



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

JACIARA SANTOS BRANDÃO

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DA INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE FIBRAS E DA
VARIAÇÃO DA ARMADURA DE COSTURA EM CONSOLOS CURTOS DE
CONCRETO ARMADO**

JACIARA SANTOS BRANDÃO

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DA INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE FIBRAS E DA
VARIAÇÃO DE ARMADURA DE COSTURA EM CONSOLOS CURTOS DE
CONCRETO ARMADO**

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: Estruturas de Concreto Armado.

Orientador: Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto

Tucuruí
2022

JACIARA SANTOS BRANDÃO

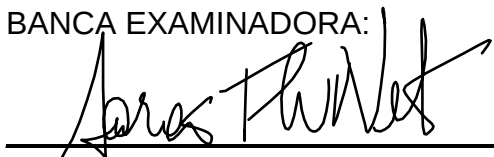
**ANÁLISE EXPERIMENTAL DA INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE FIBRAS E DA
VARIAÇÃO DE ARMADURA DE COSTURA EM CONSOLOS CURTOS DE
CONCRETO ARMADO**

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: Estruturas de Concreto Armado.

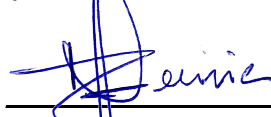
Orientador: Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto

Aprovada em 23 de junho de 2022.

BANCA EXAMINADORA:



Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto - Orientador
(Universidade Federal do Pará)



Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira - Examinador Interno
(Universidade Federal do Pará)



Prof. Dr. Marcos Honorato de Oliveira - Examinador Externo
(Universidade de Brasília)

A Deus, razão do meu existir, à minha
família e amigos queridos que sempre
acreditaram em mim.

AGRADECIMENTOS

Foram incontáveis as vezes em que a estrada parecia longa demais, em que o fim parecia nunca chegar e que as forças já não eram suficientes, porém Deus me renovava e tomava pela mão, me fazendo andar um pouco mais, insistir um pouco mais, ter mais fôlego, por isso agradeço ao meu Senhor por todo o amor com que fui conduzida e que me fez chegar até aqui, tenho certeza de que de outra forma esta conquista não seria possível.

Agradeço à minha mãe Edilza, que sempre esteve ao meu lado, se preocupando e cuidando de mim nos mínimos detalhes, me incentivando a continuar quando eu achava que já não dava mais, obrigada por acreditar quando nem eu acreditava mais. Agradeço aos meus irmãos, Amós e Anderson que também foram fonte de incentivo e apoio. Agradeço à minha tia Valdemira, que por vezes me recebeu em sua casa e me tratou como filha, preparando alimento e cuidando para que eu pudesse me concentrar nos meus objetivos.

Ao professor doutor Aarão Neto agradeço imensamente por ter me confiado esta tarefa, por toda a paciência e generosidade em dividir seus importantes conhecimentos comigo, pela excelente, dedicada e humana orientação, por toda a gentileza e respeito com que sempre me tratou. Obrigada por também acreditar na minha capacidade e pelo acompanhamento durante toda a minha caminhada acadêmica.

Meus mais sinceros agradecimentos ao doutorando Jenson Abrantes, um pesquisador excelente, generoso e humilde, que me orientou por diversas vezes, eu agradeço a paciência e dedicação, e por, de maneira despretensiosa, mesmo não tendo a obrigação, ter colocado a “mão na massa” tantas vezes para me ajudar quando eu já não conseguia fazer sozinha. Te desejo muito mais sucesso.

À minha irmã Mônica e seu marido Andrei, meus mais sinceros agradecimentos por todas as vezes que me receberam em sua casa, me tratando com muito carinho, obrigada também pelas palavras de incentivo e apoio (que não foram poucas!), obrigada por terem “colocado a mão na massa” junto comigo e por vezes terem feito parte da luta que é o trabalho em laboratório, eu nunca me esquecerei do que vocês fizeram por mim.

Agradeço à minha amiga Shara, que durante parte da produção desta pesquisa foi meus “olhos” quando eu não podia estar presente, a ela que é uma mulher que eu admiro e que me honra com a sua amizade eu agradeço por todo apoio e diligência durante todo os momentos em que estive me representando.

Agradeço imensamente aos meus amigos Rosângela, Cleomar, Karen e Jéssica Milena por terem aceitado, de forma voluntária, ser parte da equipe de produção, vocês foram essenciais para a realização desta pesquisa, são amigos que eu ganhei na faculdade, mas que levo para a vida.

Meus mais sinceros agradecimentos aos meus colegas Francirene, Adson, Vanessa Caroline e Daniel por todo o apoio, contribuição e colaboração voluntária na produção desta pesquisa durante o processo realizado no Laboratório de Engenharia Civil de Tucuruí, vocês foram fundamentais para essa realização.

Agradeço ao meu chefe Daniel Barroso pelo importante apoio durante a minha caminhada neste programa de mestrado, por também ter me orientado diversas vezes, contribuindo com seus conhecimentos e sua vasta experiência como engenheiro, a você que é um excelente profissional, no qual me espelho, minha admiração e mais sinceros agradecimentos. Agradeço ainda a toda a equipe da Diretoria de Controle Urbano da SEMURB de Parauapebas pelo incentivo, apoio e colaboração, é um prazer trabalhar com vocês.

De modo geral, agradeço a todos os que, de maneira direta ou indireta, estiveram comigo, muito obrigada!

Epígrafe

Nem olhos viram, nem ouvidos
ouviram, nem jamais penetrou o
coração humano, o que Deus tem
preparado para aqueles que O amam.

I Coríntios 2:9

RESUMO

Consolos de concreto armado usualmente caracterizam-se por serem elementos de apoio cuja concepção pode ser feita a partir do Método de Bielas e Tirantes (MTB) o qual é pautado em hipóteses fundamentais que consideram que os esforços de tração são absorvidos por tirantes (aço estrutural) e os esforços de compressão são absorvidos pelas bielas que se formam no interior da seção de concreto, pois entende-se que estes elementos possuem regiões de descontinuidade (D) ou distúrbios na distribuição de tensões. Este método pode ser aplicado no caso de consolos curtos pois também apresentam regiões (D), dado que seu fluxo de tensões ocorre de maneira não-linear. Desta forma, este estudo experimental analisou a influência da adição de fibras sintéticas (polietileno e polipropileno) e de aço na composição do concreto, bem como, verificar a influência da variação da taxa de armadura de costura com o intuito de validar o MTB como solução segura e eficiente para o dimensionamento de elementos que apresentem descontinuidades (D) ou distúrbios. Nos ensaios foram observadas a carga de ruptura, a abertura de fissuras e as deformações nos tirantes, armadura de costura e no concreto, interna e externamente. Os resultados mostraram que os espécimes contendo fibras sintéticas apresentaram as maiores resistências comparado ao espécime com fibra de aço, sendo em média 10,82% mais resistente que os espécimes de referência, apesar de não conterem os maiores teores de fibras. De forma geral os elementos apresentaram comportamento dúctil e modo de ruptura semelhantes, assim as fissuras ocorreram de maneira controlada e não houve ruptura brusca. Quanto às deformações no aço e concreto, os resultados mostraram um comportamento semelhante entre os espécimes.

Palavras-chave: Concreto armado; Método de bielas e tirantes; Fibras; Consolos curtos.

ABSTRACT

Reinforced concrete corbels are usually characterized by being support elements whose design can be made from the Strut-and-Tie Method (STM) which is based on fundamental assumptions that consider that the tensile stresses are absorbed by the rods (structural steel) and the compressive forces are absorbed by the struts that are formed inside the concrete section, as it is understood that these elements have regions of discontinuity (D) or disturbances in the stress distribution. This method can be applied in the case of short corbels as they also present regions (D), given that their stress flow occurs in a non-linear manner. In this way, this experimental study analyzed the influence of the addition of synthetic fibers (polyethylene and polypropylene) and steel in the composition of the concrete, as well as, to verify the influence of the variation of the seam reinforcement rate in order to validate the MTB as a solution safe and efficient for the design of elements that present discontinuities (D) or disturbances. In the tests, the breaking load, the opening of cracks and the deformations in the tie rods, seam reinforcement and in the concrete, internally and externally, were observed. The results showed that the specimens containing synthetic fibers showed the highest strengths compared to the steel fiber specimen, being on average 10.82% more resistant than the reference specimens, despite not containing the highest fiber contents. In general, the elements showed similar ductile behavior and failure mode, so the cracks occurred in a controlled manner and there was no sudden rupture. As for the deformations in steel and concrete, the results showed a similar behavior among the specimens.

Keywords: Reinforced concrete; Strut-and-Tie Method; Fibers; Short consoles.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1- Sugestões para geometria de consolos (a) a (e).	18
Figura 1.2- Consolos de concreto armado do Galpão da SOTREQ CAP.	19
Figura 2.1- Dimensões recomendadas para projeto de consolos curtos.....	27
Figura 2.2- Ruptura por flexão.....	30
Figura 2.3- Ruptura por tração na flexão.....	31
Figura 2.4- Ruptura por compressão na flexão.	31
Figura 2.5- Ruptura por fendilhamento da biela.	32
Figura 2.6- Ruptura por cisalhamento.	33
Figura 2.7- Ruptura por fendilhamento da ancoragem.....	34
Figura 2.8- Ruptura por esmagamento da placa de apoio.	34
Figura 2.9- Regiões (B) e (D) e modelo a partir da analogia da treliça de Ritter (1899).....	36
Figura 2.10- (a) MBT proposto, (b) viga F1 com as fissuras marcadas depois de submetida ao ensaio Stuttgart.....	36
Figura 2.11- Geometrias de bielas.	37
Figura 2.12- Tipos de nós.....	39
Figura 2.14- Modelo biela-tirante para consolo curto.	45
Figura 2.15- Armadura típica de um consolo curto.....	46
Figura 2.16- Modelo para dimensionamento de consolo proposto pela Eurocode 2 (2010).....	47
Figura 2.17- Armadura utilizada para $a_c \leq 0,5 h_c$	48
Figura 2.18- Armadura utilizada para $a_c > 0,5 h_c$	48
Figura 2.19- Determinação de A_{sl}	49
Figura 2.20- Esquema estrutural do consolo.....	51
Figura 2.21- Esquema de ensaio dos espécimes.....	53
Figura 2.22- Aparência do espécime utilizado após o ensaio.	53
Figura 2.23- Dimensões do consolo (mm).....	54
Figura 2.24- Esquema de carga e geometria dos corpos-de-prova e arranjos do aço.	56
Figura 2.25- Dimensões dos modelos experimentais (mm).	57
Figura 2.26- Detalhe das armaduras dos espécimes (mm).....	60
Figura 2.27- Detalhes geométricos dos consolos (mm).	61

Figura 3.1- Geometria dos consolos curtos (mm).	65
Figura 3.2- Detalhamento das armaduras dos consolos, (a) Tipo1, (b) Tipo 2 e (c) Tipo 3. Medidas expressas em m.	66
Figura 3.3- Armadura confeccionada para a composição dos consolos.	68
Figura 3.4- Arranjo dos extensômetros internos do aço (a) e do concreto (b).	70
Figura 3.5- Arranjo do extensômetros externo do concreto.	71
Figura 3.6- Extensômetros (a) aço, (b) concreto (interno) e (c) concreto (externo).	71
Figura 3.7- Esquema de ensaio dos consolos.....	73
Figura 3.8- Sistema de ensaio dos consolos.....	73
Figura 3.9- Fibras de aço utilizada na pesquisa.	74
Figura 3.10- Fibra de polipropileno utilizada na pesquisa.	75
Figura 3.11- Fibra de polietileno utilizada na pesquisa.	76
Figura 3.12- Concretagem e adensamento dos espécimes.	79
Figura 3.13- Ensaio de caracterização do aço.	80
Figura 4.1- Carga x Deformação do concreto na região da mísula (CE).....	82
Figura 4.2- Carga x Deformação interna do concreto na região do tirante (C1)...	85
Figura 4.3- Carga x Deformação interna do concreto na região próxima à mísula (C2).	86
Figura 4.4- Carga x Deformação interna do concreto na região da mísula (C3). .	87
Figura 4.5- Carga x Deformação do tirante (A1).	89
Figura 4.6- Carga x Deformação da armadura de costura A2.....	91
Figura 4.7- Carga x Deformação da armadura de costura A3.....	92
Figura 4.8- Consolos com fibras de aço (a), (b) e (c).	93
Figura 4.9- Consolos com fibras de polietileno (a), (b) e (c).....	94
Figura 4.10- Consolos com fibras de polipropileno.	95
Figura 4.11- Modo de ruptura dos consolos com fibras de aço (CA1, CA2 e CA3).	97
Figura 4.12- Modo de ruptura dos consolos com fibras de polietileno (CPE1, CPE2 e CPE3).....	98
Figura 4.13- Modo de ruptura dos consolos com fibras de polipropileno (CPP1, CPP2 e CPP3).	99

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1- Resultados de Abrantes (2019).....	21
Tabela 2.1- Força máxima teórica e experimental dos modelos (Costa, 2009). ..	58
Tabela 2.2- Resultados dos ensaios.	62
Tabela 3.1- Nomenclatura adotada	65
Tabela 3.2- Características gerais dos espécimes.....	66
Tabela 3.4- Características da fibra utilizada na pesquisa	75
Tabela 3.5- Características da fibra utilizada na pesquisa	75
Tabela 3.6- Características da fibra utilizada na pesquisa	76
Tabela 3.7- Composição do traço.	77
Tabela 3.8- Propriedades mecânicas do concreto.	77
Tabela 3.9- <i>Slump Test</i>	78
Tabela 3.10- Propriedades mecânicas do aço.	80
Tabela 4.1- Resultados de Abrantes (2019).....	81
Tabela 4.1- Forças de fissuração inicial e final.....	95
Tabela 4.2- Modo de ruptura dos consolos.	97
Tabela 4.3- Resistências dos consolos de Abrantes (2019).	100
Tabela 4.4- Resultado das resistências dos consolos curtos.....	101

LISTA DE SÍMBOLOS

- a - distância entre a face do pilar e o ponto de aplicação da carga vertical
- d - altura útil
- h - altura total do consolo
- b - largura do consolo
- θ - ângulo entre o tirante e a biela
- V_d - carga vertical de projeto
- γ_n - coeficiente de majoração de carga
- H_d - carga horizontal de projeto
- f_{ck} - resistência característica do concreto a compressão
- f_{cd} - resistência do concreto a compressão de cálculo
- f_{yd} - tensão de escoamento do aço de cálculo
- 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
- A_s - Área do tirante
- $A_{s,h}$ - Área dos estribos horizontais
- c - Cobrimento
- 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
- $\sigma_{rd,max}$ - Tensão limite máxima
- a_v - distância entre a face do pilar e o ponto de aplicação da carga vertical

LISTA DE SIGLAS

MTB - Método de Bielas e Tirantes

STM – Strut and Tie Method

SFRC – Steel fiber-reinforced concrete

CFRP – Concreto com revestimento externo de fibra de carbono

CRF – Concreto reforçado com fibras

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – American Concrete Institute (Instituto Americano do Concreto)

EC2 – Eurocode 2

EER – Extensômetro Elétrico de Resistência

MBP – Método Biela-Painel

MBT – Método de Bielas e Tirantes

MEF – Método dos Elementos Finitos

NBR – Norma Brasileira

NM – Norma Mercosul

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	Justificativa	22
1.2	Objetivos	24
1.2.1	Objetivo Geral	24
1.2.2	Objetivos Específicos	24
1.3	Estrutura do Trabalho	25
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	26
2.1	Consolos curtos	26
2.2	Modo de ruptura	29
2.2.1	Ruptura por flexão	29
a)	Ruptura por tração na flexão	30
b)	Ruptura por compressão na flexão	31
2.2.2	Ruptura por fendilhamento da biela	32
2.2.3	Ruptura por cisalhamento	32
2.2.4	Ruptura por falha na ancoragem	33
2.2.5	Ruptura por esmagamento do apoio	34
2.3	Método de Bielas e Tirantes	35
2.4	Consolos reforçados com fibras	39
2.5	Recomendações normativas	42
2.5.1	NBR 9062 (2006)	43
2.5.2	NBR 6118 (2014)	44
2.5.3	Eurocode 2 (2014)	47
2.5.4	ACI 318 (2014)	50
2.6	Pesquisas sobre consolos	52
2.6.1	Fattuhi (1987)	52
2.6.2	Fattuhi (1990)	52
2.6.3	Torres (1998)	54
2.6.4	Fernandes e El Debs (2005)	55
2.6.5	Campione <i>et al.</i> (2007)	56

2.6.6 Costa (2009)	57
2.6.7 Oliveira (2012)	58
2.6.8 Ivanova (2016)	59
2.6.9 Araújo <i>et al.</i> (2017)	61
2.6.10 Araújo <i>et al.</i> (2019)	62
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	64
3.1 Características dos Espécimes	64
3.2 Dimensionamento dos consolos	68
3.3 Instrumentação dos espécimes	69
3.4 Sistema de ensaio	72
3.5 Materiais	74
3.5.1 Fibras de aço	74
3.5.2 Fibras de Polipropileno	75
3.5.3 Fibras de Polietileno	75
3.5.4 Concreto	76
3.6 Propriedades Mecânicas do Concreto	77
3.7 Propriedades Mecânicas do Aço	79
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	81
4.1 Deformação no Concreto	81
4.1.1 Deformações superficiais no concreto	81
4.1.2 Deformações internas no concreto	83
4.2 Deformação das armaduras	88
4.2.1 Deformações nos tirantes	88
4.2.2 Deformações nas armaduras de costura	89
4.3 Mapa de fissuração	92
4.4 Modo de ruptura	96
4.5 Resistência última dos consolos curtos	100
5 CONCLUSÕES	103
5.1 Considerações gerais	103

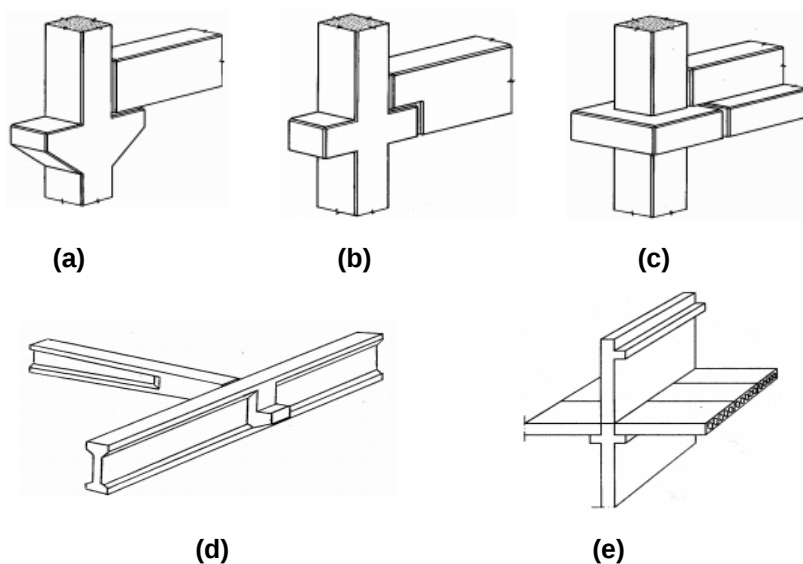
5.2	Considerações específicas _____	103
5.3	Propostas para trabalhos futuros _____	105
6	<i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i> _____	106

1 INTRODUÇÃO

Na indústria da construção civil tem sido cada vez mais comum o uso de elementos pré-moldados, cuja produção acontece fora do seu local de destino, mediante projeto detalhado de geometria, armadura e montagem, tais aspectos proporcionam vantagens como maior controle de produção, maior limpeza e organização no canteiro de obras, diminuição do uso e desperdício de materiais além de acelerar o processo construtivo da obra.

Dentre os tantos elementos pré-moldados, os consolos de concreto armado tem sido um dos mais frequentemente utilizados, presente nas grandes edificações como em estruturas de pontes e galpões, eles são elementos estruturais importantes que detém a função de apoio sobre o qual são depositados vigas, lajes ou placas tornando semirrígidas essas ligações. A Figura 1.1 mostra algumas formas e geometrias destes elementos, bem como, a Figura 1.2 mostra uma implementação de consolos de concreto armado como apoio para vigas, nota-se que eles têm em comum uma pequena estrutura que age como “*espera*” para o encaixe de vigas, lajes ou outros elementos, esta é propriamente o consolo.

Figura 1.1- Sugestões para geometria de consolos (a) a (e).



Fonte: Acker (2002).

Figura 1.2- Consolos de concreto armado do Galpão da SOTREQ CAP.



Fonte: Próprio autor.

