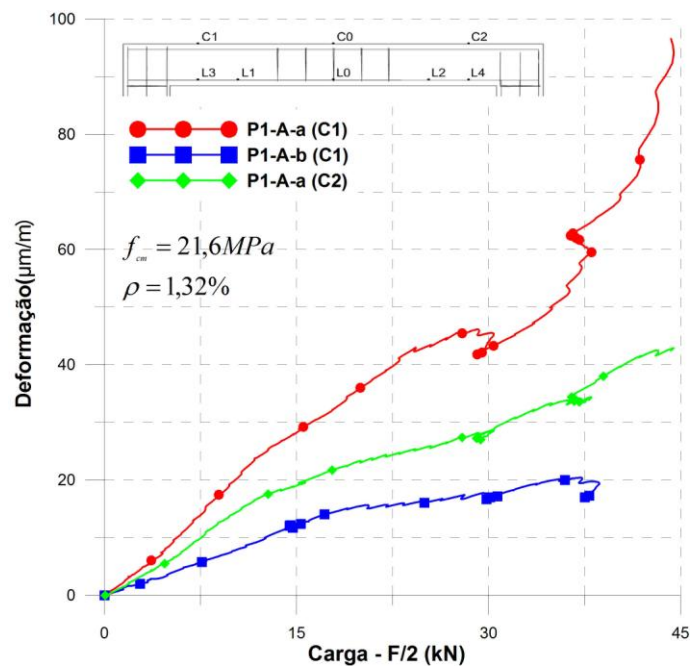


Figura B.6 - Deslocamentos no meio do vão

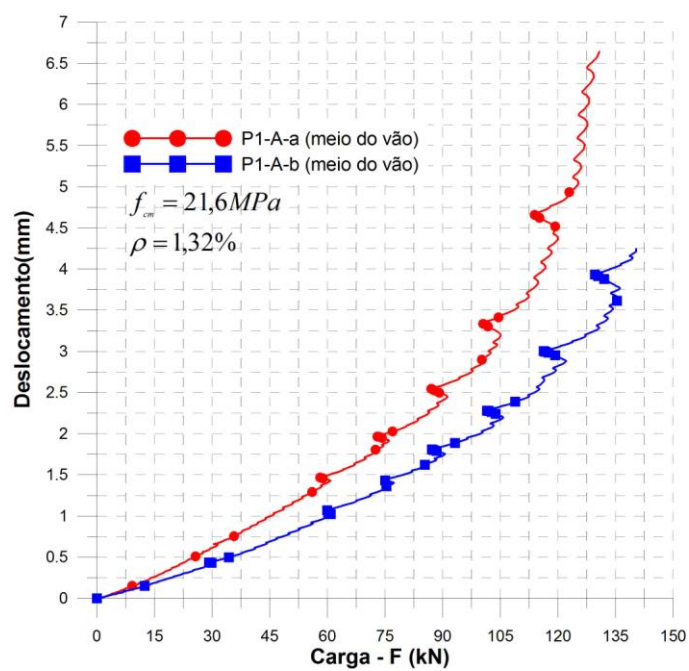


Figura B.7 - Deslocamentos em um dos apoios

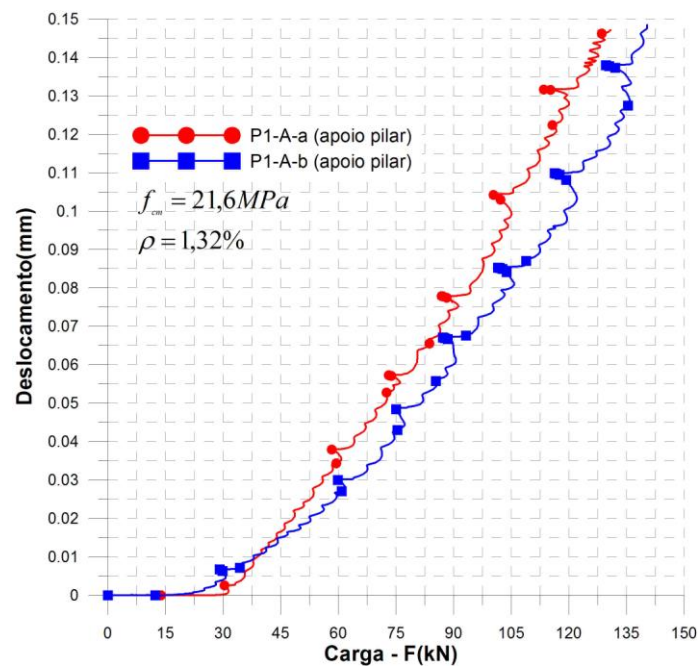
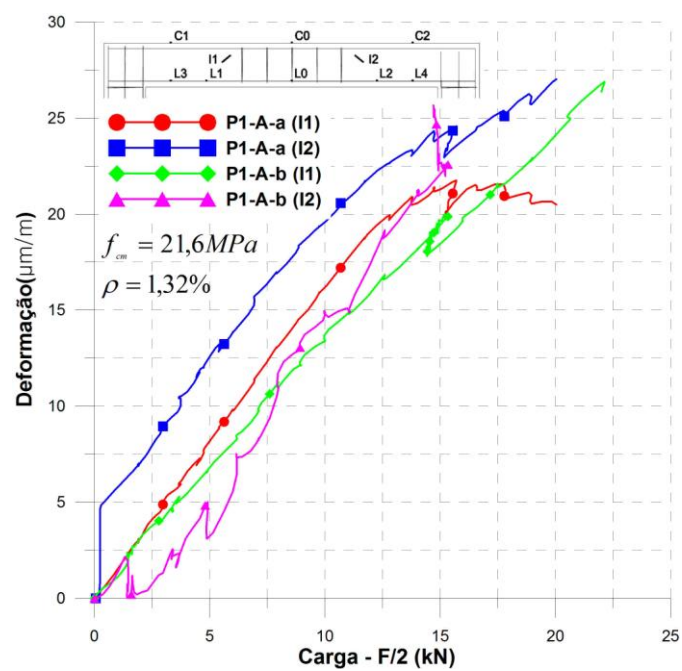


