



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
NÚCLEO DE DESENVOLVIMENTO AMAZÔNICO EM ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM INFRAESTRUTURA E
DESENVOLVIMENTO ENERGÉTICO

DANIEL PESSANHA DE QUEIROZ

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE CONSOLOS CURTOS DE CONCRETO ARMADO COM
FIBRAS E VARIAÇÃO DA ARMADURA DE COSTURA**

Tucuruí - PA

2023

DANIEL PESSANHA DE QUEIROZ

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE CONSOLOS CURTOS DE CONCRETO ARMADO
COM FIBRAS E VARIAÇÃO DA ARMADURA DE COSTURA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético. Área de concentração: Estrutura.

Orientador: Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto

Tucuruí - PA

2023

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a)
autor(a)**

Q3a Queiroz, Daniel Pessanha de.
Análise experimental de consolos curtos de concreto
armado com fibras e variação da armadura de costura. /
Daniel Pessanha de Queiroz. — 2023.
96 f. : il. color.

Orientador(a): Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará,
Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de
Infraestrutura e Desenvolvimento Energético, Tucuruí, 2023.

1. Concreto armado. 2. Pré-moldado. 3. Consolos
curtos. 4. Adição de fibra. I. Título.

CDD 624.18341

DANIEL PESSANHA DE QUEIROZ

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE CONSOLOS CURTOS DE CONCRETO ARMADO
COM FIBRAS E VARIAÇÃO DA ARMADURA DE COSTURA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético. Área de concentração: Estrutura.

Orientador: Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto

Aprovado em 23 de novembro de 2023.

BANCA EXAMINADORA:

Documento assinado digitalmente
 AARAO FERREIRA LIMA NETO
Data: 20/03/2024 17:35:27-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Doutor / Aarão Ferreira Lima Neto / Universidade Federal do Pará - Orientador

Documento assinado digitalmente
 MAURICIO DE PINA FERREIRA
Data: 22/03/2024 14:53:56-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Doutor / Maurício de Pina Ferreira / Universidade Federal do Pará - Examinador interno

Documento assinado digitalmente
 MANOEL JOSE MANGABEIRA PEREIRA FILHO
Data: 20/03/2024 20:20:31-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Doutor / Manoel José M. Pereira Filho / Universidade Federal do Pará - Examinador interno

Documento assinado digitalmente
 MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA
Data: 21/03/2024 19:40:05-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Doutor / Marcos Honorato de Oliveira / Universidade de Brasília - Examinador externo

A Deus, minha família e amigos.

AGRADECIMENTOS

A Deus. Até aqui nos ajudou o Senhor - 1 Samuel 7:12 - Bíblia Sagrada.

A família, pelo incentivo, carinho e compreensão nesta importante jornada da minha vida.

Ao Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto, por sua orientação consciente, dedicação e suporte.

Ao M.Sc Jedson Abrantes, por sua valiosa contribuição e boa vontade em ajudar.

Aos demais professores, funcionários, colaboradores e pesquisadores da UFPA, NDAE e PPGINDE.

A CAPES e ao CNPq, pelo suporte financeiro.

E a todos que contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho.

“Até aqui nos ajudou o Senhor - 1 Samuel
7:12 - Bíblia Sagrada.”

RESUMO

Consolos curtos de concreto armado são elementos estruturais pré-moldados, dispostos em balanço, que funcionam como suporte de carga. Este trabalho tem como objetivo analisar experimentalmente o comportamento de consolos curtos de concreto armado com variação da área da armadura de costura e aplicação de um teor fixo para as fibras de aço, polietileno e polipropileno. Foram analisados 10 espécimes simétricos, onde quatro espécimes não continha armadura de costura e possuía respectivamente as fibras de aço (CA), polietileno (CPE), polipropileno (CPP) e um sem fibra (CSF). Quatro espécimes com seis armaduras de costura de $\varnothing 6,3$ mm e utilizou respectivamente as fibras de aço (C6 $\varnothing 6,3$ A), polietileno (C6 $\varnothing 6,3$ PE), polipropileno (C6 $\varnothing 6,3$ PP) e um sem fibra (C6 $\varnothing 6,3$ SF). Um espécime com seis armaduras de costura de $\varnothing 5,0$ mm e com fibra de polietileno (C6 $\varnothing 5,0$ PE). Um espécime com oito armaduras de costura de $\varnothing 5,0$ mm com fibra de polietileno (C8 $\varnothing 5,0$ PE). São apresentados, analisados e discutidos os resultados de: deformações do concreto e das armaduras de tração principal e de costura; modos de ruptura; mapas e padrões de fissuração; resistência e cargas últimas dos consolos; assim como os fatores de eficiência da biela, posteriormente, estes tópicos supracitados deverão ser comparados com os obtidos por Abrantes (2019) e com o que preconiza as normas regulamentadoras ABNT NBR 9062 (2017), ABNT NBR 6118 (2023), EUROCODE 2 (2010) e ACI 318 (2014). Conclui-se que obtiveram melhores resultados os compósitos que receberam adição de fibras. Quanto a compressão, tração e módulo de elasticidade, comparando a matriz sem e com fibra, tem-se, respectivamente: a de polietileno 15%, a de aço 18% e a de polipropileno 21% mais eficiente, percebe-se que para cada ensaio uma fibra diferente apresentou melhor desempenho. De maneira geral, o C8 $\varnothing 5,0$ PE para todas as análises alcançou bons resultados, apesar de não ser o espécime com a maior área de armadura de costura. O resultado é justificado devido ao arranjo das armaduras no interior do concreto, bem como a presença da fibra de polietileno.

Palavras-chave: Concreto armado. Pré-moldado. Consolos curtos. Adição de fibra.

ABSTRACT

Short armoured concrete consoles are pre-molded structural elements, arranged in balance, which function as a load support. This work aims to analyze experimentally the behavior of short consoles of armed concrete with variation of sewing armour area and application of a fixed content for steel fibers, polyethylene and polypropylene. Ten symmetrical specimens were analyzed, where four specimens did not contain sewing armor and possessed respectively the steel fibers (CA), polyethylene (CPE), polypropylene (CPP) and a fiber-free (CSF). Four specimens with six sewing armor $\varnothing 6.3$ mm and used steel fibres respectively (C6 \varnothing 6.3A), polyethylene (C6 \varnothing 6.3PE), polypropylene (C6 \varnothing 6.3PP) and a fiber-free (C6 \varnothing 6.3SF). One specimen with six armor $\varnothing 5.0$ mm seam and polyethylene fiber (C6 \varnothing 5.0PE). One specimen with eight armor $\varnothing 5.0$ mm seam with polyethylene fiber (C8 \varnothing 5.0PE). They are presented, analyzed and discussed the results of: deformations of concrete and main traction armor and sewing; breaking modes; cracking maps and patterns; end resistance and loads of consoles; as well as the efficiency factors of biela, subsequently these topics above should be compared with those obtained by Abrantes (2019) and with what advocates the regulatory standards ABNT NBR 9062 (2017), NBR 6118 (2023), EUROCODE 2 (2010) and ACI 318 (2014). It is concluded that they have achieved better results compounds that received the addition of fibers. In terms of compression, traction and modulus of elasticity, comparing the matrix without and with fibres, polyethylene was 15%, steel 18% and polypropylene 21% more efficient, respectively. It can be seen that for each test a different fibre performed better. In general, C8 \varnothing 5.0PE achieved good results in all analyses, despite not being the specimen with the largest seam reinforcement area. This result is justified by the arrangement of the reinforcement inside the concrete, as well as the presence of the polyethylene fibre.

Keywords: Armed concrete. Pre-molded. Short consoles. Addition of fiber.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Consolos de concreto armado.	20
Figura 1.2 - Concreto com fibras de polipropileno.....	21
Figura 2.1 - Consolo curto.....	25
Figura 2.2 - Fluxo de tensões em consolo curto.	26
Figura 2.3 - Tipos de ruptura de consolos de concreto armado.	27
Figura 2.4 - Distribuição da região B e D a partir do MBT.....	28
Figura 2.5 - Princípio de Saint-Venant.	28
Figura 2.6 - Representação do MBT com relação a analogia da treliça.	29
Figura 2.7 - Tipos de nós em uma região D.	30
Figura 2.8 - Tipos de nós.....	31
Figura 2.9 - Tipos de bielas.	32
Figura 2.10 - Armadura típica de um consolo curto.....	34
Figura 2.11 - MBT para consolos curtos.....	37
Figura 2.12 - Armaduras de consolos curtos.....	37
Figura 2.13 - Consolo curto.	38
Figura 2.14 - Edificações romanas: a) Pantheon; b) Basílica de São Pedro.....	40
Figura 2.15 - Ruptura típica de: a) Flexão; b) Fendilhamento da biela do concreto; c) Cisalhamento.....	44
Figura 2.16 - Modelo testado por Fattuhi.....	45
Figura 2.17 - Ruptura dos consolos com: a) Armadura principal; b) Armadura principal e transversal; c) Armadura principal e fibra no reforço do concreto.	46
Figura 2.18 - Modelos dos consolos.	47
Figura 2.19 - Sequência de execução das peças.....	49
Figura 2.20 - Sistema de ensaio dos consolos.....	50
Figura 2.21 - Armaduras do consolo: a) Sem estribos horizontais; b) Com estribos horizontais.....	51
Figura 3.1 - Geometria dos espécimes: a) Vista superior; b) vista frontal; c) Vista lateral; d) Vista frontal real.	52
Figura 3.2 - Layout e detalhamento das armaduras dos espécimes sem armadura de costura.	55
Figura 3.3 - Layout e detalhamento das armaduras dos espécimes com seis armaduras de costura Ø6,3 mm.....	56

Figura 3.4 - Layout e detalhamento das armaduras dos espécimes com seis armaduras de costura $\varnothing 5,0$ mm.....	57
Figura 3.5 - Layout e detalhamento das armaduras dos espécimes com oito armaduras de costura $\varnothing 5,0$ mm.....	58
Figura 3.6 - Detalhamento dos extensômetros do aço e do concreto instrumentado nos espécimes sem armadura de costura.	59
Figura 3.7 - Detalhamento dos extensômetros do aço e do concreto instrumentado nos espécimes com seis armaduras de costura $\varnothing 6,3$ mm.....	59
Figura 3.8 - Detalhamento dos extensômetros do aço e do concreto instrumentado nos espécimes com seis armaduras de costura $\varnothing 5,0$ mm.....	60
Figura 3.9 - Detalhamento dos extensômetros do aço e do concreto instrumentado nos espécimes com oito armaduras de costura $\varnothing 5,0$ mm.	60
Figura 3.10 - Extensômetros do: a) Aço; b) Concreto interno; c) Concreto superficial.....	60
Figura 3.11 - Desenho do sistema de ensaio dos consolos.	61
Figura 3.12 - Imagem real do sistema de ensaio dos consolos.....	62
Figura 3.13 - Ensaio da barra de aço.	63
Figura 3.14 - Fibras utilizadas: a) Aço; b) Polietileno; c) Polipropileno.....	63
Figura 3.15 - Adensamento dos espécimes com vibrador mecânico de imersão.	65
Figura 4.1 - Gráfico cortante x deformação superficial do concreto na região da mísula do consolo.....	67
Figura 4.2 - Gráfico cortante x deformação interna de compressão do concreto.	70
Figura 4.3 - Gráfico cortante x deformação interna do concreto próxima ao apoio.....	72
Figura 4.4 - Gráfico cortante x deformação interna do concreto próxima ao chanfro do consolo.....	72
Figura 4.5 - Gráfico cortante x deformação da armadura do tirante.....	73
Figura 4.6 - Gráfico cortante x deformação da armadura de costura horizontal próxima ao apoio.	75
Figura 4.7 - Gráfico cortante x deformação da armadura de costura horizontal próxima ao chanfro do consolo.	76
Figura 4.8 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime CPE.	78
Figura 4.9 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime CSF.	78
Figura 4.10 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime CPP.	79
Figura 4.11 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime CA.....	79
Figura 4.12 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime C6 \varnothing 5,0PE.	80

Figura 4.13 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime C8Ø5,0PE.	80
Figura 4.14 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime C6Ø6,3SF.....	81
Figura 4.15 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime C6Ø6,3PP.	81
Figura 4.16 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime C6Ø6,3PE.	82
Figura 4.17 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime C6Ø6,3A.....	82

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Características dos espécime	54
Tabela 3.2 - Resultados das propriedades mecânicas do aço	62
Tabela 3.3 - Características das fibras	64
Tabela 3.4 - Composição do traço do concreto.....	64
Tabela 3.5 - Propriedades do concreto	66
Tabela 4.1 - Modos de ruptura dos consolos curtos.....	77
Tabela 4.2 - Resultados de resistência ao cisalhamento dos consolos curtos.....	83
Tabela 4.3 - Fatores de eficiência da biela dos consolos.....	85

LISTA DE SÍMBOLOS

a - distância entre o ponto de aplicação da força e a face do apoio

d - altura útil do consolo

h_1 - altura da face externa do consolo

h - altura no engastamento

a_2 - afastamento do aparelho de apoio à borda externa

c - cobrimento de concreto

\emptyset - diâmetro

f_{cd} - resistência do concreto a compressão de cálculo

ω - taxa mecânica de cálculo

ρ - taxa de armadura de pele

f_{yk} - resistência característica do aço ao escoamento na tração

f_{ck} - resistência característica do concreto a compressão

$A_{s,tir}$ - área total de aço concentrada no tirante

b - largura do consolo

A_{sv} - área de aço da armadura transversal ou armadura de costura vertical

H_d - força horizontal

f_{yd} - valor de cálculo da tensão de escoamento do aço

F_d - força vertical

A_{scost} ou A_{sh} - área de aço da armadura de costura ou armadura de costura horizontal

A_{sv} - área de aço da armadura transversal ou armadura de costura vertical

a_c - distância horizontal entre a face do pilar e o ponto de aplicação da força

z_0 - distância vertical entre o centro da bitola do tirante e a interseção da biela de compressão com a ligação consolo pilar

$\tan\theta$ - tangente do ângulo

h_c - altura no engastamento

A - tirante

$\Sigma A_{s,main}$ - área total de aço concentrada no tirante

B - armadura de costura

$\Sigma A_{s,lnkB}$ - área de aço da armadura de costura ou armadura de costura horizontal

C - armadura transversal

$\Sigma A_{s,lnkC}$ - área de aço da armadura transversal ou armadura de costura vertical

F_{Ed} - carga vertical de projeto

V_u - carga vertical de projeto
 N_{uc} - carga horizontal de projeto
 a_v - comprimento entre o ponto de aplicação de carga a ligação consolo-pilar
 ϕ - fator de redução de força
 f'_c - capacidade de carga do concreto
 b_w - largura do consolo.
 M_u - momento atuante no consolo
 h - altura do engastamento consolo-pilar
 S_n - resistência de projeto da estrutura
 U - esforços solicitantes
 V_n - resistência ao cisalhamento nominal
 A_{vf} - área de reforço de fricção por cisalhamento
 N_n - resistência à tração nominal
 A_n - área destinada a resistir aos esforços de tração N_{uc}
 f_y - capacidade portante do aço
 M_n - resistência à flexão nominal ou momento nominal
 A_f - área designada a resistir ao momento.
 A_{sc} - área total do tirante
 A_h - área total da armadura de costura ou armadura de costura horizontal
 F_{ys} - limite de escoamento do aço
 ϵ_{ys} - deformação do aço
 E_s - modulo de elasticidade do aço
 f_c - resistência a compressão do concreto
 $f_{c\ un}$ - resistência a compressão do concreto unitária
 \bar{X} - média
 s - desvio padrão
 f_{ct} - resistência a tração do concreto
 $f_{ct\ un}$ - resistência a tração do concreto unitária
 E_c - modulo de elasticidade do concreto
 $E_{c\ un}$ - modulo de elasticidade do concreto unitário
 P_u - cargas de ruptura
 β_s - fator de eficiência da biela
 σ_u - tensão última na biela
 w_s - largura da biela de compressão

a - largura do consolo

V_d - carga vertical de projeto

γ_n - coeficiente de majoração de carga em elementos pré-moldados e pré-fabricados

a_{bie} - menor distância entre a biela e o ponto C

c_2 - espessura da biela

R_c - carga de compressão na biela

σ_{bie} - tensão na biela comprimida

$\sigma_{nó}$ - tensão no nó logo abaixo do suporte

A_{ap} - Área do elemento de suporte

d_h - distância vertical entre o tirante e a parte superior do suporte

μ - coeficiente de atrito

f_{cd1} - tensão resistente máxima no concreto para nós CCC

f_{cd2} - tensão resistente máxima no concreto para nós CTT ou TTT

f_{cd3} - tensão resistente máxima no concreto para nós CCT

ρ - taxa de armadura na seção de engaste

z - distância vertical entre a barra do tirante e o nó 1 da treliça

H_{ed} - carga horizontal de projeto

F_t - carga presente no tirante

$\sigma_{rd,max}$ - Tensão limite máxima

ϕ - coeficiente de majoração de carga

j - condição de balanço

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	19
1.1. Objetivos	21
1.1.1. Objetivo geral	21
1.1.2. Objetivos específicos	21
1.2. Justificativa	22
1.3. Apresentação do Trabalho	23
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
2.1. Teoria dos Consolos	24
2.1.1. Definição	24
2.1.2. Modo de Ruptura	26
2.2. Regiões B e D	27
2.2.1. Método de Bielas e Tirantes	28
2.2.2. Componentes do MBT	29
2.3. Recomendações Normativas	32
2.3.1. ABNT NBR 9062 (2017) / ABNT NBR 6118 (2023)	33
2.3.2. EUROCODE 2 (2010)	36
2.3.3. ACI 318 (2014)	38
2.4. Concreto	40
2.4.1. Histórico	40
2.4.2. Compósitos com Fibras	41
2.5. Estudos realizado na área	42
2.5.1. FATTUHI (1987)	43
2.5.2. FATTUHI E HUGHES (1989)	43
2.5.3. FATTUHI (1990)	44
2.5.4. CAMPIONE, LA MEDOLA E PAPIA (2005)	45
2.5.5. COSTA (2009)	47
2.5.6. BELLUCIO E EL DEBS (2013)	48
2.5.7. IVANOVA E ASSIH (2016)	49
2.5.8. ABRANTES (2019)	50

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	52
3.1. Características dos espécimes	52
3.2. Instrumentação dos espécimes	59
3.3. Sistema de ensaio	60
3.4. Materiais	62
3.4.1. Propriedades mecânicas do aço	62
3.4.2. Fibras testadas: aço, polietileno e polipropileno	63
3.4.3. Concreto	64
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	67
4.1. Deformação do Concreto	67
4.1.1. Deformações Superficiais	67
4.1.2. Deformações internas	68
4.2. Deformação das armaduras	72
4.2.1. Deformações dos tirantes	72
4.2.2. Deformações das armaduras de costura horizontais	74
4.3. Modo de ruptura e mapa de fissuração	76
4.4. Resistência dos consolos	82
4.5. Fator de eficiência da biela	84
5. CONCLUSÕES	87
5.1. Considerações gerais	87
5.1.1. Deformações do concreto	88
5.1.2. Deformações das armaduras	88
5.1.3. Modo de ruptura e mapa de fissuração	89
5.1.4. Resistência dos consolos	89
5.1.5. Fator de eficiência da biela	89
5.2. Sugestões para trabalhos futuros	90
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	91

1. INTRODUÇÃO

O concreto é um dos materiais mais utilizados no mundo, sendo amplamente utilizado na construção civil brasileira, devido sua durabilidade, elevada resistência à compressão, viabilidade econômica e processo construtivo difundido (SOUZA e RIPPER, 1998).

O concreto também apresenta pontos negativos como baixa resistência à tração, fratura frágil e reduzida ductilidade. Ademais algumas estruturas podem apresentar manifestações patológicas se houver falha no projeto ou na execução, além de que o uso indevido dessas estruturas pode danificá-las significativamente.

Segundo Mehta e Monteiro (2014), é quase impossível para a humanidade progredir tecnologicamente sem o desenvolvimento do concreto em paralelo porque o seu emprego na construção de cidades se tornou essencial. Historicamente, o homem tem explorado constantemente tudo ao seu redor para descobrir o potencial dos mais diversos elementos que podem ajudar a melhorar, por exemplo, as “fraquezas” desse compósito.

A curiosidade em saber até onde se pode beneficiar as propriedades do concreto trouxe novas pesquisas nessa área, o que contribui com o desenvolvimento e aplicação de novos materiais de construção. Diante dos problemas relacionados à resistência do concreto a adição de novos materiais ou substituição parcial de sua matriz tem sido bastante investigada.

Outro foco de pesquisa na indústria da construção são as estruturas pré-moldadas. As estruturas pré-moldadas tornou-se um importante método de construção por ser um sistema prático e por vezes mais rápido. Além disso, reduz o desperdício de material, aumenta a produtividade e melhora o controle tecnológico dos elementos construtivos. A Figura 1.1 mostra um dispositivos de ligação em estruturas pré-moldadas.

Figura 1.1 - Consolos de concreto armado.



Segundo Mehta e Monteiro (2014), estas não são as únicas vantagens económicas e competitivas desta opção construtiva. Os benefícios ao meio ambiente são significativos, pois o concreto é o segundo material mais consumido no mundo e sua indústria é responsável por cerca de 7% de todas as emissões de dióxido de carbono na atmosfera, consumindo 11 bilhões de toneladas de agregados e 1 trilhão de litros de água. Este método de construção controla a quantidade e a qualidade em comparação com as estruturas tradicionais.

Quando se trata de dimensionamento e execução no canteiro de obras, a construção pré-moldada ao contrário das estruturas moldadas *in loco*, não é monolítica, pois suas conexões são formadas entre as partes individuais após a fabricação, logo, apresenta uma forma diferente de distribuição de esforços e estabilidade (ARAÚJO *et al.*, 2017).

De acordo com Oliveira (2012), na pré-moldagem de estruturas, as relações inter elementares é um obstáculo relevante que estabelece o ponto mais importante deste tipo de estruturas, desse modo, tornou-se objeto de diversos estudos relacionados ao concreto pré-moldado. Dentre os elementos de ligação, destacam-se os consolos, que são utilizados em diversas ligações, por exemplo: viga-pilar, viga-viga, laje-viga e laje-pilar.

Além da busca por novos métodos construtivos, tenta-se melhorar o compósito

por meio do desenvolvimento de novos tipos de concreto. Assim, a adição de fibras sintéticas e de aço ao concreto armado tornou-se objeto de varias pesquisas, pois podem “costurar” fissuras que surgem em elementos estruturais devido aos esforços solicitantes ou até mesmo de variações de temperatura. As fibras supracitadas adicionam propriedades que o concreto comum não possui, como ductilidade pós-fissuração e na maioria dos casos, aumentam a resistência a tensões de tração. Na Figura 1.2 é possível notar a disposição das fibras de polipropileno em um elemento de concreto.

Figura 1.2 - Concreto com fibras de polipropileno.



Fonte: (DIPROTEC, 2023).

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo geral

O objetivo do presente trabalho é analisar experimentalmente o comportamento de consolos curtos de concreto armado com adição de fibras (aço, polietileno e polipropileno) e variação da taxa de armadura de costura, destacando o desempenho dos consolos quanto ao ganho de resistência e ductilidade.

1.1.2. Objetivos específicos

- Analisar a relação entre carregamento e deformação do concreto na mísula (região comprimida) e na ligação consolo/pilar (região tracionada), a fim de verificar a influência dos teores de fibras adicionadas ao concreto.
- Avaliar a relação entre carregamento e deformação do tirante e das armaduras de costura na ligação consolo/pilar, observando a contribuição da variação da área da armadura de costura e emprego das fibras quanto à resistência ao

cisalhamento.

- Determinar os modos de ruptura e mapas de fissuração dos consolos curtos de acordo com os modelos definidos por Park e Paulay (1983) para constatar os efeitos da interação das fibras com as armaduras de costura.
- Comparar os resultados experimentais de resistência à força cortante e fator de eficiência da biela dos consolos curtos com os critérios adotados pelas normas ABNT NBR 9062 (2017), ABNT NBR 6118 (2023), EUROCODE 2 (2010) e ACI 318 (2014), observando as previsões teóricas para os modelos analisados.

1.2. Justificativa

A construção civil no Brasil é um dos setores de maior impacto na economia do país, portanto o progresso tanto da capacidade de desenvolvimento quanto da produção no Brasil está diretamente relacionado ao aprimoramento deste setor. Mesmo nas condições da crise que afetou a economia internacional, o crescimento do produto interno bruto (PIB) dessa categoria no Brasil superou o do próprio país, de modo que o segmento expandisse consideravelmente na última década (FIRJAN, 2014).

Diante desse cenário econômico, tem sido constante a busca por melhorias na construção civil, por isso sua principal matéria-prima, o concreto, vem sendo estudada ao longo dos anos objetivando uma melhor forma de trabalhar com o material e otimizar seu desempenho, pois o método construtivo no Brasil pouco evoluiu em comparação com outros países.

O pequeno desenvolvimento no setor, se contrasta com as estruturas pré-moldadas que têm conquistado cada vez mais espaço no país, apesar de se tratar de um método de construção relativamente novo. Segundo Vasconcelos (2002), a construtora dinamarquesa Christiani-Nielsen realizou a primeira obra pré-moldada no país em 1926, mas apenas no final de 1950 que houve preocupação com a racionalização e industrialização da construção.

Este trabalho também se justifica pela importância das ligações dos elementos de concreto pré-moldado no comportamento estrutural, sendo que os consolos são dimensionadas de forma diferente do que é utilizado nas estruturas de concreto moldado *in loco*. Além disso, o Método de Bielas e Tirantes (MBT) ainda é novo na ABNT NBR 6118 (2023), que é uma das normas de referência para este estudo, e por isso é importante que as pesquisas sobre este método sejam aprofundadas.

Atualmente diversas pesquisas adicionam materiais alternativos ao concreto, como é o caso das fibras (metálicas e sintéticas), para melhorar o seu comportamento

em termos de fragilidade, ductilidade e tenacidade, pois sabe-se que o concreto é sensível a microfissuras sob carga contínua que pode interromper seu ciclo de vida.

Nesse contexto, os consolos são elementos de ligação considerados como um dos mais importantes da estrutura, o que indica a relevância do presente estudo em analisar o efeito do tipo de concreto em espécimes. Pretende-se avaliar a eficácia das fibras em concretos com e sem armadura de costura, analisando os resultados de ensaios experimentais em consolos curtos, por serem exemplos de elementos cuja a capacidade resistente é guiada pelo fluxo de tensões desenvolvido em bielas de concreto.

1.3. Apresentação do Trabalho

O trabalho elaborado é experimental. Portanto, a dissertação apresenta a sequência de pesquisa teórica, produção e ensaios de modelos experimentais.

No *Capítulo 2 - Revisão Bibliográfica*, são expostos os fundamentos teóricos de trabalhos já realizados sobre o tema, apresentando: a teoria dos consolos, regiões B e D, Método de Bielas e Tirantes, recomendações normativas, histórico do concreto e estudos realizado na área.

No *Capítulo 3 - Programa Experimental*, os modelos experimentais foram caracterizados, quanto a dimensão, armaduras, traço do concreto e as propriedades mecânicas do aço e das variações do concreto utilizado. Foram apresentados os procedimentos de instrumentação, moldagem e ensaios experimentais dos espécimes.