Os consolos curtos de concreto armado são caracterizados conforme a relação largura/profundidade de cisalhamento (a/d) inferiores a 1,0. Esses elementos são empregados para transferir forças verticais e horizontais para os membros principais do conjunto estrutural (vigas, pilares, lajes, paredes ou pisos), também são implementados para transferir cargas excêntricas sobre os elementos. No entanto, a força horizontal pode ser considerada no projeto como contração restrita, fluência ou mudança de temperatura, a menos que precauções específicas sejam tomadas.

Todavia, consolos curtos apresentam descontinuidades de natureza estática ou geométrica inerentes a sua geometria que inviabilizam seu dimensionamento pelo conceito da analogia clássica de treliça de Emil Mörsch (1909), assim é necessária a aplicação de um método de cálculo consistente e coerente que possa viabilizar o processo de concepção desses elementos, em vista disto, o método de bielas e tirantes (*strut-and-ties method*) tem sido largamente utilizado como solução satisfatória, baseado na generalização da analogia clássica da treliça, para possibilitar o dimensionamento estrutural de consolos curtos de concreto armado (FILHO, 1996).

Conhecida a trajetória das forças internas, o MTB concentra as tensões de compressão nas bielas, que vão ser resistidas pelo concreto e seu contorno, as

tensões de tração nos tirantes, que são resistidas pelas armaduras devidamente posicionadas e os nós, que vão conectar as bielas aos tirantes nos quais serão aplicadas as ações compondo ao final uma treliça isostática.

O comportamento mecânico de consolos curtos tem sido objeto de pesquisa no meio acadêmico, dentre seus vários aspectos, os consolos podem apresentar certa fragilidade inerente à sua composição quando submetidos a forças superiores à sua resistência à compressão e tração, como a limitada capacidade de deformação e a abertura de fissuras, desta forma o emprego de fibras pode ser uma opção eficaz para aprimorar as condições gerais de vida útil deste elemento, além da implementação de armaduras de costura para controle da propagação de fissuras.

Dentre as abordagens de consolos curtos destaca-se os estudos de Ivanova (2016) que investiga a resistência de consolos curtos à fadiga reforçados com fibras de carbono. Ela afirma que consolos usados em estruturas de pontes estão sujeitos a cargas variáveis ocasionadas pelo tráfego e que essas tensões em grande escala podem levar o membro estrutural ao estado limite de fadiga.

Al-Kamki e Alsofi (2018) concluíram que ao aplicar tecido de fibra polimérica de carbono na superfície de consolos curtos a capacidade de carga final aumentou em 27% em comparação ao consolo de referência. O tecido posicionado diagonalmente restringiu o alargamento e desenvolvimento do cisalhamento além de ganho também na tenacidade axial, concluíram ainda que a adição de armadura secundária promoveu aumento adicional de resistência.

Além de pesquisas experimentais feitas em laboratórios, também há estudos no campo da modelagem que corroboram os aspectos de ductilidade, ganho de resistência, controle de abertura de fissuras e cisalhamento, mediante o exposto.

Cita-se a pesquisa de Beshara *et al.* (2019) que implementou, no software comercial ANSYS, modelos não-lineares para consolos de concreto reforçados com fibras de aço baseado no modelo de elementos finitos para prever o comportamento de consolos curtos e realizou a análise comparativa com modelos reais com e sem fibras. Os principais parâmetros estudados foram o efeito da resistência do concreto, o volume da fibra, a relação do aspecto da fibra, relação entre estribos horizontais e relação entre vão e profundidade de cisalhamento (a/d).

Desta maneira, eles verificaram que houve ganho de resistência à compressão do concreto, melhora da capacidade de cisalhamento e tenacidade do consolo, que a inclusão de fibra de aço atrasa a falha prematura por cisalhamento para consolos, e acrescenta a ductilidade e a capacidade de deformação por conta do aumento da proporção de estribos horizontais e, finalmente, que aumentando a relação vão-profundidade de cisalhamento (a/d) reduz-se a capacidade de cisalhamento dos consolos SFRC.

Diante do exposto, esta pesquisa é uma extensão do estudo de Abrantes (2019), que realizou análise experimental em consolos de concreto armado para avaliar a influência da inserção de fibras de polipropileno, polietileno e aço ao concreto em três diferentes teores para cada uma delas. A partir dos melhores resultados da pesquisa do autor, se reproduziu novos espécimes de concreto armado com o intuito de observar e avaliar o comportamento e influência desses teores de fibras, agora com a adição das armaduras horizontais de costura.

Para melhor compreensão deste tema, é necessário analisar a Tabela 1.1 a seguir, cujos resultados mostrados demonstram que as fibras sintéticas propiciaram maiores resistências aos esforços aplicados.

Tabela 1.1- Resultados de Abrantes (2019).

Consolo	Taxa de armadura de costura (%)	Fibras (%)	P _u (kN)
CR	-	-	536
CRC	0,65	-	765
CA4	-	1,60	705
CPP12		0,12	730
CPE24		0,24	810

Vale destacar que os espécimes da pesquisa original não continham armadura de costura em sua composição, apenas fibras de aço, polipropileno e polietileno, dessa forma, os consolos CA4, CPP12 e CPE24 foram os que obtiveram os melhores resultados de resistência última.

Assim, foram utilizadas as mesmas porcentagens de fibras nesta pesquisa, porem com diferentes taxas de armadura de costura como variável principal. Logo, CA4 corresponde aos espécimes com fibras de aço, CPP12 corresponde aos espécimes com fibras de polipropileno e CPE24 corresponde aos espécimes com fibras de polietileno.

Isto posto, a presente pesquisa foi pautada em apreciações comparativas de resistência última aferidas no ensaio e as elaboradas a partir das normativas vigentes, bem como, da avaliação da influência de três diferentes teores de fibras, aço, polietileno e polipropileno na composição do concreto e da variação das taxas de armadura de costura, tendo em vista a abertura de fissuras e as deformações nos tirantes e concreto.

1.1 Justificativa

O atual cenário da construção civil se mostra bastante positivo, isso significa que mesmo em meio a pior fase da pandemia o mercado imobiliário continuou em alta, conseqüentemente, a demanda por materiais, tecnologia e métodos construtivos eficazes tende a aumentar, assim como, permanecer em constante aprimoramento, desta feita, pesquisas voltadas para a construção civil permanecem em constante desenvolvimento (GOMES, 2021).

O pesquisador El Debs (2017) é um dos estudiosos que tem contribuído para o avanço da tecnologia da construção civil, dentre os campos abordados por ele, está o de estruturas pré-moldadas, que carregam em si as vantagens da facilidade de execução e maior controle na sua produção.

Todavia, estes elementos necessitam de conexões entre si, pois trata-se de regiões onde ocorrem descontinuidades e conseqüentemente, concentração de tensões, que podem, ou não, gerar deslocamentos, mobilizar e redistribuir esforços entre os elementos por elas conectados, influenciando o comportamento e estabilidade de toda a estrutura, o que constitui um dos pontos críticos a serem enfrentados na sua aplicação.

Apesar dos grandes avanços nos métodos construtivos, estruturas pré-moldadas ainda apresentam questões que se referem a como tornar a interface de contato entre os elementos mais resistente ou rígida, como melhorar o desempenho do contato entre os elementos, ou ainda como promover maior estabilidade para o sistema construtivo.

Entende-se que é pouco provável garantir um comportamento totalmente monolítico entre os elementos, no entanto, estudos focados na sofisticação e aprimoramento dessa técnica tem sido realizados desde 1965, com a pesquisa de

Kris e Rath, que conduziram o primeiro trabalho experimental e analítico sobre consolos de concreto armado.

Por conseguinte, este projeto foi voltado para o desenvolvimento de parâmetros de concepção de consolos, contemplando critérios como amplitude de cisalhamento, resistência do concreto e carga aplicada. Conforme concluíram Kris e Rath (1965), os tirantes e os estribos horizontais têm o mesmo efeito no aumento da resistência dos consolos quando sujeitos a carga vertical, enquanto a carga horizontal reduz sua resistência significativamente.

Partindo do pré-suposto de que os consolos curtos são elementos fundamentais para a ligação de conjuntos estruturais, esta pesquisa se justifica pela importância do entendimento do seu comportamento mecânico e do desenvolvimento de critérios adequados para garantir maior durabilidade e segurança estrutural.

O consolo pode ser anexado ao elemento estrutural, seja ele viga ou pilar, em duas etapas, que consiste na concretagem do consolo separado da estrutura a qual ele vai se acoplar, ou ainda, pode ser anexado à estrutura em uma única etapa de concretagem. No instante da acoplagem do consolo já existe um plano de fissuração pré-estabelecido que tende a ser mais frágil, desta forma, as normas técnicas para o dimensionamento de estruturas de concreto armado determinam níveis aceitáveis de fissuração para a proteção das armaduras com o intuito de garantir a estabilidade e durabilidade da estrutura, embora não contemplem determinados aspectos da prática do canteiro de obras.

Desta forma, esta pesquisa se justifica ainda na investigação do comportamento quanto ao nível de resistência, ductilidade e tenacidade, pois apesar de possuir grande capacidade de carga, o concreto armado ainda está sujeito a formação de microfissuras que podem comprometer seu desempenho em serviço, com isso tem-se o objetivo de avaliar o desempenho de fibras como material de reforço, além da contribuição da armadura de costura.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral desta pesquisa é avaliar experimentalmente a influência da incorporação de diferentes teores de fibras sintéticas e fibras metálicas e da variação da taxa de armadura de costura no comportamento mecânico de consolos curtos de concreto armado, destacando o desempenho dos consolos quanto ao ganho de resistência e ductilidade.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Avaliar a contribuição da adição de fibras de aço (1,60%), polietileno (0,24%) e polipropileno (0,12%) no comportamento mecânico do consolo curto de concreto armado, atentando-se para a propagação de fissuras e para o possível acréscimo de resistência nos consolos.
- Analisar os resultados obtidos nos ensaios experimentais dos nove espécimes, no que tange às deformações do concreto, interna e externamente e às deformações do aço, aberturas de fissuras, modos de ruptura e capacidade resistente desses elementos;
- Avaliar o comportamento mecânico dos consolos em relação a interação da armadura de costura com as fibras para averiguar se as armaduras descontínuas influenciam positivamente na variação da taxa de armadura horizontal;
- Identificar o modo de ruptura nos modelos experimentais, analisando visualmente os espécimes para apontar os efeitos da interação das fibras com as armaduras de costura;
- Avaliar a possibilidade de substituição parcial das armaduras de costura pelas fibras que serão testadas;
- Comparar as resistências última, aferidas em laboratório, com as obtidas a partir das recomendações normativas ACI 318 (2014), Eurocode 2 (2004) e ABNT NBR 6118 (2014), atentando para a coerência dos critérios das normas.

1.3 Estrutura do Trabalho

O presente trabalho é composto por seis capítulos principais. No primeiro capítulo é feita a introdução ao tema, através da justificativa da importância do tema abordado, além da listagem dos objetivos geral e específicos a que se propõe esta pesquisa. No capítulo dois é apresentada a revisão bibliográfica, desenvolvida baseada em estudos e pesquisas concernentes ao estudo de consolos de concreto armado com adição de fibras em sua matriz cimentícia, explanando sobre o conceito geral deste elemento de ligação, sobre seu modo de ruptura e ainda, a respeito da prática de adição de fibras e armaduras de costura.

São elencadas também considerações a respeito dos métodos de cálculo utilizados para o dimensionamento de consolos, com destaque para o Método de Bielas e Tirantes, um dos objetos de trabalho em que esta pesquisa se concentra. Atrelado a isto, são apresentadas as normas técnicas nacionais e internacionais vigentes, que orientam a concepção destas estruturas.

No capítulo três é descrito programa experimental para este estudo, apontando para a metodologia adotada para a produção dos espécimes, cujo conteúdo apresenta as características construtivas dos consolos, características da instrumentação, sistema de ensaio dos espécimes e as propriedades mecânicas do concreto, além dos detalhes da armadura.

O capítulo quatro é composto pela análise e discussão dos resultados experimentais referentes as deformações internas e externas dos elementos, o modo de ruptura e mapa de fissuração e ainda a carga de ruptura.

No capítulo cinco são apresentadas as conclusões finais e sugestões para trabalhos futuros seguida pelo capítulo seis que elenca todas as referências bibliográficas que foram base para o desenvolvimento desta pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Com a propagação do uso de estruturas pré-moldadas, cada vez mais presente nos canteiros de obra, houve a necessidade de elementos de apoio, como consolos de concreto armado. Consolos curtos são caracterizados como um membro em balanço que tende a atuar como uma treliça simples ou viga profunda curta, cuja projeção pode ser idealizada com base nas hipóteses de Atrito Cisalhamento e/ou Método de Bielas e Tirantes. Paralelamente, a presença de uma carga concentrada causa distribuição não-linear de deformação sob cargas, em virtudes de regiões de descontinuidades (D), cuja suposição de que a seção plana permanece plana não é adequada (ABDUL-RAZZAQ e DAWOOD, 2020).

Em geral, esses elementos são projetados contando com armaduras de composição e armaduras secundárias com o intuito de uniformizar a distribuição de deformações, todavia o fluxo de tensões em determinadas seções dos consolos tende a gerar tensões de compressão e consequentemente tensões de tração que demandam da estrutura um desempenho tal que nem sempre as armaduras de composição são suficientes para garantir que essas peças de concreto suportem solicitações de maneira eficiente.

Diante disso, técnicas inovadoras já vem sendo utilizadas e cada vez mais aprimoradas para auxiliar e melhorar o desempenho dessas estruturas, a exemplo da adição de fibras na composição do concreto, estudos como o de Ivanova (2016), no qual o reforço através da colagem de tecidos de fibra de carbono envolvendo o consolo de concreto armado melhorou a durabilidade e delongou o surgimento de fissuras, demonstram que o concreto armado em conjunto com materiais complementares podem tornar as estruturas mais eficientes em relação a segurança e até mesmo evitar o colapso repentino.

2.1 Consolos curtos

A ABNT NBR 6118 (2014), define consolo como um elemento posicionado em balanço nos quais a distância a da carga aplicada à face do apoio é menor ou igual à altura útil d do consolo. A norma classifica consolos em curtos e muito curtos, de modo que, o consolo é curto se $0.5 d \leq a \leq d$ e muito curto se $a < 0.5 d$, entretanto,

os elementos nos quais $a > d$, devem ser tratados como viga em balanço e não mais como consolos.

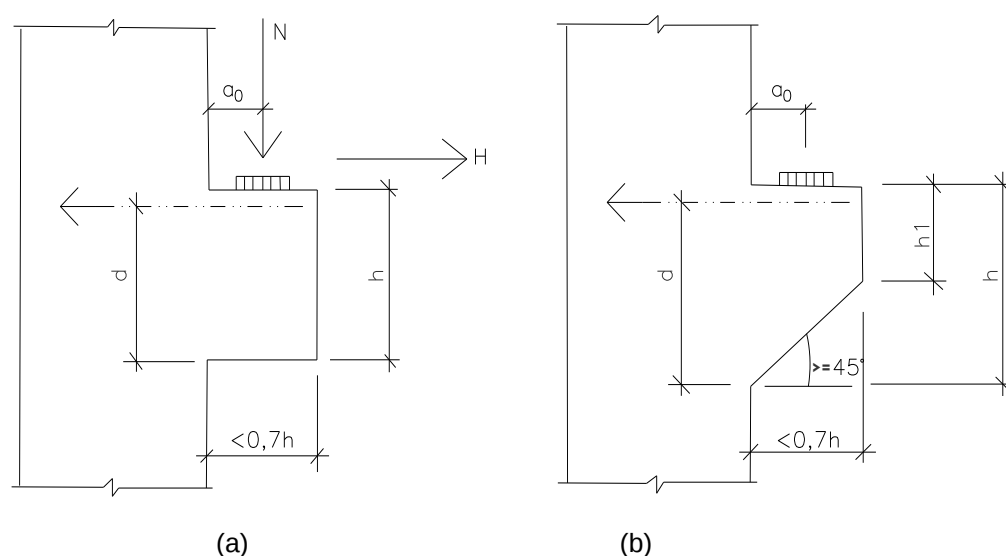
Os estudos de Acker (2002), sugerem dimensões adequadas para consolos em pilares, mostradas na Figura 2.1, cuja distância a_0 do ponto de aplicação da força até a face do pilar não deve ser maior do que “ d ”, que é a altura efetiva do consolo. Já a altura h_1 da face do consolo não deve ser inferior a metade da altura total h . O comprimento do consolo l não deve ser maior que $0.7 h$. Para fins de padronização, o autor recomenda adotar o comprimento l entre 300 mm ou 400 mm, desta forma:

$$a_0 = d \text{ (valor recomendado entre: } 0.4 d \text{ a } 0.6 d \text{)}$$

$$h_1 = a_0 \text{ (valor mínimo de } 0.5 h \text{)}$$

$$l < 0.7 h \text{ (usualmente } l = 0.5 h \text{, porém é melhor modular para 300 ou 400 mm)}$$

Figura 2.1- Dimensões recomendadas para projeto de consolos curtos.



Fonte: Acker (2002).

Sobre a geometria dos consolos, no que diz respeito a distribuição de tensões no interior destes elementos, é possível perceber que a existência ou não do chanfro influencia mais os aspectos arquitetônicos do que de comportamento estrutural, uma vez que seu desempenho mecânico pouco se diferencia por causa dessas mudanças, posto que na forma chanfrada a altura de engastamento do consolo (h) deve ser suficiente para evitar o esmagamento da biela (CARVALHO *et al.*, 2016).

No trabalho de Mohamed *et al.* (2005) os pesquisadores desenvolveram um programa experimental inovador, cujo objeto de estudo foi o reforço de consolos de concreto armado através da colagem de faixas de fibra de carbono na superfície do elemento, a pesquisa aborda ainda o comportamento de trincas sob cisalhamento estático, e utiliza equações formuladas para prever a capacidade experimental de consolos submetidos ao atrito por cisalhamento e para verificar a capacidade de carga de destes sob diferentes carregamentos e resistências de concreto, que por sua vez, foi anteriormente foco de estudo e análise experimental de pesquisas, como a de Walraven *et al.* (1981).

Consolos de concreto armado podem se assemelhar a uma viga, entretanto eles se distinguem delas, uma vez que a teoria da flexão não pode ser aplicada a esses elementos, de modo que as tensões cisalhantes não podem ser desconsideradas, bem como as seções planas não continuam planas após o carregamento, mesmo idealizando-se um material perfeitamente linear elástico e homogêneo, isso porque o vão é bastante pequeno quando comparado ao de uma viga, no que se refere ao caso de consolos curtos (CARVALHO *et al.*, 2016).

Oliveira (2012) considera que os consolos de concreto são o tipo de ligação entre elementos pré-moldados mais utilizados, porém, devido as particularidades de cada obra, por vezes a produção, em grandes quantidades, desse elemento se torna inviável, se produzido juntamente com os elementos de um conjunto, entretanto, a autora propõe que a execução de consolos de concreto moldados em duas etapas pode ser uma boa alternativa para sanar esta limitação.

A literatura sugere a utilização de dois métodos para análise e dimensionamento dos consolos de concreto, trata-se da Teoria de Atrito-Cisalhamento e Método de Bielas e Tirantes (MBT). A escolha da metodologia a ser adotada depende, principalmente, da geometria das peças, mais especificamente da relação a/d . Para consolos com essas relações menores, $a/d < 0,5$ usualmente adota-se a primeira teoria, por se considerar o cisalhamento como modo de ruptura predominante na estrutura, e o MBT para peças com taxas $0,5 \leq a/d \leq 1,0$ pois para estas, podem predominar outros modos de ruptura.

Campione *et al.* (2007) observa que muitos estudos na literatura são baseados em metodologias experimentais e analíticas que servem para determinar a resistência de tais elementos quando submetidos a forças verticais e horizontais e destacar o papel dos parâmetros que influenciam o desempenho de consolos,

entre eles a forma e a dimensão, tipo de armadura principal e secundária, presença e tipo de fibras e resistência do concreto.

Consolos de concreto armado que apresentam baixas taxas de armadura longitudinal geralmente rompem de maneira dúctil, ao passo em que consolos com uma alta porcentagem de armadura podem romper de maneira quebradiça por esmagamento do apoio de concreto ou logo após o escoamento da armadura principal.

Pesquisadores corroboram que o acréscimo na taxa de armadura secundária (estribos fechados) promove o aumento da capacidade de resistência ao elemento e tornam a falha menos calamitosa, em contrapartida pode favorecer aspectos como segregação e/ou aumento da quantidade de vazios no concreto. (RIDHA *et al.*, 2017).

2.2 Modo de ruptura

Segundo Inforsato (2009), deve-se prever os mecanismos de ruptura no projeto através de uma formulação apropriada a ser empregada diretamente nos cálculos de verificação e dimensionamento.

A quantidade de armadura utilizada influencia diretamente na forma como ocorre a ruptura da estrutura, na região comprimida, no fluxo de tensões, na inclinação das bielas, porém a resistência a compressão do concreto e a relação a/d não são alteradas.