Figura B.8 - Deformações internas no concreto (I1,I2)



APÊNDICE C - RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS PÓRTICOS: P2-B

Figura C.1 - Deformações na armadura (L0)

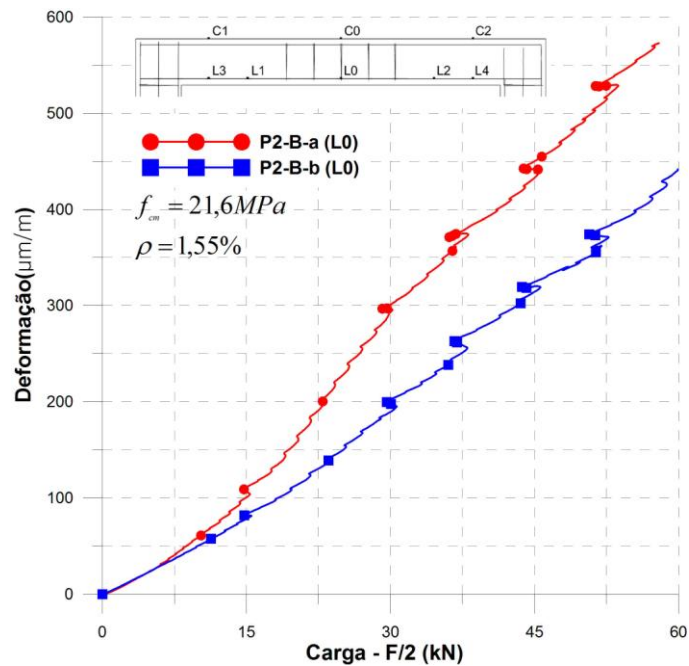


Figura C.2 - Deformações na armadura (L1,L2)

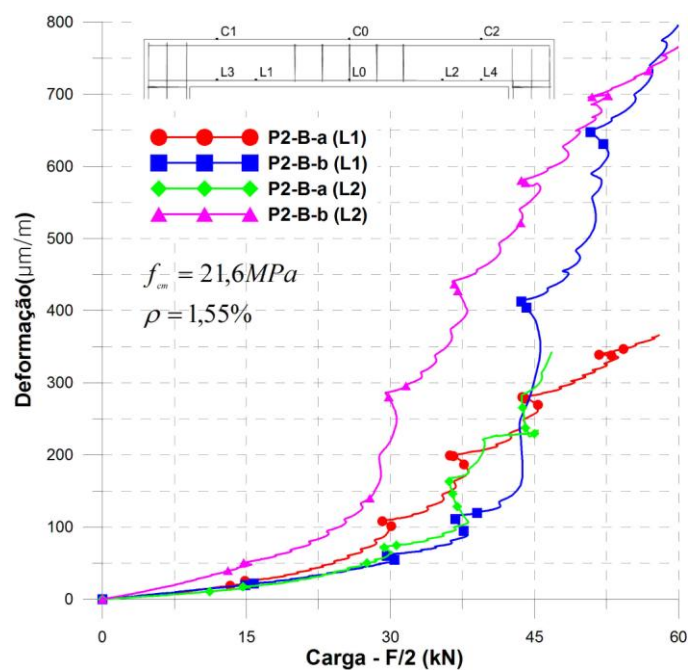


Figura C.3 - Deformações na armadura (L3,L4)

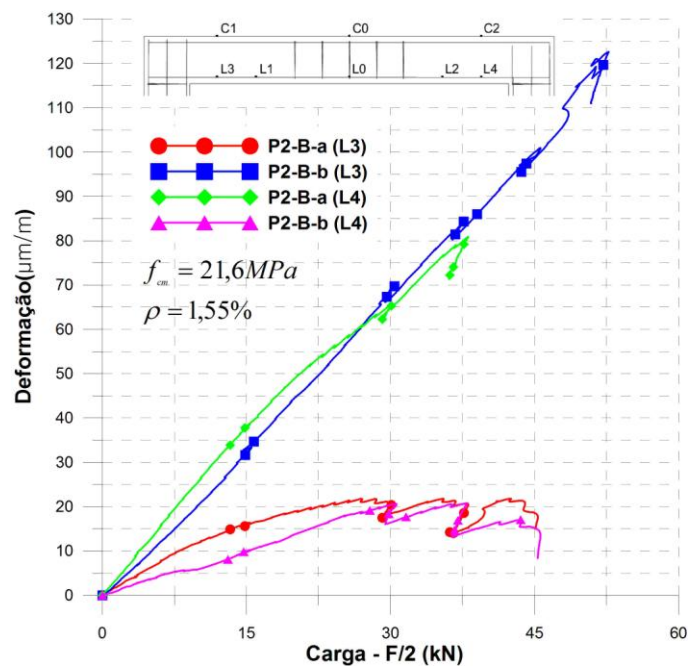


Figura C.4 - Deformações no concreto (C0)