No *Capítulo 4 - Análise dos Resultados*, foram apresentados e discutidos os resultados experimentais da deformação do concreto, deformação das armaduras, modo de ruptura, mapa de fissuração, resistência dos consolos e fatores de eficiência da biela.

No *Capítulo 5 - Conclusões*, são apresentadas às conclusões acerca dos principais resultados obtidos durante a dissertação, além das sugestões para trabalhos futuros. Por fim, no *Capítulo 6* são apresentadas as Referências Bibliográficas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Diante do crescimento acelerado da indústria da construção civil nos últimos anos surgiu a necessidade de implementar inovações tecnológicas nesse setor. No cenário atual, diversas técnicas foram estabelecidas para projeto, montagem de elementos estruturais e utilização de diferentes compostos no concreto para melhorar seu desempenho.

É certo que nem sempre as armaduras são suficientes para garantir a resistência efetiva das peças de concreto armado ao esforço delas exigido, e considerando as inovações relacionadas à composição do concreto, a adição de diversos compostos tem sido objeto de pesquisas, incluindo fibras, agregados reciclados e aditivos.

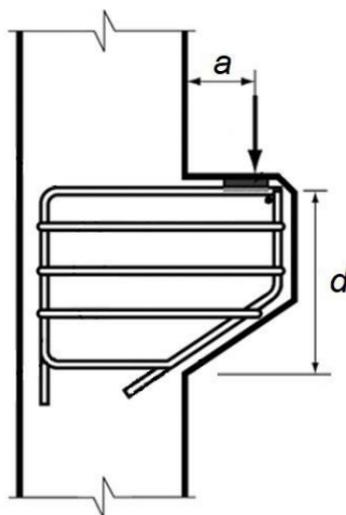
As seções a seguir deste capítulo explicam e ajudam a entender os resultados dos ensaios dos consolos diante do Modelo de Bielas e Tirantes, seu modo de ruptura e o efeito geral dos compostos de concreto armado.

Este último é considerado neste estudo um tanto alinhado com o MBT, por ser um procedimento racional simples que traz dentre seus componentes as bielas, idealizadas como fluxos de tensões de compressão no concreto, frequentemente identificadas em estruturas de concreto simples e armado, analisando o comportamento dos espécimes;

2.1. Teoria dos Consolos

2.1.1. Definição

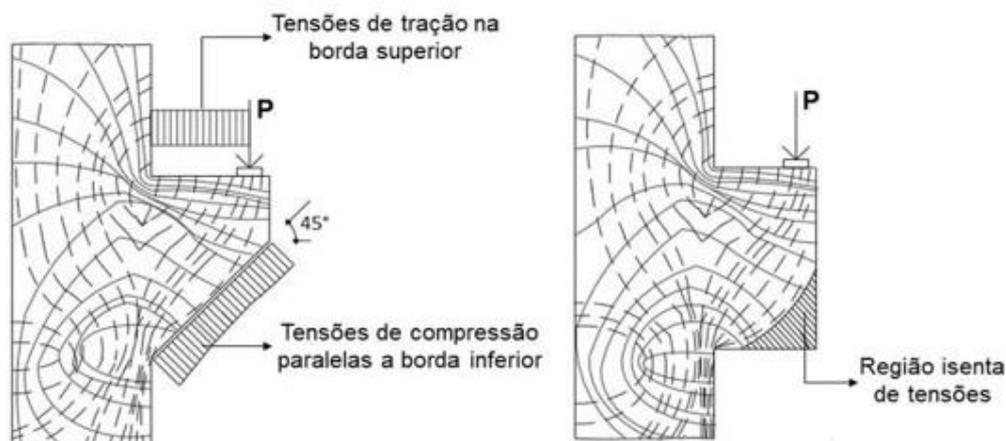
A ABNT NBR 6118 (2023) considera consolos curtos de concreto armado os elementos em balanço que atendam a condição ($0,5 < a/d \leq 1,0$), sendo (a) à distância da carga aplicada à face do apoio e (d) à altura útil (Figura 2.1).

Figura 2.1 - Consolo curto.

Sendo o consolo curto de concreto armado um elemento de sustentação do sistema estrutural pré-moldado que apresenta um balanço curto, não se aplica a teoria clássica da flexão e o seu comportamento estrutural considera as tensões cisalhantes sendo o oposto das vigas nessas duas hipóteses. Mesmo considerando um material “homogêneo e perfeitamente linear elástico”, as seções não permanecem planas após o carregamento (EL DEBS, 2017).

Franz e Niedenhoff (1963), como mostra a Figura 2.2, verificaram que as trajetórias das tensões (tração e compressão) principais em regime elástico permitem que os consolos curtos tenham as geometrias retangulares ou chanfradas, pois a parte inferior do elemento retangular sofre uma sollicitação mínima que não interfere na sua capacidade portante. As tensões de tração atuam de forma aproximadamente horizontais e constantes desde a face do consolo, abaixo do ponto de aplicação de carga, até o pilar, indicando a posição da armadura de tração (tirante e armadura de costura). As tensões de compressão partem do local de aplicação da força com sentido a base do consolo, favorecendo a formação da biela.

Figura 2.2 - Fluxo de tensões em consolo curto.



Fonte: Franz e Niedenhoff, 1963 (adaptado)

Existem basicamente duas formas de conectar pilares e vigas: ligações monolíticas (as peças são confeccionadas de maneira conjunta); ou por aparelhos de apoio (geralmente extensões de pilares em que as vigas são apoiadas). Para Kriz e Rath (1965), a armadura principal de tração é conhecida como tirante e seu sistema de ancoragem pode ser feita por laço ou solda para absorver da melhor forma possível os esforços. A armadura de costura ou armadura de costura horizontal (um estribo que engasta os consolos nos pilares), também aumenta a capacidade resistente dos consolos quando esses estão sob cargas verticais, entretanto, quando estão sujeitos às forças horizontais, essas armaduras não apresentam contribuição. Logo, a armadura de costura possui a finalidade de dificultar a propagação das fissuras na interface consolo/pilar e aumentar a ductilidade da peça.

2.1.2. Modo de Ruptura

Os principais mecanismos de ruína em consolos observados por Park e Paulay (1983), conforme a Figura 2.3, são:

a) Tração na flexão: sucede em consolos com baixas taxas de armadura principal e ocorre ao longo da ligação consolo/pilar marcado por uma fissura principal e o esmagamento do concreto.

b) Fendilhamento diagonal: é observado em consolos com altas taxas de armadura (principal e de costura). Inicia-se na placa de aplicação de carga (fissura de flexão) e perdura até a parte inferior da ligação consolo/pilar (fendilhamento

inclinado da biela).

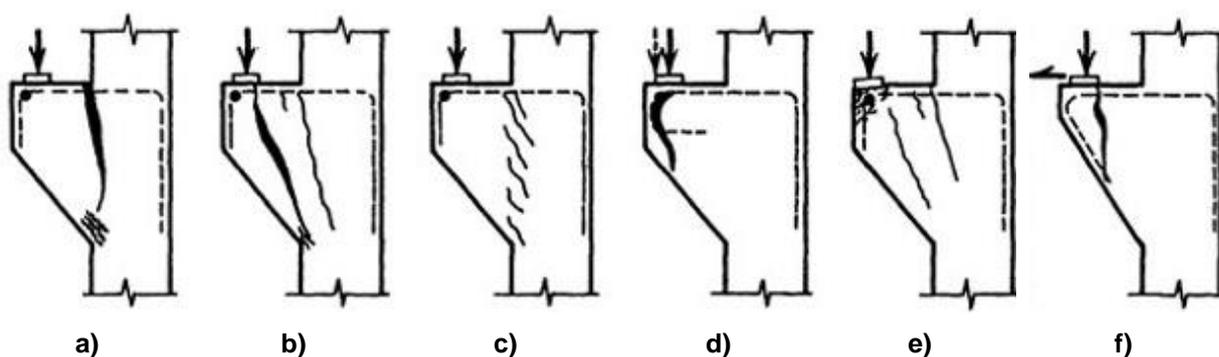
c) Cisalhamento: está relacionado com baixos valores da relação a/d e estrutura pouco armada. Acarreta trincas ao longo da interface consolo/pilar.

d) Fendilhamento na ancoragem: acontece devido uma deficiência na ancoragem da armadura principal, situada na extremidade externa do consolo, sob a placa de apoio.

e) Esmagamento na placa de apoio: decorre de tensões de contato elevadas, percebe-se o esmagamento do concreto abaixo do ponto de aplicação de carga e algumas fissuras de flexão.

f) Ruptura por insuficiência de altura na região da placa de apoio: provoca fissura principal que não se desenvolvem até o pilar, atravessando o consolo e atingindo o seu bordo inferior.

Figura 2.3 - Tipos de ruptura de consolos de concreto armado.



Fonte: Park e Paulay, 1983 (adaptado)

2.2. Regiões B e D

De acordo com Clímaco (2016), no projeto de concreto armado, a estrutura pode ser dividida em região *B* ou *D* (Figura 2.4). A região *B* é contínua e deve ser aplicada a hipótese de Bernoulli-Euler “As seções planas permanecem planas após a flexão”. A região *D* representa uma área da estrutura de descontinuidade estática (regiões de suporte) ou descontinuidade geométrica (peças com mudanças abruptas de geometria), e considera o princípio de Saint-Venant “Os efeitos localizados provocados por cargas concentradas dissipam-se em regiões suficientemente distantes do ponto de aplicação de carga” (Figura 2.5), diante disso, a região *D* pode ser adequadamente representada pelo uso do Método de Bielas e Tirantes (MBT).

Figura 2.4 - Distribuição da região B e D a partir do MBT.

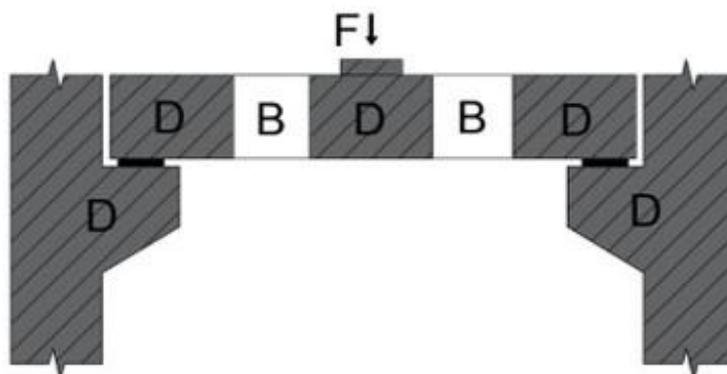
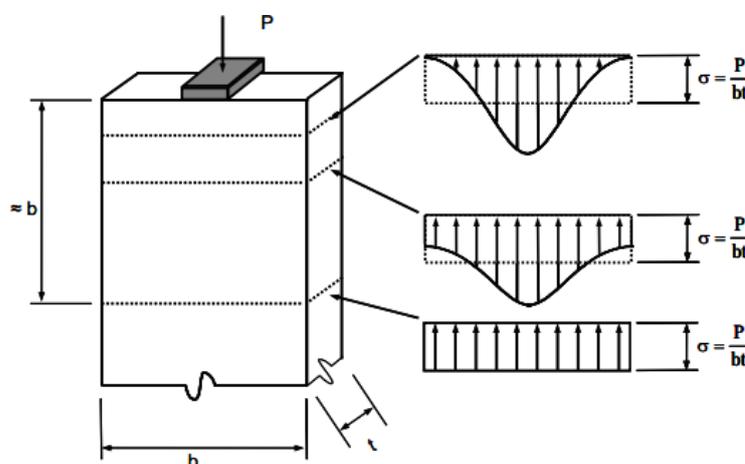


Figura 2.5 – Princípio de Saint-Venant.



Fonte: Brown *et al.* (2006)

2.2.1. Método de Bielas e Tirantes (MBT)

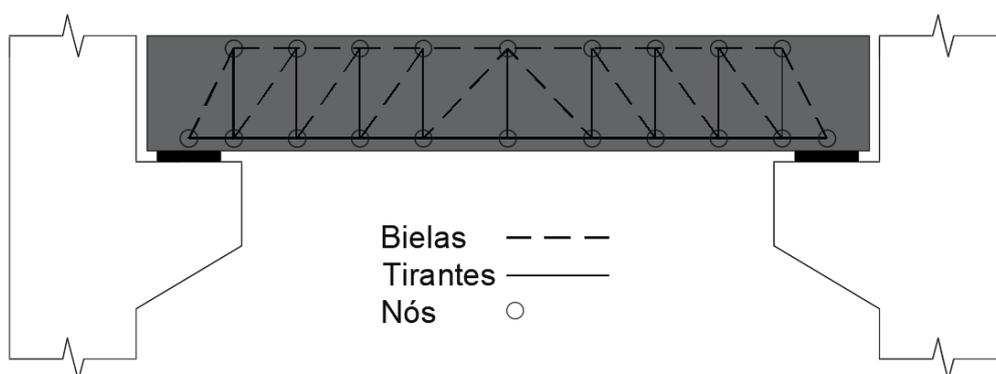
O MBT surgiu quando Ritter (1899) e Mörsch (1912) introduziram a analogia da treliça; e foi posteriormente refinada por Rüschi (1964), Kupfer (1964) e Leonhardt (1965); e consolidado por Mueller (1978), Thürlimann (1983), Marti (1985) e Schlaich *et al.*, (1987), onde criaram uma base científica para aplicação racional e rebuscada quanto ao conceito da teoria da plasticidade. Atualmente o MBT tem sido objeto de conceituadas pesquisas internacionais, como as de Muttoni *et al.* (2015), Laughery e Pujol (2015) e Tuchscherer *et al.* (2016).

Em algumas estruturas ou em parte delas, a metodologia de cálculo por meio das hipóteses de Bernoulli-Euler não são válidas, para tanto foi desenvolvido o Métodos de Bielas e Tirantes - MBT (*Strut-and-Tie Method - STM*). Aplicado em regiões descontínuas, o MBT analisa uma estrutura através da idealização de uma treliça com comportamento mecânico equivalente e possibilita considerar simultaneamente todos os tipos de carga (normal, cortante, momento e torção) o

que proporciona um dimensionamento unificado.

Este método possui como componentes os nós (zonas onde as bielas e tirantes se encontram), os tirantes (fluxo de tensões de tração) e as bielas (campos de tensão de compressão), conforme mostra a Figura 2.6. De acordo com Fernandes e El Debs (2005) se tratando de consolos curtos esse é o modelo empregado para cálculo, e para que a peça apresente um comportamento dúctil, é indispensável que os tirantes cheguem à ruína antes das bielas, ou das regiões nodais.

Figura 2.6 - Representação do MBT com relação a analogia da treliça.



2.2.2. Componentes do MBT

Em regra, a resistência da peça dimensionada deve ser maior do que a máxima tensão gerada no mesmo elemento. Especificamente é possível localizar expressões de cálculo, com um maior detalhamento dos elementos para as bielas, tirantes, e nós, individualmente como ocorrem nas recomendações da norma norte americana ACI 318 (2014).

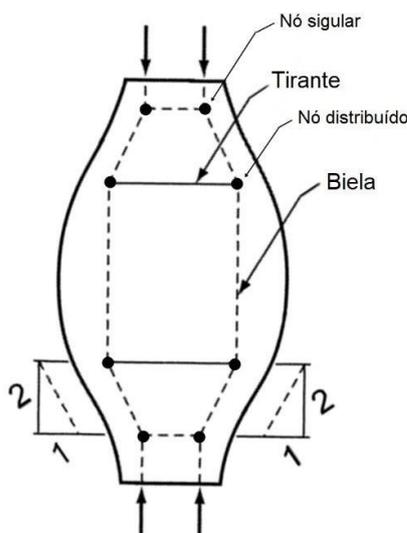
2.2.2.1. Nós

No MBT um nó pode ser definido como um volume de concreto que envolve as interações das bielas comprimidas, que são combinadas com as forças de ancoragem e/ou forças de compressão externa. Os nós aparecem onde há uma mudança repentina na direção das forças (SILVA e GIONGO, 2000).

Conforme defendem Schäfer e Schlaich (1988), e Campos Filho (1996) existem duas classificações para os nós (Figura 2.7). Na primeira, são classificados como nós singulares ou concentrados, onde as forças oriundas dos tirantes e das bielas se concentram e equilibram sem que haja deformações para gerar fissuras. A

segunda classificação os nós são tidos como distribuídos ou contínuos, nesse caso os componentes de tensões atuantes sobre o concreto se deparam com o tirante e a armadura de costura ancorados corretamente, fazendo com que não sejam considerados nós críticos.

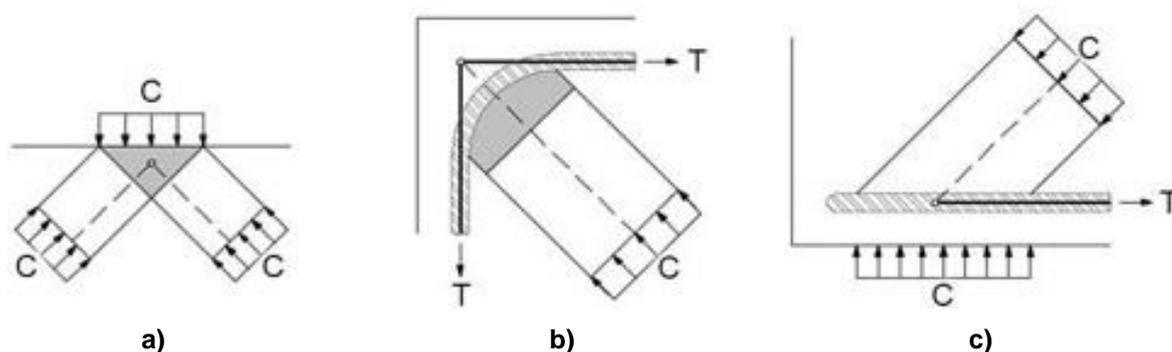
Figura 2.7 - Tipos de nós em uma região *D*.



Fonte: Campos Filho, 1996 (adaptado).

Divergindo da literatura a ABNT NBR 6118 (2023) classifica os nós de acordo com o número de bielas e tirantes que passam por eles. As regiões nodais devem estar em equilíbrio para satisfazer as condições da treliça idealizada e suportar as cargas nestas intersecções. A classificação dos nós pode ser estabelecida pelos esforços CCC, CTT e CCT (Figura 2.8), onde “C” corresponde aos esforços de compressão e “T” os esforços de tração. a) Em que CCC só contém bielas nos mesmos, sendo a melhor condição para o concreto. b) CTT é menos benéfica ao concreto por apresentar apenas uma biela. c) CCT quando possui pelo menos um tirante.

Figura 2.8 - Tipos de nós.



Fonte: Pantoja, 2012 (adaptado)

2.2.2.2. Tirantes

Esse componente representa a atuação dos esforços de tração, onde as resultantes internas são absorvidas pelas armaduras. A maior atenção com os tirantes está na ancoragem, visto que estes elementos auxiliam o concreto a combater as tensões transversais de tração.

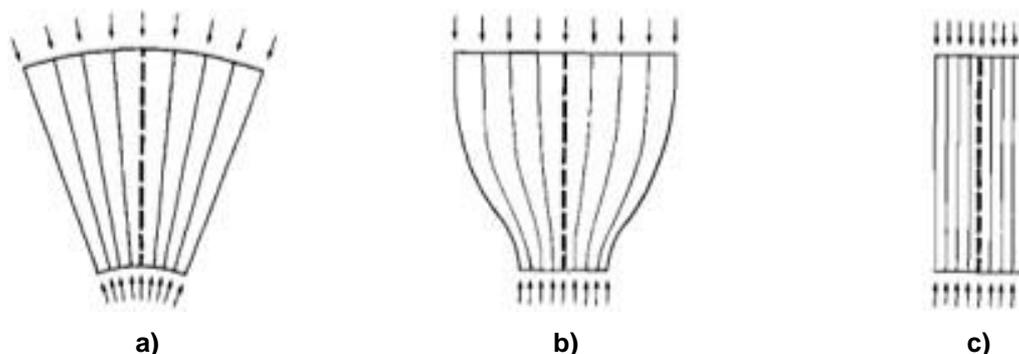
De acordo com Campos Filho (1996), quando utiliza o fluxo de forças para a definição dos modelos de bielas e tirantes, o equilíbrio só é satisfatório quando a resistência do concreto aos esforços de tração é considerada, por exemplo, em ancoragens, nós de pórticos, bielas não ancorada, e etc. Dessa forma, o concreto trabalhará em conjunto com o aço, aumentando a rigidez axial do tirante e da região como um todo.

2.2.2.3. Bielas

De acordo com Schlaich (1991) existem três tipos de bielas ou campos de tensão de compressão, sendo a leque, a garrafa e a prisma (Figura 2.9). a) A biela leque (*fan-shaped*) possui curvatura desprezível, não desenvolve tensões transversais e geralmente se encontra na região *D*; b) A biela em forma de garrafa (*bottle-shaped*) tem saliência em suas trajetórias seguido de afunilamento da seção; apresenta tensões transversais consideráveis que podem causar rachaduras longitudinais e iniciar uma falha precoce na estrutura, e é constantemente encontrada na região *D*; c) A biela do tipo paralela ou prisma (*prismatic*) é um caso especial frequente dos dois campos de tensões anteriores e é típica da região *B*. Distribui as tensões em campos uniformes e o concreto alcança seu rendimento máximo, havendo apenas o estado de compressão, nessa a peça está totalmente isenta de

tensões transversais de tração. Os dois anteriores tipos de bielas condicionam menor eficiência do concreto devido apresentarem tensões de compressão em diferentes planos.

Figura 2.9 - Tipos de bielas.



Fonte: Schlaich, 1991 (adaptado)

Um parâmetro usual de projeto, fundamentado nas ideias do MBT, é o fator de eficiência da biela (β_s), aplicado a normas de dimensionamento para indicar a resistência efetiva de bielas, representando um valor que avalia o quanto um elemento estrutural pode resistir em relação à resistência do concreto. Atualmente, observa-se uma grande dispersão nos resultados de resistência ao serem comparados os valores adotados por normas de dimensionamento e aqueles oriundos de ensaios experimentais de outros autores.

2.3 Recomendações normativas

Algumas normas abordam o Método de Bielas e Tirantes (MBT) como indicação de modelo de cálculo, principalmente quando se trata da estimativa de resistências de bielas, onde se utiliza a resistência à tração do concreto como uma função da resistência à compressão, portanto é necessário conhecer como versam as normas sobre essas especificações.

As recomendações normativas são apresentadas por quatro diferentes normativas: duas normas brasileiras, ABNT NBR 9062 (2017) e a ABNT NBR 6118 (2023); a norma norte americana, ACI 318 (2019); e pôr fim a norma europeia EUROCODE 2 (2004).

2.3.1 ABNT NBR 9062 (2017) / ABNT NBR 6118 (2023)

2.3.1.1 Hipótese de cálculo

O dimensionamento de consolos curtos ($0,5 < a/d \leq 1,0$) é feito segundo o modelo matemático de uma treliça de barras, uma tracionada (tirante) e outra comprimida (biela) e as demais como barras da armadura de costura, diante disso, devem ser estabelecidas limitações para as solicitações dos materiais constitutivos das barras, sendo eles, aço e concreto, respectivamente. Quanto ao plano de ligação entre o consolo e o elemento de sustentação sujeito a eventual efeito favorável de cargas horizontais, despreza-se as que comprimam, e considera-se as que tracionem e sejam absorvido integralmente pelo tirante.

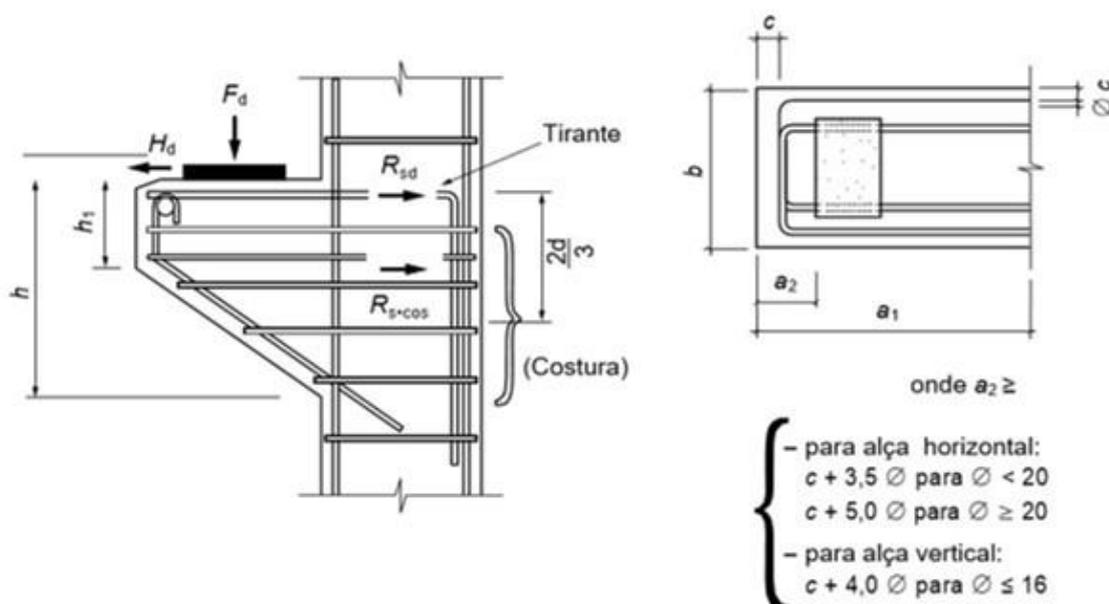
2.3.1.2 Disposições construtivas

A altura da face externa do consolo h_1 deve ser maior ou igual a metade da sua altura no engastamento h , subtraindo o afastamento do aparelho de apoio à borda externa a_2 (Equação 2.1). Para os casos de tirante ancorado por barra transversal de mesmo diâmetro a distância da face externa do aparelho de apoio à face externa do consolo a_2 , deve ser no mínimo igual a soma do cobrimento de concreto c acrescido do diâmetro \emptyset da barra do tirante (Equação 2.2), (Figura 2.10).

$$h_1 \geq \frac{h}{2} - a_2 \quad (2.1)$$

$$a_2 = c + \emptyset \quad (2.2)$$

Figura 2.10 - Armadura típica de um consolo curto.



Fonte: ABNT NBR 9062, 2017

O diâmetro das barras do tirante deve ser menor ou igual a um sexto da menor dimensão do consolo na seção de engastamento ou 25 mm, e seu espaçamento (em planta) não pode ser maior que 20ϕ ou d . Toda armadura do tirante deve ser localizada junto à borda tracionada do consolo. O diâmetro da armadura de costura não pode ser maior que $1/15$ da menor dimensão do consolo no engastamento, e seu espaçamento na vertical não pode ser maior que 10 cm ou que a distância a . Na face do elemento-suporte do consolo, deve ser disposta armadura igual à do tirante, na forma de barras nos pilares. Em consolos curtos a tensão de compressão na biela inclinada não pode ultrapassar f_{cd} para carga direta e $0,85 f_{cd}$ para carga indireta. Visto que f_{cd} refere-se à menor das resistências características dos materiais em contato.