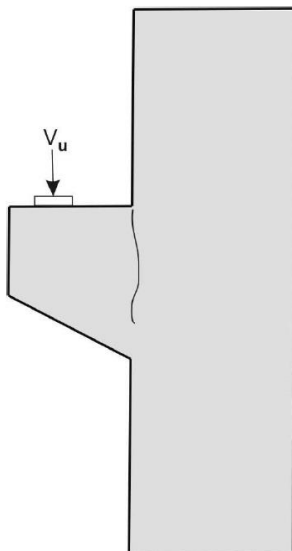
2.2.1. Ruptura por flexão

El Debs (2000), Costa (2009) e Inforsato (2009) afirmam que este tipo de ruptura se caracteriza por uma fissura de demasiada aberta ao longo da interface do consolo com o pilar, devido ao escoamento do aço do tirante principal, causada por tensão de compressão inclinada. Assim, o escoamento das barras da armadura é acompanhado do esmagamento do concreto da biela.

Em termos de segurança, é preferível que o consolo rompa por flexão, pois nesta categoria o elemento não entra em colapso de maneira brusca, mas, apresenta indícios de falhas como deformações e fissuras, deste modo, há tempo hábil para executar as devidas ações de reparo ou reforço da estrutura. A Figura

2.2, a seguir, mostra um consolo que rompeu devido a flexão, nela é notório o surgimento de diversas fissuras na interface consolo/pilar.

Figura 2.2- Ruptura por flexão.



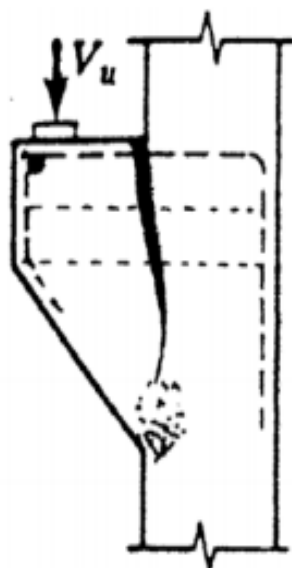
Fonte: Curty (2009)

Isso ocorre devido à falta ou insuficiência de armadura de flexão, ou seja, armadura do tirante. Nesta observa-se apenas uma fissura principal que se desenvolve de modo significativo com acréscimo do carregamento aplicado. Do ponto de vista de segurança, é o modo mais desejável, porque demonstra grandes deformações e fissuras que são indicativos de colapso conseguinte, favorecendo reparos preventivos na estrutura (COSTA, 2009).

a) Ruptura por tração na flexão

Uma fissura principal de flexão, na seção de engastamento, tem a sua abertura progressivamente aumentada com o escoamento da armadura até a ruptura por compressão do concreto, conforme mostra a Figura 2.3. Essa ruptura ocorre em peça com baixas taxas da armadura principal. O consolo sofre uma rotação em torno de algum eixo dentro do pilar junto ao engastamento e inferior do consolo (INFORSATO, 2009).

Figura 2.3- Ruptura por tração na flexão.

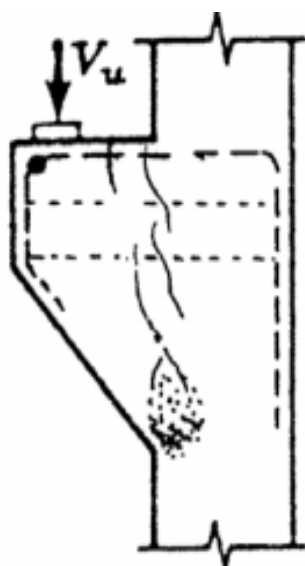


Fonte: Machado (1999).

b) Ruptura por compressão na flexão

Algumas fissuras de flexão se abrem e antes de se atingir o escoamento da armadura principal e o aumento das aberturas das fissuras, ocorre o esmagamento do concreto, conforme mostra a Figura 2.4. Esta ruptura ocorre com baixíssimas rotações do consolo (INFORSATO, 2009).

Figura 2.4- Ruptura por compressão na flexão.



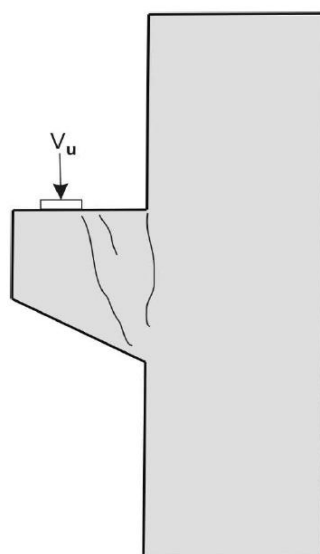
Fonte: Machado (1999).

2.2.2.Ruptura por fendilhamento da biela

Ocorre quando há o fendilhamento da biela comprimida de concreto. Caracteriza-se por uma fissura a aproximadamente 45° , pelo menos parcialmente, ao longo de uma linha que vai da junção inferior do consolo com o pilar (sob compressão) ao ponto de aplicação do carregamento. O caminhamento da fissuração é mostrado na Figura 2.5 (COSTA, 2009).

Inicialmente desenvolve-se uma fissura típica de flexão e a seguir o fendilhamento inclinado da biela, seguido de uma ruptura cisalhamento-compressão. A trinca principal, que define a ruptura, ocorre ao longo de uma linha que se estende desde o canto da placa de apoio menos afastado do pilar até a junção da face inferior do consolo com a face de pilar (INFORSATO, 2009).

Figura 2.5- Ruptura por fendilhamento da biela.



Fonte: Curty (2009)

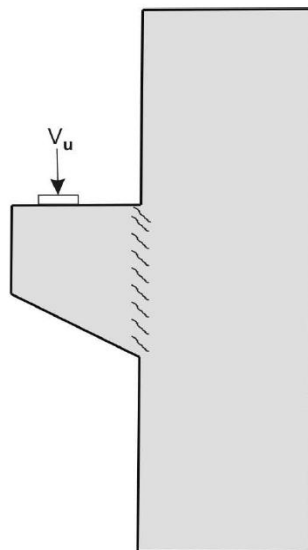
2.2.3.Ruptura por cisalhamento

De acordo com El Debs (2000) e Costa (2009), ocorre o escorregamento do consolo acompanhado por fissuração junto a face do pilar, caracterizando uma ruptura por corte direto. Este tipo de ruptura acontece geralmente quando o ponto de aplicação do carregamento é muito próximo ao pilar e caracteriza-se pelo

aparecimento de múltiplas fissuras pequenas, inclinadas ao longo da interface consolo/pilar.

Oliveira (2012), afirma que esse tipo de ruína ocorre, geralmente, em consolos muito curtos ou quando os consolos têm elevada quantidade de armadura para flexão. As fissuras apresentam-se numerosas e inclinadas na junta entre o consolo e o pilar, provocando escorregamento, como mostra a Figura 2.6.

Figura 2.6- Ruptura por cisalhamento.

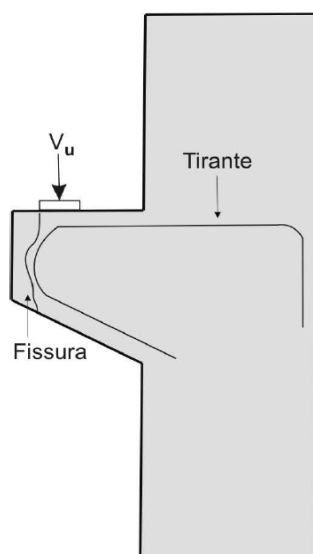


Fonte: Curty (2009).

2.2.4. Ruptura por falha na ancoragem

Ocorre quando a força é aplicada muito próxima à extremidade do consolo, de forma que a ancoragem não envolve adequadamente o carregamento, gerando fissuras que seguem o contorno da amarração, conforme está ilustrado na Figura 2.7, causadas, por exemplo, por conta de barras dobradas na vertical com grande curvatura, com a carga aplicada após a curva (INFORSATO, 2009).

Figura 2.7- Ruptura por fendilhamento da ancoragem.

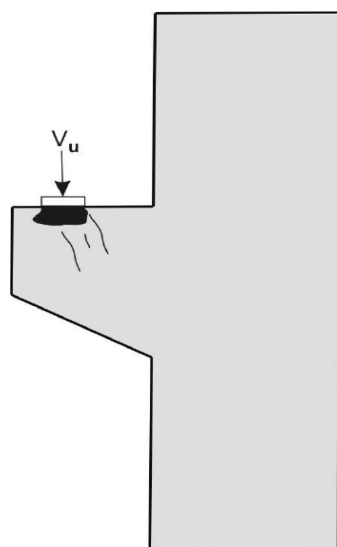


Fonte: Curty (2009).

2.2.5. Ruptura por esmagamento do apoio

O esmagamento da placa de apoio pode acontecer caso a aplicação de esforço de compressão seja superior à sua resistência, ou ainda, devido a pequena dimensão desse apoio, que acaba por não suportar carregamentos elevados. Claramente, é possível notar a ruptura do concreto na extremidade do consolo, de acordo com o ilustrado na Figura 2.8.

Figura 2.8- Ruptura por esmagamento da placa de apoio.



Fonte: Curty (2009).

2.3 Método de Bielas e Tirantes

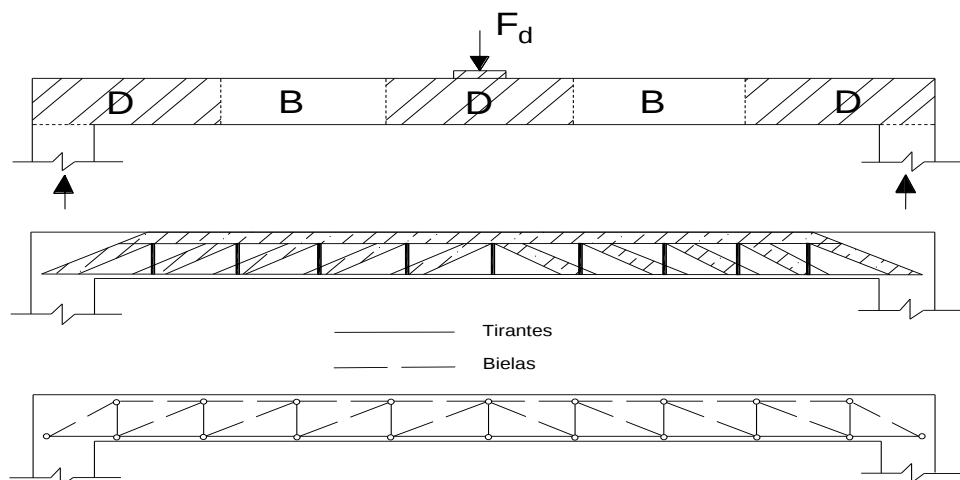
O Método de bielas e tirantes (MBT) se destaca como um dos métodos mais eficientes para a análise de estruturas onde o cisalhamento é crítico, e simplifica a análise de estruturas complexas, representando seu comportamento através de modelos de treliças relativamente simples. Neste método idealiza-se os campos de tensão de compressão como bielas, as regiões com armaduras ou fluxo de tensões de tração como tirantes e as zonas de interseção entre bielas e tirantes são representadas por nós. Este método é indicado para o cálculo de estruturas com zonas descontínuas, como em regiões sob carregamento, geometrias complexas e peças que contenham furos.

Baseado nas hipóteses de Bernoulli, referentes à distribuição linear de deformações ao longo da seção transversal, tem-se que as estruturas em geral ou seus elementos estruturais podem ser divididos em regiões contínuas (B) e descontínuas (D), para tornar mais refinadas as análises quando da aplicação de modelos.

Portanto, as regiões onde esta hipótese pode ser aplicada, são as chamadas regiões contínuas, já as regiões cuja hipótese não pode ser implementada, classifica-se como descontínuas. As regiões D são provenientes de descontinuidades geométricas e/ou estáticas.

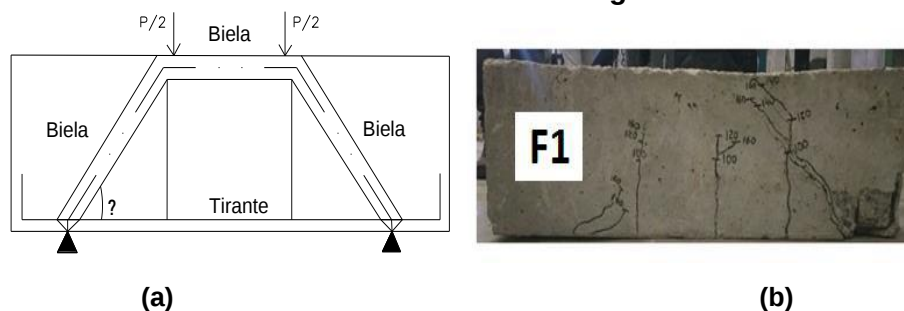
Nos modelos de treliça comuns é possível analisar as regiões B fissuradas, enquanto os modelos de bielas e tirantes representam, simplificada, o fluxo interno de tensões em regiões D, permitindo a análise simultânea dessas e das contínuas. Em vista disso, o modelo de bielas e tirantes vem a ser uma metodologia não apenas mais abrangente, como também mais aprimorada para a análise e projeto de estruturas (SILVA e GIONGO, 2008). Este raciocínio é ilustrado nas Figuras 2.9 e 2.10.

Figura 2.9- Regiões (B) e (D) e modelo a partir da analogia da treliça de Ritter (1899).



Fonte: Silva e Giongo (2000).

Figura 2.10- (a) MBT proposto, (b) viga F1 com as fissuras marcadas depois de submetida ao ensaio Stuttgart.



Fonte: Araújo et al. (2016).

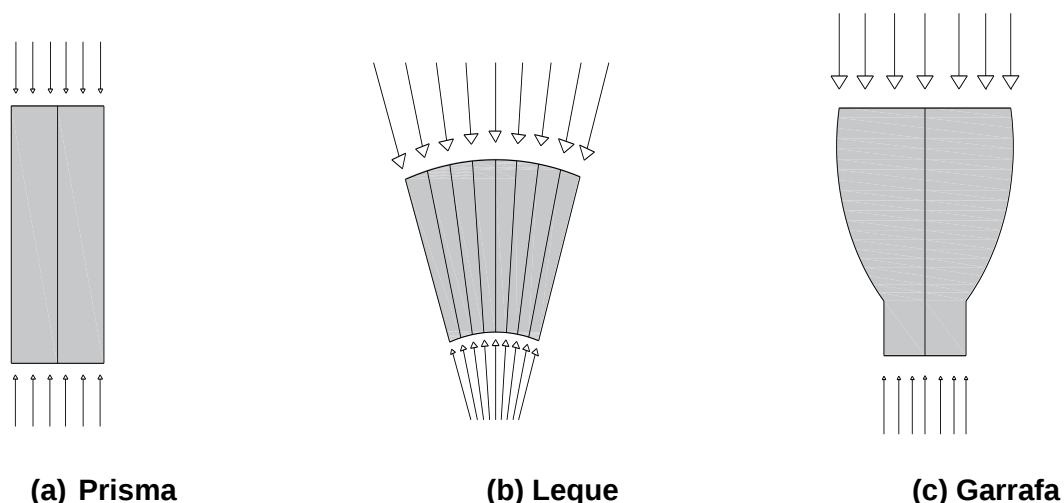
O MBT é utilizado para o de cálculo estruturas em que as hipóteses de Bernoulli são inexecutáveis. No início dos anos 1900, os pesquisadores Ritter e Mörsch realizaram diversos experimentos que resultaram na elaboração deste método, amplamente utilizado para o dimensionamento estrutural, e na implementação da analogia da treliça, onde se tem o banzo superior da treliça semelhante a parte comprimida de uma viga, resistida pelo concreto, e o banzo inferior semelhante as armaduras tracionadas de flexão, as diagonais comprimidas são como as bielas de concreto, que são delimitadas pelas fissuras admitindo-se um ângulo de 45° , e as diagonais tracionadas como os estribos, com ângulos entre 45° e 90° .

Na prática, o modelo clássico de treliça conduz ao superdimensionamento da taxa de armadura transversal, por esse motivo, SCHLAICH et al. (1987)

propuseram o MBT como um método racional que idealiza e discretiza os campos de tensão para serem calculados como se fossem elementos de concreto armado e que permite a consideração de todos os tipos de tensões simultaneamente: normal, cortante, momento e torção.

SCHLAICH *et al.* (1987) ainda sugerem três diferentes geometrias de bielas: prismática, leque e garrafa. A prismática, Figura 2.11a, representa as regiões onde ocorrem somente tensões de compressão, nessas bielas o concreto tem o seu rendimento máximo por estar submetido apenas ao esforço de compressão. A biela leque, Figura 2.11b, e a biela garrafa, Figura 2.11c, representam as zonas onde o concreto tem menos eficiência, devido ao fato de que surgem tensões de compressão em planos diferentes, submetendo o concreto a tensões de tração diagonal, de modo que as resistências dessas bielas atuam como parâmetros para dimensionamento ou análise de elementos como consolos curtos de concreto armado.

Figura 2.11- Geometrias de bielas.



Fonte: Schlaich *et al.* (1987).

Ao analisar a norma NBR 9062 (2006), Araújo *et al.* (2017) consideram que a largura da biela é influenciada pelo carregamento atuante. Isto quer dizer que, nos casos em que houver força horizontal a ser transmitida ao pilar pelo consolo, a biela terá inclinação e dimensões diferentes daquelas que seriam observadas na presença apenas de força vertical.

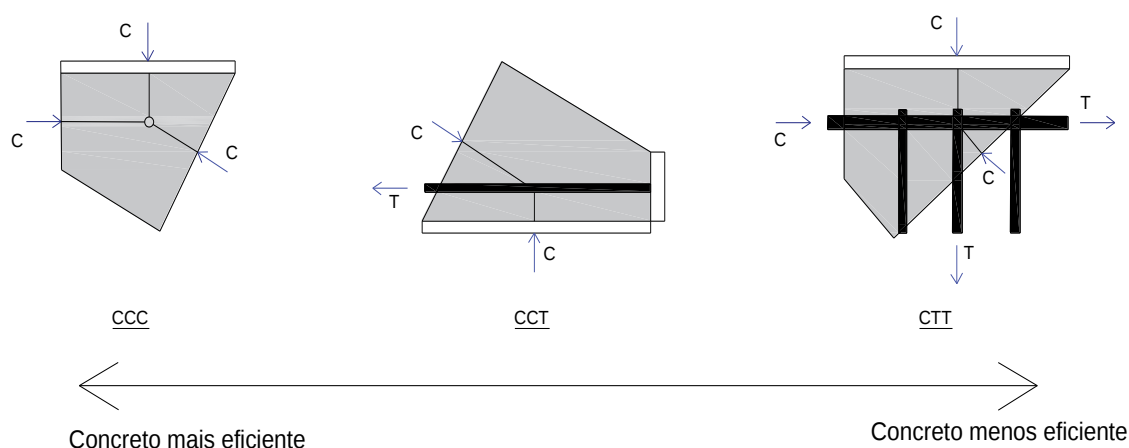
Segundo Costa (2009) o cálculo das forças de tração e compressão na treliça idealizada é feito através do equilíbrio das forças internas e externas. Na posição dos tirantes são colocadas armaduras, dimensionadas para resistir à força de tração. A capacidade resistente da biela, normalmente constituída de concreto, é verificada quanto à força de compressão e depende da resistência do concreto e da área da sua seção transversal.

Há que se considerar ainda, dentre os componentes do MBT, as regiões onde se formam os nós, que são pontos de concentração de carga que demandam especial atenção, e cujo desempenho deve tender para o equilíbrio das forças, a fim de garantir estabilidade e adequada transferência de forças entre bielas e tirantes.

Desta forma, Silva e Giongo (2000 e 2008) entendem que um nó pode ser descrito como um volume de concreto sujeito as solicitações inerentes a bielas comprimidas, além das forças de ancoragem e/ou forças de compressão externa. Geralmente, serão notados onde há mudança brusca na direção das forças, podendo ser entendido também como uma aproximação do que ocorre em uma situação real, porém, um fator limitante para a segurança e a confiabilidade de um nó é o ângulo formado pelas bielas e tirantes que nele atuam, pois, quanto menor for este ângulo, menor será a resistência à compressão da biela.

De acordo com norma americana ACI 318 (2002), os nós podem ser classificados em função dos esforços neles atuantes, assim tem-se nós do tipo CCC, que estão sujeitos apenas ao esforço de compressão das bielas, tipo CCT, região circundada por pelo menos um tirante e região CTT quando há apenas uma biela acrescida de tirantes em uma ou mais direções, dessa forma, nos nós CCC o concreto oferece maior eficiência e menor eficiência nos CTT, conforme pode ser observado na Figura 2.12.

Figura 2.12- Tipos de nós.