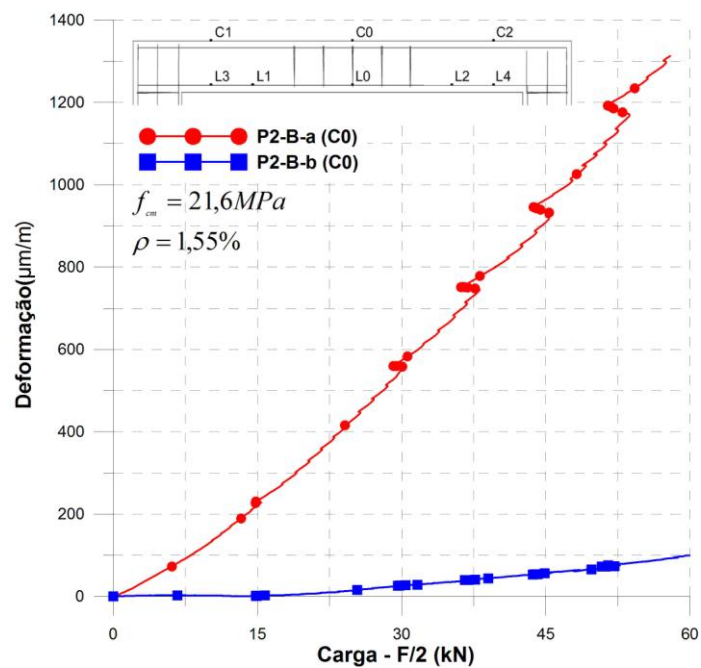


Figura C.5 - Deformações no concreto (C1,C2)