2.3.1.3 Tirante

Não é permitido que o tirante tenha diminuição de seção transversal entre o ponto de aplicação da carga e o engastamento, exceto quando a/d for maior que 2 onde o consolo passa a ser calculado como viga conforme disposto na ABNT NBR 6118 (2023). Na seção de engastamento, a taxa mecânica de cálculo (Equação 2.3) deve ser superior a 0,04 para os consolos com $a/d \leq 2$. A Equação 2.5 determina a armadura total do tirante dos consolos curtos. A ancoragem do tirante no elemento-suporte do consolo deve obedecer às especificações da ABNT NBR 6118 (2023).

$$\omega = \rho \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \quad (2.3)$$

$$\rho = \frac{A_{s,tir}}{b \cdot d} \quad (2.4)$$

$$A_{s,tir} = A_{sv} + \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (2.5)$$

$$A_{sv} = \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) \cdot \frac{F_d}{f_{yd}} \quad (2.6)$$

Onde:

ω é a taxa mecânica de cálculo

ρ é a taxa de armadura de pele

f_{yk} é a resistência característica do aço ao escoamento na tração

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão)

$A_{s,tir}$ é a área total de aço concentrada no tirante

b é a largura do consolo

d é a altura útil do consolo

A_{sv} é a área de aço da armadura transversal ou armadura de costura vertical

H_d é a força horizontal

f_{yd} é o valor de cálculo da tensão de escoamento do aço

a é a distância entre o ponto de aplicação da força e a face do apoio

F_d é a força vertical

2.3.1.4 Armadura de costura ou armadura de costura horizontal

Para os consolos curtos a armadura de costura é obrigatória e considerada adequada, devendo ser respeitadas as disposições construtivas e distribuída adjacente ao tirante na faixa de dois terços de d , adotando o valor resultante da Equação 2.7.

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{cost} \geq 0,4 \cdot \frac{A_{sv}}{d} \quad (2.7)$$

Onde:

A_{scost} ou A_{sh} é a área de aço da armadura de costura ou armadura de costura horizontal

A_{sv} é a área de aço da armadura transversal ou armadura de costura vertical

d é a altura útil do consolo

2.3.1.5 Armadura transversal ou armadura de costura vertical

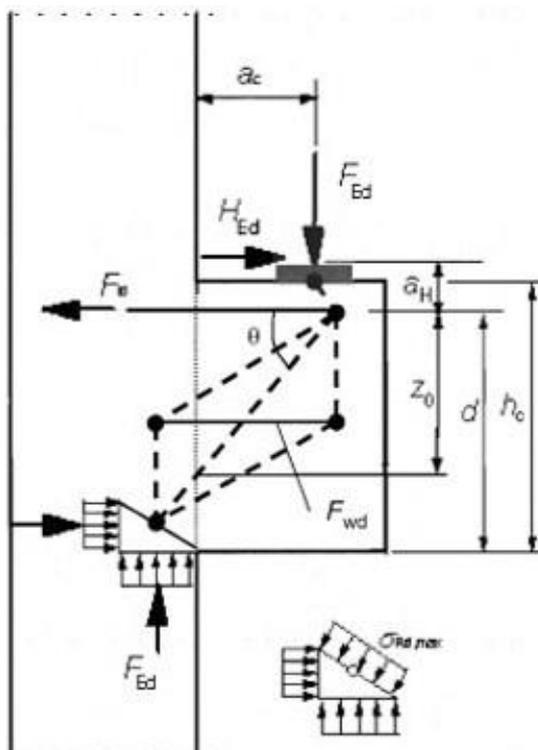
Nos consolos curtos sujeitos a cargas diretas é necessário a inserção dos estribos verticais observando as taxas mínimas expressa na Equação 2.8, onde b é a largura do consolo e h a altura igual à do consolo na seção de engastamento.

$$0,15\%b.h \quad (2.8)$$

2.3.2 EUROCODE 2 (2010)

A norma europeia define consolos curtos ($a_c < z_0$) como elementos de apoio em que a distância horizontal entre a face do pilar e o ponto de aplicação da força (a_c) deve ser menor que o comprimento (z_0). Ante o exposto, podem ser dimensionados utilizando o MBT desde que a inclinação da biela seja limitada a $1,0 \leq \tan\theta \leq 2,5$. (Figura 2.11).

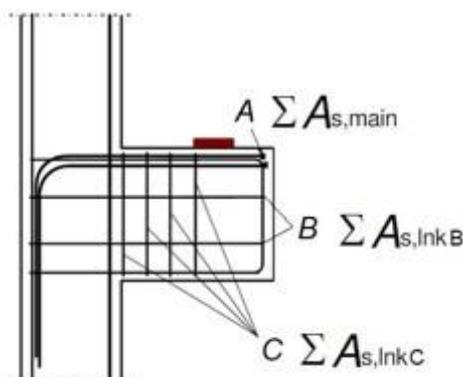
Figura 2.11 - MBT para consolos curtos.



Fonte: EUROCODE 2, 2010

Para os casos em que $a_c < 0,5 h_c$, além do tirante (A), deve-se utilizar armadura de costura (B), onde $\Sigma A_{s,lnkB} \geq k_1 \Sigma A_{s,main}$. De maneira análoga, se $a_c > 0,5 h_c$ e $F_{Ed} > V_{Rd,c}$, torna-se obrigatório, assim como para o tirante (A), a utilização da armadura transversal (C), visto que $\Sigma A_{s,lnkC} \geq k_2 (F_{Ed} / f_{yd})$. Sendo, respectivamente, 0,25 e 0,50 o valor recomendado das constantes k_1 e k_2 . (Figuras 2.11 e 2.12).

Figura 2.12 - Armaduras de consolos curtos.



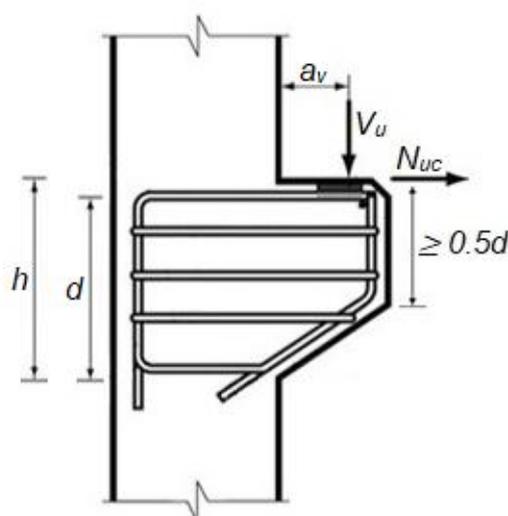
Fonte: EUROCODE 2, 2010 (adaptado)

O tirante tem de ser ancorado em ambas as extremidades. No elemento-suporte a ancoragem deve ocorrer na face oposta do engastamento consolo/pilar e possuir comprimento a ser medido a partir da armadura transversal mais próxima. No interior do consolo o comprimento da ancoragem tem início na face interna do aparelho de apoio.

2.3.3 ACI 318 (2014)

Devem ser projetados de acordo com o ACI 318 (2014) consolos que atendam as condições (a) $V_u \geq N_{uc}$; (b) $1,0 \geq a_v / d$; sendo: (V_u) a carga vertical de projeto e (N_{uc}) a sua decomposta no eixo das abcissas. (a_v) o comprimento entre o ponto de aplicação de carga a ligação consolo-pilar e (d) à altura útil ou profundidade efetiva (Figura 2.13).

Figura 2.13 - Consolo curto.



2.3.3.1 Limites do consolo

A profundidade efetiva deve ser calculada na face do suporte (pilar). Para todo caso a altura da face externa do consolo é determinado pela condição (a) $\geq 0,5d$. A face externa da placa de apoio deve estar situada sobre a face interna da barra de ancoragem transversal que demarca a dobra do tirante. Para concreto convencional, as dimensões do consolo devem ser selecionadas de modo que V_u / ϕ , não exceda o menor valor entre três condições: (a) $0,2f_c' b_w d$; (b) $(3,3 + 0,08f_c') b_w d$; (c) $11 b_w d$; onde: (ϕ) fator de redução de força, (f_c') capacidade de carga do concreto, (b_w) largura do consolo.

2.3.3.2 Esforços

O consolo deve ser dimensionado para resistir simultaneamente ao V_u , N_{uc} e M_u conforme representado por $V_u a_v + N_{uc}(h - d)$; onde: (M_u) é o momento atuante no consolo, (h) altura do engastamento consolo-pilar. N_{uc} e V_u devem ser os valores máximos calculados de acordo com as combinações de cargas possíveis. Visto que o valor de N_{uc} não pode ser determinado com precisão, deve-se dimensioná-lo como uma carga móvel, mesmo se a tensão resultar de fluência, redução ou mudança de temperatura, logo, ele deve ser majorado pelo coeficiente de cargas moveis. Salvo se inexistir aplicação de carga, N_{uc} deve ser no mínimo $0,2V_u$.

2.3.3.3 Resistência de projeto

Para todos os casos, o fator redutor multiplicado pela resistência de projeto da estrutura deve ser superior aos esforços solicitantes $\phi S_n \geq U$, conforme os critérios a seguir: (a) $\phi V_n \geq V_u$; (V_n) resistência ao cisalhamento nominal é fornecido pela (A_{vf}) área de reforço de fricção por cisalhamento e deve ser calculada de acordo com o método atrito cisalhamento. (b) $\phi N_n \geq N_{uc}$; (N_n) resistência à tração nominal é obtida por $A_n f_y$; sendo: (A_n) área destinada a resistir aos esforços de tração N_{uc} , (f_y) capacidade portante do aço. (c) $\phi M_n \geq M_u$; (M_n) resistência à flexão nominal ou momento nominal é proporcionada pela (A_f) área designada a resistir ao momento.

2.3.3.4 Dimensionamento

(A_{sc}) A área total do tirante deve ser o maior valor entre três critérios: (a) $A_f + A_n$; (b) $(2/3)A_{vf} + A_n$; (c) $0,04(f'_c / f_y)(b_w d)$. A área total da armadura de costura ou armadura de costura horizontal (A_h) deve ser no mínimo $0,5(A_{sc} - A_n)$.

2.3.3.5 Especificações

Na face frontal de um consolo, o tirante deve ser ancorado por uma dentre três possibilidades: (a) Soldar uma barra transversal com no mínimo a mesma bitola do tirante, (b) dobrar o tirante a ponto de formar um laço horizontal e (c) outros meios de ancoragem possibilite o elemento atingir o f_y . A_h devem ser espaçados uniformemente em $2/3d$ medido a partir do tirante.

2.4 Concreto

2.4.1 Histórico

Desde a construção do *Pantheon* (Figura 2.14a) em 27 a.C., foi reestabelecida a ideia do concreto “romano”, onde o ligante era misturado com areia e pedra, o que conferia elevada resistência ao material, se tornando uma referência para as estruturas. Em Roma outra edificação marcante é a Basílica de São Pedro (Figura 2.14b) construída durante o período renascentista (FIP, 1999).

Figura 2.14 - Edificações romanas: a) Pantheon; b) Basílica de São Pedro.



a)



b)

Foi apenas no final do século XIX que surgiu o concreto armado, se consolidando no século seguinte sendo considerado um dos materiais mais importantes da engenharia construtiva. A partir de então, se intensificou as pesquisas em busca de melhorias para esse material utilizando ferramentas computacionais que tornaram os resultados ainda mais precisos (BEBER, 1999).

O trabalho de dimensionamento de peças de concreto armado mais conhecido foi desenvolvido em 1902 pelo engenheiro alemão E. Mörsch. Na época, professor da Universidade de Stuttgart (Alemanha), desenvolveu pesquisas que possibilitaram a realização de ensaios experimentais, que posteriormente resultaram em normas técnicas para estruturas de concreto armado. A treliça clássica de Mörsch, já citada, é o modelo utilizado até os dias atuais (PINHEIRO *et al.*, 2007).

A pesquisa desse material e sistema construtivo ao longo dos anos contribuiu para o desenvolvimento de novas técnicas. Uma delas é o reforço do concreto com

fibra. De acordo com Êxodo 5:6-7, os egípcios reforçavam tijolos de barro com palha para construir suas casas, evidenciando o beneficiamento da matriz dos materiais de construção com a inserção de fibras.

Além disso, há evidências de que há cinco mil anos postes de argila eram reforçados com fibra de amianto/asbesto. Os babilônios utilizavam fibras vegetais para fortalecer o sistema construtivo conhecido como adobe (ARIF, 2014). Tijolos reforçados com palha vegetal e cozidos ao sol também foram utilizados na construção de uma colina de 57 metros de altura em AQAR QUF, no Iraque, próximo a capital Bagdá, edificação com cerca de 3500 anos.

Em 1874 Berard teve a ideia de adicionar fibras ao concreto, mas esse novo conceito compositivo só foi desenvolvido por volta de 1960, ao mesmo tempo em que surgiram as fibras: metálicas, vítriadro e mineral. No Brasil, esse conceito foi utilizado apenas a partir da década de 1990 (NAAMAN, 2003).

2.4.2 Compósitos com Fibras

O concreto reforçado com fibra pode ser conceituado como material amalgamado composto por cimento Portland; agregados graúdos e miúdos; acrescido de fibras geralmente curtas, isoladas e irregulares (Sumathi e Saravana Raja Mohan, 2015).

Os compósitos cimentícios rompem de maneira frágil, tornando-os vulneráveis a rachaduras com baixo nível de tensão. Barras de aço, malhas e fibras têm sido amplamente empregadas como reforço para solucionar tais problemas (FOTI, 2013). Por esses e outros motivos, tem-se pesquisado materiais compósitos com adição de fibras ou mesmo utilizam fibras para substituir parcialmente as armaduras transversais. Casanova (1995) diz que uma porcentagem das armaduras transversais pode ser substituída, principalmente se o concreto utilizado for de alta resistência, pois permite que as fibras atuem de forma mais eficaz. Nili e Afroughsabet (2010) e Spadea *et al.*, (2014) têm investigado a utilização de diferentes fibras na matriz do concreto e constatado contribuições nas suas resistências e propriedades mecânicas. Sanjay *et al.*, (2018) e Mastali *et al.*, (2015) comprovam a eficácia das fibras quanto à capacidade de retenção de trincas e absorção de energia pós-trincas em concreto.

Segundo Barros (1995), a fibra de aço geralmente é indicada para situações que exigem alto esforço estrutural, pisos industriais ou mesmo túneis e pistas de

aeroportos. O concreto melhora seu desempenho em termos de capacidade de absorção de energia, durabilidade, aumento do controle de fissuras e, normalmente, aumento da resistência a efeitos dinâmicos como a fadiga. A adição de fibra de aço como reforço ao concreto é uma técnica promissora para questões relacionadas à suscetibilidade a rachadura e fragilidade do mesmo, no momento da concretagem este material é distribuído aleatoriamente e possui geometria e forma variada (HAVLIKOVA, *et al.*, 2015). Elevando o teor de fibra de aço de 1% para 3%, a resistência à flexão aumentaria de maneira proporcional, independentemente do regime de cura empregado no concreto. Além do mais, o teor de fibra de aço e o tipo de agregado controlam a capacidade de absorção de energia e resistência das amostras (TUFEKCI e GOKCE, 2017).

Segundo Mostafazadeh e Abolmaal (2016), um aumento no teor de volume de fibras sintéticas na matriz do concreto eleva a resistência a: cisalhamento, tenacidade, flexão e dureza. Além disso, menores concentrações de fibra apresentam melhores ganhos de resistências a compressão do que compostos com índices mais altas de fibra. Zeng *et al.*, (2020) afirma que o compósito cimentício enriquecido com fibra de polietileno tem sido amplamente utilizado para fins estruturais devido à sua elevada tensão de ruptura por tração, geralmente 5% maior que o concreto convencional. Merli, *et al.*, (2019) verifica eficiência semelhante quando utilizada a fibra de polietileno reciclada. Alhozaimy *et al.* (1996) comprovaram que as fibras de polipropileno não tiveram efeito significativo na resistência à compressão. Na pesquisa de Beigi *et al.*, (2013) o concreto com fibra de polipropileno acarretou uma redução na resistência à compressão, no entanto, perceberam aumento na resistência de tração e flexão, garantindo elevação de até cinco vezes na tenacidade do compósito. Gencil *et al.*, (2011) comprovaram que a dispersão uniforme da fibra de polipropileno no concreto (até 9 kg/m³) não prejudica a trabalhabilidade da mistura e garante maior resistência a compressão, tração e flexão.

2.5 Estudos realizado na área

As propriedades das fibras devem ser conhecidas para que sejam utilizadas corretamente como reforço na matriz de concreto, tais como: módulo de elasticidade, resistência ou ainda as características geométricas (comprimento,

formato, área superficial). Além disso, devem considerar as propriedades do concreto a serem melhoradas, como descritas em 2.4.2. Para Figueiredo (2005) o comprimento da fibra, por exemplo, deve ser igual ou maior duas vezes o tamanho máximo do agregado.

Algumas pesquisas já desenvolvidas na área apontaram que fibras, especialmente as de aço, proporcionam ao concreto o efeito de confinamento nas regiões de bielas de compressão dos consolos, que levam ao alcance de resistências mais elevadas. Esses estudos começaram a ganhar destaque na década de 80, desde então o número de pesquisas a respeito desse tema tem aumentado. A seguir são relacionados alguns trabalhos sobre consolos com fibras.

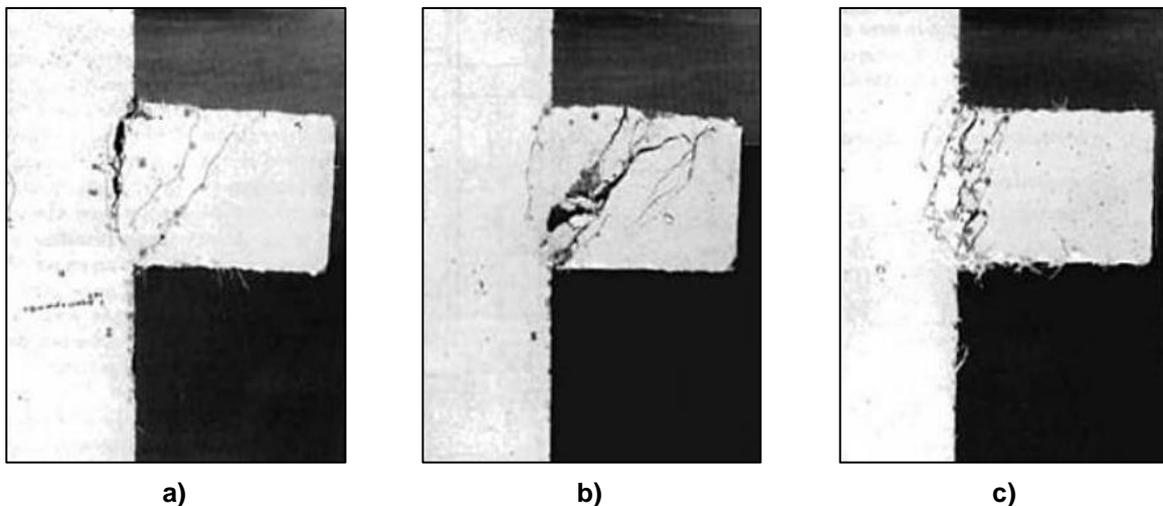
2.5.1. FATTUHI (1987)

Fattuthi foi um dos precursores na área, ensaiando uma série de consolos com e sem armadura de costura e variando entre concreto com e sem fibra. Na pesquisa, os consolos com adição de fibra apresentaram cargas resistentes máximas cerca de 40% maiores do que os espécimes sem fibras. Foi observado também que o início de fissuração das peças com fibra ocorreu com um valor de carga 74% maior. Já os espécimes com armadura de costura e fibras tiveram um ganho na ductilidade e nas cargas últimas. De forma geral, os resultados foram considerados satisfatórios. Além de Fattuthi (1987), outros autores desenvolveram significativas pesquisas.

2.5.2. FATTUHI E HUGHES (1989)

Em 1989, Fattuhi e Hughes testaram 14 espécimes de concreto, onde alguns possuíam fibras e outros não. Nos consolos também foram incluídos como armaduras secundárias, os estribos horizontais. Os resultados obtidos indicaram que a ausência de estribos e fibra nas peças fez com que as peças rompessem de forma frágil por fendilhamento, enquanto que elementos estruturais em que esses itens se faziam presentes, foi notada a ductilidade e a resistência esperada. A Figura 2.15 mostra algumas imagens dos modos de rupturados espécimes ensaiados.

Figura 2.15 - Ruptura típica de: a) Flexão; b) Fendilhamento da biela do concreto; c) Cisalhamento.

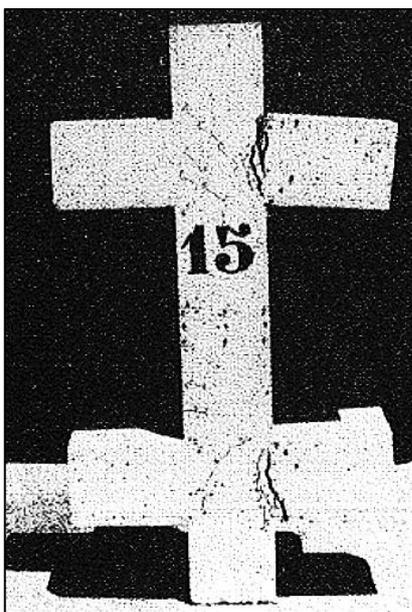


Fonte: Hughes e Fattuhi, 1989. (adaptado)

2.5.3. FATTUHI (1990)

Em 1990 o autor testou 18 modelos com barras de aço na armadura principal e fibras em substituição à armadura secundária. Neste experimento foram analisados vários consolos ligados em um mesmo pilar (Figura 2.16), sendo possível verificar o carregamento desigual no consolo/pilar. Comprovando mais um vez, como nos experimentos anteriores do autor, a influência das fibras quanto ao aumento da ductilidade e resistência, constatou também que o carregamento desigual não interviu no comportamento das peças ensaiadas.

Figura 2.16 - Modelo testado por Fattuhi.



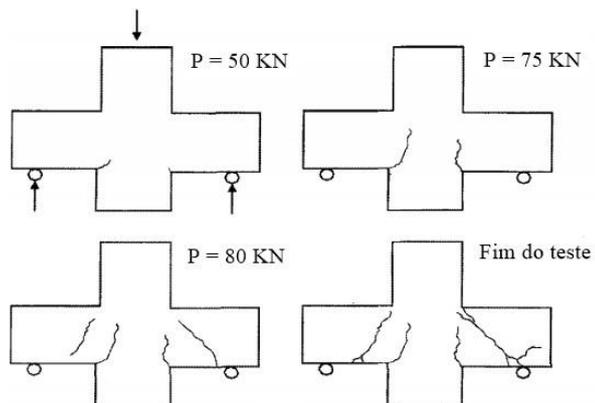
Fonte: Fattuhi, 1990.

2.5.4. CAMPIONE, LA MEDOLA E PAPIA (2005)

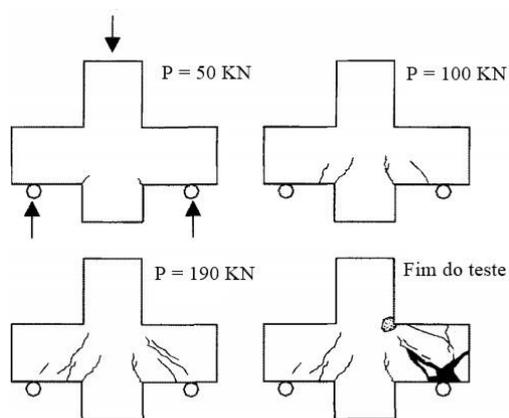
Um trabalho de destaque foi o dos pesquisadores Campione, La Mendola e Papia (2005), que fizeram algo semelhante a Fattuthi (1987). Eles avaliaram de forma experimental e analítica o comportamento a flexão de consolos com concreto simples, e com concreto por eles chamado de fibroso, além de algumas peças possuírem ou não os estribos horizontais e o tirante. Esses autores observaram que a presença da armadura de costura nos espécimes aumentou a carga do consolo em cerca de 27% com relação aos consolos com apenas armaduras dos tirantes.

É notável a contribuição da armadura de costura, sendo isso citado por diversos autores. Mas neste experimento foram percebidos consideráveis ganhos quando a armadura de costura foi substituída por fibras, onde os resultados favoráveis tiveram maior intensidade, a carga máxima alcançada foi, cerca de 22% maior que a anterior. Além disso, também pode-se notar o aumento no deslocamento, que foi cerca de 140% quando comparados aos consolos com as armaduras citadas, houveram menores aberturas de fissuras e maior ductilidade após atingir a carga última. A seguir estão ilustradas nas Figuras 2.17 os consolos com seus respectivos modos de ruptura e as variáveis adotadas.

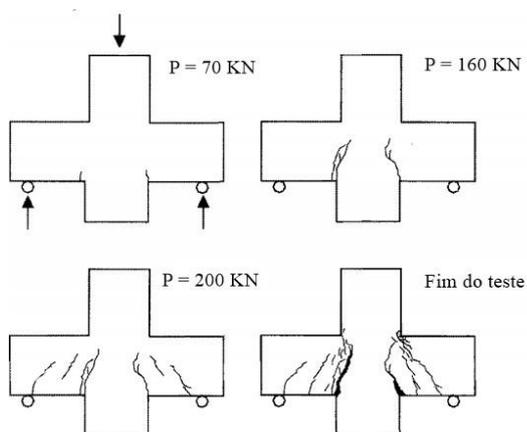
Figura 2.17 - Ruptura dos consolos com: a) Armadura principal; b) Armadura principal e transversal; c) Armadura principal e fibra no reforço do concreto.



a)



b)



c)

Fonte: Campione, La Mendola e Papia, 2005 (adaptado).

2.5.5. COSTA (2009)

Segundo o autor a produção industrial do consolo tradicional apresenta dificuldades devido à grande quantidade de armadura em um espaço pequeno. Diante disso, ele realizou um estudo experimental que propõe um consolo moldado em etapa anterior à do pilar (Figura 2.18), com a armadura e superfícies preparadas para a ligação posterior com o pilar, durante a concretagem deste elemento. O consolo dispõe somente da armadura do tirante principal e de fibras metálicas incorporadas à matriz de concreto, sem estribos verticais ou horizontais. Em alguns modelos foi utilizado um tipo de armadura de costura alternativo. As principais variáveis analisadas foram a taxa de armadura e o arranjo das barras dos tirantes. A adição de fibras ao consolo reduziu a fissuração na biela de compressão e aumentou a resistência à ruptura dos consolos em 8%, apresentando boa ductilidade, mesmo depois da máxima sollicitação. Com o aumento da armadura do tirante no consolo com fibras, a resistência à ruptura foi 69% maior. Considerando o patamar de sollicitação de serviço do consolo tradicional, os modelos moldados em etapas distintas apresentaram aberturas de fissuras na interface consolo pilar 33% maiores, apesar de demorarem mais a aparecer. Entretanto, quando aumentada a taxa de armadura principal, os modelos moldados em etapas distintas demonstraram fissuras 23% menores que o consolo tradicional.

Figura 2.18 - Modelos dos consolos.