Fonte: Bayrak e Deschenes. (2012).

El Debs aponta que “a aplicação completa do modelo de bielas e tirantes, incluindo a verificação da resistência dos nós, prevista nesta teoria, não é usual no cálculo dos consolos”. A treliça mais adequada para o cálculo destes elementos de ligação é a apresentada por Leonhardt e Monning. Entretanto, a literatura recomenda outros modelos de treliças, com maior ou menor grau de satisfação. Vale destacar, porém que existem treliças especiais para consolos com carregamento indireto, nos quais devem ser empregadas armaduras de suspensão (COSTA, 2009).

2.4 Consolos reforçados com fibras

Os estudos sobre consolos com adição de fibras tiveram grande destaque a partir dos anos 80, em que diferentes tipos de materiais compósitos eram utilizados no reforço de elementos estruturais para aumentar sua capacidade de carga e desempenho mecânico. Isso se deve à alta resistência à tração, leveza, resistência à corrosão, alta durabilidade e facilidade de aplicação das fibras.

Mostafazadeh e Abolmaali (2016) constataram que **quanto maior o teor de fibras, maiores eram os valores de capacidade de carga, resistência a flexão**, além da tenacidade do concreto, em contrapartida, entenderam que a resistência a compressão é mais afetada para teores de fibra menores, dado que na composição concreto (areia, agregado graúdo, cimento, água e aditivo) para

resistências mais elevadas, o agregado graúdo tem grande relevância, já para resistências mais baixas, a pasta de cimento garante a resistência a compressão.

Logo, quando se trata da incorporação de fibras, normalmente se acrescenta em substituição a algum material, ou seja, se retira parte de um outro componente, geralmente agregado graúdo, para se adicionar as fibras, que é um material que apresenta boa resistência a flexão e tração, porém em se tratando de resistência a compressão já não é tão eficaz. Por outro lado, teores menores, por questões de arranjo, podem causar menos vazios e reter menos umidade resultando em uma menor quantidade de microfissuras.

Nesse sentido, diversas pesquisas abordam a influência das fibras na aderência aço-concreto. Em comum, elas concluem que as fibras de aço melhoram a aderência do concreto com a armadura, quando corrugada, inibindo a fissuração na região de transferência de esforços entre a armadura e o concreto. Entretanto, alguns pesquisadores observam que as fibras contribuem de maneira positiva apenas em concreto de resistência mais elevada (65 MPa) e barras de elevado diâmetro (20 mm), podendo inclusive, em alguns casos, proporcionar redução de até 30% na resistência de aderência (ARAÚJO, 2013).

Campione *et al.* (2007) e Al-Kamaki *et al.* (2018) estudaram experimental e analiticamente o comportamento à flexão de consolos curtos, comparando o efeito do reforço de aço tradicional com o revestimento externo de fibra de carbono (CFRP), e concluíram que houve ganho de cerca de 27% na capacidade de carga em comparação com as amostras sem fibras, e que o posicionamento diagonal das faixas de carbono restringiu o alargamento e a propagação do cisalhamento, por conseguinte, também houve ganho na tenacidade axial.

Constatou-se que o aumento da resistência e ductilidade em consolos de concreto armado está intimamente relacionado com o aumento da taxa de armadura transversal (geralmente constituído por estribos horizontais ou barras inclinadas) para integrar ou substituir parcialmente os reforços de armadura de cisalhamento secundário usando concreto reforçado com fibra (CRF) (CAMPIONE *et al.* 2007).

Segundo Araújo *et al.* (2017), o acréscimo de fibras ao concreto melhora o processo de fissuração tornando o concreto mais dúctil. Acrescenta, ainda, que o acréscimo de fibras à mistura não requer grandes mudanças nas práticas tradicionais de concretagem.

A contribuição da adição de fibras está relacionada, também à aleatoriedade de seu posicionamento e direcionamento, pois, a medida em que as fissuras surgem, as fibras podem “costurá-las” e, assim, passam a transmitir os esforços de tração entre as faces da fissura. Desta forma, o processo de fissuração se distribui melhor deixando de se concentrar em regiões muito reduzidas, culminando em uma maior quantidade de fissuras, porém com menores aberturas.

Quanto à utilização de fibras no concreto para fabricação de consolos, Gao e Zhang (2010) afirmam que, além de reduzir a densidade de armaduras das peças, a utilização de concreto fibroso aumenta a resistência e a rigidez dos consolos, melhorando o seu comportamento mecânico, e resistência às ações dinâmicas, como fadiga.

Entretanto, acarreta algumas dificuldades como a uniformização do concreto, devido à tendência de engrenamento das fibras. Também diminui a trabalhabilidade do concreto, e por isso é comum a adição de superplastificantes à mistura, ou a substituição de parte do cimento por pozolanas (COSTA, 2019).

A partir dos trabalhos de Figueiredo (2005) e Oliveira (2012) tem-se que a implementação de um material requer o cuidado de conhecer suas propriedades para entender seu comportamento e poder manipulá-lo adequadamente, no tocante ao uso de fibras, é essencial a compreensão de suas propriedades (módulo de elasticidade e resistência), suas características geométricas (seção transversal, formato, comprimento e área superficial) além das propriedades do concreto a serem melhoradas. Figueiredo (2005) indica que o comprimento da fibra seja maior ou igual a duas vezes o tamanho máximo do agregado.

O desempenho típico de consolos é regido, geralmente, por tensões de cisalhamento, desta forma, a incorporação de fibras vem a ser um adequado passo para a obtenção de um material de alta resistência. Mehta e Monteiro (2014) afirmam que a resistência ao impacto é uma deficiência do concreto que tem sido aprimorada pela utilização de micro armadura de reforço (fibras). Há uma vasta disponibilidade de fibras no mercado, das mais variadas composições, entretanto, as de aço são as mais utilizadas para aplicações estruturais.

Nos estudos de Ridha *et al.* (2017) os autores desenvolveram uma metodologia baseada na utilização do concreto com fibras de aço de altíssimo desempenho, cuja indicação de uso é conveniente e eficiente em aplicações estruturais, devido as propriedades deste material em função de sua baixa relação

água/cimento, eliminando o agregado graúdo e a presença de microfibras de aço, o que resulta em maior resistência à compressão do concreto até cinco vezes a do concreto comum, maior resistência à tração do concreto até dez vezes a do concreto comum, bem como maior ductilidade e durabilidade do que o concreto comum.

A adição de fibras de aço ao concreto, conferem ao material ganho de ductilidade, controle de fissuração na estrutura, aumento da resistência mecânica e a fadiga, no entanto, a incorporação das fibras de aço ao concreto não aumenta sua resistência à tração e à compressão e nem os resultados obtidos nos ensaios de resistência a compressão e tração. (MITTAL, 2016).

Lucena (2017) cita que o concreto tem suas resistências a tração, compressão e flexão aumentadas quando se implementa fibras de polipropileno a matriz cimentícia, além de melhorar as propriedades que conferem resistência ao impacto e tenacidade, já que esse compósito promove a distribuição equilibrada das tensões ao longo da estrutura, fazendo com que o processo de fissuração seja controlado.

Fibras sintéticas são produzidas, comumente, com o propósito de substituir as fibras de aço ou adicionar alguma propriedade específica. Sabe-se que as fibras poliméricas são mais leves e não oxidam, aspecto que favorece em relação ao custo final da obra, o que resulta em um menor consumo (kg/m^3). Contudo, o conhecimento de seu comportamento mecânico ainda é limitado (BURATTI, MAZZOTTI e SAVOIA, 2011).

2.5 Recomendações normativas

Para cálculo e dimensionamento dos consolos, há metodologias que servem de parâmetro para determinar as características deste elemento, podem se apresentar através de modelos planos lineares ou não (não planos no caso da torção), modelos de bielas e tirantes ou modelos atrito-cisalhamento. Os modelos de bielas e tirantes são normalmente aplicados aos consolos curtos, enquanto os modelos atrito-cisalhamento são mais adequados para consolos muito curtos (ABNT NBR 6118, 2014).

O dimensionamento de consolos de concreto armado pode ser feito com base em normativas nacionais e internacionais, a ABNT dispõe de duas recomendações normativas, a NBR 9062 (2016) e NBR 6118 (2014), sendo a primeira baseada na Teoria de Atrito-Cisalhamento e a segunda no Método de Bielas e Tirantes. Existem, no entanto, normativas internacionais que também podem nortear o processo de concepção e dimensionamento destas estruturas, destaca-se nesta pesquisa as normas EUROCODE 2 (2010) e ACI 318 (2014).

2.5.1.NBR 9062 (2006)

De acordo com esta normativa de projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado são estabelecidas definições para cada tipo de consolo de acordo com a relação a/d , determinando o método a ser adotado no seu dimensionamento:

- Muito curto, quando $a/d < 0,5$, o dimensionamento deve ser feito pela Teoria de Atrito-Cisalhamento (NBR 9062, 2006).
- Curto, quando $0,5 \leq a/d \leq 1,0$, o dimensionamento deve ser feito pelo Método de Bielas e Tirantes (NBR 6118, 2014).

Longo, quando $1,0 < a/d < 2,0$, o dimensionamento deve ser feito como uma viga em balanço. De acordo com essa norma, a área de aço da armadura principal do consolo pode ser calculada através da Equação 2.1.

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} \times \frac{0,8V_d}{\mu} + \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (2.1)$$

Onde:

f_{yd} é a tensão de escoamento de cálculo do aço, V_d e H_d são as forças de cálculo atuantes vertical e horizontal respectivamente, sendo a segunda equivalente a, no mínimo, 20% da primeira, o valor de μ corresponde a:

- 1,4 para concreto lançado monoliticamente;
- 1,0 para concreto lançado sobre concreto endurecido intencionalmente rugoso (5 mm de profundidade a cada 30 mm);
- 0,6 para concreto lançado sobre concreto endurecido com interface lisa.

Se tratando de segurança esta norma determina que para os elementos pré-fabricados os valores γ_n sejam iguais a 1.0 indicados para quando a carga permanente é predominante e γ_n igual a 1.1 em caso contrário. Já para as peças pré-moldadas segue a mesma regra, porém os coeficientes são respectivamente $\gamma_n = 1,1$ e $\gamma_n = 1,2$ (ABNT NBR 9062, 2016), de acordo com Abrantes (2019).

2.5.2.NBR 6118 (2014)

A NBR 6118 (2014) traz recomendações de projetos a serem adotados para o dimensionamento pelo Método de Bielas e Tirantes. Para resistência de cálculo das bielas e regiões nodais, essa norma recomenda para tensões de compressão máxima os valores apresentados nas Equações 2.2, 2.3 e 2.4, sendo elas para bielas prismáticas ou nós do tipo CCC, para bielas atravessadas por mais de um tirante ou nós do tipo CTT ou TTT e para bielas atravessadas por um único tirante ou nós do tipo CCT, respectivamente.

$$f_{cd1}=0,85\alpha_{v2} f_{cd} \quad (2.2)$$

$$f_{cd2}=0,60\alpha_{v2} f_{cd} \quad (2.3)$$

$$f_{cd3}=0,72\alpha_{v2} f_{cd} \quad (2.4)$$

Onde:

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

No qual f_{cd1} diz respeito a resistência das bielas onde só incidem tensões de compressão (prismáticas), f_{cd2} corresponde à resistência das bielas onde há mais de um tirante atravessado (leques), e f_{cd3} é a resistência de bielas atravessadas por apenas um tirante (garrafas). O termo α_{v2} pode ser determinado a partir da Equação 2.5 a seguir (CARVALHO *et al.*, 2016)

$$\alpha_{v2}=1-\frac{f_{ck}}{250} \quad (2.5)$$

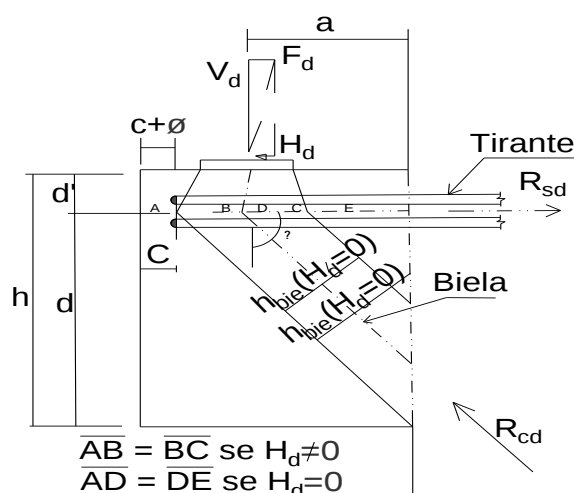
A NBR 6118 (2014) ainda define consolos como elementos em balanço cuja distância (a) da carga aplicada à face do apoio é menor ou igual à altura útil

(d) do consolo, conforme ilustrado na Figura 2.14. As variáveis R_c e R_s correspondem as reações do concreto e aço respectivamente, podendo ser determinadas através das equações 2.6 e 2.7, o ângulo θ é limitado a 45° pela ABNT NBR 6118 (2014). A biela apresentada nesse modelo é do tipo garrafa, desta forma sua resistência máxima pode ser estimada pela Equação 2.3 e a reação do aço pode ser estimada pelo produto entre a área e a tensão de escoamento (CARVALHO *et al.*, 2016)

$$V = R_c \sin \theta \quad (2.6)$$

$$V = A_s R_s \tan \theta \quad (2.7)$$

Figura 2.13- Modelo biela-tirante para consolo curto.



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

O consolo é classificado como curto quando $0,5 d \leq a \leq d$ e muito curto se $a < 0,5 d$. No caso em que $a > d$, o elemento já se caracteriza como uma viga em balanço.

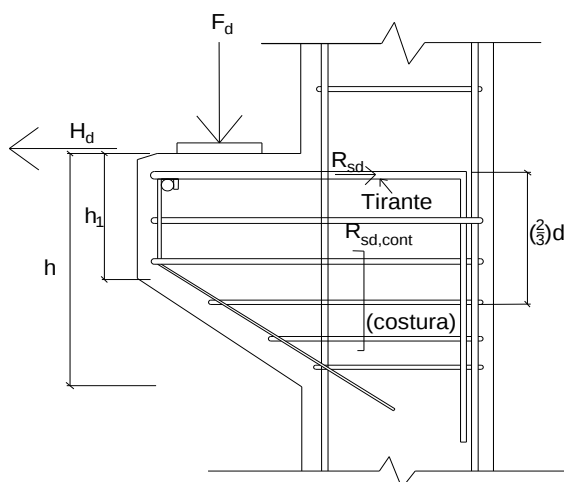
O dimensionamento da área de aço do tirante é definido pela Equação 2.8, na qual R_{sd} é a força de tração de cálculo solicitante determinada no tirante. Além das armaduras necessárias para equilibrar as forças de tração nos tirantes, a ABNT NBR 6118 (2014) também recomenda a utilização de armaduras de costura para combater a fissuração e tornar o modo de ruptura mais dúctil em consolos de concreto armado.

$$A_s = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} \quad (8)$$

2.5.2.1. Aparelho de apoio

A posição e as dimensões do aparelho de apoio devem ser adotadas de forma a permitir que o tirante abrace a biela, conforme sugere o detalhe indicativo em planta do tirante, na Figura 2.15, levando-se em conta o efeito desfavorável da resultante inclinada das cargas sobre a placa de apoio, devida às forças horizontais.

Figura 2.14- Armadura de um consolo curto.



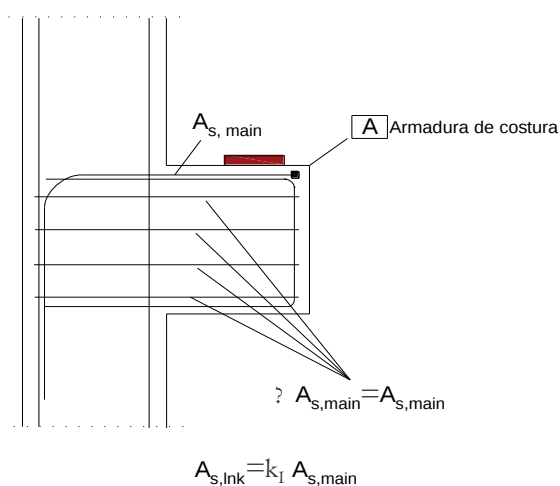
Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

2.5.2.2 Armadura de costura

A norma não permite projeto de consolos curtos ou muito curtos sem armadura de costura, pois ela é de suma importância para garantir uma ruptura mais dúctil do consolo e evitar redução da carga de ruptura.

A área de aço dessa armadura deve ser no mínimo igual a 40% da área de aço do tirante principal e deve ser distribuída em dois terços da altura útil da peça, a partir do tirante principal.

Figura 2.16- Armadura utilizada para $a_c \leq 0,5 h_c$.

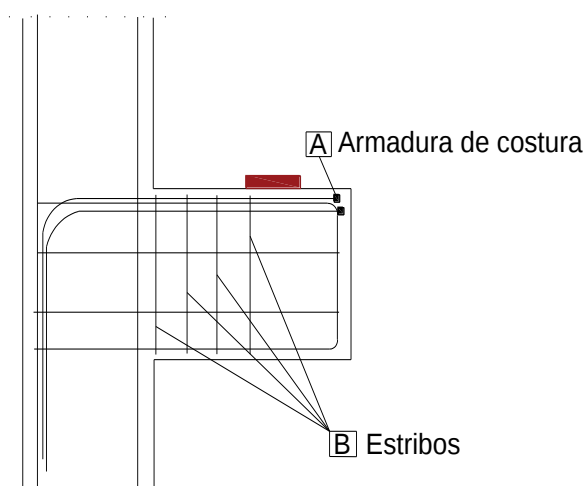


Fonte: EUROCODE 2 (2010).

O valor de k_1 é adotado de acordo com as prescrições das normas vigentes em cada país. O valor recomendado é de 0,25.

- Se $a_c > 0,5 h_c$ e $F_{Ed} > V_{Rd,c}$ em ligações verticais fechadas $A_{s,lnk} \geq k_2 f_{wd}/f_{yd}$ deve ser fornecida além da armadura de tensão principal (Figura 2.8).

Figura 2.17- Armadura utilizada para $a_c > 0,5 h_c$.



Fonte: Eurocode 2 (2010).

No qual o valor de cálculo para a resistência ao cisalhamento $V_{Rd,c}$ é dado pela Equação 2.9:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,ck} (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad 2.9$$

Com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad 2.10$$

Onde:

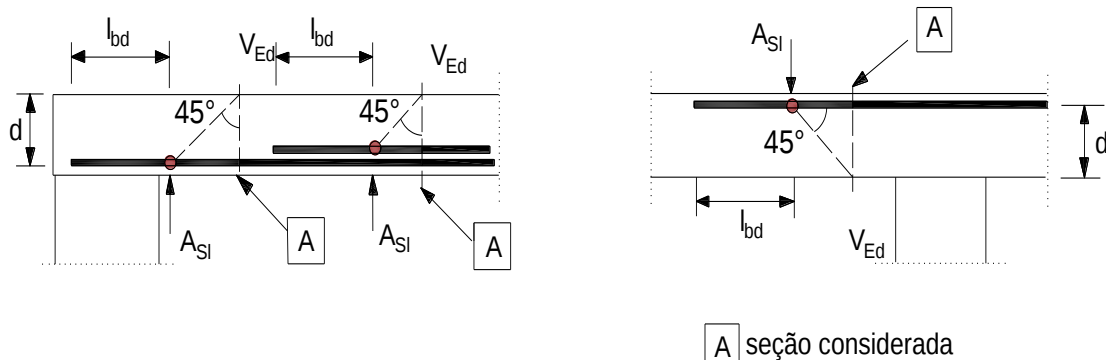
f_{ck} é em MPa.

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0 \text{ com } d \text{ em mm} \quad 2.11$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

A_{sl} é a área de aço, com extensão menor igual a $(l_{bd} + d)$ além da seção considerada, conforme a Figura 2.19.

Figura 2.18- Determinação de A_{sl} .



Fonte: Eurocode 2 (2010).

b_w é a menor largura da seção transversal na área de tração (mm)

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \text{ (MPa)}$$

N_{Ed} é a força axial na seção transversal devido ao carregamento ou protensão em newtons ($N_{Ed} > 0$ para compressão). A influência das deformações impostas no N_E pode ser ignorada.

A_c é a área da seção transversal do concreto (mm²)

$V_{Rd,c}$ (N)

O valor de k_2 é adotado de acordo com as prescrições das normas vigentes em cada país. O valor recomendado é de 0,5.

- A ancoragem da armadura principal de tensão no apoio deve ser verificada. Para barras dobradas no plano vertical, o comprimento de ancoragem começa abaixo da borda interna a placa de carregamento.
- Quando houver requisitos especiais para a limitação de fissuras, é recomendando o uso de estribos inclinados na interface da abertura.