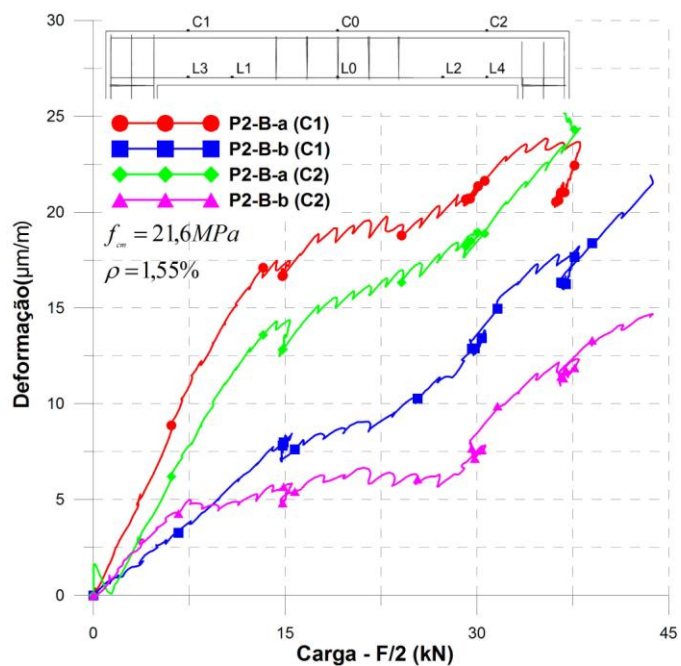


Figura C.6 - Deslocamentos no meio do vão

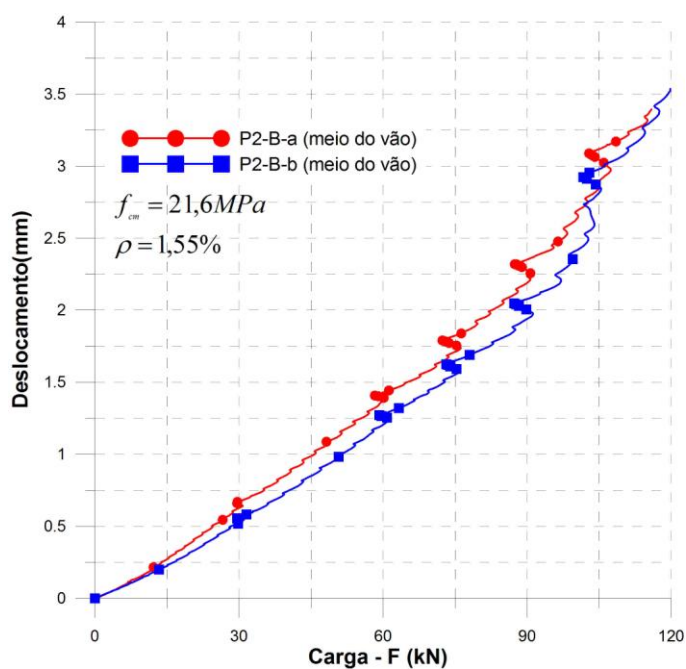


Figura C.7 - Deslocamentos em um dos apoios

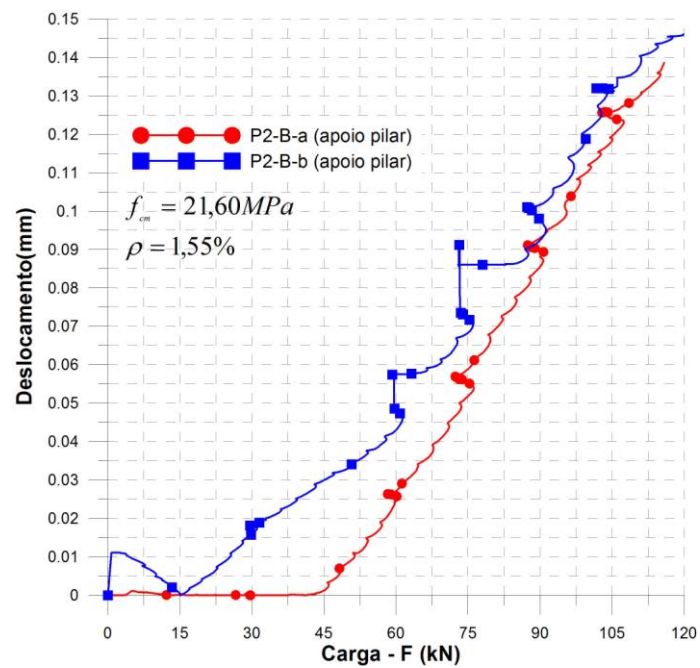
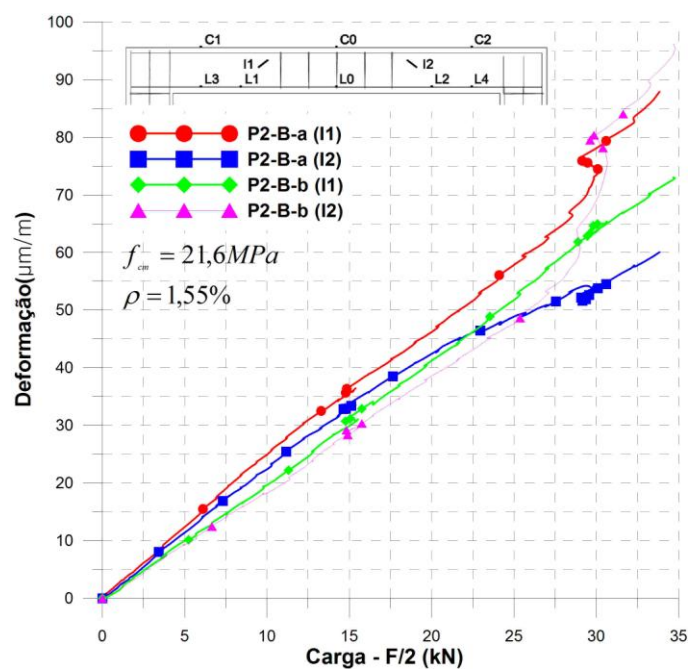


Figura C.8 - Deformações internas no concreto (I1,I2)



APÊNDICE D - RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS PÓRTICOS: P3-A

Figura D.1 - Deformações na armadura (L0)

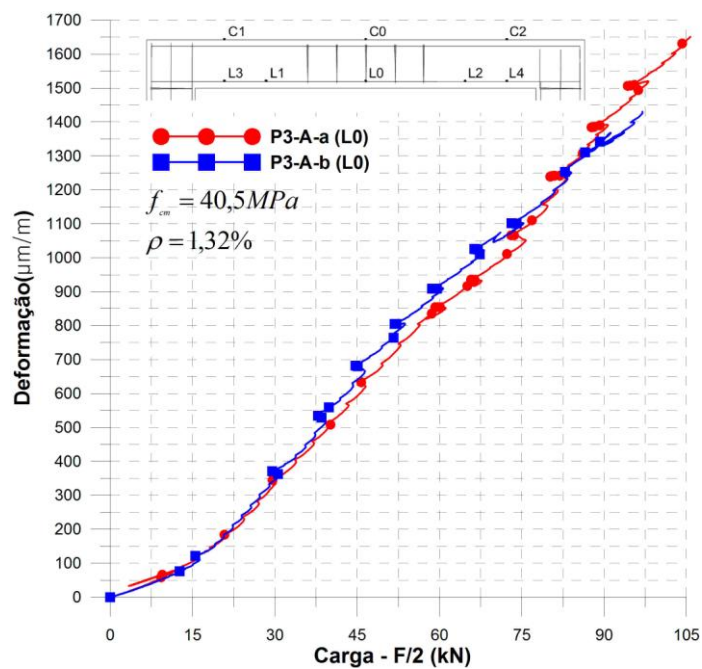


Figura D.2 - Deformações na armadura (L1,L2)