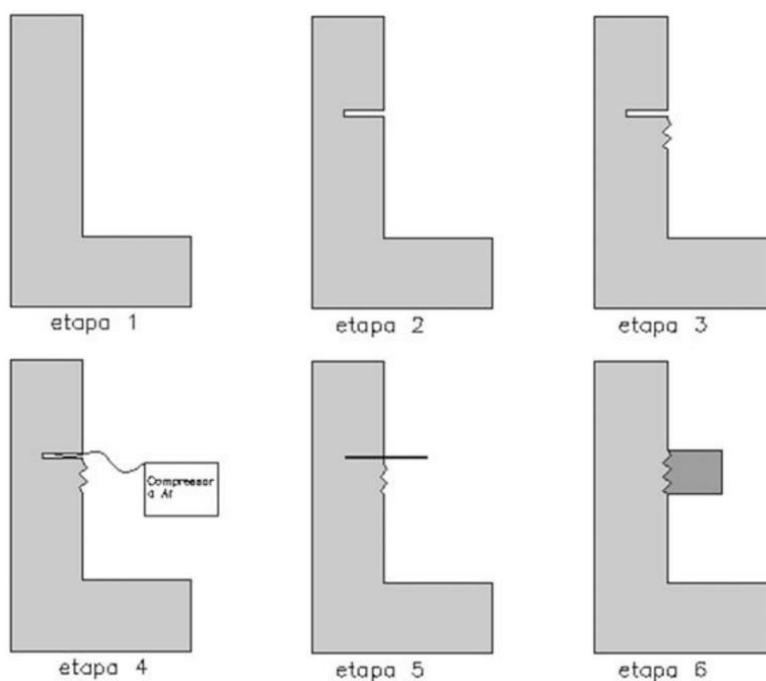


Fonte: Costa, 2009.

2.5.6. BELLUCIO E EL DEBS (2013)

Como a dificuldade no emprego das estruturas pré-moldadas está relacionada com as ligações, que podem ser complexas e custosas, dependendo do projeto, o objetivo dos autores foi estudar a alternativa de utilizar adesivos químicos para a instalação das barras que compõem a armadura realizando a concretagem do consolo em etapa posterior à execução do pilar (Figura 2.19). Para isso eles desenvolveram um programa experimental no qual foram ensaiados três modelos em escala real com consolo curto de mesmas dimensões, dois consolos com armadura do tirante ancorada por meio de ancoragem química e um consolo monolítico com armadura ancorada por meio de gancho dobrado a 90°. O consolo monolítico (modelo *A*) foi projetado atendendo aos requisitos das normas ABNT NBR 6118 (2014) e ABNT NBR 9062 (2006). Um modelo (modelo *B*) com ancoragem química foi projetado com o mesmo comprimento de ancoragem do modelo monolítico e outro modelo (modelo *C*) com ancoragem química foi projetado conforme as recomendações do fabricante do adesivo químico. Diante disso, efeturaram a comparação entre os modelos, constatando que o comprimento de ancoragem não apresentou influência no comportamento dos consolos pós-instalados. O modelo *A* apresentou carga última de 400 kN, o modelo *B* de 340 kN e o modelo *C* de 377 kN. Todos os modelos apresentaram ruptura por tração na flexão de forma dúctil e cargas últimas maiores que o previsto por normas e modelos de cálculo. Concluíram que os consolos pós-instalados apresentaram comportamento mecânico satisfatório, podendo ser considerado como uma solução viável.

Figura 2.19 - Sequência de execução das peças.



Fonte: Bellucio e El Debs, 2013.

2.5.7. IVANOVA E ASSIH (2016)

Os autores analisam o reforço de um consolo curto de concreto armado sob ensaio de fadiga. O objetivo é verificar o comportamento de um console curto sob a influência de um teste de fadiga através de um número especificado de ciclos de carregamento. Para o programa experimental, foram ensaiados quatro consolos curtos de concreto armado, sendo dois deles reforçados (Figura 2.20). Dois dos quatro consolos de concreto armado e reforçado foram submetidos a carregamento estático e os outros dois consolos de concreto armado e reforçado foram submetidos a carregamento de fadiga. Os consolos são reforçados envolvendo-os com tecidos de fibra de carbono. O número de ciclos para o teste de fadiga é limitado a um milhão. Eles descrevem e comparam os modos de falha de diferentes corpos de prova. Os resultados mostraram que os testes de fadiga alteraram a fissuração dos consolos e também que o uso de tecidos de fibra de carbono ligados externamente aumentou significativamente as cargas em até 82% com carregamento estático.

Figura 2.20 - Sistema de ensaio dos consolos.



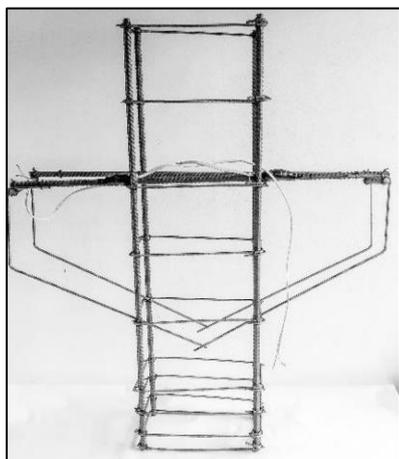
Fonte: Ivanova e Assih, 2016.

2.5.8. ABRANTES (2019)

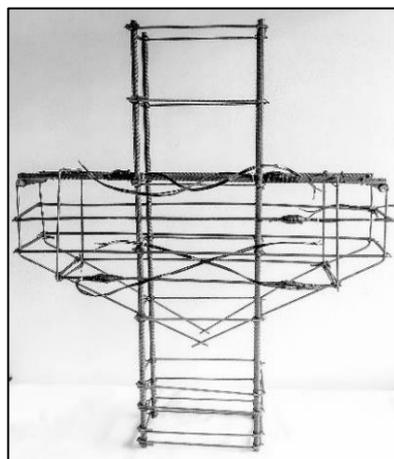
O pesquisador realizou um estudo experimental para avaliar a contribuição de três tipos de fibras (aço, polipropileno e polietileno) que foram adicionadas ao concreto em três diferentes teores para cada uma delas. Os resultados mostraram que de forma geral houveram comportamentos similares para as leituras do concreto, e o inverso quando se analisou as armaduras contínuas que sofreram esforços de tração (Tirantes). Para as peças com fibras metálicas o ganho de resistência com relação aos espécimes de referência foi percebido para a peça que recebeu maior teor de fibra. Já para as fibras sintéticas, a fibra de polipropileno teve melhor ganho no espécime com segundo maior volume de fibra, e para polietileno foi registrado para a menor porcentagem. Essas peças também apresentaram melhor comportamento dúctil dentre todas as peças ensaiadas que não receberam estribos horizontais. Quanto aos resultados comparando-se os espécimes com armaduras contínuas, somente o espécime com fibra de polietileno alcançou resultado superior (Figura 2.21). Em relação a eficiência da biela, o método apresentou resultados contra e a favor da segurança, enquanto que com relação ao cortante, as estimativas das normas tiveram resultados bastante favoráveis. Por fim o autor constatou que o MBT é um método bastante indicado para o

dimensionamento que apresente eficiência e segurança mediante casos de estruturas que apresentam distúrbios de tensões e deformações.

Figura 2.21 - Armaduras do consolo: a) Sem estribos horizontais; b) Com estribos horizontais.



a)



b)

Fonte: Abrantes, 2019.

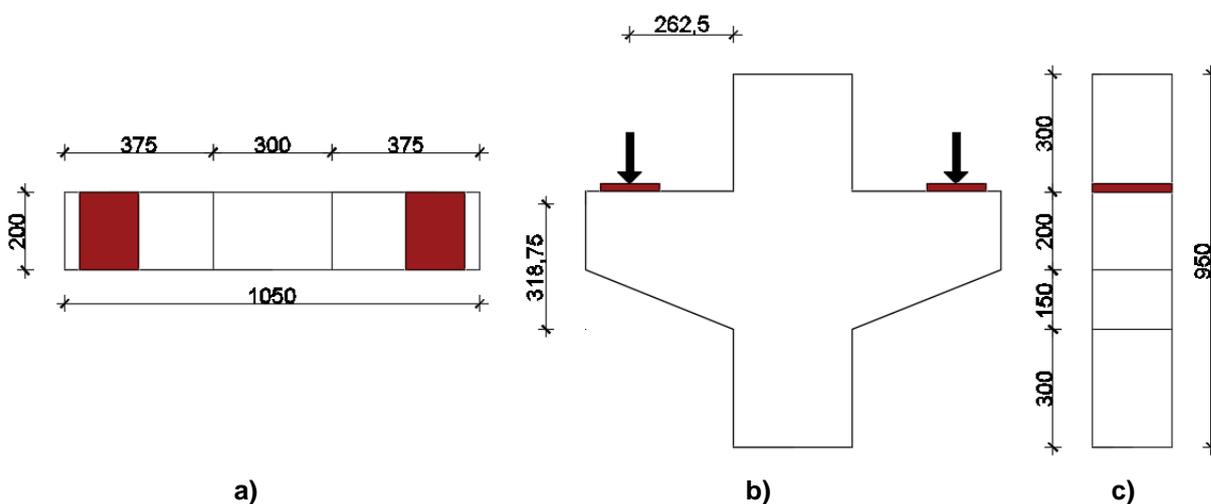
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo aborda a metodologia utilizada para analisar experimentalmente o comportamento ao cisalhamento de consolos curtos de concreto armado com adição de fibras e variação da área de armadura de costura. Todas as etapas da pesquisa foram realizadas no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) do Campus Universitário de Tucuruí (CAMTUC) da Universidade Federal do Pará (UFPA).

3.1 Características dos espécimes

Foram construídos dez espécimes de concreto armado, fundamentados nas prescrições da ABNT NBR 9062 (2017) e ABNT NBR 6118 (2023). Para este trabalho todos os consolos curtos apresentam relação a/d de aproximadamente 0,82 e possuem o mesmo arranjo geométrico, sendo 200 mm de largura, altura de engastamento de 350 mm, altura na face externa de 200 mm e comprimento de 375 mm. Para os pilares foram definidas as dimensões da seção transversal de (200 x 300) mm, com altura de 950 mm (Figura 3.1).

Figura 3.1 - Geometria dos espécimes: a) Vista superior; b) Vista frontal; c) Vista lateral; d) Vista frontal real.





d)

Para as armaduras longitudinais dos pilares e os tirantes dos consolos utilizou barras de aço CA-50 com diâmetro de $\text{Ø}12,5$ mm. Nos estribos horizontais dos pilares e nas armaduras transversais e de composições dos consolos empregou barras de aço CA-60 com diâmetro de $\text{Ø}5,0$ mm. Quatro espécimes não possuem armadura de costura (Figura 3.2) e utilizará respectivamente as fibras de aço (CA), polietileno (CPE), polipropileno (CPP) e um sem fibra (CSF). Quatro espécimes com seis armaduras de costura cujo diâmetro da barra de aço CA-50 é de $\text{Ø}6,3$ mm (Figura 3.3) e utilizara respectivamente as fibras de aço (C6 $\text{Ø}6,3$ A), polietileno (C6 $\text{Ø}6,3$ PE), polipropileno (C6 $\text{Ø}6,3$ PP) e um sem fibra (C6 $\text{Ø}6,3$ SF). Um espécime com seis armaduras de costura cujo diâmetro da barra de aço é de $\text{Ø}5,0$ mm (Figura 3.4) com fibra de polietileno (C6 $\text{Ø}5,0$ PE). Um espécime com oito armaduras de costura cujo diâmetro da barra de aço é de $\text{Ø}5,0$ mm (Figura 3.5) com fibra de polietileno (C8 $\text{Ø}5,0$ PE). Para cada tipo de fibra a quantidade utilizada em massa por volume de concreto (aço 40 kg/m^3 , polietileno 6 kg/m^3 e polipropileno 3 kg/m^3) segue a recomendação de Abrantes (2019), visto que estes valores proporcionaram maior capacidade de carga aos consolos curtos de concreto armado dentre os outros teores que foram estudados em sua pesquisa (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 - Características dos espécimes

Consolo	Armadura de costura		Tirante		$A_{scost} / A_{s,tir}$ (%)	Fibras	
	Quant (\emptyset)	A_{scost} (mm ²)	Quant (\emptyset)	$A_{s,tir}$ (mm ²)		Tipo	Massa (kg)
CA	-	-			-	Aço	5,11
CPE	-	-			-	Polietileno	0,77
CPP	-	-			-	Polipropileno	0,38
CSF	-	-			-	-	-
C6 \emptyset 6,3A	6 \emptyset 6,3	187,03	2 \emptyset 12,5	245,44	76	Aço	5,11
C6 \emptyset 6,3PE	6 \emptyset 6,3	187,03			76	Polietileno	0,77
C6 \emptyset 6,3PP	6 \emptyset 6,3	187,03			76	Polipropileno	0,38
C6 \emptyset 6,3SF	6 \emptyset 6,3	187,03			76	-	-
C6 \emptyset 5,0PE	6 \emptyset 5,0	117,81			48	Polietileno	0,77
C8 \emptyset 5,0PE	8 \emptyset 5,0	157,08			64	Polietileno	0,77

Figura 3.2 - Layout e detalhamento das armaduras dos espécimes sem armadura de costura.

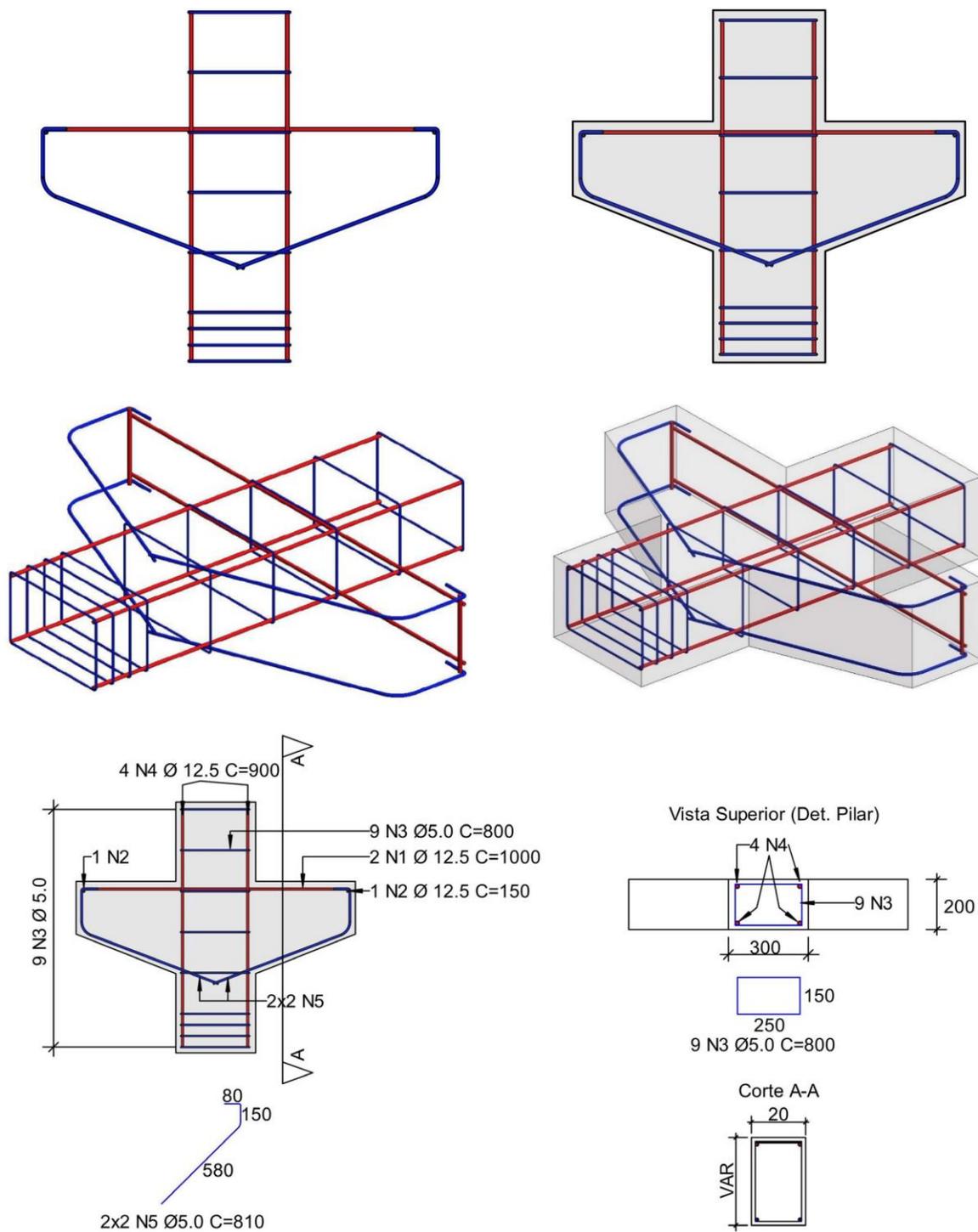


Figura 3.3 - Layout e detalhamento das armaduras dos espécimes com seis armaduras de costura $\varnothing 6,3$ mm.

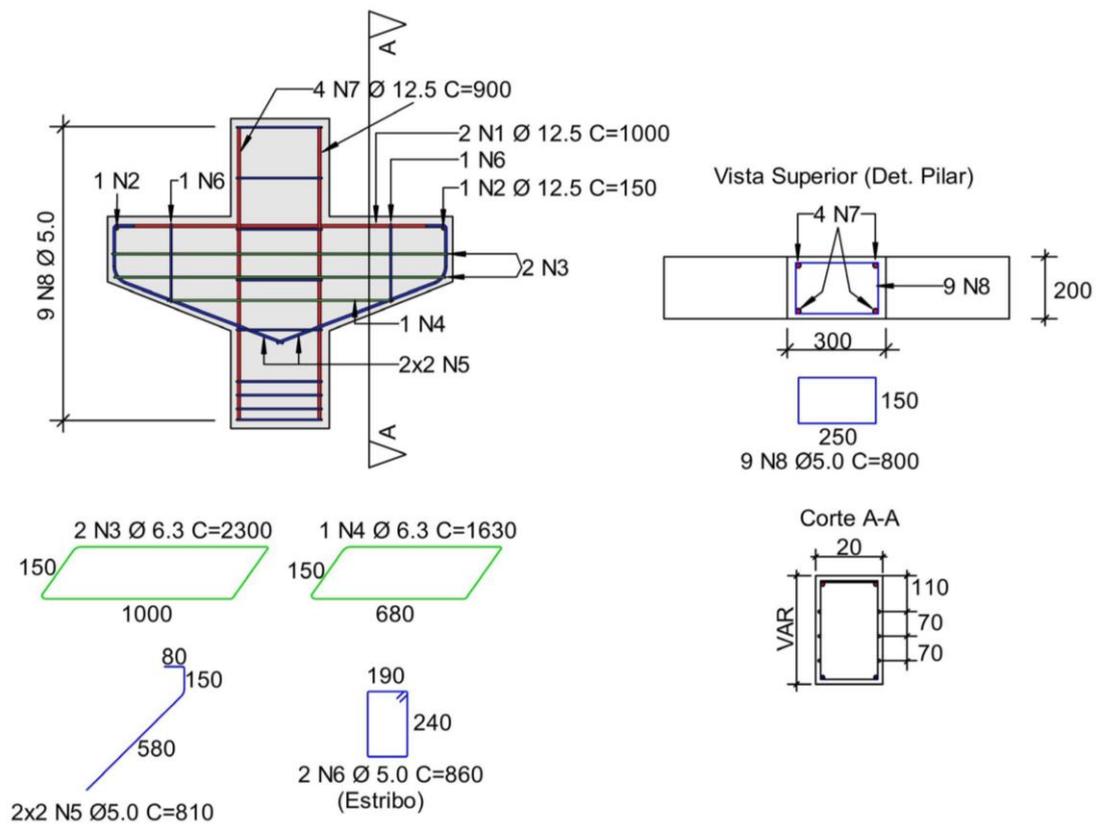
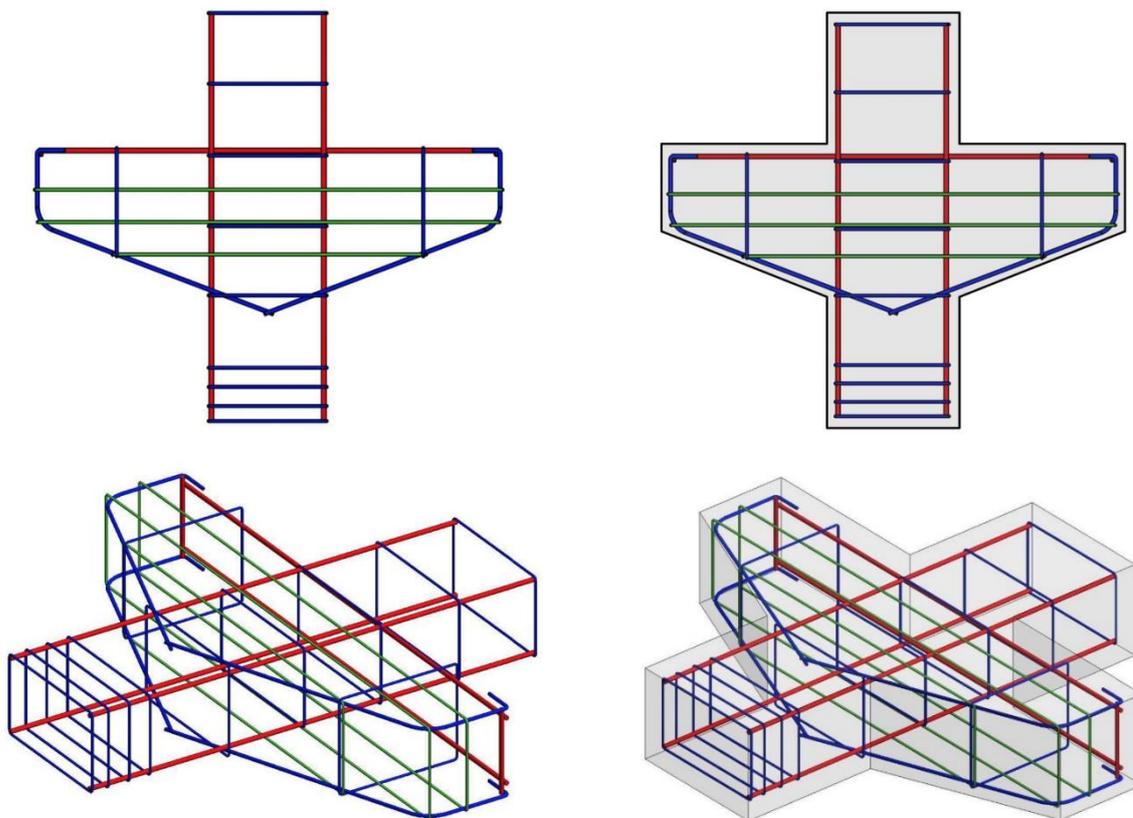


Figura 3.4 - Layout e detalhamento das armaduras dos espécimes com seis armaduras de costura Ø5,0 mm.