2.5.4 ACI 318 (2014)

A resistência ao cisalhamento de consolos de concreto armado com relação a/d menor que 1 pode ser determinada pela Teoria de Atrito-cisalhamento segundo o ACI 318 (2014), de acordo com a seguinte Equação 2.12 a 2.13.

$$V_{R,c} = A_s f_{ys} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad 2.12$$

A variável A_s corresponde à área de aço do tirante, o ângulo α é medido entre o eixo desse tirante e o eixo do plano de cisalhamento. A recomendação americana limita a tensão de escoamento do aço em 420 MPa, assim como a resistência do consolo para que ele não seja muito armado e evite rupturas bruscas, essas limitações são feitas pelas equações a seguir (CARVLHO, 2016).

$$V_{R,c} = (0,2 - 0,07 a/d) f_{ck} b.d \quad 2.13$$

$$V_{R,c} = (5,5 - 1,9 a/d) b.d \quad 2.14$$

$$V_{R,c} = 11 b.d \quad 2.15$$

O Manual da *American Concrete Institute* (ACI) de 2014 permite o uso de bielas e tirantes apenas quando a distância da aplicação da carga é menor que o dobro da altura útil, isto é, o código americano traz recomendações para consolos com relação a/d menor que 1, sujeitos a um esforço horizontal de tração H , não maior que o esforço vertical F , que incidem sobre a face do consolo e com altura do consolo, medida na face externa da placa de apoio do carregamento, não menor do que $0,5d$.

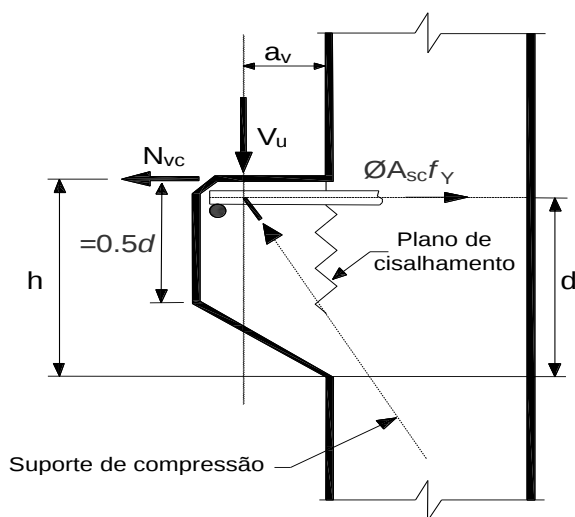
Torres (1998), considera que esta norma é recomenda dimensionar a resistência a um esforço cisalhante F , a uma força de tração H , e a um momento M

causado por estas forças no plano de cisalhamento da região de ligação pilar/consolo, desta forma, os consolos devem ser dimensionados pelo método de Bielas e Tirantes e de Atrito-cisalhamento (TORRES, 1998).

Em outras palavras, os consolos que apresentam relação a/d menor que dois podem ser dimensionados utilizando o MBT. Wight e McGregor (2009) designaram o dimensionamento que será discutido nessa seção como sendo *Traditional ACI Code Method*, que segundo eles é baseado tanto na teoria de bielas e tirantes como na de atrito cisalhamento. Embora resultado ao MBT, só pode ser aplicado caso as condições a seguir sejam satisfeitas, sendo elas baseadas na Figura 2.19.

De acordo com o manual, existem duas justificativas para essas verificações. A primeira delas indica valores maiores para a primeira condição, o que gera uma menor inclinação na biela, o que torna inviável o uso de apenas estribos horizontais. A segunda ideia se refere à aplicabilidade desse método nessas duas condições, visto que os testes experimentais validaram a origem para esses limites específicos.

Figura 2.19- Esquema estrutural do consolo.



Fonte: ACI 318 (2014).

2.6 Pesquisas sobre consolos

2.6.1 Fattuhi (1987)

O conhecimento a respeito da adição de fibras com o intuito de reforçar a matriz de concreto de elementos de ligação ganhou notoriedade a partir da década de 80, com os estudos de Fattuhi (1987), o qual realizou ensaios em consolos com e sem fibras, além de não haver utilizado armadura de costura. Como resposta, os consolos com fibras obtiveram força de ruína cerca de 40% superior e força de início de fissuração cerca de 74% superior em relação aos consolos sem fibras. No que concerne as propriedades físicas do concreto, os espécimes que continham fibras apresentaram maior ductilidade e capacidade de carga, em comparação com a eficiência da armadura de costura, demonstrando o sucesso da pesquisa.

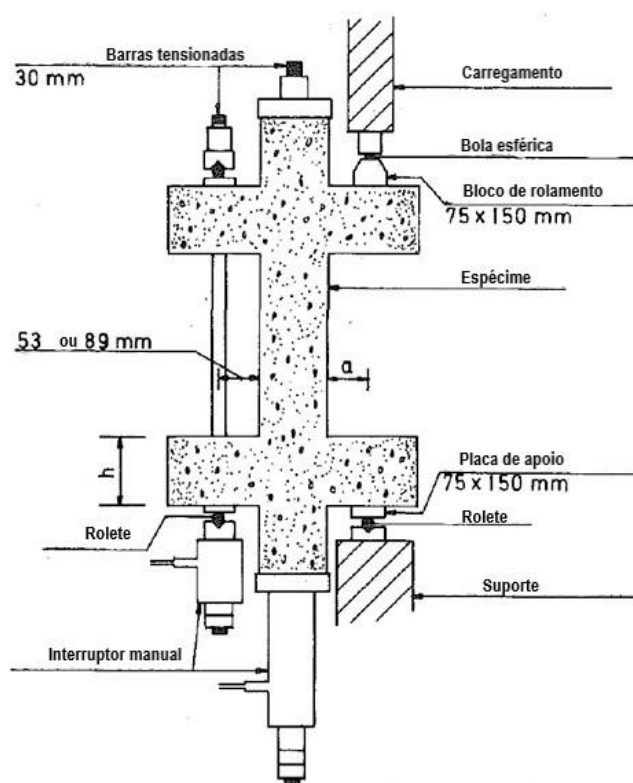
Em Fattuhi e Hughes (1989) consolos com e sem fibras também foram estudados, porém desta vez, utilizando armadura de costura, como resultado, mais uma vez, os elementos com fibras apresentaram comportamento satisfatório, com desempenho mais dúctil do que os elementos sem adição de fibras, tanto para cargas de serviço como na ruína.

2.6.2 Fattuhi (1990)

Neste artigo o autor expõe os resultados dos ensaios realizados em 18 espécimes, com dimensões de 150 x 150 x 200 mm, compostos de armaduras principais mais as fibras de aço, que foram empregadas como um reforço secundário. O experimento consistiu da aplicação de uma carga central sobre o pilar em oito amostras, além da aplicação de diferentes cargas nos segmentos em consolos de quatro dos espécimes, compostos por consolos duplos, conforme pode ser observado na Figura 2.21, que demonstra o esquema de ensaio.

Por fim, os resultados demonstraram que nem a carga aplicada nos pilares, nem as cargas desiguais nos consolos exercem algum efeito sobre os pontos fortes destes elementos. Além disso, a adição de fibras de aço acresceu resistência e ductilidade aos consolos.

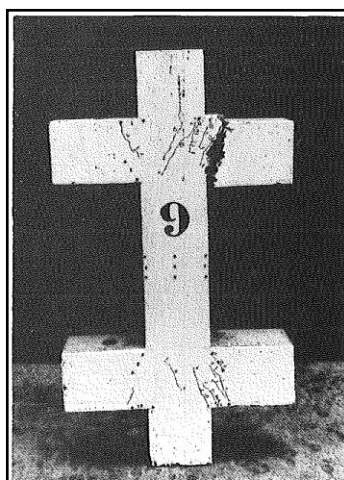
Figura 2.20- Esquema de ensaio dos espécimes.



Fonte: Fattuhi (1990).

Na Figura 2.22 pode-se observar o modelo que foi utilizado nesta pesquisa, nota-se que o espécime já apresenta fissuras características de ruptura por cisalhamento.

Figura 2.21- Aparência do espécime utilizado após o ensaio.



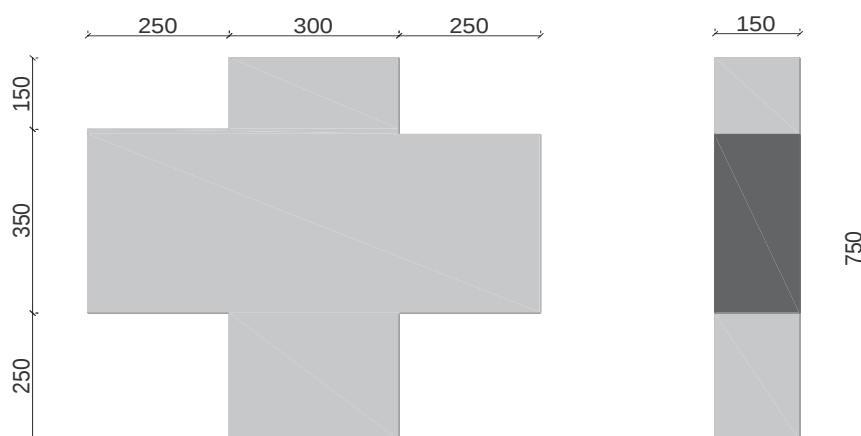
Fonte: Fattuhi (1990).

2.6.3 Torres (1998)

O trabalho de Torres (1998) teve como meta objetivo de analisar teórica e experimentalmente o comportamento de consolos de concreto armado. Para tal, foi realizada uma revisão bibliográfica, nas quais se estudou mais de 300 espécimes encontrados na literatura. A análise apresentava como variável de estudo as forças de ruína experimentais, que o autor comparou posteriormente com as forças calculadas segundo as normas: ACI 318, CAN 3-A23.3-M-84 E NBR 9062 (1985).

A fim de corroborar os resultados destas análises, o autor produziu mais oito espécimes de concreto de alta resistência, os quais apresentavam as mesmas dimensões geométricas, a mesma armadura principal e diferentes taxas de armadura de costura, como ilustrado na Figura 2.23. A resistência do concreto variou de 50 a 80 MPa.

Figura 2.22- Dimensões do consolo (mm).



Fonte: Torres (1998).

O pesquisador observou que aplicar concreto de alto desempenho na produção de consolos é bastante eficaz, em contrapartida, as taxas de armadura são basicamente as mesmas indicadas para consolos de resistência convencional. É notório que o dimensionamento de consolos segundo as normas citadas foi bastante satisfatório, apesar de que no cálculo da carga de ruptura das peças ensaiadas por outros pesquisadores, os resultados não terem sido tão aceitáveis, devido à falta de detalhamento preconizado pelas normas.

A finalidade desta pesquisa era determinar a carga de ruptura teórica, usando as normas, para isso, foram retirados todos os coeficientes de segurança. Desta forma, o autor concluiu, com base na média e no desvio padrão dos valores, que todas as normas apresentaram resultado contra a segurança e que a norma que obteve o melhor desempenho foi a Norma Brasileira.

Mesmo em virtude de que nenhuma dessas normas tenham sido desenvolvidas para dimensionar consolos de concreto de alta resistência, é importante destacar que quanto maior a taxa de armadura de costura, mais próximos são os valores da força de ruína calculada e da experimental.

2.6.4 Fernandes e El Debs (2005)

Em 2005, Fernandes e El Debs fizeram a análise de 245 resultados experimentais de consolos, sendo que entre estes, 85 com armadura de costura, os autores estudaram a respeito da contribuição efetiva da armadura de costura na resistência de consolos curtos e muito curtos de concreto armado utilizando como metodologia duas propostas de cálculo de Bielas e Tirantes. As formulações propostas foram aplicadas considerando os Estados Limites Últimos de ruptura por escoamento das armaduras e esmagamento do concreto.

Como resposta, dos consolos com apenas armadura principal do tirante, 94% apresentaram resultados favoráveis no quesito de segurança, quando se utilizou a primeira proposta, e 91% no caso da segunda proposta, e uma diferença da resistência teórica em relação à experimental inferior a 10%. Em relação a armadura de costura, 98% dos espécimes apresentaram resultados a favor da segurança para as duas formulações propostas, dos consolos com armadura de costura com resistência superestimada, apenas um apresentou uma diferença superior a 10% em relação ao valor experimental.

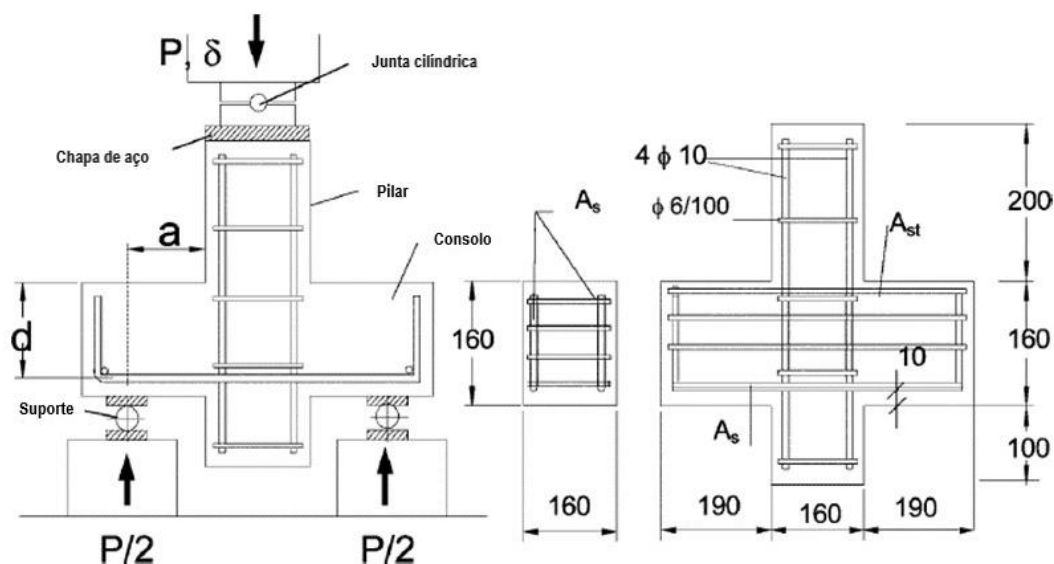
Por fim, as metodologias de cálculo que foram propostas pelos pesquisadores foram validadas por meio da aplicação em 245 modelos, dos quais 160 continham armadura principal (tirante) e em 85 deles foram acrescentadas armaduras de costura cujo aumento promoveu um aumento significativo da resistência dos consolos, tanto experimentalmente quanto teoricamente.

2.6.5 Campione *et al.* (2007)

Outra importante pesquisa experimental é a de Campione *et al.* (2007), na qual é destacado o desempenho a flexão de consolos de concreto armado reforçados com fibras lisas e com ganchos. Eles consideraram como variáveis o tipo e classe de concreto (resistência normal e alta), a porcentagem de fibras e o arranjo e percentual das barras de aço sobre o comportamento à flexão de consolos. Os resultados observados através das curvas de tensão-deformação e trincas padrões mostraram a eficácia do uso de fibras em consolos de concreto armado, garantindo a resistência e capacidade de deformação destes elementos.

Por conseguinte, foi proposto um modelo analítico simplificado para calcular a resistência ao cisalhamento de consolos de concreto reforçado com fibras, e com uso de estribos. A expressão proposta para o cálculo da resistência ao cisalhamento foi comparada com outras expressões disponíveis na literatura, de forma que, os resultados experimentais gerados, comparados com os disponíveis na literatura, se mostraram satisfatórios, do ponto de vista de capacidade de carga. A Figura 2.24 apresenta os detalhes construtivos dos espécimes testados.

Figura 2.23- Esquema de carga e geometria dos corpos-de-prova e arranjos do aço.



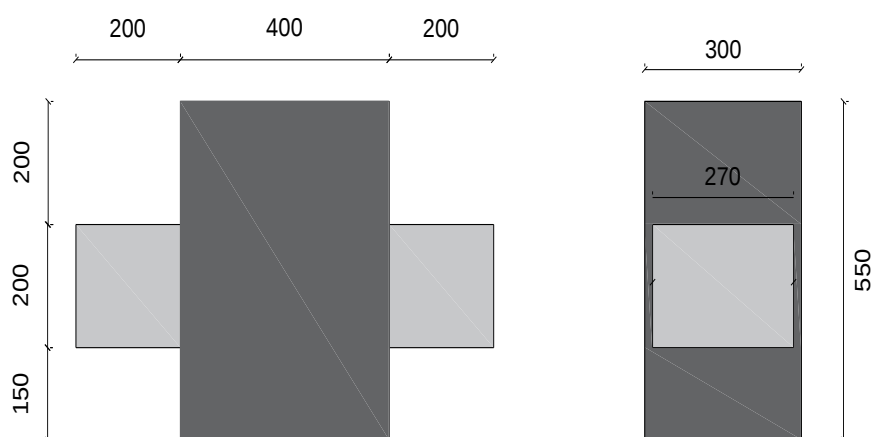
Fonte: Campione *et al.* (2007).

2.6.6 Costa (2009)

O estudo de Costa (2009) muito contribuiu também para o entendimento acerca do assunto de consolos de concreto armado e suas formulações, de modo que nesta pesquisa o autor propõe produzir um consolo separado do pilar, com a armadura e superfícies preparadas para realizar a ligação posterior com o pilar, durante a concretagem deste elemento. Os espécimes dispõem somente da armadura do tirante principal e de fibras metálicas incorporadas à matriz de concreto, sem estribos verticais ou horizontais.

Dos modelos utilizados no experimento, todos possuíam as mesmas dimensões geométricas, que foram cuidadosamente determinadas com o intuito de simular um pilar pré-moldado tradicional. Os consolos têm dimensões 27 cm x 20 cm x 20 cm, como demonstrado na Figura 2.25 abaixo.

Figura 2.24- Dimensões dos modelos experimentais (mm).



Fonte: Costa (2009).

O programa experimental completo consiste em dois modelos piloto e mais quatro modelos contendo fibras em sua matriz cimentícia, além de um modelo de referência, todos possuem a mesma geometria.

Na Tabela 2.1 são apresentados os resultados da força máxima calculada e da força máxima obtida experimentalmente para cada modelo. O cálculo do valor teórico da força máxima se baseou no método de cálculo descrito por El Debs

(2000), observa-se que os valores experimentais foram todos superiores aos teóricos, comprovando assim a eficácia do método aplicado.

Tabela 2.1- Força máxima teórica e experimental dos modelos (Costa, 2009).

Modelo	Força máxima teórica (kN)	Força máxima experimental (kN)
MBS1	333,90	459,26
MBC2	333,90	485,28
MMS3	744,96	1094,60*
MMC4	744,96	1026,40*
MMC5	744,96	973,09*
MAC6	1103,64	1517,40
MRC7	744,96	897,78

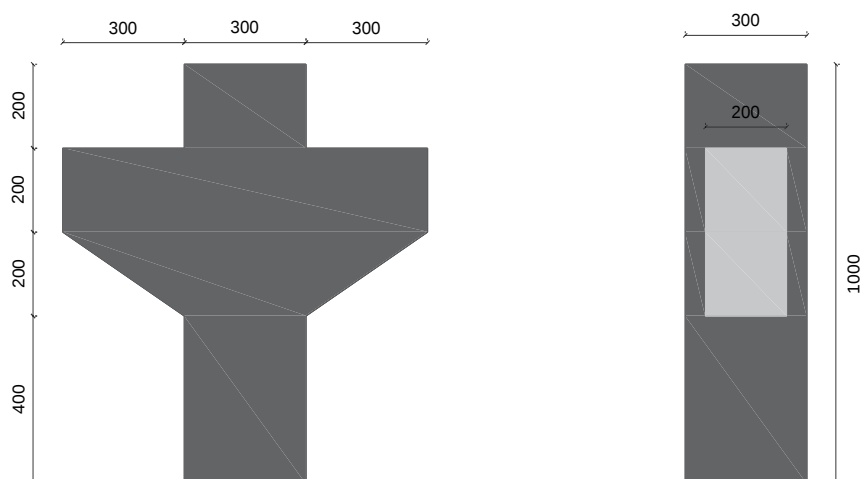
Nota: *Tirante não instrumentado para o ensaio.

2.6.7 Oliveira (2012)

Nesta pesquisa foram analisados consolos com e sem a inclusão de fibras metálicas, tanto com armadura de costura como em substituição a ela, modificando o tipo de tratamento da junta e a forma da ligação do tirante do consolo ao pilar. Dessa forma, foram realizadas análises experimental e analítica de consolos moldados monoliticamente e em fases distintas, cujo procedimento consiste em moldar primeiro o pilar e posteriormente moldam-se os consolos, processo semelhante ao desenvolvido por Costa (2009).

O programa experimental consiste na produção e estudo de nove modelos, cada qual composto por dois espécimes, totalizando dezoito ensaios, todos com relação a/d de 0,62. Todos os modelos apresentavam as mesmas dimensões geométricas, que são apresentadas na Figura 2.26 abaixo.