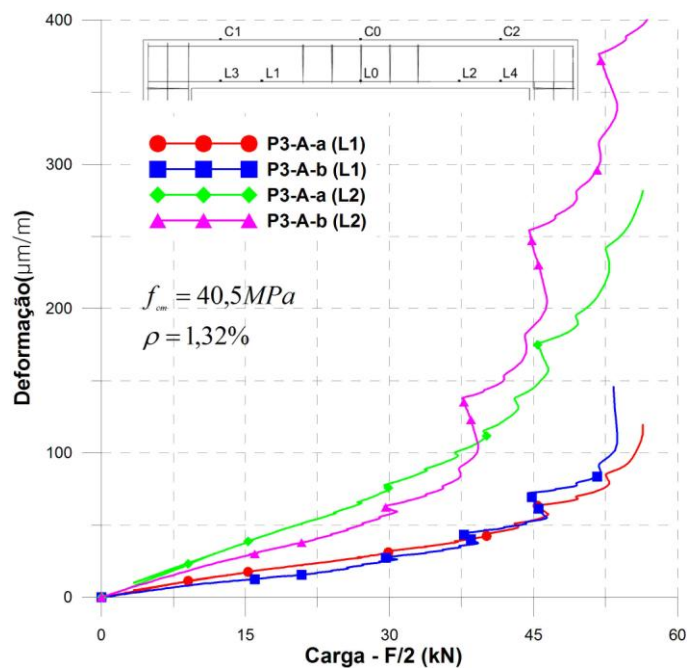


Figura D.3 - Deformações na armadura (L3,L4)

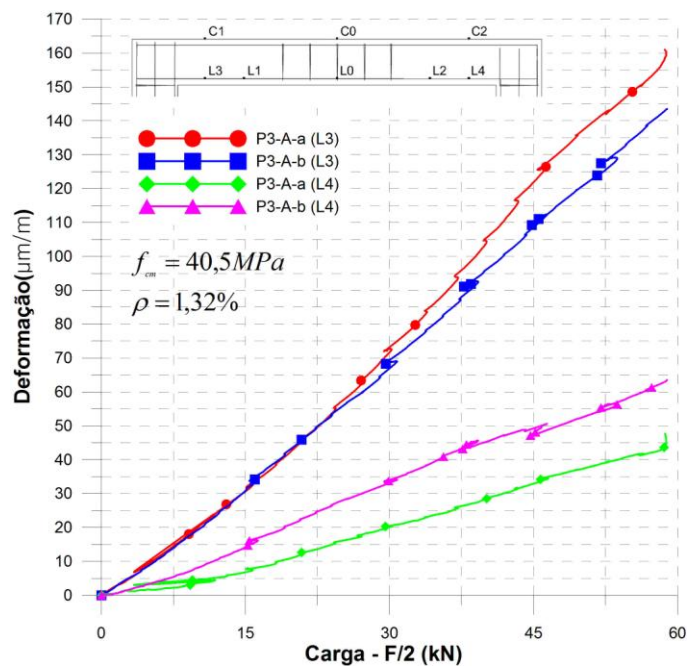


Figura D.4 - Deformações no concreto (C0)

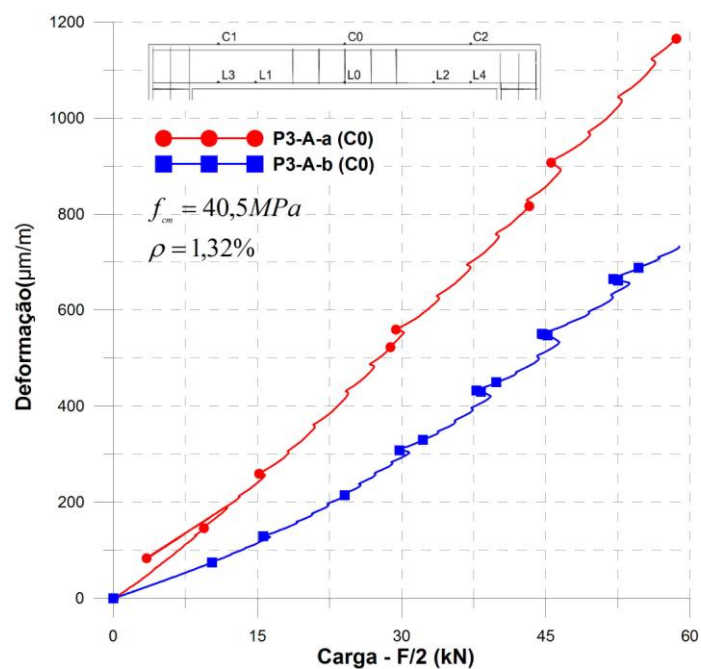


Figura D.5 - Deformações no concreto (C1,C2)