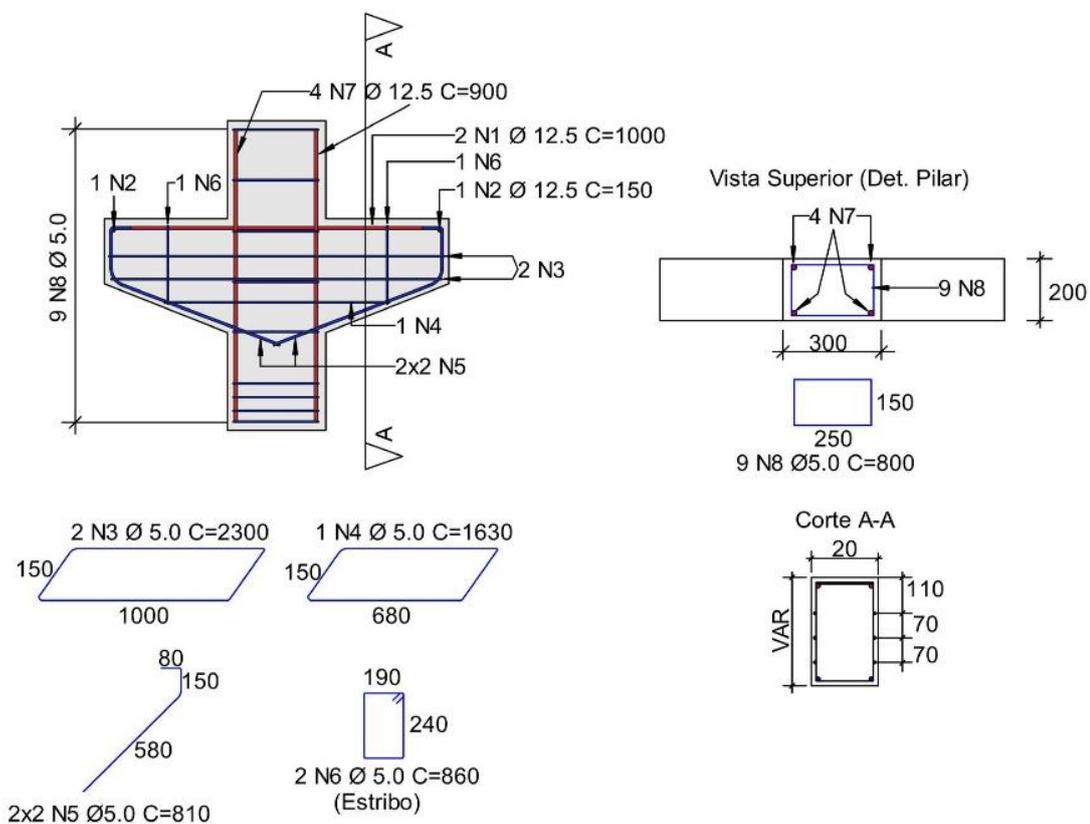
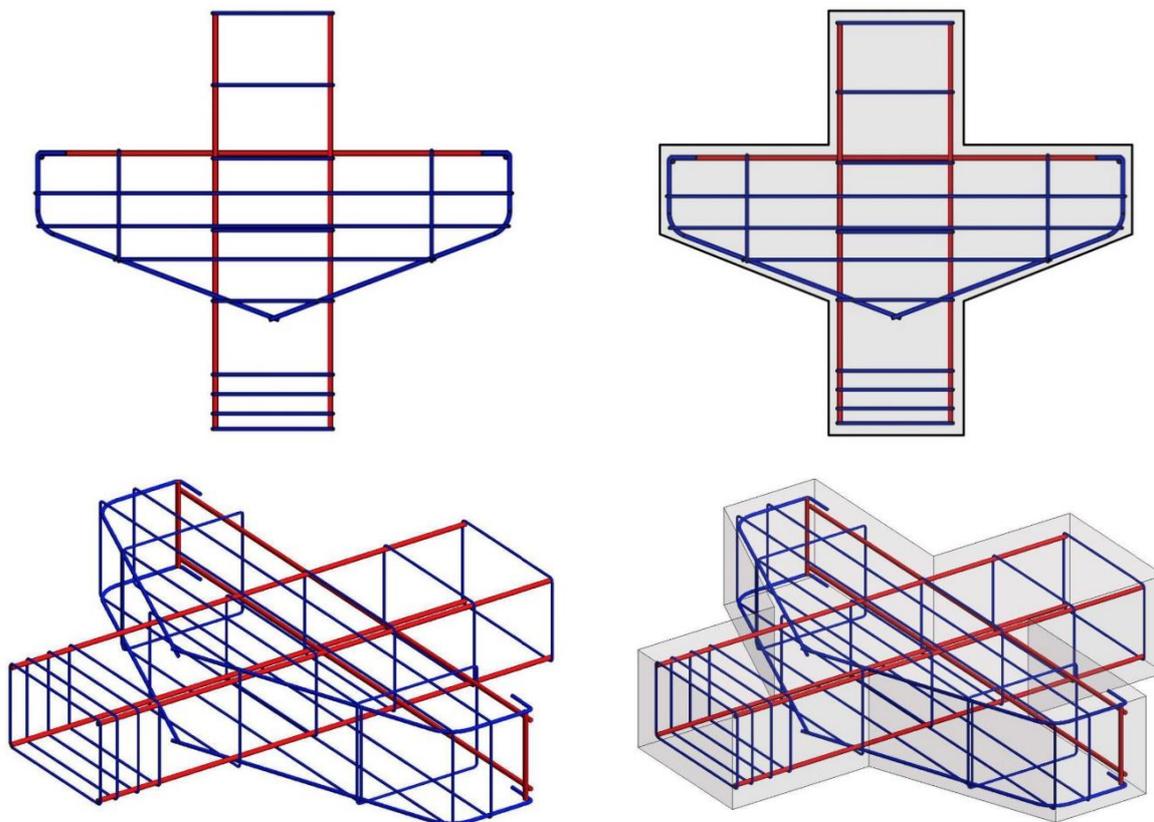
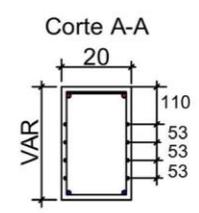
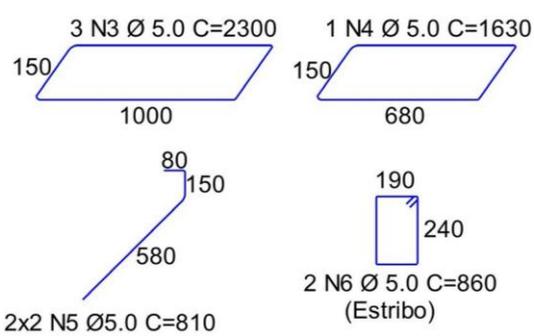
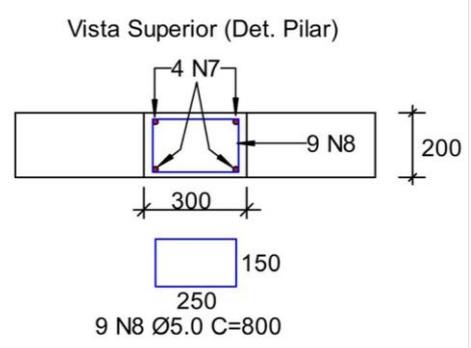
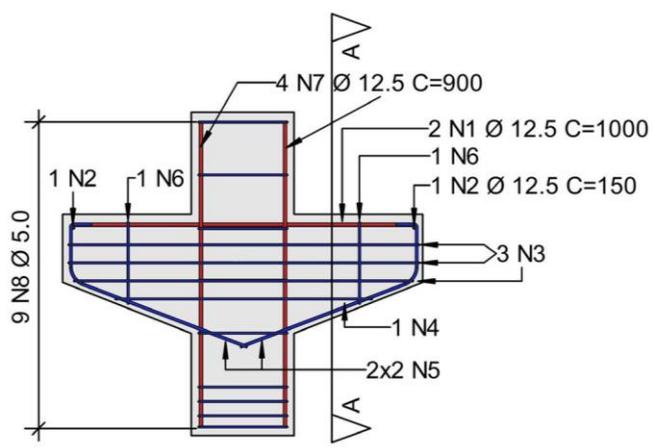
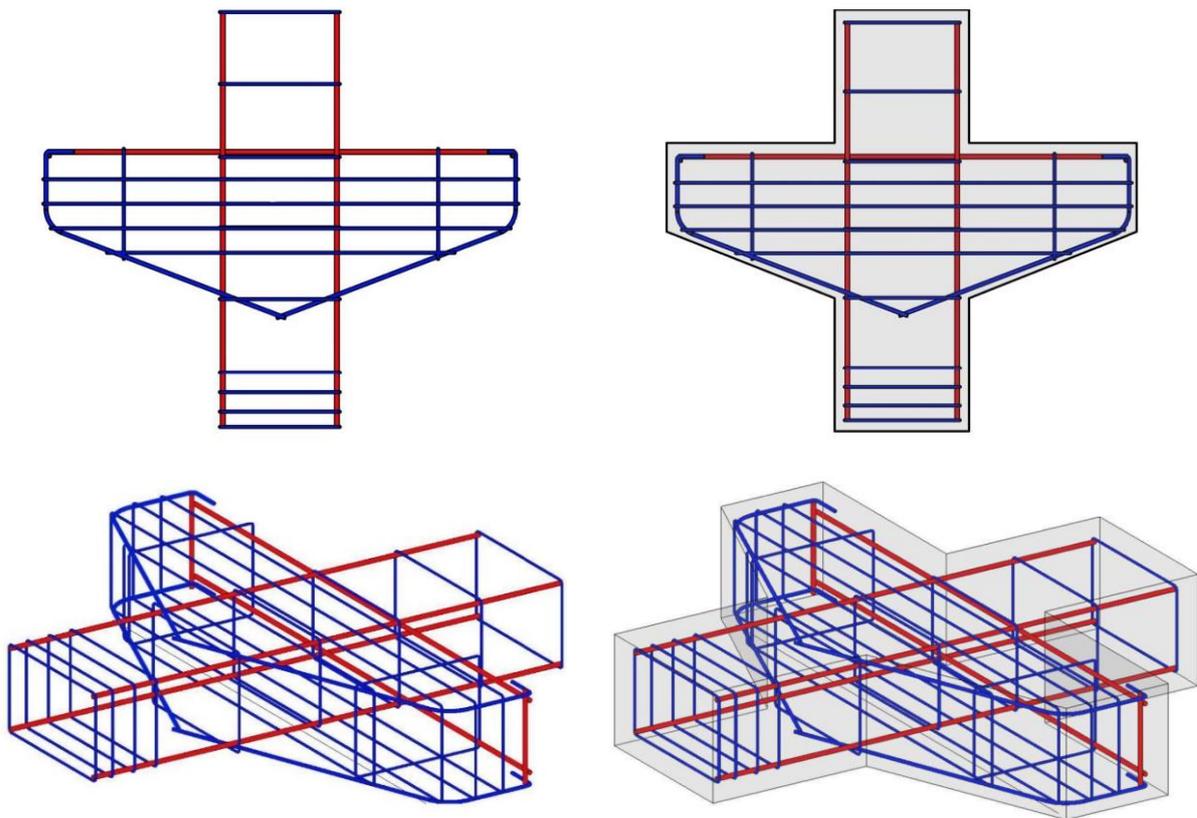


Figura 3.5 - Layout e detalhamento das armaduras dos espécimes com oito armaduras de costura $\varnothing 5,0$ mm.



3.2 Instrumentação dos espécimes

Durante o ensaio que foi realizado nos 10 espécimes os dados correspondentes às deformações foram monitorados, tanto nas barras de aço quanto no concreto. Para acompanhar as deformações das barras de aço foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER) (Figura 3.10a), sendo fixado um dispositivo por ponto de leitura. Para cada espécime foi inserido um extensômetro no tirante e dois extensômetros nas armaduras de costura (Figuras 3.6 a 3.9).

Foram utilizados extensômetros uniaxiais internos (Figura 3.10b), a fim de detectar as deformações no concreto, sendo estes posicionados na região de ligação consolo/pilar (região de tração do concreto) e na mísula (região de compressão do concreto) (Figuras 3.6 a 3.9). Nesta última, além da parte interna, também foi utilizado um extensômetro externo (Figura 3.10c) na superfície da peça.

Figura 3.6 - Detalhamento dos extensômetros do aço e do concreto instrumentado nos espécimes sem armadura de costura.

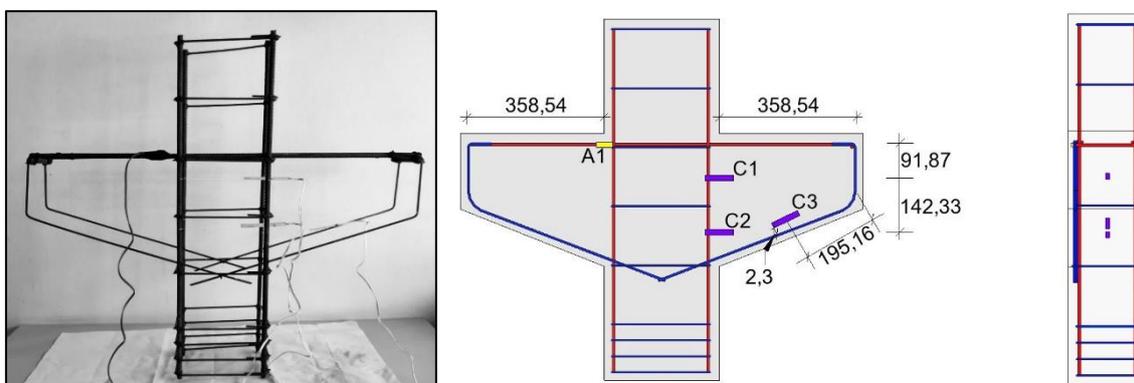


Figura 3.7 - Detalhamento dos extensômetros do aço e do concreto instrumentado nos espécimes com seis armaduras de costura Ø6,3 mm.

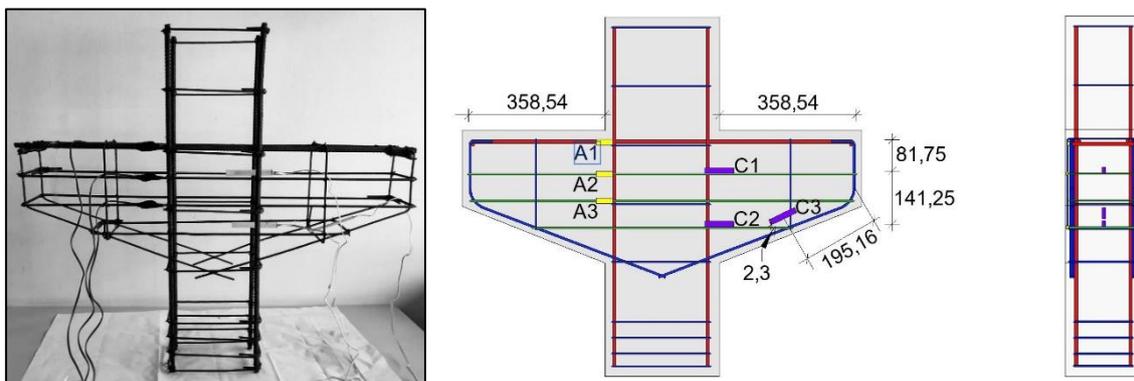


Figura 3.8 - Detalhamento dos extensômetros do aço e do concreto instrumentado nos espécimes com seis armaduras de costura Ø5,0 mm.

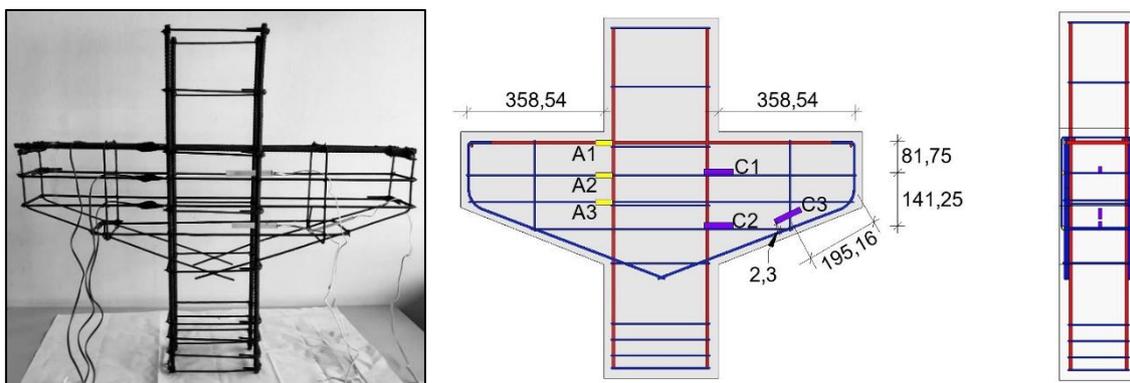


Figura 3.9 - Detalhamento dos extensômetros do aço e do concreto instrumentado nos espécimes com oito armaduras de costura Ø5,0 mm.

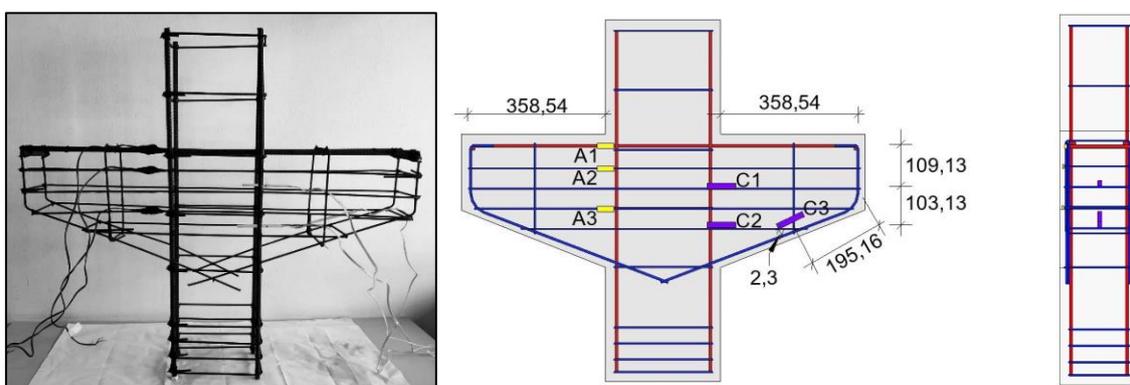
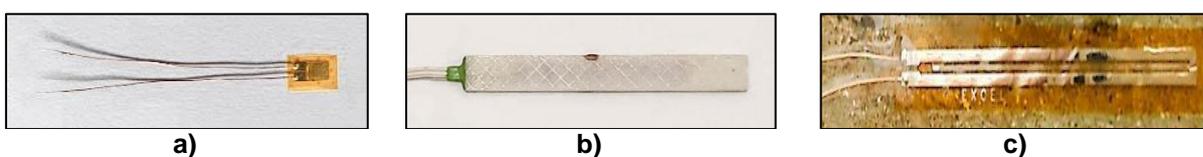


Figura 3.10 - Extensômetros do: a) Aço; b) Concreto interno; c) Concreto superficial.



3.3 Sistema de ensaio

O ensaio dos consolos foi realizado em uma prensa hidráulica, previamente calibrada, com capacidade de carregamento máximo de 300 toneladas, monitorada pelo *Software Tesc*. Os elementos foram posicionados dentro da prensa sobre chapas de aço com espessura de 15 mm, e estás se apoiaram em uma base de reação com seção transversal (308 x 70) mm e 1700 mm de comprimento. O carregamento aplicado pela prensa ocorreu em um sistema de apoio de 1º e 2º gênero, a passos de cargas de 1 kN. Para aplicação de carga, logo abaixo da prensa, era inserida uma chapa de aço quadrada de (300x300) mm, a fim de evitar

neste ponto uma ruptura localizada. Os instrumentos de monitoramento foram ligados em um módulo de aquisição de dados, modelo ADS 2000, da empresa Lynx Tecnologia. Os detalhes de montagem observam-se nas Figuras 3.11 e 3.12.

Figura 3.11 - Desenho do sistema de ensaio dos consolos.

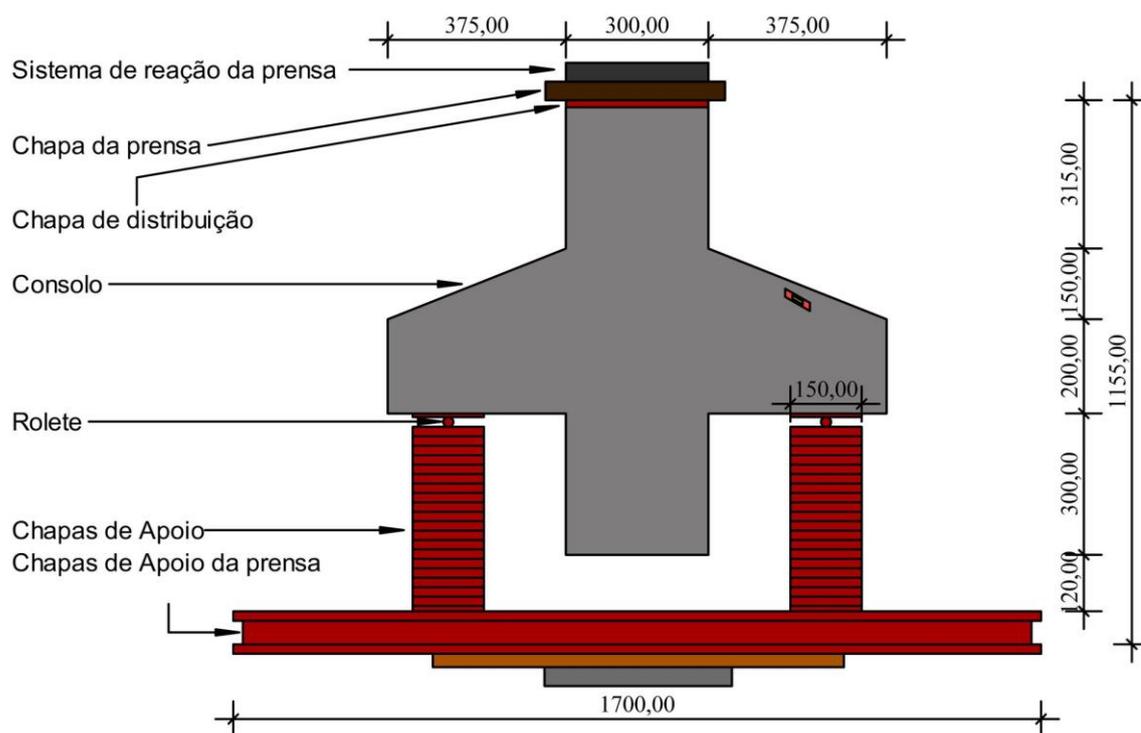


Figura 3.12 - Imagem real do sistema de ensaio dos consolos.



3.4 Materiais

3.4.1 Propriedades mecânicas do aço

Para determinar as propriedades mecânicas do aço, foram utilizadas três amostras com 500 mm de comprimento referentes as barras de aço utilizadas nos espécimes, essas amostras foram submetidas a ensaios de resistência à tração axial, seguindo os critérios da ABNT NBR ISO 6892-1 (2018). Os valores médios encontrados estão apresentados na Tabela 3.2 e a Figura 3.13 mostra como foi o procedimento de ensaio das barras de aço.

Tabela 3.2 - Resultados das propriedades mecânicas do aço.

\varnothing (mm)	F_{ys} (MPa)	ϵ_{ys} (‰)	E_s (GPa)
5,0	615,00	3,00	202,20
6,3	716,67	2,75	197,58
12,5	734,93	2,97	218,20

Figura 3.13 - Ensaio da barra de aço.

3.4.2 Fibras testadas: aço, polietileno e polipropileno

As proporções (kg/m^3) das fibras de aço, polietileno e polipropileno empregadas nesta pesquisa se referem aos melhores resultados obtidos no trabalho de Abrantes (2019). Para a fibra de aço (Figura 3.14a) utilizou-se 40 kg/m^3 de concreto. Quanto a fibra sintética de polietileno (Figura 3.14b) adicionou-se 6 kg/m^3 de concreto. E a fibra sintética de polipropileno (Figura 3.14c) foi inserido 3 kg/m^3 de concreto. A Tabela 3.3 apresenta as características das fibras utilizadas.

Figura 3.14 - Fibras utilizadas: a) Aço; b) Polietileno; c) Polipropileno.

a)



b)



c)

Tabela 3.3 - Características das fibras

Características	Fibras		
	Aço	Polietileno	Polipropileno
Modelo	Corrugada	Ondulada	Nervurada
Resistência a tração por fio (MPa)	800	350	>500
Modulo de elasticidade (GPa)	200	-	>5
Fios por kg (Un)	4620	30000	≅150000
Densidade (g/cm ³)	≅8	1,12	0,90
Comprimento (mm)	40	50	54
Largura (mm)	2	-	1,20
Espessura (mm)	0,7 (±0,25)	-	0,21
Altura (mm)	2	-	≅0,57
Fator forma	40	50	500

3.4.3 Concreto

O concreto utilizado na moldagem dos espécimes foi dosado para f_{ck} de 30 MPa e possuía em sua composição cimento CP II F 32, areia de quartzo média lavada, brita nº 1 com diâmetro máximo de 19 mm, aditivo multifuncional Muraplast FK 110, água e fibra. Foi realizado uma betonada para cada espécime. Percebe-se na Tabela 3.4 a composição e proporção do traço unitário, assim como as massas dos materiais utilizadas por metro cúbico de concreto.

Tabela 3.4 - Composição do traço do concreto
Concreto com f_{ck} de 30 MPa

Materiais	Traço unitário	Quantidade (kg/m ³)
Cimento CP II E 32	1	577
Areia média lavada	1,6	924
Brita nº1	2,4	1384
Aditivo multifuncional <i>Muraplast</i> FK 110	0,005	2,89
Relação água/cimento (a/c)	0,43	248,3
Fibra de aço	0,07	40
Fibra de polietileno	0,01	6
Fibra de polipropileno	0,005	3

Quanto ao *Slump Test* (Tabela 3.5) referenciou-se nas recomendações normativas da ABNT NBR 16889 (2020), o abatimento do troco de cone desejado foi

estipulado entre 180 a 200 mm para os dez traços. Visto que a adição de fibra acarreta perda na trabalhabilidade do concreto, utilizou-se o aditivo Muraplast FK 110 fabricado pela empresa MC Bauchemine, para aumentar essa característica do compósito no seu estado fresco. Para o adensamento dos espécimes e dos corpos de prova utilizou-se, respectivamente, o auxílio de vibrador mecânico de imersão (Figura 3.15) e a haste de adensamento.

Figura 3.15 - Adensamento dos espécimes com vibrador mecânico de imersão.



A concretagem durou aproximadamente 6 horas devido ao número de betonadas. O processo de cura iniciou cerca de 6 horas após os espécimes e os corpos de prova serem moldados, para auxiliar nesta etapa utilizou-se sacos de cimento umedecidos sobre a superfície do concreto que se encontrava exposta. Os espécimes e os corpos de prova foram molhados duas vezes ao dia, durante sete dias. Vale ressaltar que tanto os espécimes, quanto os corpos de prova estavam submetidos as mesmas condições e ambiente, permanecendo assim até a realização dos ensaios.

Para determinar as propriedades mecânicas do concreto, foram moldados corpos de prova cilíndricos com dimensões de (100 x 200) mm e de (150 x 300) mm, diâmetro por altura, respectivamente, conforme as recomendações da ABNT NBR 5738 (2015). Estes foram utilizados para os ensaios de compressão axial de acordo com a ABNT NBR 5739 (2007), de tração por compressão diametral seguindo a ABNT NBR 7222 (2011), e por fim o módulo de elasticidade do concreto determinado pela ABNT NBR 8522 (2017).

Tabela 3.5 - Propriedades do concreto

Tipo de concreto	Corpo de prova	Slump test (mm)	f_c (MPa)			f_{ct} (MPa)			E_c (GPa)		
			$f_{c\ un}$	\bar{X}	s	$f_{ct\ un}$	\bar{X}	s	$E_{c\ un}$	\bar{X}	s
1 ^a	CSF C6Ø6,3SF	192	27,8	26,57	1,02	3,21	3,14	0,05	26,4	26,10	1,36
			25,3			3,09			27,6		
			26,6			3,11			24,3		
2 ^a	CPP C6Ø6,3PP	190	30,04	29,62	3,61	3,3	3,23	0,07	42,56	32,88	13,23
			33			3,17			17,80		
			25,81			3,23			38,28		
3 ^a	CPE C8Ø5,0PE C6Ø5,0PE C6Ø6,3PE	200	32,96	31,44	1,89	3,42	3,73	0,33	27,05	29,99	2,70
			32,04			3,69			32,35		
			29,32			4,08			30,56		
4 ^a	CA C6Ø6,3A	190	32,63	29,95	4,54	3,55	3,84	0,25	32,92	31,94	1,01
			32,51			3,97			31,98		
			24,7			4,01			30,91		

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

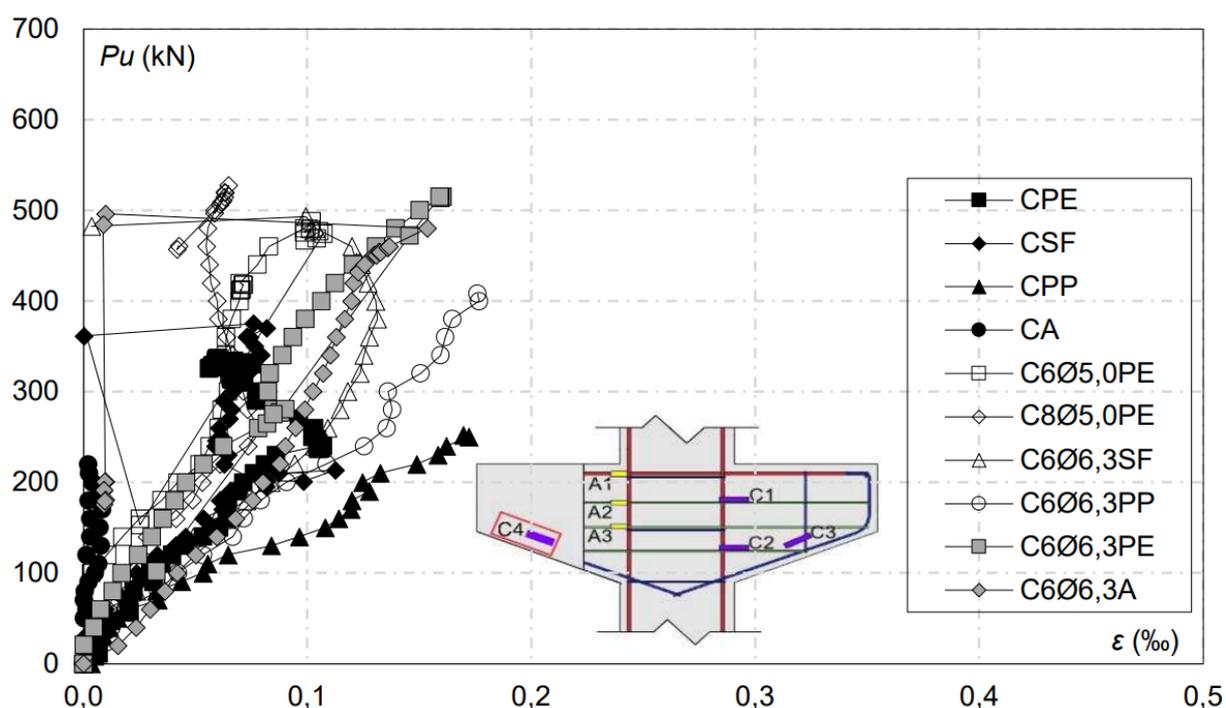
A série de ensaios que foi descrita no capítulo 3 teve seus resultados experimentais e discussão apresentados neste capítulo, abordando: as deformações do concreto (externa e interna) e do aço (tirante e armadura de costura horizontal), modo de ruptura, mapa de fissuração, resistência dos consolos e fatores de eficiência da biela.