Figura 2.26- Dimensões dos modelos experimentais (mm).



Fonte: Oliveira (2012).

Após os ensaios, os resultados demonstraram que a resistência última dos consolos monolíticos aumentou expressivamente quando foram adicionadas fibras metálicas a matriz cimentícia, inclusive quando usadas em substituição da armadura de costura. Nos consolos moldados em duas etapas não ocorreu esse aumento, no entanto, o autor afirma que as fibras metálicas poderiam substituir a armadura de costura, mantendo a capacidade resistente da peça, ele destaca ainda que a presença da armadura de costura elevou a força última dos consolos de concreto sem fibras, moldados em duas etapas.

No que tange a interface consolo-pilar, nota-se a influência ocasionada pela presença da armadura de costura nas duas modalidades de consolos (monolíticos e moldados em duas etapas). Já em relação às fibras metálicas adicionadas ao concreto, estas não interferiram no mecanismo de abertura da interface consolo-pilar dos consolos moldados em duas etapas, mas reduziram substancialmente nos consolos monolíticos.

2.6.8 Ivanova (2016)

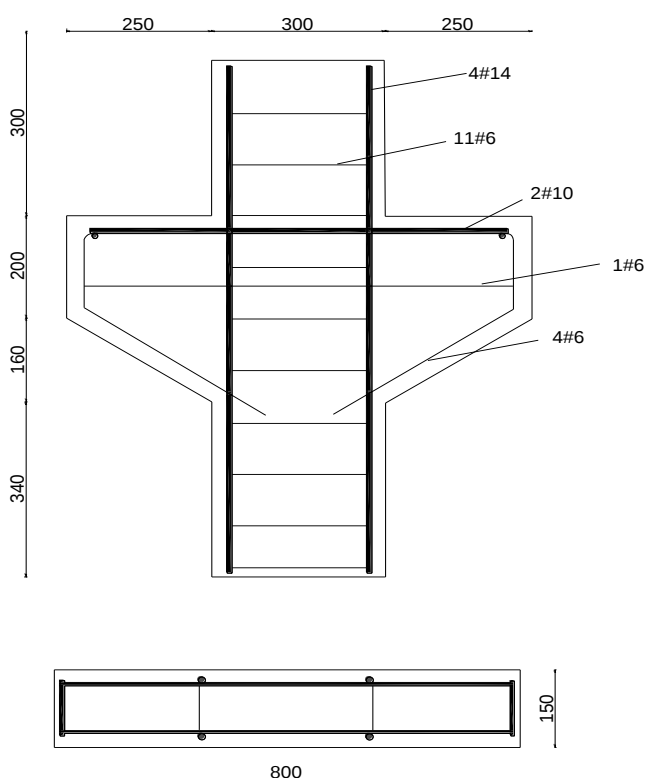
A autora, desenvolveu esta pesquisa para estudar o comportamento de um consolo curto de concreto armado submetido ao ensaio de fadiga, aplicando um número especificado de ciclos de carregamento. O programa experimental consiste

na produção de quatro consolos curtos de concreto armado, dentre eles, dois foram reforçados com fibras de carbono.

Para a realização dos ensaios, o número de ciclos foi limitado a um milhão, ao final, este estudo descreve e compara os modos de falha das amostras. De sorte que os resultados demonstraram que a ação do ensaio de fadiga alterou o modo de fissuramento/ruptura dos consolos e que o uso de fibra de carbono proporcionou aumento significativo das cargas em até 82% quando submetido ao carregamento estático.

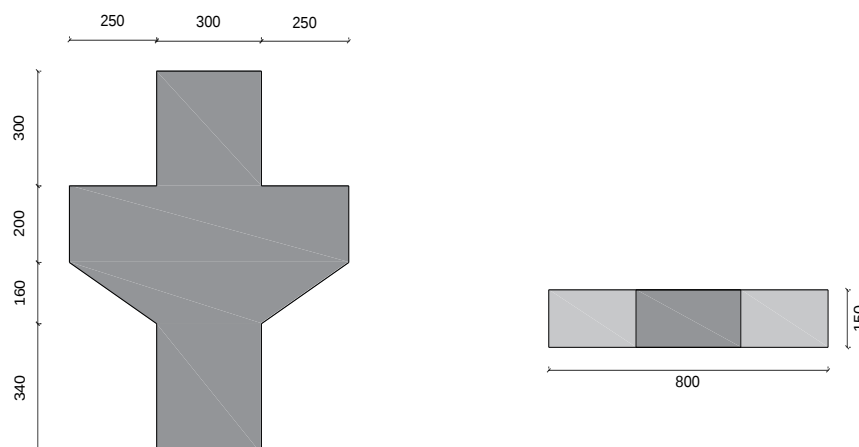
A geometria dos espécimes, bem como os detalhes dos tamanhos das barras de concreto armado é mostrado nas Figuras 2.27 e 2.28.

Figura 2.25- Detalhe das armaduras dos espécimes (mm).



Fonte: Ivanova (2016).

Figura 2.26- Detalhes geométricos dos consolos (mm).



Fonte: Ivanova (2016).

Todas os espécimes possuíam as mesmas dimensões. Os elementos foram testados usando uma única carga com relação entre extensão de cisalhamento e profundidade a/d de 0,45. Portanto, o reforço promovido pela anexação de tecidos de fibra de carbono ao consolo de concreto armado melhorara a durabilidade e diminuíram a abertura de fissuras.

2.6.9 Araújo *et al.* (2017)

Araújo *et al.* (2017) realizou análises experimentais, normativas e computacionais em cinco modelos de consolos, sendo um monolítico e quatro concretados em etapa posterior ao pilar. Os espécimes ensaiados em laboratório apresentavam geometria baseada nos estudos de Oliveira (2012), a qual foi definida com o propósito de que a carga de ruptura estimada para o modelo monolítico fosse menor que a capacidade do pórtico de reação utilizado nos ensaios.

Após os ensaios, o autor entendeu que os consolos que continham tirantes dobrados apresentaram maiores aberturas de junta, e que o modelo computacional representou de maneira mais legítima a resistência da biela comprimida do consolo monolítico do que os modelos normativos. Para o desenvolvimento da pesquisa, são analisados os mecanismos de ruptura, as aberturas de junta, bem como a precisão das previsões analíticas e do modelo computacional.

Conforme apresentado na Tabela 2.2, pode-se observar que o modelo P1 era monolítico, enquanto os modelos P2, P3, P4 e P5 tiveram o consolo moldado em etapa posterior ao pilar, sendo que o consolo do modelo P2 era reforçado com 1% (78,5 kg/m³) de fibras de aço.

Tabela 2.2- Resultados dos ensaios.

Modelo	$F_{y,exp}$ (kN)	$F_{u,exp}$ (kN)	Modo de ruptura
P1	316,30	316,30	Fendilhamento da biela comprimida
P2	301,41	357,57	Flexão
P3	156,07	223,11	Flexo-compressão
P4	*	260,04	Fendilhamento da biela comprimida
P5	*	271,32	Fendilhamento da biela comprimida

Nota: *Tirante não instrumentado para o ensaio. Fonte: Araújo (2017).

Diante dos resultados, é perceptível que os melhores resultados de previsão de resistência à ruptura, e mais favoráveis à segurança, ocorreram para os consolos com dois apoios fixos. Assim, a verificação da resistência da biela comprimida de consolos sujeitos apenas a carregamentos verticais se mostrou inadequada e contrária à segurança, em casos de consolos vinculados a vigas.

2.6.10 Araújo et al. (2019)

Araújo desenvolveu ainda outro artigo que trata a respeito de consolos curtos de concreto pré-moldado, produzidos separadamente do pilar para serem anexados através de encaixe e protensão não aderente. Seu programa experimental consiste na moldagem de três conjuntos formados por um pilar e dois consolos simétricos.

Os resultados levam a concluir que a tipologia de consolo proposta apresentou capacidade resistente apenas 5% menor em comparação com o consolo monolítico de referência, sendo que a ruína se deu por fendilhamento do concreto dos consolos.

Uma vez que a intenção do autor era produzir os consolos em concreto armado com tirante em aço CP190 RB para conectar as peças mediante protensão não aderente, há que se concordar que em função das pequenas dimensões do consolo, seria mais adequado que as cordoalhas fossem substituídas por barras roscadas que facilitariam todas as etapas de montagem.

Por outro lado, para consolos com grandes dimensões, as cordoalhas seriam mais adequadas em função do peso próprio das peças, que poderia acarretar o desalinhamento das armaduras caso estas fossem executadas com barras roscadas.

As dimensões das peças também são baseadas no trabalho de Oliveira (2012), entretanto, a geometria inicial dos consolos permitia classificá-los como consolos curtos com $a/d \cong 0,60$.

Ainda, cabe destacar que outra vantagem da tipologia proposta é que a produção de pilares e consolos isolados facilita a montagem, o transporte e diminui o tempo de execução das peças na indústria e no canteiro, em comparação às soluções tradicionais de pilares pré-moldados com consolos.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo é apresentada a metodologia utilizada no estudo experimental de 9 (nove) consolos curtos de concreto armado com adição de fibras de aço, polietileno e polipropileno, cujas variáveis de estudo foram a variação do tipo e volume de fibras e a variação da taxa e diâmetro das armaduras de costura com o intuito de avaliar a contribuição das fibras e armaduras secundárias na capacidade de carga, modo de ruptura e padrões de fissuração, quando sob tensão de cisalhamento. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, no *Campus* Tucuruí.

Vale ressaltar que este estudo se trata de uma continuação da pesquisa de Abrantes (2019), cujo trabalho consiste na análise experimental e teórica acerca de consolos com adição de fibras, para avaliar a influência da incorporação de fibras de aço, polipropileno e polietileno ao concreto, na resistência à compressão dos consolos, com e sem adições de fibras, com e sem armadura de costura.

Desta forma, o procedimento adotado para esta pesquisa consiste em reproduzir os melhores resultados do trabalho supracitado, adotando as referentes taxas de armadura descontínuas, com o adendo da variação da taxa de armadura de costura, para assim, avaliar e validar sua influência no desempenho destes elementos quando submetidos a cargas axiais, bem como, da incorporação de compósitos ao concreto, no que diz respeito ao ganho de resistência mecânica e cisalhamento, deformação dos elementos e desempenho dos consolos.

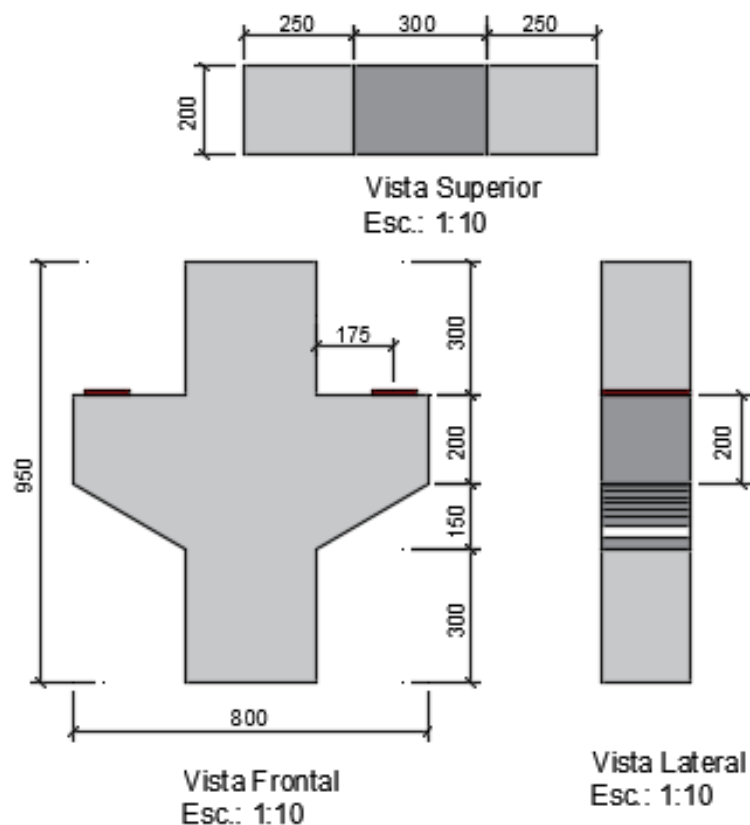
3.1 Características dos Espécimes

Foram produzidos nove consolos curtos de concreto armado com relação a/d de 0,54 e mesma geometria moldados de forma monolítica com a finalidade representar o cisalhamento com a formação de biela resultante das tensões de compressão e tração.

A geometria da seção transversal do pilar foi de (200 x 300) mm, com altura de 950 mm. Os consolos têm largura de 200 mm, altura no engastamento de 350 mm, altura da face externa de 200 mm e comprimento de 250 mm. Na Figura 3.1

está ilustrada a geometria adotada para este estudo, de modo que se optou por produzir consolos simétricos retangulares e sem chanfro.

Figura 3.1- Geometria dos consolos curtos (mm).



Os espécimes foram identificados conforme o teor de fibras e taxa de armadura de costura, adotou-se para os modelos a seguinte nomenclatura presentes na Tabela 3.1:

Tabela 3.1- Nomenclatura adotada

C	Representação do modelo
A, PE ou PP	Tipo de fibra: aço, polietileno ou polipropileno
1, 2 ou 3	Taxa de armadura de costura: 49%, 64% ou 76%, respectivamente

As demais informações a respeito das características gerais dos consolos são apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2- Características gerais dos espécimes.

Cons.	f_{ck} (MPa)	a (mm)	d (mm)	a/d	Tipo de fibra	Teor de fibras (%)	Qtd. em massa (kg)	$A_{s,t}$ (mm ²)	$A_{s,h}$ (mm ²)	ρ (%)*	Aço
CA1	30	175	325	0,54	Aço	1,60	3,38	246	117,72	49	6Ø5.0
CA2									156,96	64	8Ø5.0
CA3									186,90	76	6Ø6.3
CPE1					Polietileno	0,24	0,49		117,72	49	6Ø5.0
CPE2									156,96	64	8Ø5.0
CPE3									186,90	76	6Ø6.3
CPP1					Polipropileno	0,12	0,25		117,72	49	6Ø5.0
CPP2									156,96	64	8Ø5.0
CPP3									186,90	76	6Ø6.3

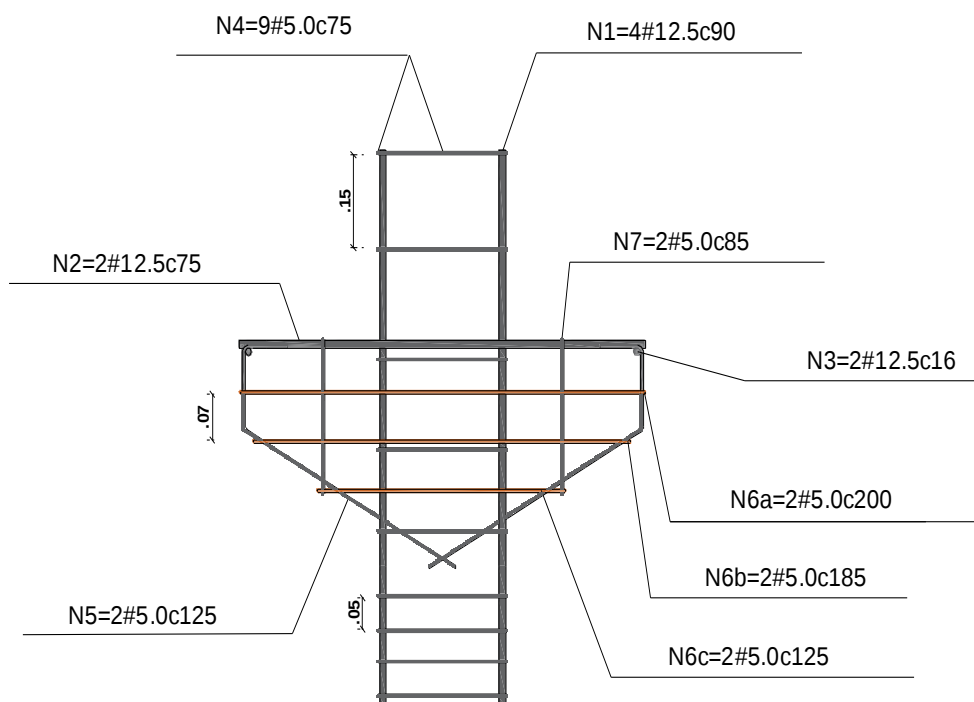
* taxa de armadura de costura

As armaduras principais e longitudinais (tirantes, apoio do tirante e pilares) foram determinadas com base nas normas ABNT NBR 9062 (2016) e ABNT NBR 6118 (2014), são compostas por barras de aço CA-50 de 12.5 mm de diâmetro, para as armaduras verticais são de aço CA-60 com 5.0 mm de diâmetro. Já as armaduras de costura são de aço CA-50 com 6.3 mm e de CA-60 de 5.0 mm de diâmetro.

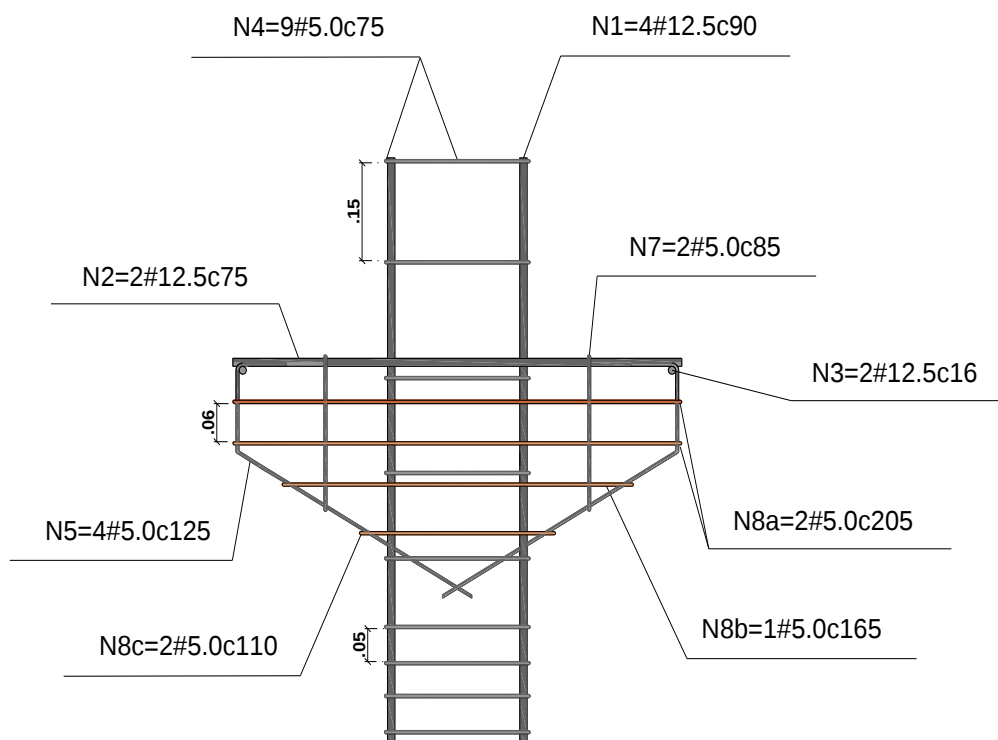
Os consolos foram produzidos em concreto simples com resistência à compressão de 30 MPa, para dosagens contendo fibras de acordo com o preconizado pelos fabricantes. Nas Figuras 3.2 e 3.3 seguintes são mostrados os layouts das armaduras de composição dos consolos curtos.

Figura 3.2- Detalhamento das armaduras dos consolos, (a) Tipo1, (b) Tipo 2 e (c)

Tipo 3. Medidas expressas em m.