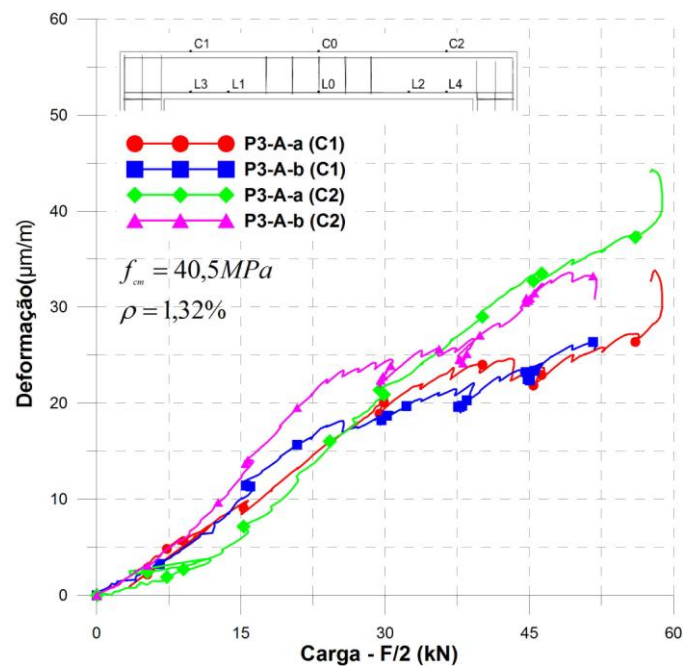


Figura D.6 - Deslocamentos no meio do vão

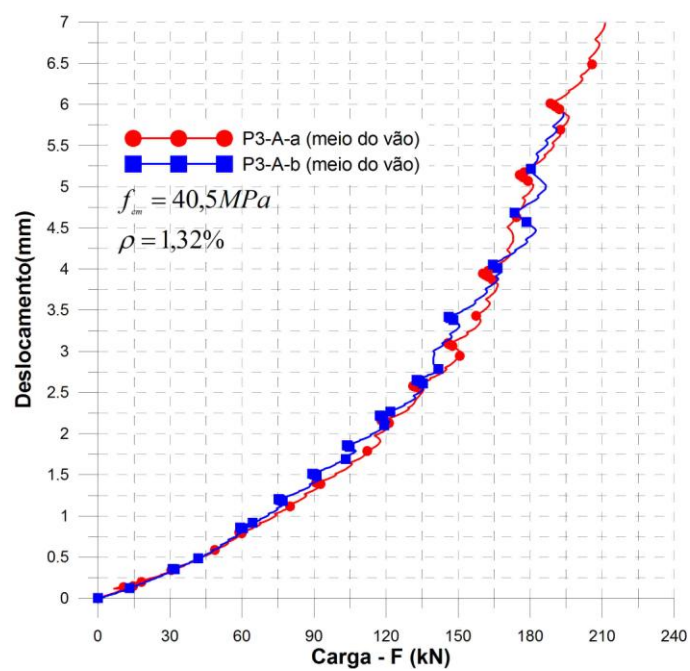


Figura D.7 - Deslocamentos em um dos apoios

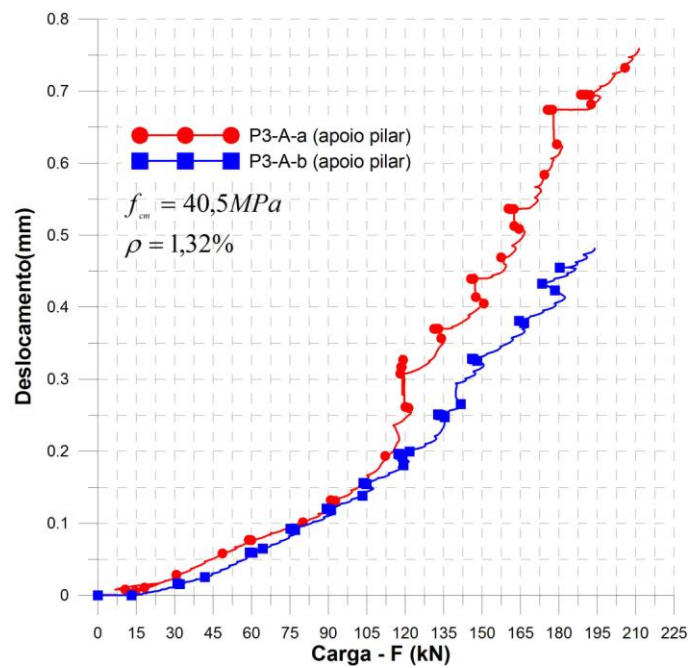
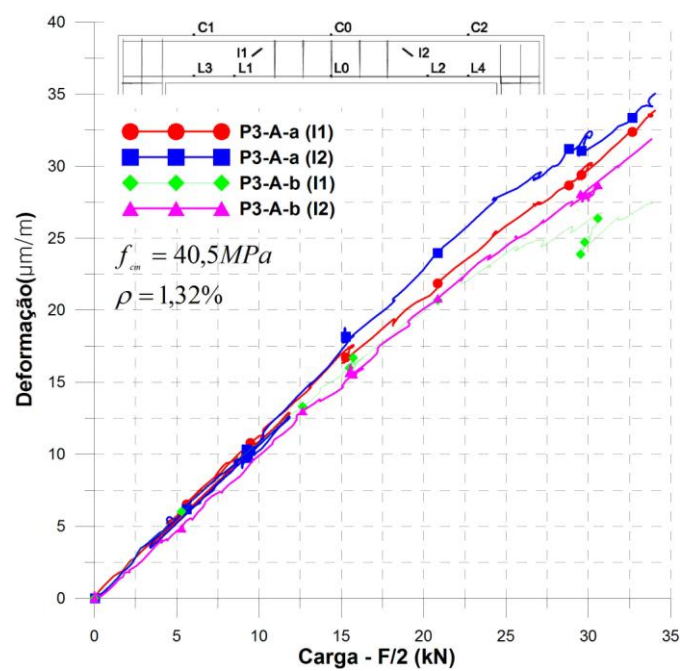


Figura D.8 - Deformações internas no concreto (I1,I2)



APÊNDICE E - RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS PÓRTICOS:

P4-B

Figura E.1 - Deformações na armadura (L0)