4.1 Deformação do Concreto

4.1.1 Deformações Superficiais

Na Figura 4.1 é mostrada a relação entre o esforço cisalhante e os resultados das deformações externas do concreto, em todos os consolos o posicionamento dos extensômetros foi feito na superfície da peça na região da mísula, permitindo assim o monitoramento de deformação a compressão nesse local.

Figura 4.1 - Gráfico cortante x deformação superficial do concreto na região da mísula do consolo.



Com relação a intensidade de carga (kN) aplicada no ensaio os espécimes apresentaram os seguintes dados, aproximadamente: CA 230 kN; CPP 250 kN; CPE

350 kN; CSF 380 kN; C6Ø6,3PP 400 kN; C6Ø6,3A, C6Ø5,0PE e C6Ø6,3SF 500 kN; C6Ø6,3PE e C8Ø5,0PE 530 kN. Referindo-se a deformação (‰) sofrida pelos espécimes percebida pelo extensômetro externo de concreto (C4) tem-se, aproximadamente: CA 0‰; C8Ø5,0PE, CPE, CSF, C6Ø5,0PE e C6Ø6,3SF 0,1‰; C6Ø6,3PE, C6Ø6,3A, CPP e C6Ø6,3PP 0,15‰.

Verificou-se que o consolo CA apresentou o comportamento mais divergente com relação a deformação. Vale ressaltar que o extensômetro de resistência elétrica desse espécime parou o monitoramento ao chegar no valor de carga aproximado de 220 kN. O consolo CPP se manteve similar aos outros espécimes até o nível de 120 kN, permanecendo com desempenho quase que linear no que relaciona carga deformação, juntamente com C6Ø6,3PP apresentaram o comportamento mais dúctil, alcançando até a carga de ruptura valor de superfície próximo a 0,2‰.

Os melhores resultados de Abrantes (2019) para cada tipo de fibra com relação a intensidade de carga (kN) aplicada no ensaio os espécimes apresentaram os seguintes dados, aproximadamente: CA4 e CPP12 700 kN; e CPE24 800 kN. Referindo-se a deformação (‰) sofrida pelos espécimes percebida pelo extensômetro externo de concreto (C4) tem-se, aproximadamente: CA4 0,05‰, CPP12 0,2‰ e CPE24 0,33‰. Nota-se que os espécimes de Abrantes (2019) foram mais eficientes, visto que suportaram maiores intensidades de cargas e sofreram deformações mais elevadas que as verificadas neste estudo.

4.1.2. Deformações internas

A fim de analisar a influência dos teores de fibras adicionadas ao concreto, também foram realizadas leituras das deformações internas. Em todas as peças os posicionamentos escolhidos para os extensômetros uniaxiais internos de concreto monitoraram tanto a deformações de tração na região onde ocorre o engastamento do consolo no pilar, quanto as deformações de compressão na região da mísula, semelhante ao posicionamento dos leitores superficiais.

Com relação a intensidade de carga (kN) aplicada no ensaio os espécimes apresentaram os seguintes dados, aproximadamente: CPE 330 kN; CSF 350 kN; CPP 425 kN; C6Ø6,3A 485 kN; C6Ø5,0PE, C6Ø6,3SF e C6Ø6,3PP 500 kN; C8Ø5,0PE 530 kN; CA e C6Ø6,3PE não obtiveram leitura. Referindo-se a deformação (‰) sofrida pelos espécimes percebida pelo extensômetro interno de concreto (C3) tem-se, aproximadamente: CPP, CPE e CSF 0,1‰; C8Ø5,0PE,

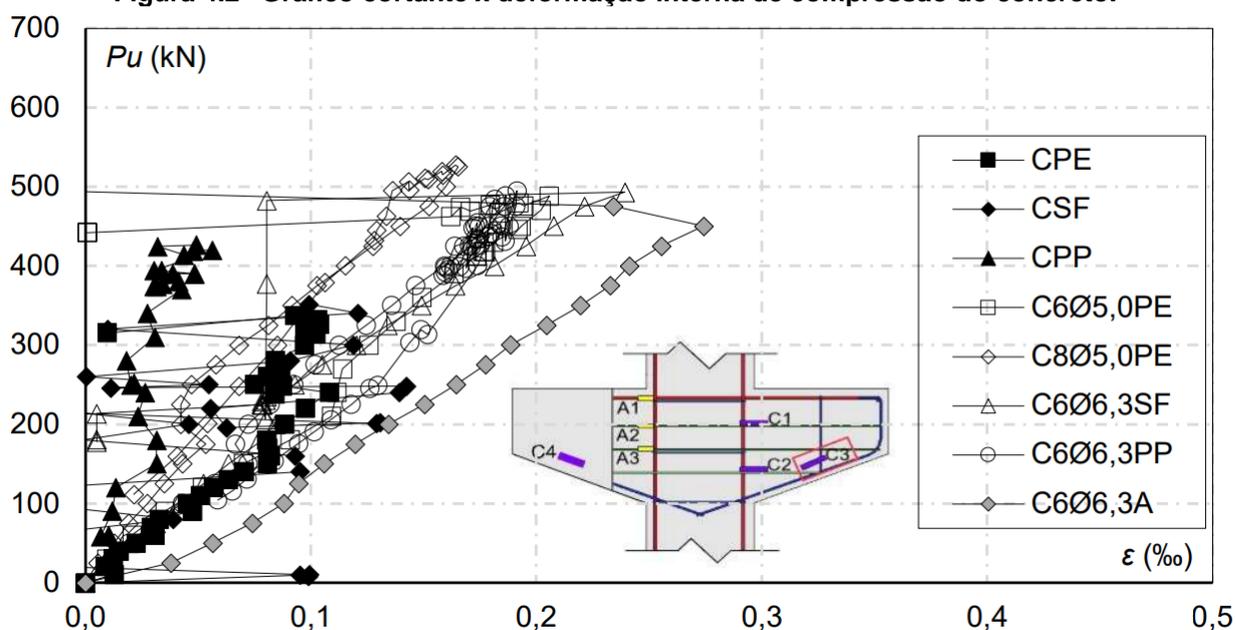
C6Ø6,3PP e C6Ø5,0PE 0,2‰; C6Ø6,3SF 0,24‰ e C6Ø6,3A 0,28‰; CA e C6Ø6,3PE não obtiveram leitura.

Os resultados correspondentes as deformações internas de compressão do concreto são apresentadas na Figura 4.2. De forma geral, os consolos apresentaram baixos valores de deformação, não ultrapassando o valor máximo de 0,3‰, ou seja, ainda distante do limite de esmagamento do concreto. Para um mesmo nível de carregamento o espécime C6Ø6,3A apresentou deformação mais expressiva, sua leitura identifica ruptura próxima a 485 kN, já os espécimes CPP, CPE e CSF mostraram baixos valores de deformação durante todo o ensaio, enquanto que os demais espécimes apresentaram valores de deformação e cortante semelhantes durante os testes.

Ao comparar as deformações internas com as externas na região da mísula do consolo, percebeu-se que nas internas o concreto apresentou valores semelhantes de forma geral para todos os espécimes até níveis de carregamento bem altos. Algo que não foi notado nas leituras externas, que apresentaram valores distintos entre os espécimes em relação a cortantes mais elevados. O que indica que ter havido possíveis perturbações na superfície durante os ensaios.

Os melhores resultados de Abrantes (2019) para cada tipo de fibra com relação a intensidade de carga (kN) aplicada no ensaio os espécimes apresentaram os seguintes dados, aproximadamente: CA4 e CPP12 700 kN; e CPE24 800 kN. Referindo-se a deformação (‰) sofrida pelos espécimes percebida pelo extensômetro interno de concreto (C3) tem-se, aproximadamente: CA4, CPP12 e CPE24 0,15‰. Nota-se que os espécimes de Abrantes (2019) suportaram maiores intensidades de cargas e sofreram deformações menores que as verificadas neste estudo.

Figura 4.2 - Gráfico cortante x deformação interna de compressão do concreto.



Na região tracionada houveram dois pontos de leitura como foi mostrado no Capítulo 3, o primeiro foi inserido próximo ao apoio, ou seja, uma região onde se esperou maiores aberturas de fissuras (Figura 4.3). Já segundo tem proximidade com o chanfro do consolo, conseqüentemente um local com aberturas menos expressivas que a primeira (Figura 4.4). Neste contexto, foi elaborado um gráfico para cada local monitorado. Em ambos os gráficos que mostram a relação entre a cortante e as deformações internas do concreto percebe-se nos primeiros níveis de carregamento valores baixos de deformação do concreto. Notou-se que todos os espécimes apresentaram uma brusca mudança na inclinação das curvas logo após o valor do cortante de 150 kN, o que seria um comportamento semelhante ao descrito no diagrama tensão-deformação bilinear de tração do item “8.2.10.2 Tração” da norma brasileira de projetos de estruturas de concreto.

Na Figura 4.3 com relação a intensidade de carga (kN) aplicada no ensaio os espécimes apresentaram os seguintes dados, aproximadamente: CPE 320 kN; CSF 350 kN; CPP 430 kN; CA 450 kN; C6Ø5,0PE 490 kN; C6Ø6,3SF, C6Ø6,3PP e C6Ø6,3A 500 kN; C6Ø6,3PE 520 kN; C8Ø5,0PE 530 kN. Referindo-se a deformação (‰) sofrida pelos espécimes percebida pelo extensômetro interno de concreto (C1) todos os espécimes obtiveram aproximadamente 3,5‰.

Conforme a Figura 4.4 com relação a intensidade de carga (kN) aplicada no ensaio os espécimes apresentaram os seguintes dados, aproximadamente: CPE

320 kN; CSF 350 kN; CPP 425 kN; CA 450 kN; C6Ø6,3SF, C6Ø6,3PP e C6Ø6,3A 500 kN; C6Ø6,3PE 515 kN; C8Ø5,0PE 525 kN; C6Ø5,0PE não obteve leitura. Referindo-se a deformação (‰) sofrida pelos espécimes percebida pelo extensômetro interno de concreto (C2), com exceção do C6Ø6,3SF que a deformação foi nula, todos os outros espécimes obtiveram aproximadamente 3,7‰.

As leituras dos extensômetros C1 e C2 demonstraram que aproximadamente na deformação 3,5‰ os consolos sofreram uma acomodação, uma vez que passaram a exibir deformações insignificantes, e embora ocorresse este fenômeno, os valores de cortante continuaram aumentando. Esses dados evidenciam uma possível contribuição das fibras adicionadas ao concreto, visto que após ter ocorrido o total escoamento das armaduras do tirante, os consolos resistiram aproximadamente 150 kN.

Os melhores resultados de Abrantes (2019) para cada tipo de fibra com relação a intensidade de carga (kN) aplicada no ensaio os espécimes apresentaram para os dois pontos (C1 e C2) analisados da região tracionada os seguintes dados, respectivamente: CPE24 530 kN e 800 kN; CA4 700 kN e 700 kN; CPP12 740 kN e 540 kN. Referindo-se a deformação (‰) sofrida pelos espécimes percebida pelos extensômetros internos de concreto (C1 e C2) tem-se, respectivamente: CA4 7,5‰ e 5,00‰; CPP12 7,50‰ e 7,8‰; e CPE24 8,0‰ e 0,4‰. Dentre os espécimes o CPE24 opontou maior discrepância dos dados nos pontos C1 e C2, ainda assim os espécimes de Abrantes (2019) suportaram maiores intensidades de cargas e sofreram deformações mais elevadas que as verificadas neste estudo.

Figura 4.3 - Gráfico cortante x deformação interna do concreto próxima ao apoio.

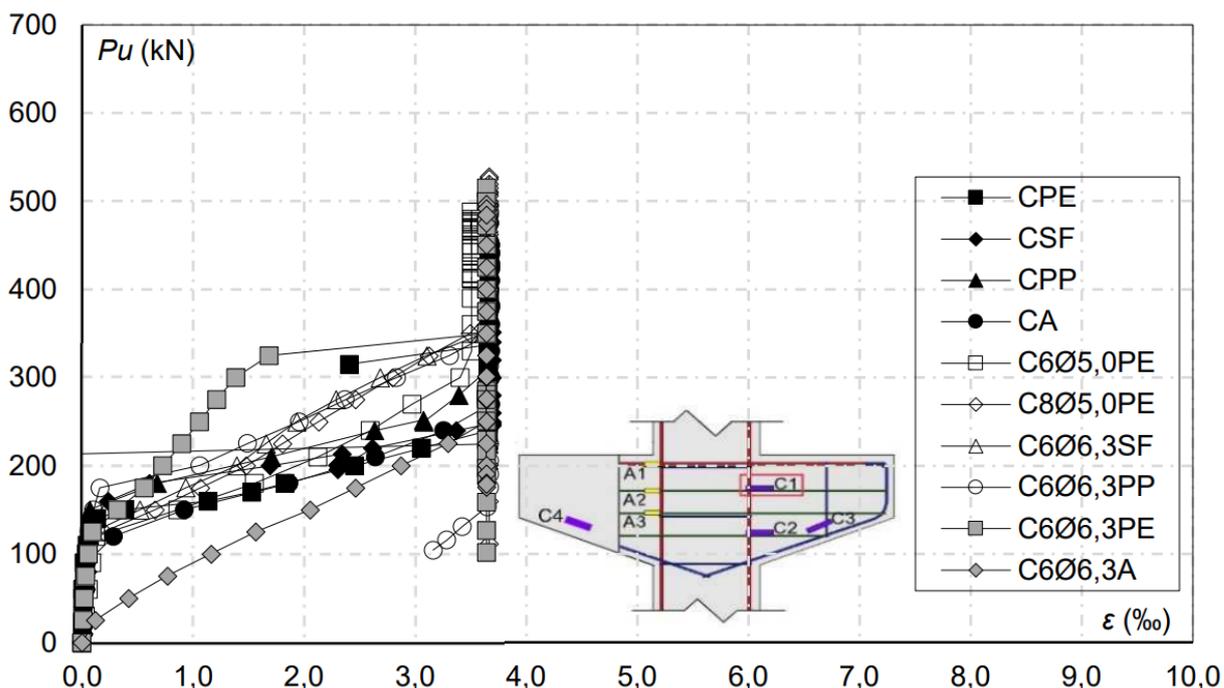
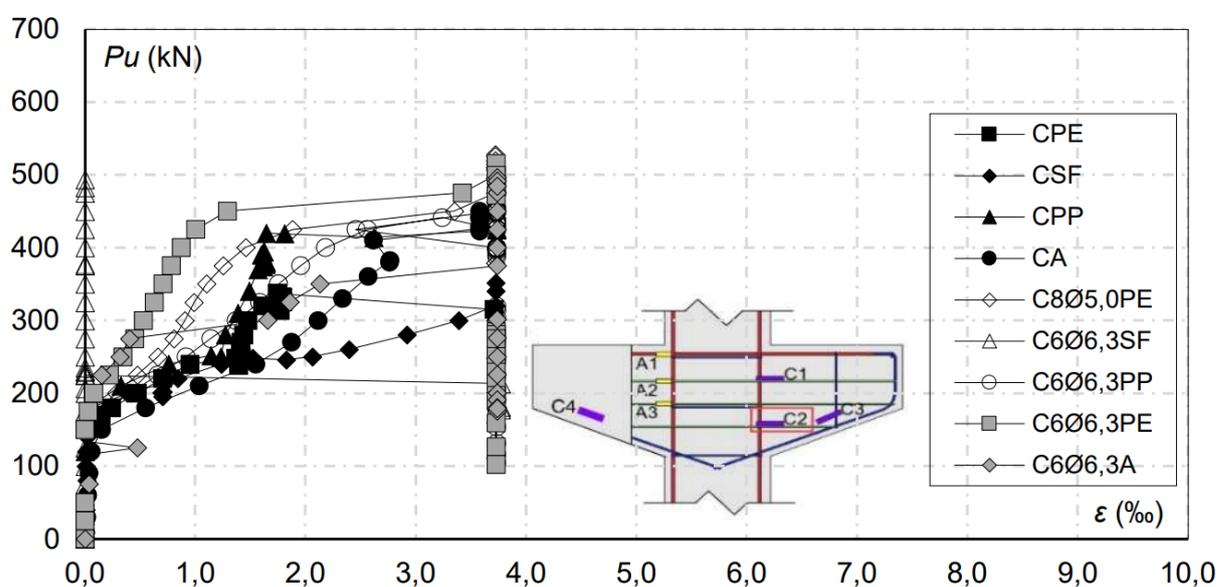


Figura 4.4 - Gráfico cortante x deformação interna do concreto próximo ao chanfro do consolo.



4.2. Deformação das armaduras

4.2.1. Deformações dos Tirantes

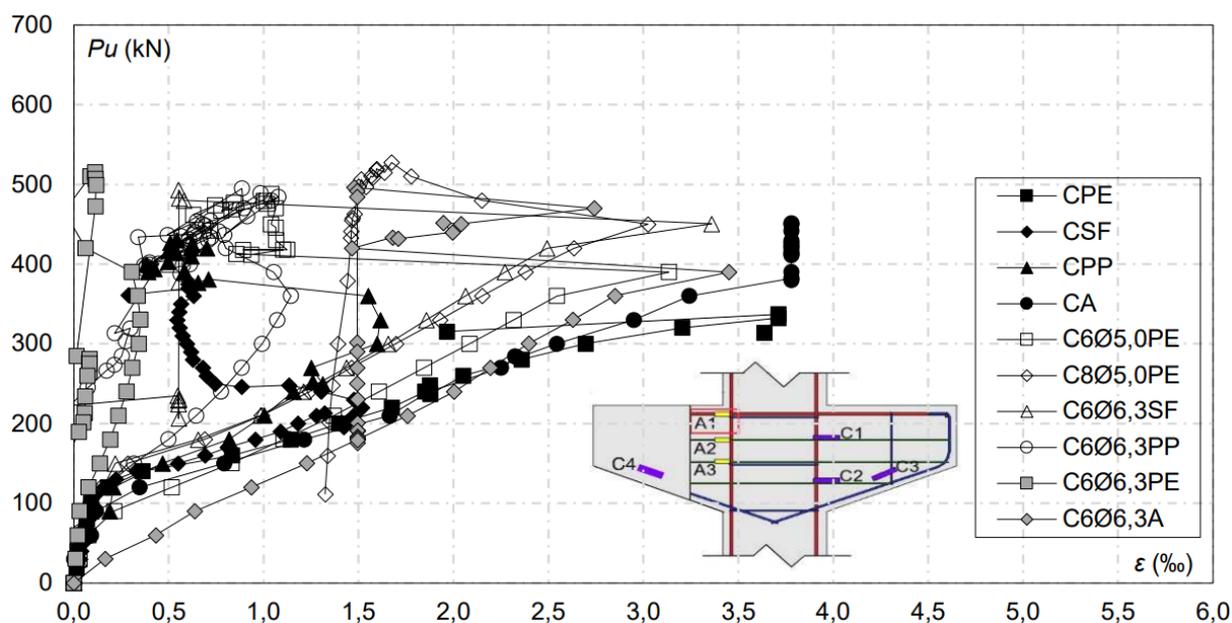
Os resultados apresentados na Figura 4.5 relacionam o monitoramento das deformações nas armaduras dos tirantes com o cortante corresponde a cada passo de carga aplicado. Dessa forma, o gráfico ajuda a compreender melhor a

contribuição da variação da armadura de costura horizontal para a resistência ao cisalhamento obtida durante os ensaios das peças. E como descrito no Capítulo 3, foi inserido um ponto de monitoramento no tirante, o extensômetro estava localizado no consolo esquerdo próximo ao engastamento no pilar.

Com relação a intensidade de carga (kN) aplicada no ensaio os espécimes apresentaram os seguintes dados, aproximadamente: CPE 330 kN; CSF 380 kN; CPP 430 kN; CA 450 kN; C6Ø5,0PE, C6Ø6,3SF e C6Ø6,3PP 490 kN; C6Ø6,3A 500 kN; C6Ø6,3PE 515 kN; C8Ø5,0PE 530 kN. Referindo-se a deformação (‰) sofrida pelos espécimes percebida pelo extensômetro interno do aço (A1) tem-se, aproximadamente: C6Ø6,3PE 0,3‰; C6Ø6,3PP 1,2‰; CSF 1,5‰; CPP 1,7‰; C8Ø5,0PE 3,0‰; C6Ø5,0PE 3,2‰; C6Ø6,3SF, 3,4‰; C6Ø6,3A 3,5‰; CPE 3,7‰; CA 3,8‰.

Para o nível de carregamento de até 150 kN os tirantes deformaram de forma semelhante, após esse valor de cortante foi percebido que as armaduras dos espécimes C8Ø5,0PE, C6Ø5,0PE, C6Ø6,3SF, C6Ø6,3A, CPE e CA desenvolveram valores elevados de deformação de tração, o que comprovou que as armaduras foram bem solicitadas, visto que superaram a deformação específica de escoamento do aço.

Figura 4.5 - Gráfico cortante x deformação da armadura do tirante.



Os melhores resultados de Abrantes (2019) para cada tipo de fibra com relação a intensidade de carga (kN) aplicada no ensaio os espécimes apresentaram os seguintes dados, aproximadamente: CA4 700 kN, CPP12 740 kN e CPE24 800 kN. Referindo-se a deformação (‰) sofrida pelos espécimes percebida pelo extensômetro interno do aço (A1) tem-se, aproximadamente: CPE24 0,75‰, CPP12 1,25‰ e CA4 3,6‰. Os espécimes de Abrantes (2019) suportaram maiores intensidades de cargas e sofreram deformações próximas as verificadas neste estudo.

4.2.2. Deformações das armaduras de costura horizontais

No que se refere às deformações nas armaduras de costura, utilizou dois pontos de monitoramento no consolo esquerdo, objetivando avaliar a influência destas armaduras quanto à resistência ao cisalhamento e interação com as fibras.

Quanto a armadura de costura posicionada abaixo do tirante (Figura 4.6) com relação a intensidade de carga (kN) aplicada no ensaio os espécimes apresentaram os seguintes dados, aproximadamente: C6Ø5,0PE 490 kN; C6Ø6,3SF e C6Ø6,3PP 495 kN; C6Ø6,3A 500 kN; C6Ø6,3PE 520 kN; C8Ø5,0PE 530 kN. Referindo-se a deformação (‰) sofrida pelos espécimes percebida pelo extensômetro interno do aço (A2) tem-se, aproximadamente: C6Ø6,3SF 0,3‰; C6Ø6,3PE 0,7‰; C6Ø5,0PE 0,8‰; C6Ø6,3A 2,2‰; C6Ø6,3PP 3,2‰; C8Ø5,0PE 3,7‰.

Para essa armadura de costura analisada os espécimes C6Ø6,3PP e C8Ø5,0PE apresentaram um bom desempenho em serviço, visto que ultrapassaram a deformação de escoamento do aço. O C6Ø6,3A obteve resultado próximo, entretanto abaixo da deformação de escoamento, os demais espécimes exibiram sucinta deformação. Nota-se que dentre os seis espécimes que possuíam armadura de costura apenas os três nomeados acima obtiveram comportamento dúctil.

O segundo monitoramento estava posicionado na armadura de costura próximo da região do chanfro do consolo (Figura 4.7). Com relação a intensidade de carga (kN) aplicada no ensaio os espécimes apresentaram os seguintes dados, aproximadamente: C6Ø5,0PE 420 kN; C6Ø6,3SF, C6Ø6,3PP e C6Ø6,3A 495 kN; C6Ø6,3PE 520 kN; C8Ø5,0PE 525 kN. Referindo-se a deformação (‰) sofrida pelos espécimes percebida pelo extensômetro interno do aço (A3) tem-se, aproximadamente: C6Ø6,3SF 0,6‰; C6Ø5,0PE 0,7‰; C6Ø6,3PP 0,8‰;

C8Ø5,0PE 1,6‰; C6Ø6,3PE e C6Ø6,3A 3,7‰.

Para essa armadura de costura analisada os espécimes C6Ø6,3PE e C6Ø6,3A apresentaram um bom desempenho em serviço, visto que ultrapassaram a deformação de escoamento do aço. O C8Ø5,0PE exibe resultado menos expressivo, abaixo da deformação de escoamento, entretanto com características de ductilidade, os demais espécimes evidenciam sucinta deformação. Nota-se que dentre os seis espécimes que possuíam armadura de costura apenas os três comentados acima obtiveram comportamento dúctil.

O C8Ø5,0PE alcançou a maior capacidade de carga, apesar de não ser o espécime com a maior área de armadura de costura. O resultado é justificado devido ao arranjo das armaduras no interior do concreto, bem como a presença da fibra de polietileno. Em geral, os extensômetros (A3) aferiram deformações mais expressivas se comparadas ao (A2) para os mesmos níveis de carregamento.

Figura 4.6 - Gráfico cortante x deformação da armadura de costura horizontal próxima ao apoio.