(a)



(b)

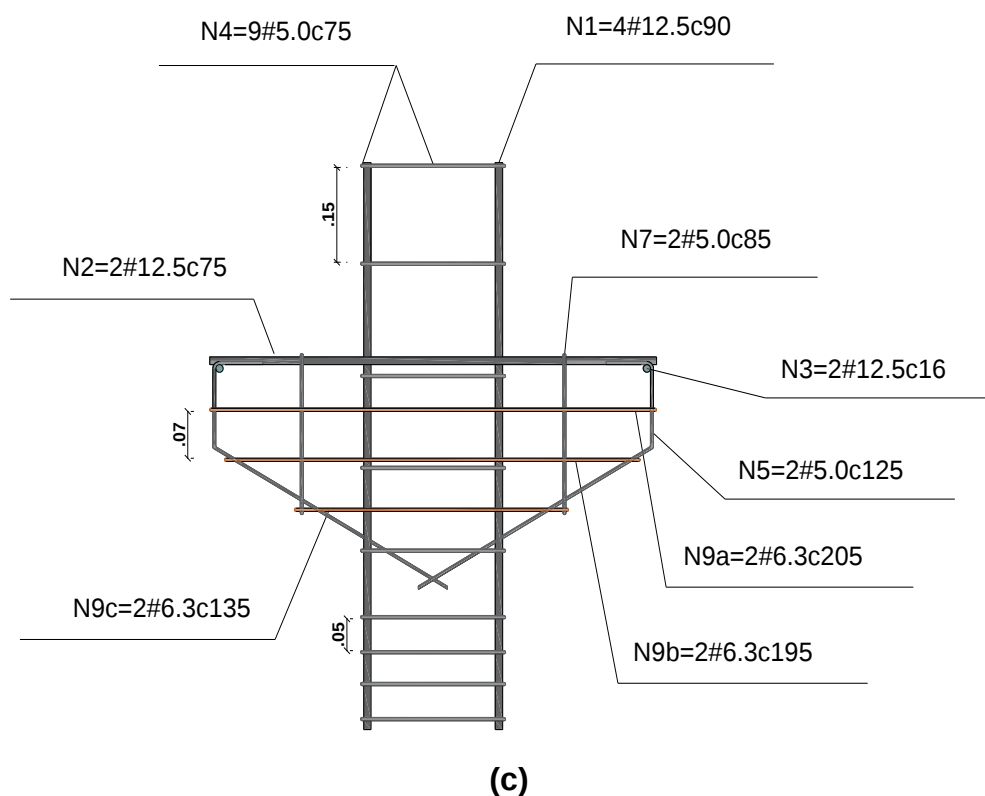


Figura 3.3- Armadura confeccionada para a composição dos consolos.



3.2 Dimensionamento dos consolos

Realizou-se o dimensionamento dos consolos com base nas normas técnicas já abordadas e se utilizou os resultados experimentais como parâmetro de comparação no que se refere à taxa de armadura, resistência mecânica e

deformações do aço e do concreto. Vale destacar que devido às dimensões do elemento estrutural, o método mais comum de cálculo é pelo MBT, de acordo com as ABNT NBR 9062 (2016) e ABNT NBR 6118 (2014), além das indicações das normas internacionais ACI 318 (2014) e EUROCODE 2 (2010).

Estabeleceu-se a resistência característica à compressão do concreto em 30 MPa, a resistência à tração característica do aço de 500 MPa, a carga vertical a ser resistida é de 250 kN. Uma carga horizontal de 50 kN é admitida com o intuito de considerar as deformações oriundas de fluência e retração.

Os tirantes e armaduras de costura, são um dos principais objetos de estudo desta pesquisa, sendo estes os elementos utilizados para absorver as tensões de compressão e tração, de modo que a área de aço foi determinada a partir das normativas já citadas.

3.3 Instrumentação dos espécimes

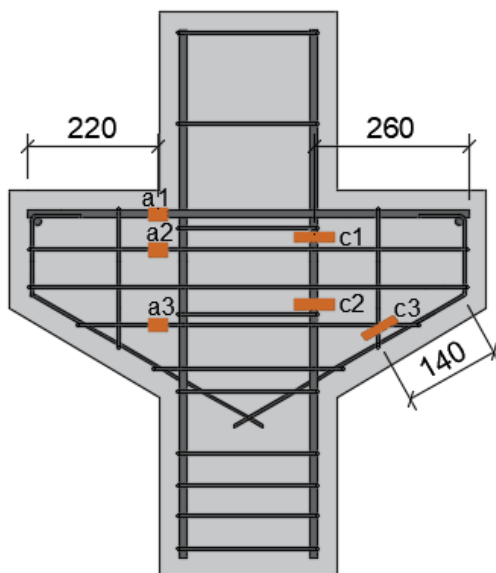
Os pontos de monitoramento do comportamento mecânico foram dispostos nos nove consolos curtos para coletar as deformações internas e externas no concreto e nas armaduras. As deformações foram aferidas em pontos equidistantes, na direção da região de maior tensão, onde provavelmente acontecerá a ruptura. Os extensômetros foram fixados nos pontos de maior solicitação dos tirantes e armaduras de costura para aferir as deformações que ocorrerão no concreto e no aço, a saber, na região de formação das bielas e dos tirantes.

Para aferir as deformações internas no concreto foram utilizados três extensômetros uniaxiais de imersão, dois deles posicionados nas regiões do concreto onde ocorre o encontro consolo/pilar e um a 20 mm de distância da armadura da região da mísula, onde o concreto sofre esforço de compressão. A Figura 3.4 mostra a posição dos extensômetros internos para os arranjos de seis e oito barras de armadura de costura (c1, c2 e c3).

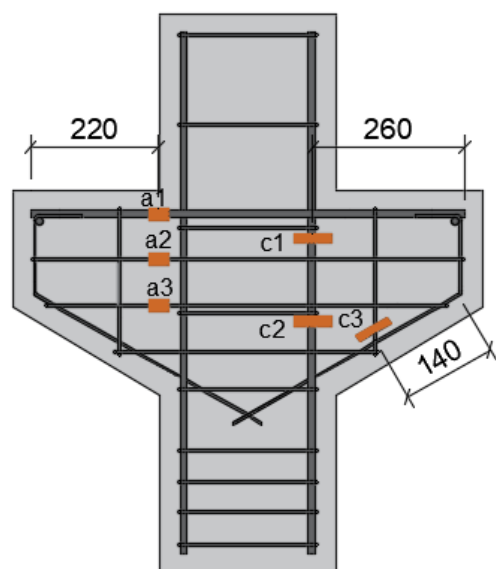
A leitura das deformações nos tirantes e nas armaduras de costura foi realizada por meio de extensômetros elétricos de resistência (EER), com a fixação de um extensômetro por ponto de leitura (a1, a2 e a3), conforme mostra a Figura

3.4. Foram utilizados três extensômetros, todos posicionados a 20 mm de distância das regiões do concreto onde ocorre o encontro consolo/pilar.

Figura 3.4- Arranjo dos extensômetros internos do aço (a) e do concreto (b).



(a)



(b)

O monitoramento das deformações externas no concreto foi realizado por meio de um extensômetro elétrico de resistência (EER) posicionado em apenas um dos consolos (ce), a 30 mm de distância da região externa da mísula, conforme mostra a Figura 3.5. A Figura 3.6 mostra os extensômetros de concreto (internos e externo) utilizados nos espécimes.

Figura 3.5- Arranjo do extensômetros externo do concreto.

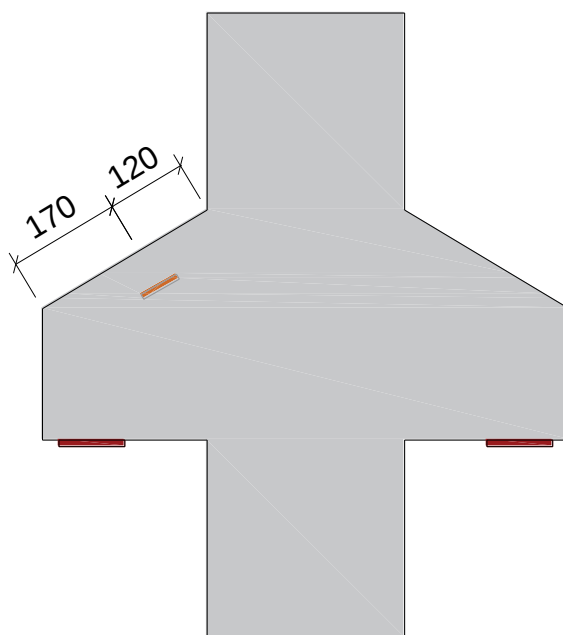


Figura 3.6- Extensômetros (a) aço, (b) concreto (interno) e (c) concreto (externo).



(a)



(b)



(c)

Vale frisar que se optou por instrumentar apenas um lado dos consolos pois com base na pesquisa de Abrantes (2019) os valores de deformação de ambos os lados são semelhantes, dada a simetria da distribuição de tensões nos elementos.

3.4 Sistema de ensaio

Os ensaios foram realizados em uma prensa hidráulica com capacidade máxima de 300 toneladas para aplicação de carregamentos, monitorada pelo *Software* comercial *Tesc*, no Laboratório de Engenharia Civil – LEC do Campus da UFPA em Tucuruí.

Os consolos foram submetidos a cargas axiais de compressão e monitorados por sensores aferidos pelo sistema de aquisição de dados da ADS 200 da empresa Lynx, que utiliza o software comercial *AQDADOS*, o qual, recebe e registra as deformações específicas do aço e do concreto, aferidas pelos extensômetros elétricos. Estas informações foram base para a construção de banco de dados composto pela relação entre a carga e a deformação observada nos consolos. Os carregamentos foram aplicados nos consolos de forma concentrada e contínua, até o momento da ruptura. A Figura 3.7 ilustra o esquema de ensaio, bem com a Figura 3.8 mostra a imagem real do sistema.

Os espécimes foram posicionados na prensa sobre chapas de aço soldadas com espessura de 15 mm e seção transversal de 308 mm x 70 mm e 1700 mm de comprimento, que funcionou como apoio de reação para os consolos. Ressalta-se que essa peça foi antes testada, para descartar a hipótese de possíveis deslocamentos.

Os consolos foram posicionados sobre apoios metálicos de primeiro e segundo gênero de 15 mm de espessura, que reagiram nos consolos. Foram aplicados passos de carga de 10 kN, utilizando-se chapa de aço de seção transversal (300 x 300) mm, com o intuito de evitar possíveis rupturas neste ponto.

Figura 3.7- Esquema de ensaio dos consolos.

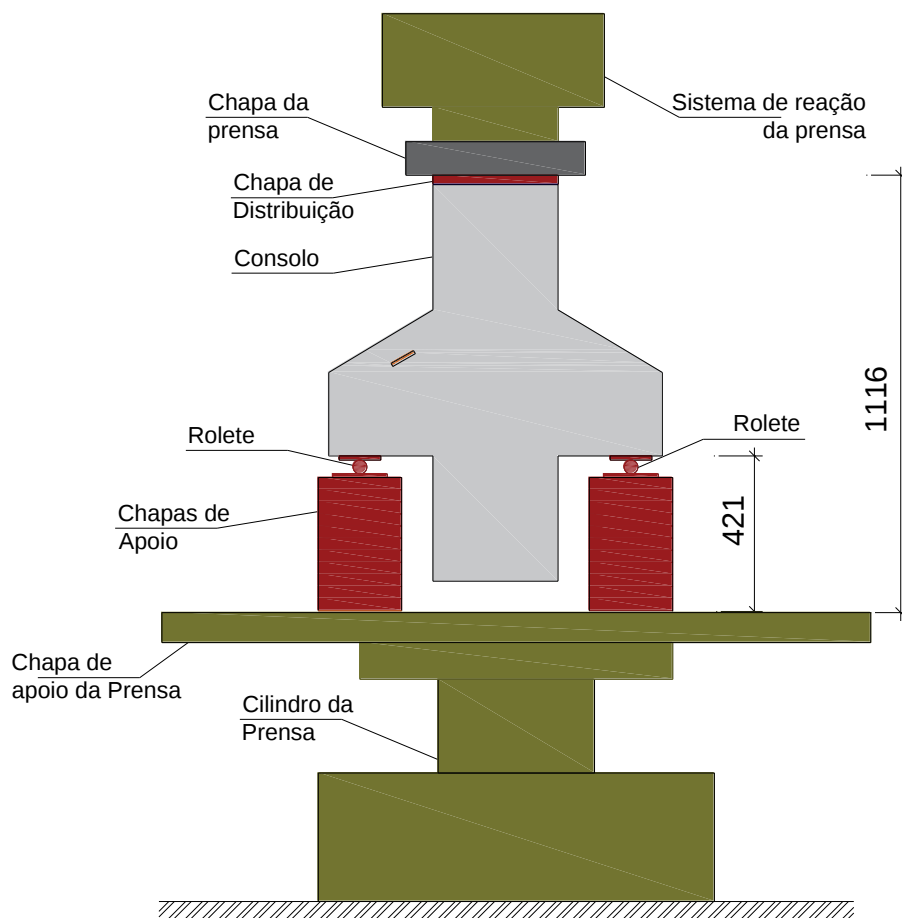


Figura 3.8- Sistema de ensaio dos consolos.



3.5 Materiais

Todos os espécimes foram confeccionados no Laboratório de Engenharia Civil do CAMTUC, onde também foi feita a caracterização dos materiais empregados, de acordo com as recomendações normativas brasileiras correspondentes.

3.5.1 Fibras de aço

Há atualmente três categorias de fibras de aço disponíveis comercialmente, a fibra corrugada, feita a partir do fio chato de sobra da produção de lâ de aço com dimensões que variam de 25 a 50 mm de comprimento, o segundo tipo, é produzido com o objetivo específico de atuar como reforço para o concreto, possuindo ganchos nas extremidades e seção transversal retangular, que são produzidas a partir de chapas de aço, e o terceiro tipo, com geometria circular e comprimento que pode variar de 25 a 60 mm.

Ancor (2018) recomenda que não se adicione quantidades menores a 20 kg/m³, de outra maneira, a resistência estrutural pode vir a ser afetada negativamente, e da mesma forma não deve ser superior a 50 kg/m³ para evitar a dificuldade na trabalhabilidade da mistura. Nesta pesquisa, optou-se por utilizar a fibra corrugada. A Figura 3.9 mostra a fibra utilizada nesta pesquisa, assim como na Tabela 3.4 são apresentadas suas respectivas características.

Figura 3.9- Fibras de aço utilizada na pesquisa.

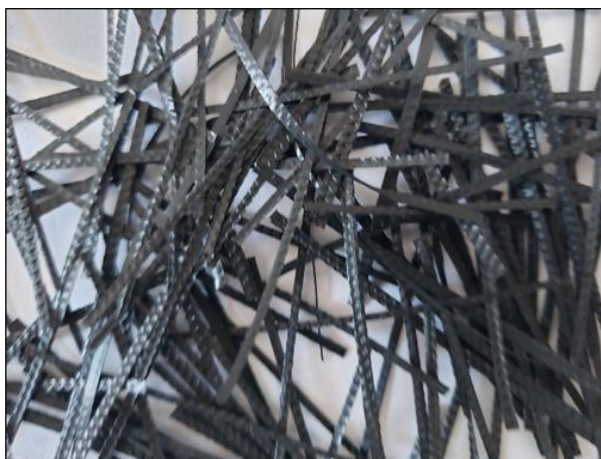


Tabela 3.3- Características da fibra utilizada na pesquisa

Comprimento	Diâmetro/Largura	Fator de forma	Módulo de elasticidade	Resistência a tração	Massa específica
40 mm	2,5 mm	40	210 GPa	800 Mpa por fio	7,85 g/cm ³

3.5.2 Fibras de Polipropileno

Pesquisas demonstram que a dosagem mínima recomendada é de 600g por m³ de concreto, podendo chegar no máximo a 8 kg por m³ de concreto produzido conforme as especificações desejadas para o concreto. A Figura 3.10 mostra a fibra utilizada nesta pesquisa, assim como na Tabela 3.5 são apresentadas suas respectivas características.

Figura 3.10- Fibra de polipropileno utilizada na pesquisa.**Tabela 3.4- Características da fibra utilizada na pesquisa**

Comprimento	Diâmetro/Largura	Fator de forma	Módulo de elasticidade	Resistência a tração	Massa específica
54 mm	0,57mm	500	> 5 GPa	> 500 MPa	0,90 g/cm ³

3.5.3 Fibras de Polietileno

As fibras de polietileno podem ser produzidas com alto módulo de elasticidade, até 117 GPa, possuem alta durabilidade e não sofrem variação volumétrica em presença de água (ZHENG E FELDMAN, 1995; HANNANT, 1994). De acordo com os fabricantes, o teor máximo recomendado é de 3 a 12 kg/m³ de

concreto produzido (MM FIBRAS PARA CONCRETO, 2017). A Figura 3.11 mostra a fibra utilizada nesta pesquisa, assim como na Tabela 3.6 são apresentadas suas respectivas características.

Figura 3.11- Fibra de polietileno utilizada na pesquisa.



Tabela 3.5- Características da fibra utilizada na pesquisa

Comprimento	Diâmetro/Largura	Fator de forma	Módulo de elasticidade	Resistência a tração	Massa específica
50 mm	1,1 mm	50 FF	-	350 Mpa	0,92 g/cm ³

3.5.4 Concreto

Pretende-se que o concreto alcance a resistências à compressão de 30 MPa aos 28 dias de abatimento de tronco de cone. O *Slump Test* será realizado conforme recomendações normativas da ABNT NBR NM 67 (1998), de forma a verificar se ele se adequará as especificações. Durante o processo da concretagem, serão utilizados vibradores mecânicos do tipo agulha, seguindo o procedimento estabelecido pela ABNT NBR 14931 (2004), tanto nos consolos, quanto nos corpos-de-prova.

Para a produção dos espécimes, foi produzida uma mistura para cada teor de fibra. A Tabela 3.7 apresenta as informações pertinentes a composição do traço do concreto. Vale destacar que a escolha da classe do cimento foi exclusivamente por conta de este ser o mais utilizado na cidade de Tucuruí, além da indisponibilidade de outras categorias de cimento e de sua fácil aquisição no

mercado local. O concreto foi preparado em betoneira com capacidade para 250 L, no Laboratório de Engenharia civil (LEC) da UFPA, do Campus de Tucuruí-PA.

Tabela 3.6- Composição do traço.

Componente	Materiais	Traço unitário	Quantidade (kg/m ³)
Tipo de agregado	Areia média (lavada)	1,6	924
Tipo de cimento	CPII E 32	1	577
Tipo de aditivo	Aditivo multifuncional Muraplast FK 101	0,007	4,23
Tipo de brita	Brita 1 (diâmetro máximo 19 mm)	2,4	1384
Relação água/cimento (a/c)	Água	0,43	248,3
Traço 1	Adição de 1,60% de fibra de aço	0,07	40
Traço 2	Adição de 0,12% de fibra de polipropileno	0,005	3
Traço 3	Adição de 0,24% de fibra de polietileno	0,01	6

3.6 Propriedades Mecânicas do Concreto

Para determinar as propriedades mecânicas do concreto, foram moldados 27 corpos de prova cilíndricos seguindo as recomendações da ABNT NBR 5738 (2008). Os ensaios de compressão axial e de tração por compressão diametral foram realizados de acordo com as recomendações da ABNT NBR 5739 (2007) e ABNT NBR 7222 (2011) respectivamente, usando corpos de prova com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. O módulo de elasticidade do concreto foi determinado de acordo com as normativas da ABNT NBR 8522 (2008), a partir de ensaios em espécimes com 150 mm diâmetro e 300 mm de altura. A tabela 3.8 apresenta os resultados da caracterização do concreto.

Tabela 3.7- Propriedades mecânicas do concreto.

Tensão (Mpa)	Aço	Polietileno	Polipropileno
Compressão	32,63	32,96	30,04
	32,51	32,04	33

	24,7	29,32	25,81
Média	29,95	31,44	29,62
Desvio padrão	4,54	1,89	3,61
Tração	3,55	3,42	3,3
	3,97	3,69	3,17
	4,01	4,08	3,23
Média	3,84	3,73	3,23
Desvio padrão	0,25	0,33	0,07
Módulo de elasticidade	32,92	27,05	42,56
	31,98	32,35	17,80
	30,91	30,56	38,28
Média	31,94	30,00	32,88

Após a mistura dos materiais foi realizado o *Slump Test* conforme as indicações da ABNT NBR NM 67 (1998) cuja média foi geral de 19,8 cm, no entanto, a Tabela 3.8 apresenta o resultado por tipo de fibra. Com a adição das fibras, o concreto tende a perder trabalhabilidade, dessa forma foi adicionado aditivo plastificante *Muraplast FK 101* a mistura com o intuito de melhorar a dispersão entre os agregados e cimento tornando assim o concreto mais fluido e com maior tempo de pega.

Tabela 3.8- *Slump Test*.

Tipo de fibra	<i>Slump test</i> (cm)
Aço	19,7
Polietileno	20,7
Polipropileno	19,2

*Média: 19,8 cm

O adensamento do concreto foi realizado com o auxílio de vibrador mecânico de imersão para os espécimes e os corpos de prova. Passadas seis horas da concretagem se iniciou o processo de cura úmida dos consolos e dos corpos de prova, com o uso de sacos de cimentos que foram posicionados sobre os elementos e posteriormente umidificados para evitar surgimento de fissuras de retração. Esse processo foi realizado duas vezes ao dia durante sete dias. Os consolos e corpos de prova foram submetidos as mesmas condições ambientais

até o dia dos ensaios. A Figura 3.12 mostra o processo de concretagem e adensamento das peças sendo.

Figura 3.12- Concretagem e adensamento dos espécimes.