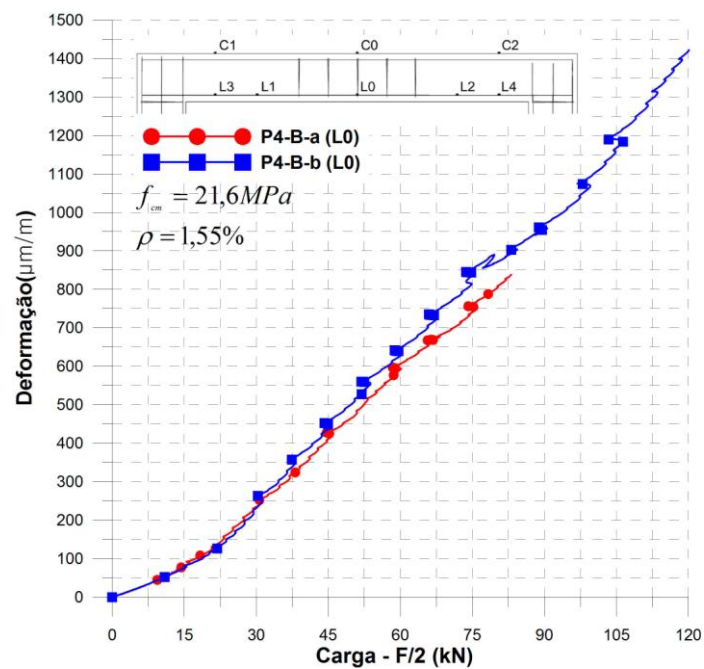


Figura E.2 - Deformações na armadura (L1,L2)

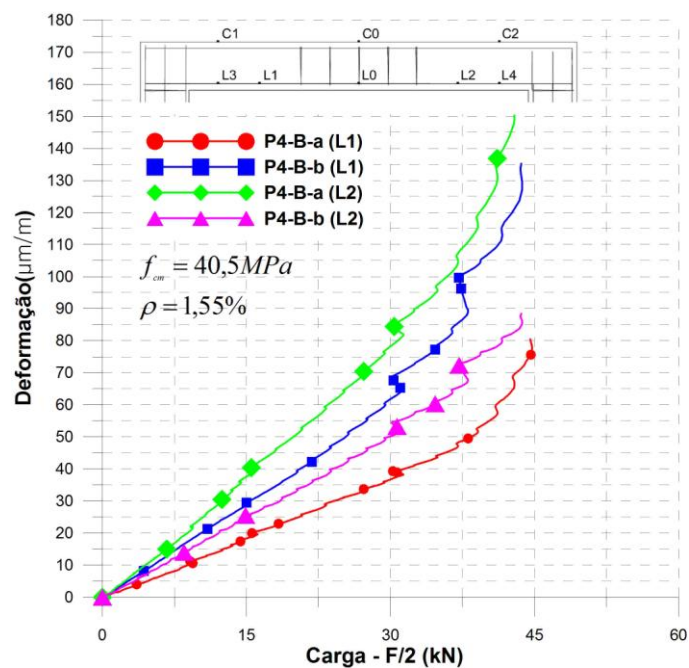


Figura E.3 - Deformações na armadura (L3,L4)

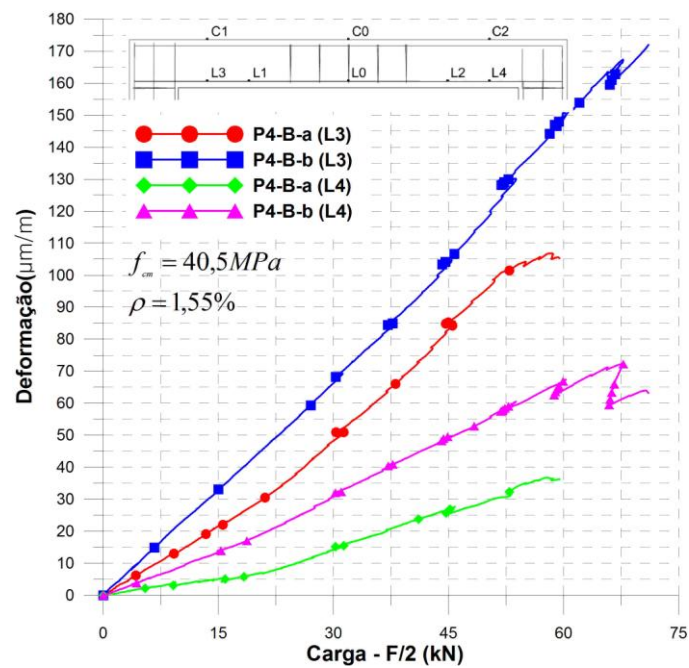


Figura E.4 - Deformações no concreto (C0)

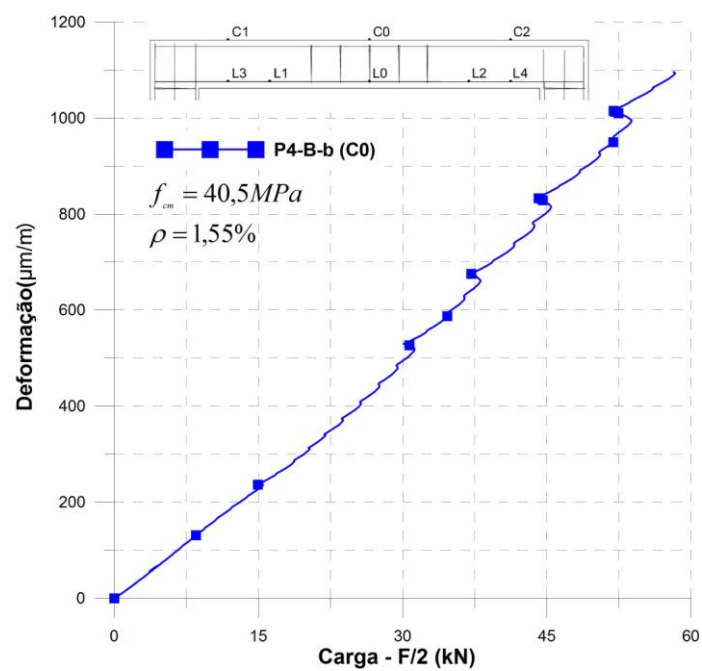


Figura E.5 - Deformações no concreto (C1,C2)