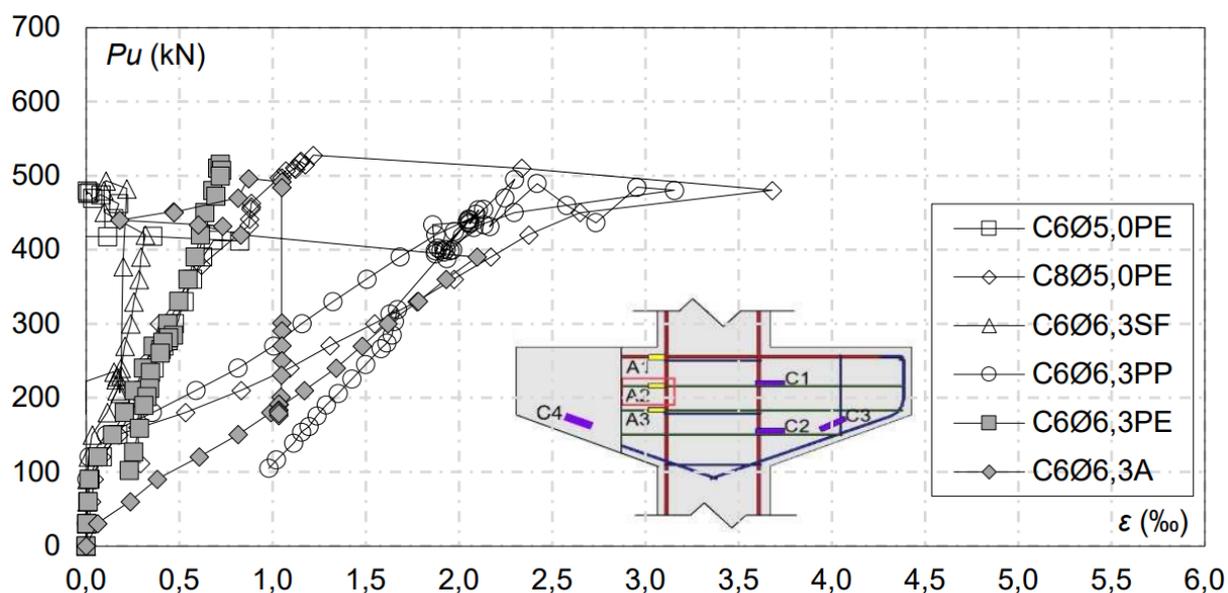
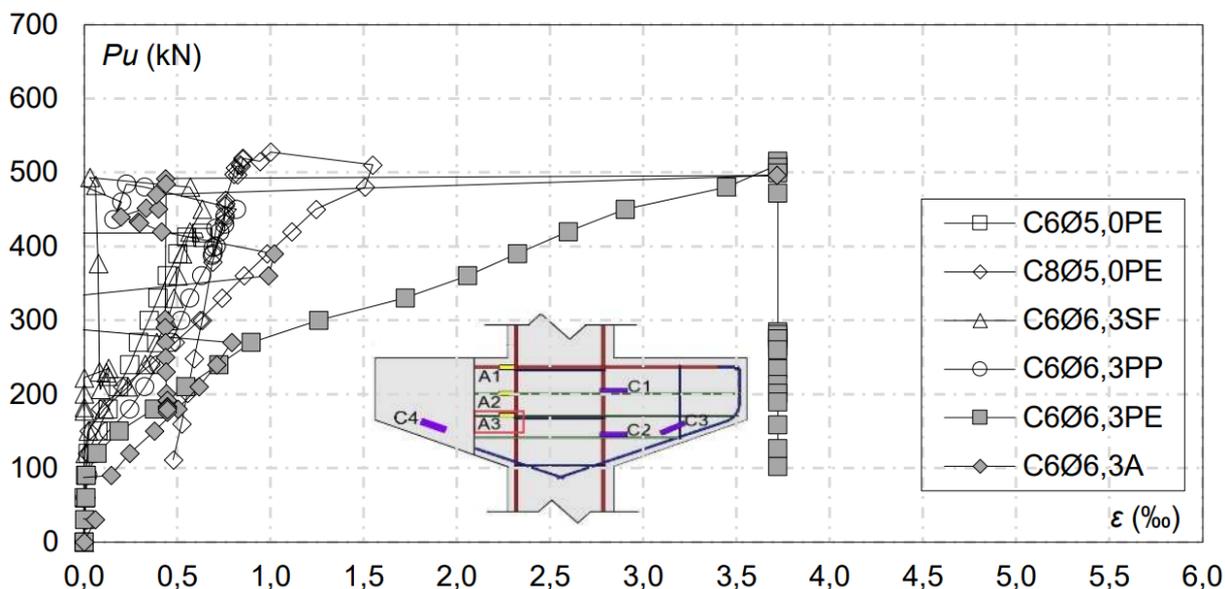


Figura 4.7 - Gráfico cortante x deformação da armadura de costura horizontal próxima ao chanfro do consolo.



4.3. Modo de ruptura e mapa de fissuração

As primeiras fissuras que surgiram nos consolos certamente são resultantes dos esforços de flexão, que geraram esforços de tração no engastamento dos consolos nos pilares (tração na flexão). Seguido a isso foram observadas fissuras inclinadas, que tiveram início partindo da proximidade do aparelho de apoio rumo ao encontro da mísula com o pilar. A medida que aumentavam os passos de cargas também eram percebidas ramificações das primeiras fissuras, assim como das inclinadas.

Os consolos apresentaram basicamente dois tipos de modos de ruptura (Tabela 4.1) de acordo com Park e Paulay (1983): fendilhamento diagonal e cisalhamento. Os espécimes CSF e C6Ø5,0PE divergiram dos demais e apresentaram uma combinação dos dois modos. Quanto ao mecanismo de ruína dos consolos tem-se: CPE, CPP, CA, C8Ø5,0PE, C6Ø6,3SF, C6Ø6,3PP, C6Ø6,3PE e C6Ø6,3A ambos os consolos desses espécimes apresentaram fendilhamento diagonal. CSF fendilhamento diagonal no consolo esquerdo e cisalhamento no consolo direito. C6Ø5,0PE fendilhamento diagonal no consolo esquerdo e fendilhamento diagonal associado a cisalhamento no consolo direito. É importante salientar que mesmo não havendo distinção entre os consolos de uma mesma peça, eles não romperam ao mesmo tempo, por exemplo, os consolos CSF, CPP, CA, C6Ø5,0PE e C8Ø5,0PE apresentaram ruptura no consolo esquerdo, enquanto que

os consolos CPE, C6Ø6,3SF, C6Ø6,3PP, C6Ø6,3PE e C6Ø6,3A romperam do lado direito. Apesar da diferença geométrica entre os espécimes desta pesquisa com a desenvolvida por Abrantes (2019), os consolos em geral obtiveram modos de ruptura aproximado, com predominância do fendilhamento diagonal. Observa-se que após determinar os modos de ruptura e mapas de fissuração não foi possível definir a contribuição da variação da área da armadura de costura e emprego das fibras aos espécimes, visto que todos eles apresentaram fendilhamento diagonal em pelo menos um dos consolos.

Em nenhuma das peças houve ruptura brusca e explosiva, nem mesmo o consolo de referência CSF sem a armadura de costura horizontal e nenhuma adição de fibra. No entanto, em alguns elementos houveram quedas consideráveis na resistência durante os ensaios, que logo foram recuperadas, que não só ultrapassaram os valores anteriores a queda, como também alcançaram valores cerca de 100 kN superiores. As Figuras 4.6 a 4.15 exibem, respectivamente, do lado esquerdo a imagem real do espécime após o ensaio evidenciando o modo de ruptura e do lado direito o mapa de fissuração dos consolos com a indicação do carregamento em que foram registradas as fissuras superficiais no concreto.

Tabela 4.1 - Modos de ruptura dos consolos curtos.

Consolo	Armadura de costura		Fibras		Modos de ruptura	
	Quant (Ø)	A_{scost} (mm ²)	Tipo	Massa (kg)	Esquerdo	Direito
CA	-	-	Aço	5,11	Fendilhamento diagonal	
CPE	-	-	Polietileno	0,77	Fendilhamento diagonal	
CPP	-	-	Polipropileno	0,38	Fendilhamento diagonal	
CSF	-	-	-	-	Fendilhamento diagonal	Cisalhamento
C6Ø6,3A	6Ø6,3	187,03	Aço	5,11	Fendilhamento diagonal	
C6Ø6,3PE	6Ø6,3	187,03	Polietileno	0,77	Fendilhamento diagonal	
C6Ø6,3PP	6Ø6,3	187,03	Polipropileno	0,38	Fendilhamento diagonal	
C6Ø6,3SF	6Ø6,3	187,03	-	-	Fendilhamento diagonal	

C6Ø5,0PE	6Ø5,0	117,81	Polietileno	0,77	Fendilhamento diagonal	Fendilhamento diagonal e cisalhamento
C8Ø5,0PE	8Ø5,0	157,08	Polietileno	0,77	Fendilhamento diagonal	

Figura 4.8 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime CPE.

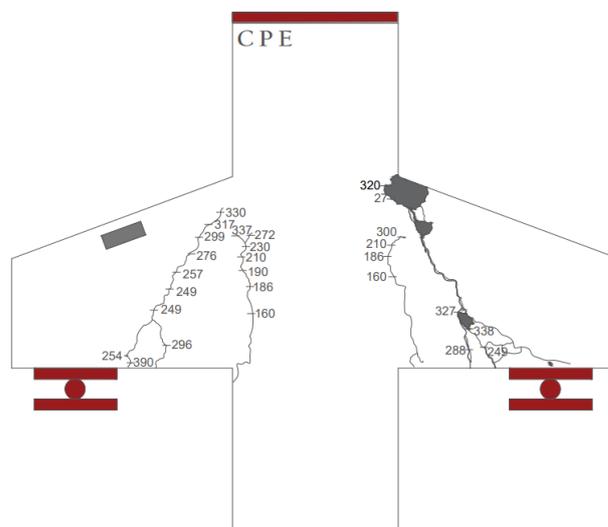


Figura 4.9 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime CSF.

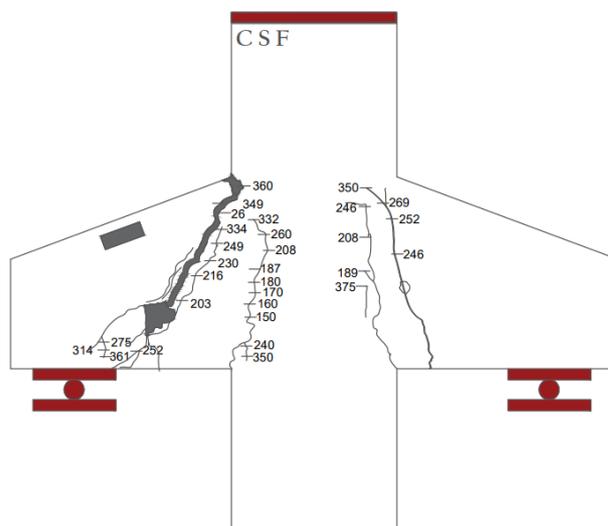


Figura 4.10 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime CPP.

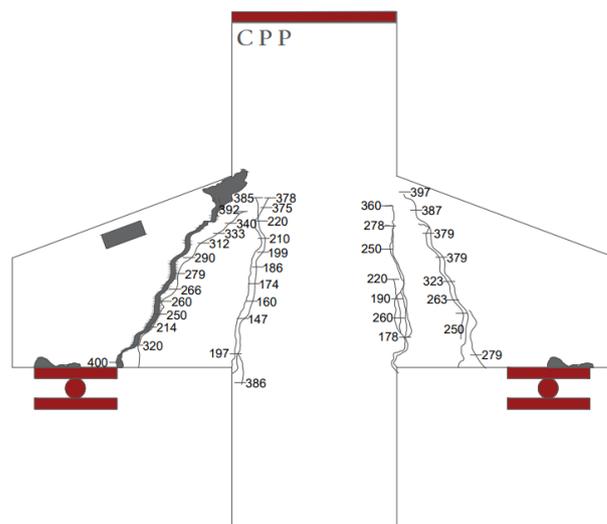


Figura 4.11 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime CA.

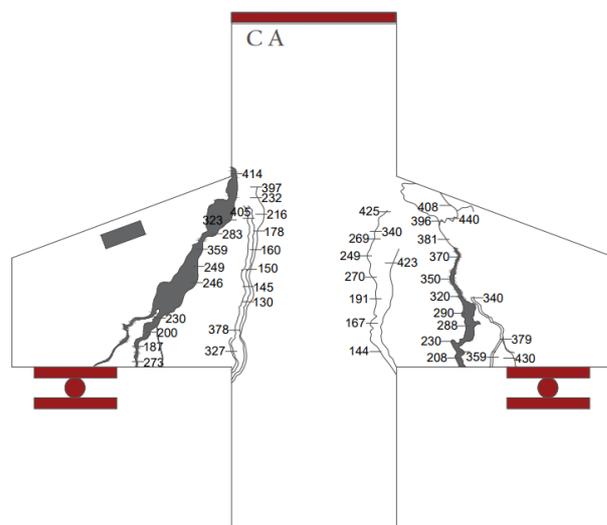


Figura 4.12 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime C6 Ø5,0 PE.

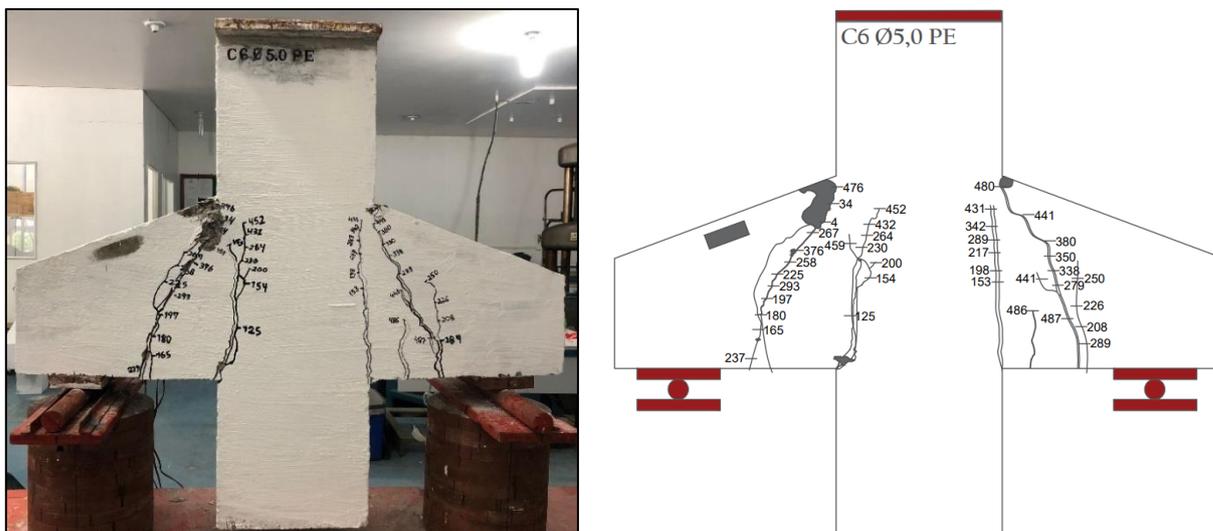


Figura 4.13 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime C8 Ø5,0 PE.

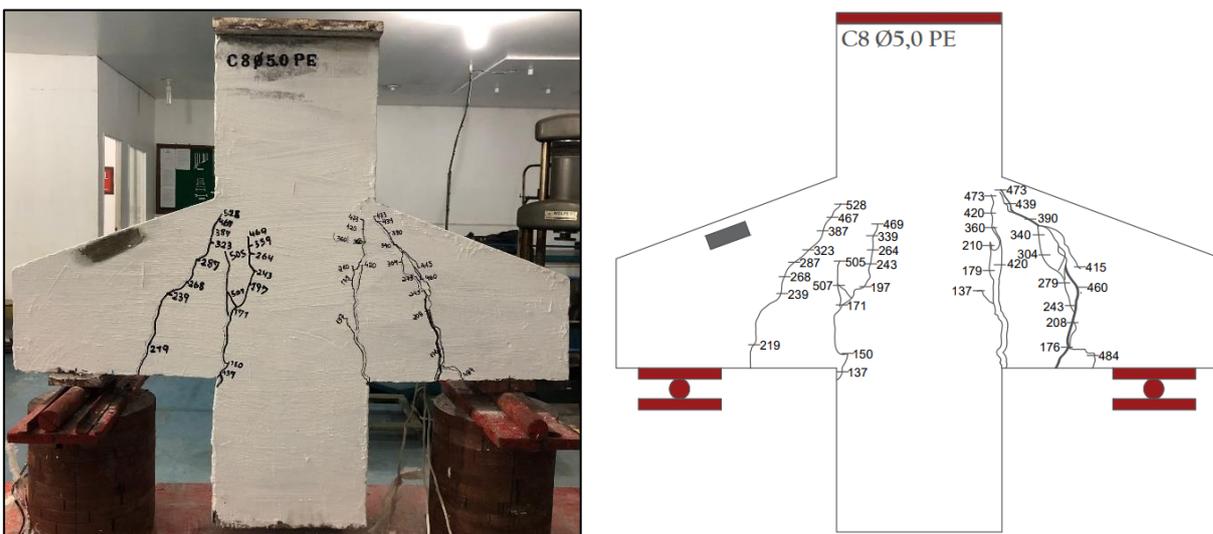


Figura 4.14 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime C6Ø6,3SF.

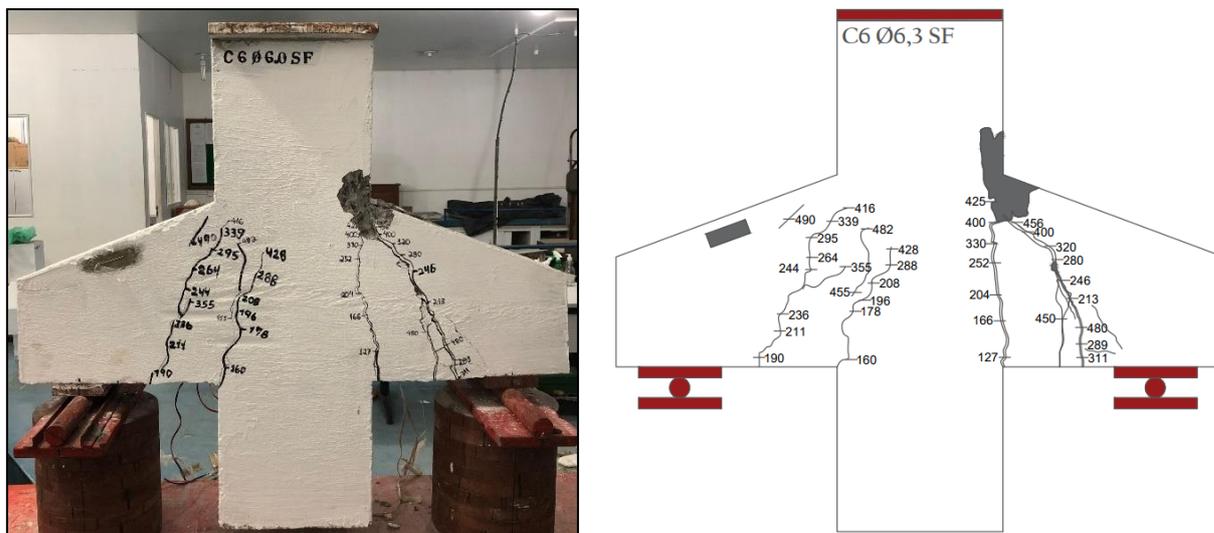


Figura 4.15 - Modo de ruptura e mapa de fissuração do espécime C6Ø6,3PP.

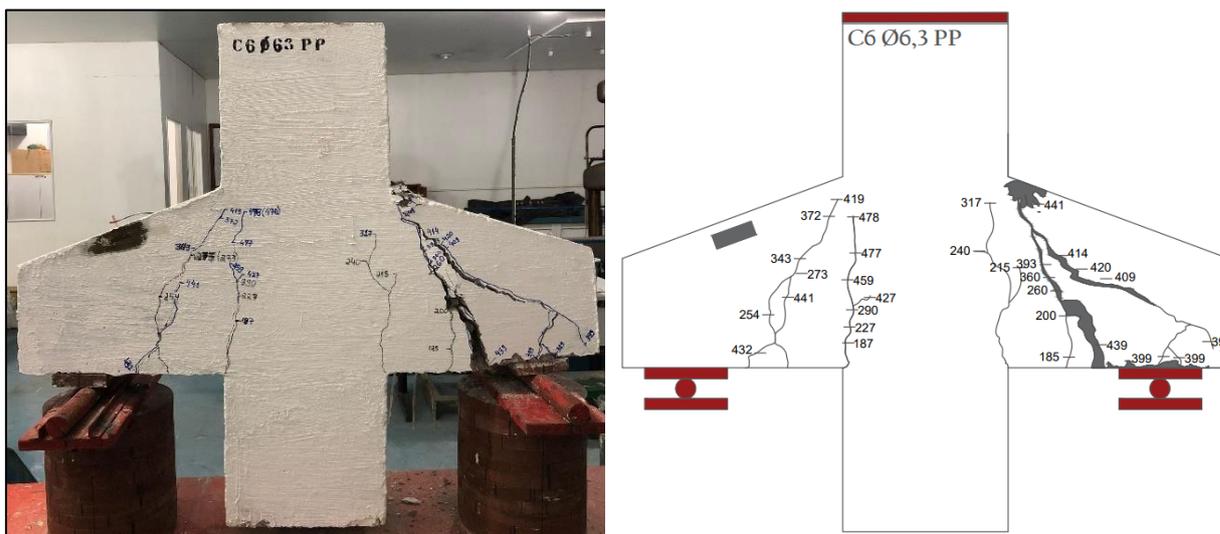


Figura 4.16 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime C6Ø6,3PE.

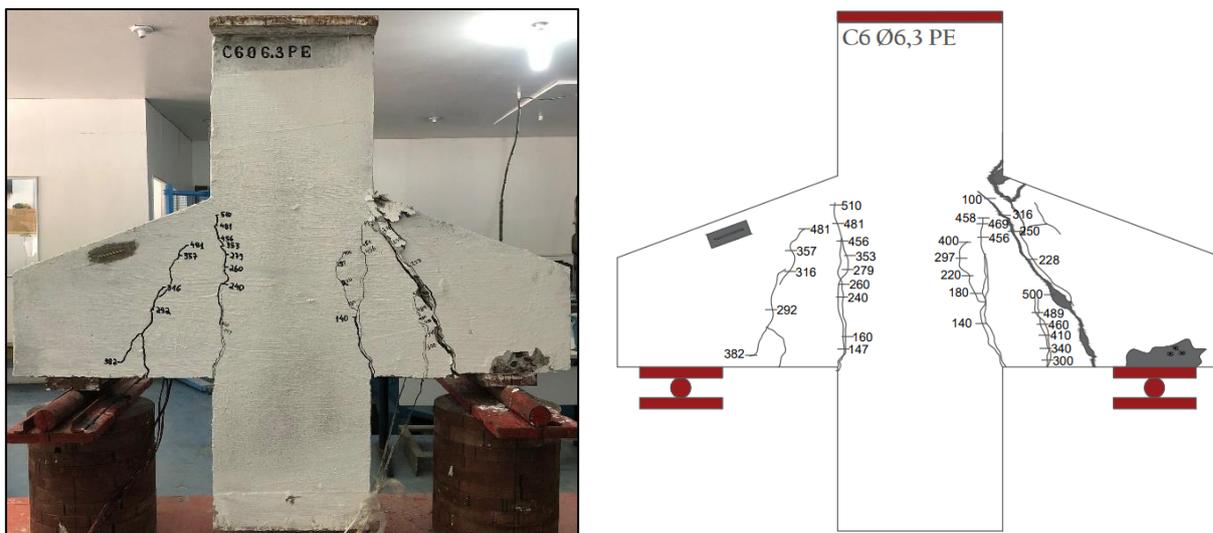
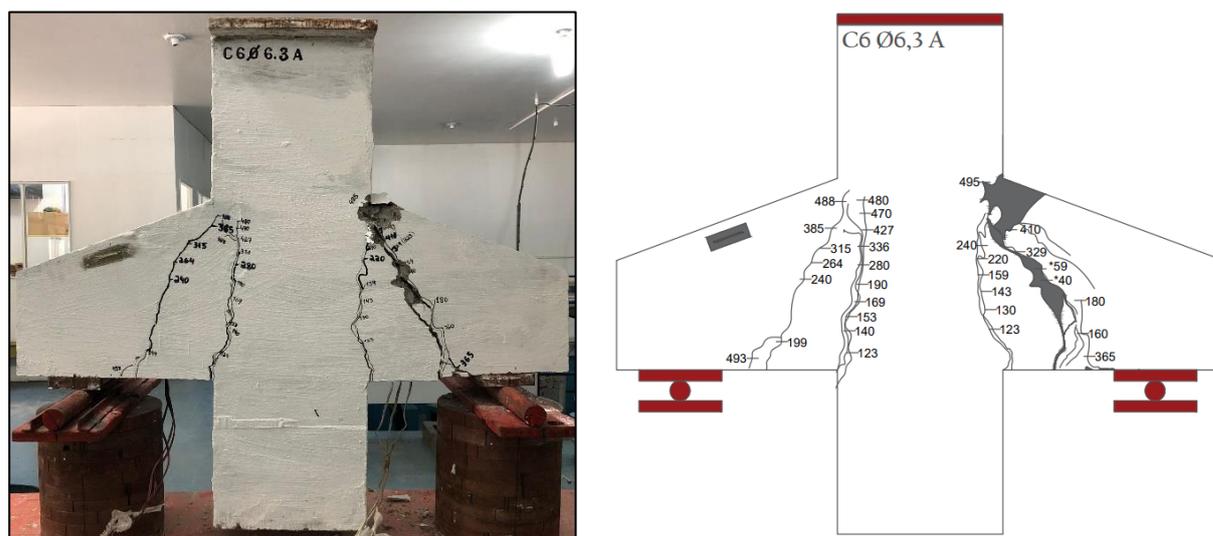


Figura 4.17 - Modo de ruptura x mapa de fissuração do espécime C6Ø6,3A.



4.4. Resistência dos consolos

Na Tabela 4.2 são apresentados os resultados experimentais e teóricos de resistência ao cisalhamento dos consolos, onde são relacionadas suas cargas de ruptura (P_u), os cortantes resistentes experimentais (V_u), a relação do cortante experimental de cada consolo curto com os espécimes de referência (CSF e $C6Ø6,3SF$ $V_u/V_{u,ref}$) e as razões entre os resultados dos cortantes experimentais e normativos (V_u/V_{NBR} , V_u/V_{EC2} e V_u/V_{ACI}).

Tabela 4.2 - Resultados de resistência ao cisalhamento dos consolos curtos.

Consolo	Armadura de costura		Fibras		P_u (kN)	V_u (kN)	CSF V_u / V_{uref}	C6Ø6,3SF V_u / V_{uref}	V_u / V_{NBR}	V_u / V_{EC2}	V_u / V_{ACI}
	Quant (Ø)	A_{scost} (mm ²)	Tipo	Massa (kg)							
CA	-	-	Aço	5,11	452	226	1,2	0,92	0,99	1,02	1,03
CPE	-	-	Polietileno	0,77	337	168,5	0,9	0,68	0,74	0,76	0,77
CPP	-	-	Polipropileno	0,38	430	215	1,14	0,87	0,94	0,97	0,98
CSF	-	-	-	-	376	188	1	0,76	0,82	0,85	0,86
C6Ø6,3A	6Ø6,3	187,03	Aço	5,11	497	248,5	1,32	1,01	1,09	1,12	1,13
C6Ø6,3PE	6Ø6,3	187,03	Polietileno	0,77	516	258	1,37	1,05	1,13	1,16	1,17
C6Ø6,3PP	6Ø6,3	187,03	Polipropileno	0,38	495	247,5	1,32	1	1,08	1,12	1,13
C6Ø6,3SF	6Ø6,3	187,03	-	-	493	246,5	1,31	1	1,08	1,11	1,12
C6Ø5,0PE	6Ø5,0	117,81	Polietileno	0,77	488	244	1,3	0,99	1,07	1,10	1,11
C8Ø5,0PE	8Ø5,0	157,08	Polietileno	0,77	520	260	1,38	1,06	1,14	1,17	1,18

Listando todos os espécimes analisados do menos para o mais eficiente de acordo com a Tabela 4.2 de Resultados de resistência ao cisalhamento dos consolos curtos, obtem-se: CPE, CSF, CPP, CA, C6Ø5,0PE, C6Ø6,3SF, C6Ø6,3PP, C6Ø6,3A, C6Ø6,3PE e C8Ø5,0PE.

Percebe-se que os quatro espécimes que não tinham armadura de costura (CPE, CSF, CPP, CA) apresentaram resultados menos satisfatórios. E desses, o CPE obteve o pior rendimento, fato esse que chama atenção, visto que os outros espécimes que utilizam dessa fibra exibem bons resultados. Um fator que justifica essa ineficiência foi a celeridade na realização do seu ensaio, durando cerca de 20 minutos menos que os demais.