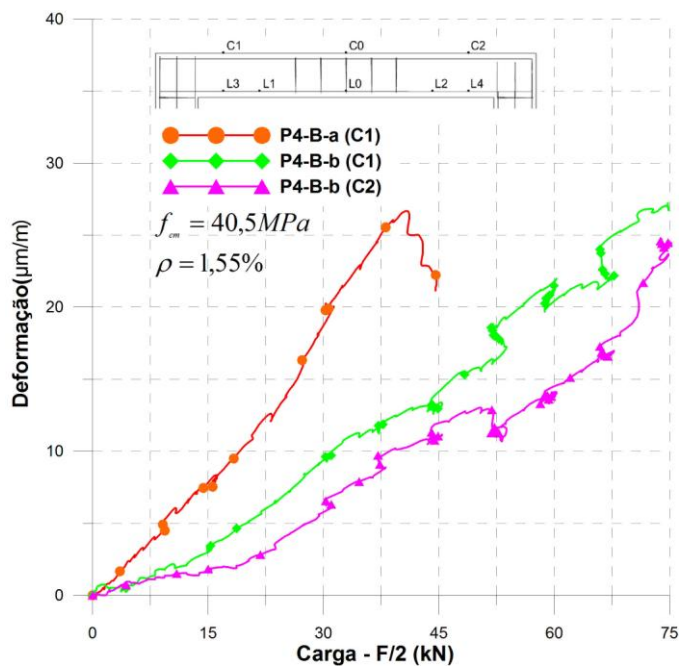


Figura E.6 - Deslocamentos no meio do vão

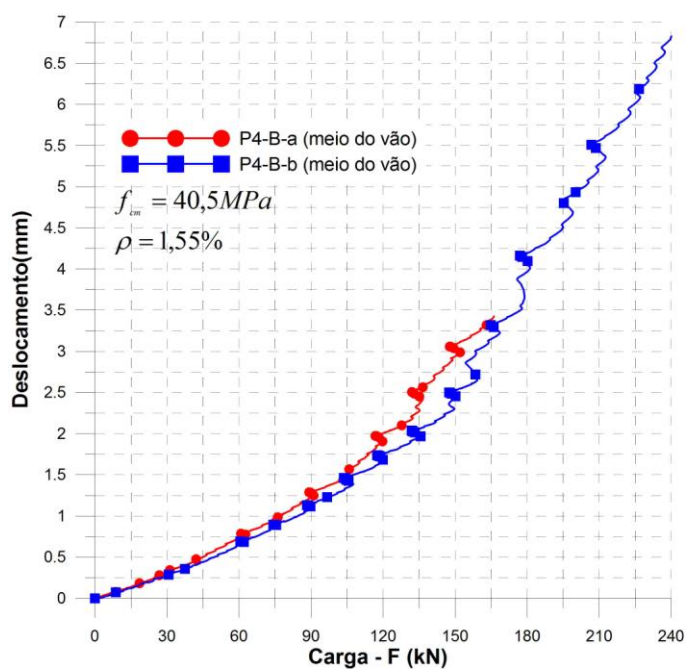


Figura E.7 - Deslocamentos em um dos apoios

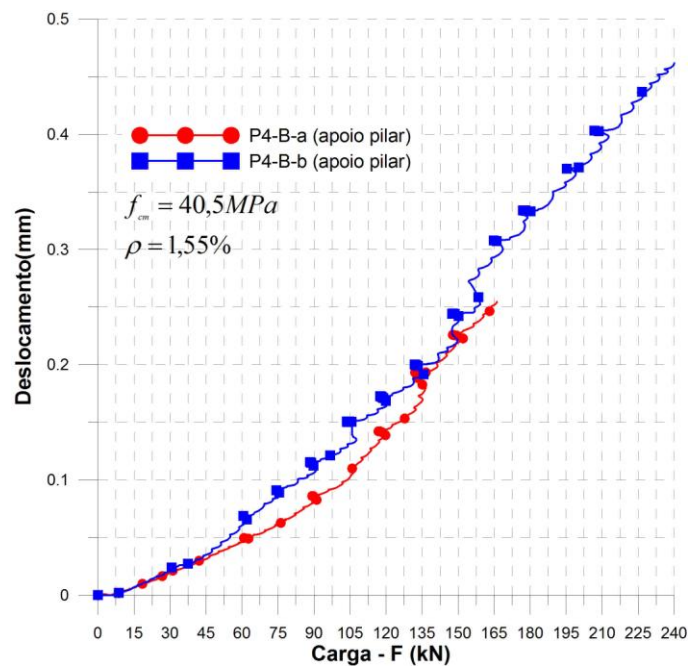


Figura E.8 - Deformações internas no concreto (I1,I2)