Dentre os dez espécimes o C8Ø5,0PE ostenta o melhor desempenho, ele integra o conjunto de seis espécimes que possuíam armadura de costura (C6Ø5,0PE, C6Ø6,3SF, C6Ø6,3PP, C6Ø6,3A, C6Ø6,3PE e C8Ø5,0PE), comprovando a eficiência da fibra de polietileno dentre as outras analisadas, visto que o supracitado possui uma quantidade intermediária de armadura de costura

($A_{scost} = 157,08 \text{ mm}^2$) frente aos outros espécimes. Apesar de os demais seguirem uma normalidade de resultados de resistência dada as características da armadura de costura (Quant (\emptyset) e A_{scost} (mm^2)) a fibra de polietileno se destaca novamente condicionando ao C6Ø6,3PE o segundo espécime mais eficiente.

Os dois espécimes de referência CSF (sem armadura de costura) e o C6Ø6,3SF (com armadura de costura), apenas este último estava em consonância com as prescrições normativas, visto que o primeiro negligenciou a armadura de costura. Diante disso, como previsto com relação a todos os comparativos de resistência os consolos apresentaram valores: CSF abaixo de 1 e C6Ø6,3SF acima de 1. Com exceção do CPE todos os outros espécimes obtiveram desempenho melhor que o CSF.

Quanto aos espécimes que possuem adição do mesmo tipo de fibra a discrepância entre o menos e o mais resistente é de aproximadamente: CA e C6Ø6,3A é 10%; CPE e C8Ø5,0PE é 41%; CPP e C6Ø6,3PP é 15%. Fazendo a mesma análise para os espécimes de referência tem-se: CSF e C6Ø6,3SF é 26%.

Após as análises dos resultados de resistência à força cortante, foi percebido que embora as fibras de aço serem bastante utilizadas na mistura de concreto, nesta pesquisa os melhores desempenhos apresentados foram das peças que continham fibras de polietileno na matriz.

Observando as previsões das normas apesar de demonstraram valores próximos das razões entre os resultados dos cortantes experimentais e normativos a EUROCODE 2 e ACI se mostraram mais conservadoras.

Para todas as análises realizadas na Tabela 4.2 quanto aos resultados experimentais e teóricos de resistência ao cisalhamento os espécimes CA4, CPP12 e CPE24 de Abrantes (2019), em virtude da obtenção de elevados carregamentos de ruptura, alcançaram valores expressivos em comparação aos dessa pesquisa.

4.5. Fator de eficiência da biela

No Método de Bielas e Tirantes, o fator de eficiência da biela (β_s) é um parâmetro importante da análise e dimensionamento, este fator de eficiência experimental foi estabelecido relacionando a tensão última na biela (σ_u) e a resistência do concreto à compressão (f_c) ($\beta_s = \sigma_u / f_c$). A tensão última foi dada pela razão entre o cortante (V_u) pelo produto interno da largura da biela de compressão

(w_s) com a largura do consolo (a) ($\sigma_u = V_u / w_s.a$). De acordo com Leonhardt e Mönning (1978) a largura da biela pode ser atribuída como 20% da altura útil (d) do consolo. Os resultados dos fatores de eficiência da biela foram reunidos na Tabela 4.3, que apresenta os valores de: tensão última na biela, resistência do concreto, cortante, fator de eficiência experimental e as relações desses resultados experimentais de fator de eficiência com os teóricos provenientes das normas.

Tabela 4.3 - Fatores de eficiência da biela dos consolos.

Consolo	Armadura de costura		Fibras		σ_u (MPa)	f_c (MPa)	V_u (kN)	$\beta_{s,exp}$	$\beta_{s,exp} / \beta_{s,NBR}$	$\beta_{s,exp} / \beta_{s,EC2}$	$\beta_{s,exp} / \beta_{s,ACI}$
	Quant (\varnothing)	A_{scost} (mm ²)	Tipo	Massa (kg)							
CA	-	-	Aço	5,11	17,72	29,95	226	0,59	0,92	1,09	1,16
CPE	-	-	Polietileno	0,77	13,22	31,44	168,5	0,42	0,66	0,78	0,82
CPP	-	-	Polipropileno	0,38	16,86	29,62	215	0,57	0,89	1,06	1,12
CSF	-	-	-	-	14,75	26,57	188	0,56	0,88	1,04	1,10
C6Ø6,3A	6Ø6,3	187,03	Aço	5,11	19,49	29,95	248,5	0,65	1,02	1,20	1,28
C6Ø6,3PE	6Ø6,3	187,03	Polietileno	0,77	20,24	31,44	258	0,64	1	1,19	1,26
C6Ø6,3PP	6Ø6,3	187,03	Polipropileno	0,38	19,41	29,62	247,5	0,66	1,03	1,22	1,29
C6Ø6,3SF	6Ø6,3	187,03	-	-	19,33	26,57	246,5	0,73	1,14	1,35	1,43
C6Ø5,0PE	6Ø5,0	117,81	Polietileno	0,77	19,14	31,44	244	0,61	0,95	1,13	1,20
C8Ø5,0PE	8Ø5,0	157,08	Polietileno	0,77	20,39	31,44	260	0,65	1,02	1,19	1,28

Após a análise dos espécimes, foi constatado que a norma americana apresentou em geral, resultados mais conservadores em relação aos verificados no experimento, com valores cerca de 56% maiores. Já a norma brasileira foi a que mostrou valores menos conservadores. Notou-se ainda que as maiores porcentagens foram das peças que apresentaram também os maiores valores de resistência ao cisalhamento.

Considerando a relação entre os resultado experimentais com os da NBR ($\beta_{s,exp} / \beta_{s,NBR}$) os espécimes sem armadura de costura obtiveram valores em média

cerca de 20% menores que os que possuía armadura de costura. Percebe-se que a utilização das fibras não foi um fator determinante na eficiência da biela e sim a armadura de costura, visto que o espécime com menor e maior rendimento foram, respectivamente, o CPE e o C6Ø6,3SF. Se tratando do fator de eficiência da biela experimental com as normas europeia e norte americana, com exceção do CPE, todos os demais espécimes mostraram-se satisfatórios.

Para todas as análises realizadas na Tabela 4.3 quanto aos resultados experimentais e teóricos do fator de eficiência da biela os espécimes CPE24, CPP12 e CA4 de Abrantes (2019), diante da razão entre tensão última na biela e a resistência do concreto à compressão, alcançaram valores consideráveis em comparação aos dessa pesquisa.

5. CONCLUSÕES

5.1 Considerações gerais

A baixa resistência a esforços de tração, baixa ductilidade e portanto a fragilidade do material, são características do concreto simples, não armado, necessitando do emprego de outros materiais para beneficia-lo e ampliar sua aplicação. As fibras, de modo especial as descontínuas (distribuídas aleatoriamente), são uma das alternativas percebidas que contribuem para minimizar essas desvantagens do compósito, uma vez que são conhecidas por interligar “costurar” fissuras, ou ainda, conferir comportamento dúctil aos elementos após a fissuração.

Além disso, de maneira equivocada as fibras por vezes já foram consideradas capazes de substituir totalmente as armaduras passivas do concreto armado, o que não se aplica, pois as armaduras de aço (longitudinais e transversais) são devidamente posicionadas nas estruturas, de modo que possam resistir aos esforços de: tração, cisalhamento e subsidiariamente a compressão.

Dessa forma, as fibras não contribuiriam de maneira efetiva para todos esses fins, sendo elas “armaduras descontínuas” e dispersas aleatoriamente na matriz. Por outro lado, algumas pesquisas já indicaram o uso para fins de combater esforços cisalhantes, substituindo parte das armaduras transversais, uma vez que algumas fibras obtiveram resultados satisfatórios. Logo entende-se que fibras devem ser usadas de maneira complementar, trabalhando em conjunto com as armaduras convencionais.

Existem regiões descontínuas em consolos curtos, vigas de parede, assim como em outras estruturas e, para corrigir os distúrbios causados pelo fluxo de tensões nessas áreas, alguns trabalhos envolvem variações nas taxas de armadura dos elementos. O dimensionamento de elementos com essas características é realizado com base no MBT e, embora exista um banco de dados considerável a esse respeito, não há consenso na literatura e entre as normas que faça relação entre a taxa de armadura e a resistência da bielas.

As conclusões apresentadas aqui foram baseadas nos resultados obtidos do programa experimental conduzido neste trabalho. Foram ensaiados e analisados 10 consolos curtos de concreto armado, onde quatro espécimes não possuem armadura de costura e utilizará respectivamente as fibras de aço (CA), polietileno

(CPE), polipropileno (CPP) e um sem fibra (CSF). Quatro espécimes com seis armaduras de costura cujo diâmetro da barra de aço CA-50 é de $\varnothing 6,3$ mm e utilizara respectivamente as fibras de aço (C6 \varnothing 6,3A), polietileno (C6 \varnothing 6,3PE), polipropileno (C6 \varnothing 6,3PP) e um sem fibra (C6 \varnothing 6,3SF). Um espécime com seis armaduras de costura cujo diâmetro da barra de aço é de $\varnothing 5,0$ mm com fibra de polietileno (C6 \varnothing 5,0PE). Um espécime com oito armaduras de costura cujo diâmetro da barra de aço é de $\varnothing 5,0$ mm com fibra de polietileno (C8 \varnothing 5,0PE).

Conclui-se que obtiveram melhores resultados a compressão, tração e módulo de elasticidade os compósitos que receberam adição de fibras. Na comparação da eficiência entre a matriz sem fibra (menos resistente) e com fibra para os três ensaios acima citados, tem-se: a compressão a de polietileno 15%, a tração a de aço 18% e ao módulo de elasticidade a de polipropileno 21%. Percebe-se que para cada ensaio fibras diferentes apresentaram melhor desempenho.

5.1.1 Deformações do concreto

Nas deformações superficiais no concreto o espécime CA apresentou o resultado mais divergente, para as deformações internas ocorreu o mesmo com os espécimes CSF, CPP e C6 \varnothing 6,3A. Com exceção deste último, notou-se que não existe uma relação entre a resistência do concreto a tração com os valores apresentados nos gráficos, pois estes valores não corresponderam as maiores deformações dos espécimes, o que ocorreu para as peças com os maiores valores de cortante.

Ao analisar as deformações do concreto a compressão não foram percebidos valores elevados, porém em alguns espécimes houve o esmagamento do concreto e o fendilhamento das bielas, que indica alta taxa de armadura, isso demonstra que as fibras podem ter apresentado comportamento semelhante as armaduras, quanto ao reforço dos consolos curtos.

No geral os espécimes de Abrantes (2019) CA4, CPP12 e CPE24 suportaram maiores intensidades de cargas e sofreram deformações mais elevadas que as verificadas neste estudo.

5.1.2 Deformações das armaduras

Percebe-se que em regra o tirante deformou bem mais que a armadura de costura para mesmo nível de tensão. As fissurações diagonais surgiram sempre nas

extremidades internas das chapas de apoio, as peças com valores mais elevados de cortante, apresentaram menores aberturas de fissuras em relação aos demais espécimes. Semelhante a análise do concreto, para o aço, os espécimes de Abrantes (2019) CA4, CPP12 e CPE24 suportaram maiores intensidades de cargas, entretanto as deformações sofridas foram próximas as verificadas neste estudo.

5.1.3 Modo de ruptura e mapa de fissuração

A abertura e ramificação das fissuras principais se desenvolveu de maneira semelhante para os consolos. Dentre os dez espécimes ensaiados, oito romperam por fendilhamento diagonal, apenas dois divergiram: o CSF obtendo fendilhamento diagonal no consolo esquerdo e cisalhamento no consolo direito e o C6Ø5,0PE que surgiu fendilhamento diagonal no consolo esquerdo e fendilhamento diagonal associado a cisalhamento no consolo direito. Os espécimes de Abrantes (2019) CA4, CPP12 e CPE24 em geral obtiveram modos de ruptura aproximado. Normalmente consolos curtos dimensionados corretamente obtêm esses modos de ruptura.

5.1.4 Resistência dos consolos

Quanto à resistência ao cisalhamento dos espécimes por meio do dimensionamento de consolos curtos, o que foi previsto pela ACI apresentou o caráter mais conservador para todas as peças, a norma EC2 apresentou valores bem próximo à norma americana. Porém as três normas apresentaram variações a favor da segurança, embora a norma brasileira tenha apresentado valores mais próximos de 1 para todos os espécimes. No geral à medida que o valor de cortante diminuiu as normas apresentaram valores menos conservadores, foi percebido também que em relação aos consolos sem armadura de costura somente o CA atingiu valor superior. Os espécimes CA4, CPP12 e CPE24 de Abrantes (2019) alcançaram valores de resistência ao cisalhamento expressivos em comparação aos dessa pesquisa.

5.1.5 Fator de eficiência da biela

Os fatores de eficiência da biela aumentaram conforme o valor dos cortantes dos espécimes também aumentaram, atestando uma relação direta entre esses valores, as normas EC2 e ACI apresentaram resultados mais conservadores. Todos

os espécimes obtiveram bons valores de eficiência da biela, entretanto o C6Ø6,3SF apresentou maior valor, visto que as armaduras auxiliam na resistência da biela. O CPE de maneira experimental e conforme as normas não apontou resultados satisfatórios. Em resumo, todas as análises realizadas, fator de eficiência da biela, previsões normativas de resistência a força cortante, mostraram resultados contra e a favor da segurança, o que sugere que o MBT, apresenta soluções mais cautelosas para o cálculo de estruturas com descontinuidades. Os espécimes CPE24, CPP12 e CA4 de Abrantes (2019) alcançaram valores do fator de eficiência da biela consideráveis em comparação aos dessa pesquisa.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Afim de complementar este trabalho, onde foram realizadas análises experimentais em consolos curtos de concreto armado com adição de fibras (aço, polietileno e polipropileno) e variação da taxa de armadura de costura, sugere-se que sejam desenvolvidas pesquisas futuras estabelecendo novas variáveis de estudo, ou abordagem de diferentes metodologias para a obtenção e avaliação de resultados. Dessa forma, abaixo são relacionados temas para dar andamento aos estudos feitos:

- Realizar um estudo de análise computacional por elementos finitos para os ensaios experimentais, com o objetivo de comparar e complementar os resultados desta pesquisa;
- Elaborar um programa experimental similar ao desenvolvido, porém com o uso de concreto com agregados reciclados ao invés de agregados naturais, para avaliar possíveis contribuições de resistência a elementos estruturais.
- Analisar a influência sobre o comportamento estrutural e capacidade resistente do consolo por meio da variação da relação a/d e a resistência à compressão do concreto;
- Desenvolver estudos semelhantes e aprimorados para consolos muito curtos, avaliando a contribuição da variação da armadura de costura e da utilização das fibras.
- Avaliar a eficácia da adição de outros tipos de fibras, com relação ao comportamento estrutural e a capacidade portante do consolo;

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRANTES, Jedson Henryque Corrêa. Análise experimental de consolos curtos de concreto com armaduras contínuas e descontínuas. 2019. Dissertação (Mestrado em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético) - Universidade Federal do Pará, Tucuruí, 2019.

ACI Committee 440. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Farmington Hills: American Concrete Institute; 2000.

ALHOZAIMY, A. M., SOROUSHIAN, P. & MIRZA, F.; Mechanical Properties of Polypropylene Fiber Reinforced Concrete and the Effects of Pozzalanic Materials. **Cement and Concrete Mineral Admixtures.**, 1996. 85–92.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318 - 14: Building Code Requirements for structural Concrete. Farmington Hills, 2014

ARAÚJO, D. L. *et al.* Strength evaluation of concrete corbels cast in a different stage from the column. São Paulo: **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 10, n. 2, p. 509-546, 2017.

ARIF, A. A. **Avaliação da Medida de Tenacidade do Concreto Reforçado com Fibra de Aço.** Dissertação de Mestrado em Engenharia. Uberlândia: FECIV/UFU, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 6892-1. Materiais metálicos - Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente, Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222: Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, ABNT, 2011

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522: Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro, ABNT, 2017

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062:** Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, ABNT, 2017

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16889: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 2020.

BARROS, J.A.O. (1995). **Comportamento de concreto reforçado com fibras – Análise experimental e simulação numérica**. Tese de Doutorado, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, Portugal.

BEBER, A. J. A. **Avaliação do desempenho de vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de fibra de carbono**. Dissertação de Mestrado em Engenharia. Porto Alegre: CPGE/UFGRS, 1999.

Beigi, M. H., Berenjian, J., Lotfi Omran, O., Sadeghi Nik, A., & Nikbin, I. M. (2013). An experimental survey on combined effects of fibers and nanosilica on the mechanical, rheological, and durability properties of self-compacting concrete. *Materials & Design*, 50, 1019–1029. doi:10.1016/j.matdes.2013.03.046

BELLUCIO, E. K.; EL DEBS, M. K., Proposta de execução de consolos moldados em etapa separada dos pilares pré-moldados, **3º. Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto pré-moldado**, São Carlos, 2013.

BROWN, M.D., SANKOVICH, C.L., BAYRAK, O., JIRSA, J.O., BREEN, J.E., WOOD, S.L. Design for Shear in Reinforced Concrete Using Strut-and-Tie Models. Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, janeiro de 2006, 352 páginas.

CAMPIONE, G., LA MENDOLA, L., & PAPIA, M. (2005). Flexural behaviour of concrete corbels containing steel fibers or wrapped with FRP sheets. *Mater. Struct.*, 38(280), 617–625.

CAMPOS FILHO, A.; Detalhamento das Estruturas de Concreto Pelo Método das Bielas e dos Tirantes. **Caderno de Engenharia**. Escola de Engenharia - UFRGS. Porto Alegre, 1996.

CASANOVA, P. **Concretos reforçados com fibras metálicas: do material à estrutura. Estudo experimental e análise do comportamento de vigas submetidas a flexão e cisalhamento**. Tese de Doutorado. Escola Nacional de Pontes e Estradas, 1995.

CLÍMACO, J. C. T. S.; **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. (3ª ed.). Rio de Janeiro: Elsevier, & Brasília, DF: Ed. UNB, Capítulo 2, 2016.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Prestandard, Brussels, Belgium, 2010.

COSTA, J. B. A. **Estudo experimental de consolos de concreto com fibras moldados em etapas distintas dos pilares**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 124f. 2009.

DIPROTEC – Produtos técnicos para construção. **Fibras Metálicas**. Disponível em: < <http://www.diprotec.com.br/produto/aditivos-e-complementares-fibras-metalicas/> > Acesso em: 12 de junho de 2023.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. 2. ed. São Carlos: EESCUSP, 2017.

FATTUHI, N. I. Strength of SFRC corbels subjected to vertical load. **Journal of Structural Engineering**, v. 116, n. 3, p. 701-718, 1990.

FATTUHI, N. I. SFRC corbel tests. **ACI Structural Journal**, p.119-123, Mar/Apr., 1987.

FATTUHI, N. I., HUGHES, B. P. Ductility of reinforced concrete corbels containing either steel fiber or stirrups. **ACI Materials Journal**, v. 86, n. 6, p. 644- 651., 1989.

Fattuhi NI, Hughes BP. Reinforced steel fiber concrete corbel with various shear span-to-depth-ratios. *ACI Struct J*. 1989;86:590–6.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAÎNTE. Practical design of structural concrete. FIP Recommendations. London: SETO, 1999.

FERNANDES, R. M.; EL DEBS, M. K. Análise da Capacidade Resistente de Consolos de Concreto Armado Considerando a Contribuição da Armadura De Costura. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**. São Carlos, v. 7, n. 25, p. 103-128, 2005.

FIGUEIREDO, A. D. Concreto com fibras. In: ISAIA, G. C. (Editor). **Concreto – Ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON. v. 2, p. 1195-1225, 2005.

Foti, D. (2013). Use of recycled waste pet bottles fibers for the reinforcement of concrete. *Composite Structures*, 96, 396–404. doi:10.1016/j.compstruct.2012.09.019

FRANZ, G.; NIEDENHOFF, H. Die bewehrung von konsolen und gedrungeenenbalken. **Beton und Stahlbetonbau**, v.58, n.5, p.112-120, 1963.

Gencil, O., Ozel, C., Brostow, W., & Martínez-Barrera, G. (2011). Mechanical properties of self-compacting concrete reinforced with polypropylene fibres. *Materials Research Innovations*, 15(3), 216–225. doi:10.1179/143307511x13018917925900

I. Havlikova, I. Merta, A. Schneemayer, V. Vesely, H. Šimonová, B. Korycanska, Z. Kersner, Effect of fibre type in concrete on crack initiation, *Appl. Mech.Mater.* 769 (2015) 308–311.

Ivanova I, Assih J. The effect of fatigue test on short reinforced-concrete corbel strengthened by externally bonded composite fibre fabrics. *Engng Fract Mech* (2016), <http://dx.doi.org/10.1016/j.engfracmech.2016.04.035>

KRIZ, L. B.; RATH, C. H. Connections in Precast Concrete Structures— Strength of Corbels. **PCI Journal**. [s. L.], p. 16-61. fev. 1965.

Kupfer, H.: 'Erweiterung der Mohrsch'schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit' (Expansion of Morsch's truss analogy by application of the principle of minimum strain energy), CEB Bulletin, 40, Paris 1964

LAUGHERY, L., & PUJOL, S.; Compressive strength of unreinforced struts. **ACI Structural Journal**, 112, 617-623, 2015.

LEONHARDT, F.; MÖNNING, E.; **Construções de concreto - Princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado**. v. 2-3, 1 ed. Rio de Janeiro: Interciência, 1978.

Leonhardt, F.: 'Reducing the shear reinforcement in reinforced concrete beams and slabs', Mag. Concrete Research, 17, No.53, December 1965, p187

Marti, P.: 'Basic tools of reinforced concrete beam design', ACI Journal, January-February 1985, pp46-56

Mastali, M., Ghasemi Naghibdehi, M., Naghipour, M., & Rabiee, S. M. (2015). Experimental assessment of functionally graded reinforced concrete (FGRC) slabs under drop weight and projectile impacts. *Construction and Building Materials*, 95, 296–311. doi:10.1016/j.conbuildmat.2015.07.153

MEHTA, P. K; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Ibracon, 674p. 2014.

Merli, R., Preziosi, M., Acampora, A., Lucchetti, M. C., & Petrucci, E. (2019). Recycled Fibers in Reinforced Concrete: a systematic literature review. *Journal of Cleaner Production*, 119207. doi:10.1016/j.jclepro.2019.119207

Mörsch, E.: *Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung* (Reinforced concrete, theory and application), Stuttgart, Verlag Konrad Wittwer, 1912.

MOSTAFAZADEH, M.; ABOLMAALI, A. Shear Behavior of Synthetic Fiber Reinforced Concrete. **Advances in Civil Engineering Materials**, v. 5, n. 1, p. 371-386, 2016.

Mueller, P. : 'Plastische Berechnung von Stahlbetonscheiben und Balken' (Plastic analysis of reinforced concrete deep beams and beams), Bericht No. 83, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zurich, July 1978

MUTTONI, A., RUIZ, M. F., & NIKETIC, F.; Design versus assessment of concrete structures using stress fields and strut-and-tie models. **ACI Structural Journal**, 112, 605-616, 2015.

NAAMAN, A. E. Engineered Steel fibers with Optimal Properties for Reinforcement of Cement Composites. **Journal of Advanced Concrete Technology**. Japan Concrete Institute, v.1, n. 9, p. 241-252, nov. 2003

Nili, M., & Afroughsabet, V. (2010). Combined effect of silica fume and steel fibers on the impact resistance and mechanical properties of concrete. *International Journal of Impact Engineering*, 37(8), 879–886. doi:10.1016/j.ijimpeng.2010.03.004

OLIVEIRA, E. M. *et al.* **Consolos de concreto moldados em duas etapas: Influência do tratamento da interface e da adição de fibras de aço**. GOIÂNIA: UFG, 2012.

PANTOJA, João da Costa. Geração automática via otimização topológica e avaliação de segurança de modelos de bielas e tirantes. 2012. Tese (Doutorado em Estruturas) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

PARK, R.; PAULAY, T. (1983). Reinforced concrete structures. New York, John Wiley & Sons. p.690-700.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007

RITTER, W.; **Die Bauweise Hennebique (Construction Techniques of Hennebique)**. Schweizerische Bauzeitung, Zurich, 1899.

Rüsch, H.: 'Über die Grenzen der Anwendbarkeit der Fachwerkanalogie bei der Berechnung der Schubfestigkeit von Stahlbetonbalken' (On the limitations of applicability of the truss analogy for the shear design of RC beams), Festschrift F. Campus 'Amici et Alumni', Universität de Liltge, 1964

Sanjay, M. R., Madhu, P., Jawaid, M., Sentharamaikannan, P., Senthil, S., & Pradeep, S. (2018). Characterization and properties of natural fiber polymer composites: A comprehensive review. *Journal of Cleaner Production*, 172, 566–581. doi:10.1016/j.jclepro.2017.10.101

SCHÄFER, K., & SCHLAICH, J.; **Consistent design of structural concrete using strut-and-tie models**. Colóquio sobre comportamento e projeto de estruturas. Rio de Janeiro: PUC/RJ, 5, 1988.

Schlaich, J., K. Schaefer and M. Jennewein. "TOWARD A CONSISTENT DESIGN OF STRUCTURAL CONCRETE." *Pci Journal* 32 (1987): 74-150.

Schlaich, J.. "Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models." (1991).

SILVA, R. C. DA, & GIONGO, J. S. **Modelos de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado**. (1ª ed.). São Carlos, SP: EESC-USP, Capítulo 2, 2000.

S. Spadea, I. Farina, V.P. Berardi, F. Dentale, F. Fraternali, Energy dissipation capacity of concretes reinforced with recycled PET fibers, *Ing. Sismica* 31 (2)(2014) 61–70.

SISTEMA FIRJAN. **Construção Civil: Desafios 2020**. Rio de Janeiro. Julho, 2014.
SOUZA, V. C.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998. 255 p.

Sumathi, A., Saravana Raja Mohan, K., 2015. Study on the strength and durability characteristics of high strength concrete with steel fibers. *Int. J. ChemTech Res.* 8, 241–248.

Thürlimann, B., Marti, P., Pralong, J., Ritz, P., Zimmerli, B.: 'Vorlesung zum Fortbildungskurs für Bauingenieure' (Advanced lecture for Civil Engineers), Institut für Bautechnik und Konstruktion, ETH Zurich 1983

TUCHSCHERER, R. G., BIRRCHE, D. B., & BAYRAK, O.; Reducing discrepancy between deep beam and sectional shear-strength predictions. **ACI Structural Journal**, 113, 2016.

Tufekci, M. M., & Gokce, A. (2017). Development of heavyweight high performance fiber reinforced cementitious composites (HPFRCC) – Part I: Mechanical properties. *Construction and Building Materials*, 148, 559–570. doi:10.1016/j.conbuildmat.2017.05.009

VASCONCELOS, A. C. **O Concreto no Brasil: pré-fabricação, monumentos, fundações**. Volume III. Studio Nobel. São Paulo, 10 p, 2002.

Zeng, J.-J., Ye, Y.-Y., Gao, W.-Y., Smith, S. T., & Guo, Y.-C. (2020). Stress-strain behavior of polyethylene terephthalate fiber-reinforced polymer-confined normal-, high- and ultra high-strength concrete. *Journal of Building Engineering*, 30, 101243. doi:10.1016/j.jobbe.2020.101243