3.7 Propriedades Mecânicas do Aço

Para determinar as propriedades mecânicas do aço, foram selecionadas três amostras com 500 mm de comprimento de cada bitola utilizada nas peças ensaiadas, de acordo com as recomendações da ABNT NBR 6892 (2013), e ensaiadas à tração axial na prensa do LEC-CAMTUC. A Figura 3.13 mostra o procedimento de ensaio das barras de aço e os valores médios encontrados são apresentados na Tabela 3.10.

Figura 3.13- Ensaio de caracterização do aço.

Fonte: ABRANTES (2019).

Tabela 3.9- Propriedades mecânicas do aço.

Ø (mm)	Aplicação	f_{ys} (MPa)	ε_{ys} (‰)	E_s (GPa)
5.0	Estribos e armadura de costura	675,0	3,48	193,7
6.3	Armadura de costura	453,3	2,30	204,7
12.5	Armadura principal e tirantes	590,3	2,98	198,3

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios com as deformações internas e externas do concreto, deformações nos tirantes e armaduras de costura, o mapeamento das fissuras e o modo de ruptura dos espécimes ensaiados, além dos valores de carga de ruptura.

Para dar início as colocações a respeito das deformações, é importante repassar os dados da pesquisa original de Abrantes (2019) que constam na Tabela 4.1. Vale frisar que entre os consolos CA4, CPP12 e CPE24, este último foi o que adquiriu as maiores resistências aos esforços aplicados.

Tabela 4.1- Resultados de Abrantes (2019).

Consolo	Taxa de armadura de costura (%)	Fibras (%)	P _u (kN)	V _u (kN)
CR	-	-	536	268
CRC	0,65	-	765	382,5
CA4	-	1,60	705	352,5
CPP12		0,12	730	365
CPE24		0,24	810	405

4.1 Deformação no Concreto

4.1.1 Deformações superficiais no concreto Na Figura 4.1 é mostrado o gráfico que relaciona carga e deformação com a curva cortante x deformação, referente aos resultados das leituras dos extensômetros que foram posicionados nos consolos, com o intuito de aferir as deformações superficiais na região de compressão.

Observou-se que em todos os espécimes, essa região sofreu esforços de compressão, como já se esperava, as deformações não foram significativas nas primeiras aplicações de carga para todos os espécimes, com poucas alterações. Porém, a partir de 90 kN de carga aplicada, verificou-se deformações mais expressivas, de maneira que, o espécime CA1, composto por fibras de aço e taxa de armadura de costura de 49%, apresentou maiores deformações, para o mesmo nível de carregamento, em relação aos demais.

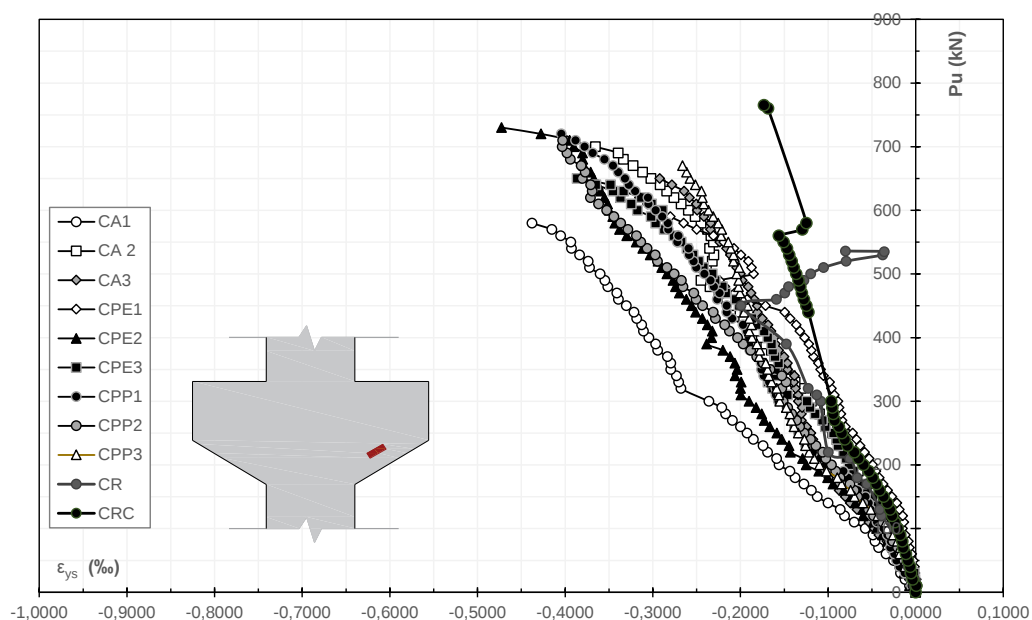
Por conseguinte, os demais espécimes mostraram deformações ascendentes e aproximadas para o mesmo nível carga. Dentre os espécimes com fibras de aço, CA2 foi o que apresentou maior capacidade de carga. Em geral, as curvas seguiram um comportamento semelhante.

CA2, CPE2 e CPP2 dispuseram caminhamento de curva semelhantes, sendo que CPE2 atingiu maior capacidade de carga. Os três apresentaram deformações semelhantes para o mesmo nível de carga.

CA3, CPE3 e CPP3 tiveram comportamento semelhante para o mesmo nível de carga, sendo que as fibras pouco influenciaram nestes resultados, tendo em vista que a taxa de armadura de costura era a mesma, esta conferiu aos espécimes maior rigidez e capacidade de carga.

Em vista disso, verificou-se que todos os espécimes apresentaram o mesmo padrão de deformações, para o mesmo nível de carregamento, quando comparados ao espécime de referência CR de Abrantes (2019), com exceção do espécime CA1. Já quando comparados ao espécime CRC de Abrantes (2019), o qual continha armadura de costura, todos os espécimes apresentaram maiores deformações, de forma que o CRC foi o que obteve maior rigidez.

Figura 4.1- Carga x Deformação do concreto na região da mísula (CE).



Percebeu-se que os elementos com fibras de aço proporcionam maior rigidez, com menores deformações que as fibras sintéticas, estas por sua vez conferiram aos consolos maiores capacidade de carga, bem como, que os elementos com armadura Ø6.3 aparentemente apresentam menores níveis de deformação para o mesmo carregamento.

Ao comparar-se o comportamento dos espécimes deste estudo com os da pesquisa de Abrantes (2019), percebe-se que as fibras de polietileno conferiram aos consolos melhor desempenho mecânico quando submetidos a solicitações. Semelhantemente, as duas pesquisas demonstraram que as fibras de aço pouco contribuíram para o ganho de resistência nos consolos.

4.1.2 Deformações internas no concreto

As deformações internas no concreto foram monitoradas com o intuito de avaliar a influência da adição de fibras no desempenho dos espécimes quando submetidos às cargas. Os extensômetros elétricos uniaxiais foram posicionados em três pontos, um na região de encontro consolo/pilar, onde ocorrem as tensões de tração, um na região próxima a mísula, e outro na região da mísula, onde acontecem tensões de compressão.

A mesma configuração de monitoramento foi utilizada para todos os consolos. Vale destacar que, à medida em que os extensômetros se afastam do local de aplicação das cargas, observou-se uma mudança nos níveis de deformação, sendo estas cada vez menos expressivas devido à distribuição de tensões no consolo.

Para cargas iniciais os espécimes apresentaram baixos valores de deformação para carregamentos de até 150 kN. Posteriormente, ocorreu a ascendência da curva, conforme pode ser observado na Figura 4.2, com exceção de CPE3 e CPP1, que provavelmente mostraram discrepâncias nos valores de deformação aferidos, por esse motivo foram desconsiderados.

Vale observar que todos os elementos apresentaram comportamentos similares até os 200 kN de solicitação, não ultrapassando o valor de 0,19‰ de deformação, após isso o CA1 se difere dos demais trazendo em si baixos valores de deformação porem com capacidade de carga mais alta., assim este rompeu com

carga aplicada de 580 kN e 1,611‰ de deformação, enquanto que os demais espécimes alcançaram valores acima do 3,7‰ de deformação com carga máxima de 720 kN.

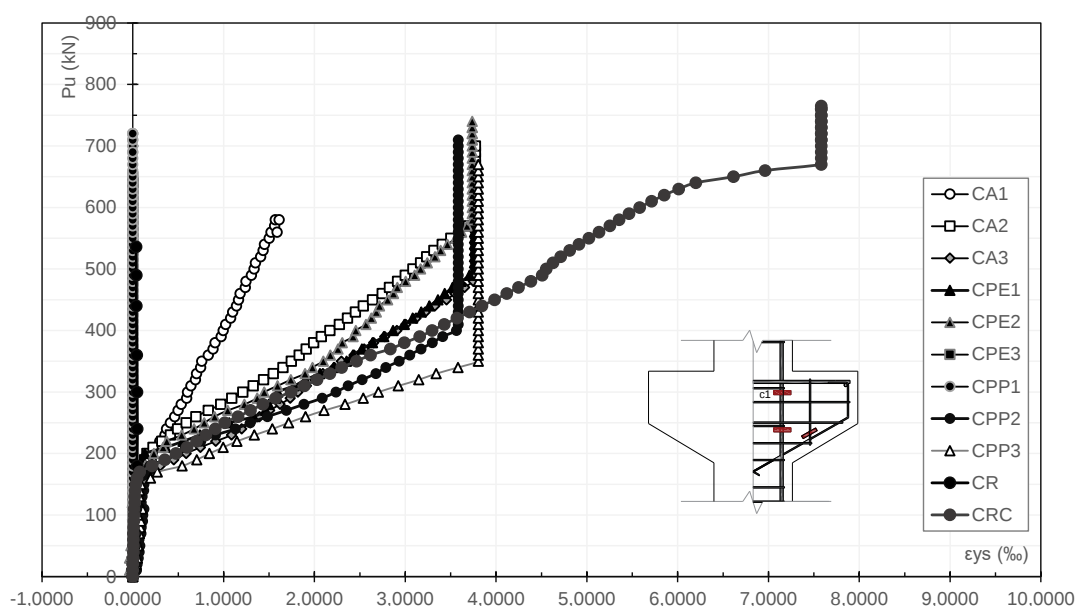
Notou-se ainda que os espécimes contendo fibras de polietileno foram os que apresentaram os melhores resultados no que se refere a resistência e deformação, desta forma, CPE2 foi o que obteve maior ganho de resistência com valor máximo de 740 kN de carga aplicada, resultando em deformação de 3,76‰.

Destaca-se que os espécimes CPP2 e CPP3, contendo fibras de polipropileno apresentaram comportamentos similares, entretanto os extensômetros registraram valores constantes a partir de determinado ponto, o que sugere interrupção do monitoramento.

Portanto, ao se comparar com os espécimes da pesquisa de Abrantes (2019), percebeu-se que os espécimes que continham fibras de aço também apresentaram níveis de resistência inferiores, porém com maior rigidez dos elementos, ao passo que os espécimes contendo fibras sintéticas de polietileno e polipropileno obtiveram maiores ganhos de resistência e capacidade de deformação, demonstrando a coerência entre os resultados das pesquisas.

O espécime de referência CR permaneceu quase sem deformação aparente ao longo do ensaio, em contrapartida, o espécime CRC apresentou níveis mais elevados de deformação e capacidade de carga, comparado aos demais espécimes, de modo que aos 760 kN de carga aplicada, a deformação foi de 7,58‰

Figura 4.2- Carga x Deformação interna do concreto na região do tirante (C1).



O segundo ponto de monitoramento, apresentado na Figura 4.3, em geral, apresentou valores inferiores de deformação para um mesmo nível carregamento de até 210 kN com deformações que não ultrapassaram os 0,05‰. No entanto, observou-se a incidência de valores negativos, sugerindo que pode ter havido interferência de tensões de tração nesta região, isto fica evidenciado a partir da verificação da curva que representa o espécime CPP3, que apresentou valores negativos de deformação de aproximadamente -0,22‰ em relação a carga aplicada de 650 kN.

Neste ponto de monitoramento, percebeu-se que os espécimes com fibras de aço foram os que menos se deformaram, ao contrário dos elementos com fibras de polipropileno, que sofreram níveis mais elevados de deformação, excetuando-se o espécime CPP3, que apresentou resultados divergentes dos demais.

Os espécimes com armadura de costura de Ø6.3 foram os que obtiveram maior rigidez, pois estes continham a maior taxa de armadura. Dentre todos os espécimes, destaca-se CA2, o qual obteve alta capacidade de carga frente a baixas deformações. Ao se comparar os consolos com os espécimes de referência, o CRC mostra-se como sendo o mais resistente e o CR como sendo o mais frágil.

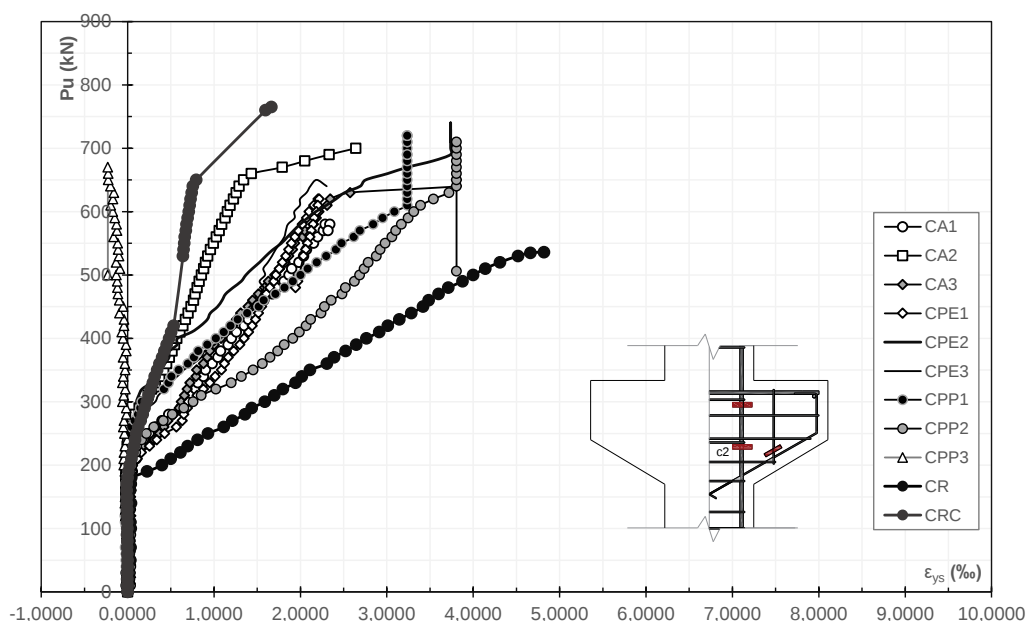
CA1, CPE1 e CPE3 apresentaram valores substanciais de deformação entre 2,20‰ e 2,32‰ para níveis de carregamento de até 620 kN. Já os espécimes CPE2, CPP1 e CPP2 apresentaram de deformações de 3,2‰ a 3,8‰ para

diferentes cargas aplicadas, de modo que o espécime que mais se destaca é o CPP2 que se mostrou como o que obteve comportamento mais dúctil em relação aos demais espécimes.

A partir dos 210 kN de carga aplicada percebeu-se certa discrepância entre as curvas do gráfico, de maneira que os espécimes CA2 e CA3 obtiveram níveis inferiores de deformação em relação aos demais espécimes, cuja ruptura ocorreu aos 700kN com deformação de 2,64‰ e aos 650 kN de carga aplicada, com deformação verificada de 2,18‰ respectivamente.

Ao comparar-se com o comportamento dos espécimes da pesquisa de Abrantes (2019), nota-se que os espécimes apresentaram maior capacidade de deformação, atingindo o nível máximo de 3,8‰ para os espécimes com fibras de polipropileno para elevados carregamentos.

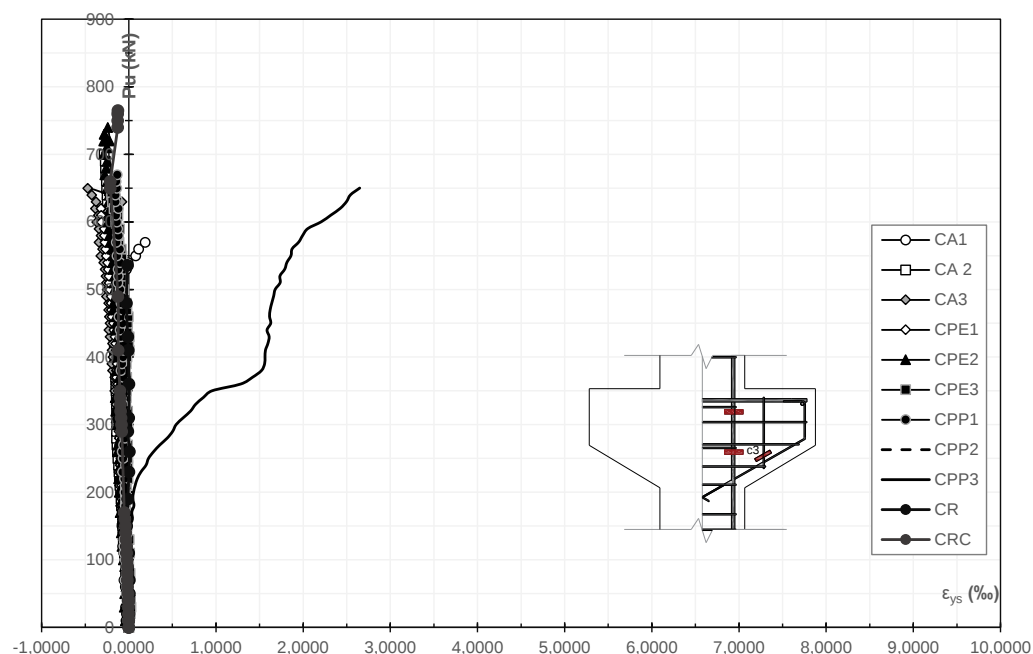
Figura 4.3- Carga x Deformação interna do concreto na região próxima à mísula (C2).



O terceiro ponto de monitoramento, apresentado na Figura 4.4, mostra valores que, de modo geral, representam baixos níveis de deformação para a maior parte dos espécimes, com valor máximo de -0,42‰. Entretanto o espécime CPP3 apresentou comportamento discrepante em relação aos demais espécimes, resultando em uma curva ascendente com valores que demonstraram que o elemento estava sujeito a tensões de tração, cuja deformação máxima foi de 2,91‰

para uma força aplicada de 670 kN, enquanto que os demais apresentaram deformações entre $-0,1\text{‰}$ e $-0,4\text{‰}$ para o mesmo nível de carregamento.

Figura 4.4- Carga x Deformação interna do concreto na região da mísula (C3).



Ao se comparar o comportamento das fibras, é possível inferir que não houve diferenças substanciais na inclinação das curvas, cujas deformações foram pouco expressivas frente a alta capacidade de carga, exceto para CPP3. Já no tocante às taxas de armadura de costura, não se percebeu grandes diferenças nos níveis de deformação, porém percebe-se alta capacidade de carga, exceto para CPP3, que se mostra como sendo o mais dúctil entre os elementos. Os espécimes de referência CR e CRC apresentaram comportamento similar aos demais espécimes, com baixa deformação e alta capacidade de carga.

Quando comparadas as deformações internas e externas na região da mísula do consolo, nota-se que os valores aferidos internamente são menos expressivos, porém mais semelhantes entre si, ou seja, evidenciam menor capacidade de deformação para o mesmo nível de carregamento, diferente das deformações externas, cujos valores se mostraram mais diferentes entre si para mesmo nível de carregamento.

4.2 Deformação das armaduras

4.2.1 Deformações nos tirantes

Como já mencionado no capítulo 3, as deformações nos tirantes foram aferidas mediante extensômetros elétricos com o intuito de verificar a contribuição da adição de fibras ao concreto, bem como, analisar o desempenho do próprio tirante no consolo, cujos resultados expressos através de gráficos, apresentado na Figura 4.5, são baseados na relação entre o esforço cortante e a carga aplicada. Foi implementado apenas um ponto de monitoramento no tirante, posicionado próximo do engastamento com o pilar, região onde ocorre as tensões de tração e consequentemente as deformações.

Para as primeiras aplicações de carga, o comportamento foi semelhante em todos os consolos. Entretanto, a medida em que se intensificavam as cargas aplicadas, os espécimes com fibras de aço e polietileno atingiram o limite de escoamento e apresentaram desempenho superior aos espécimes de referência CR e CRC, de Abrantes (2019).

Já os espécimes com fibras de polipropileno apresentaram comportamento discrepante, dos quais apenas o CPPE3 atingiu o limite de escoamento, ademais, o espécime CPP1 mostra que em determinado momento do ensaio, possivelmente houve interrupção da aferição das deformações.

Percebeu-se ainda uma tendência para maiores níveis de deformação em detrimento de baixa capacidade de carregamento dos consolos, o que sugere que as fibras não conferiram rigidez aos consolos, fazendo com que os tirantes fossem mais solicitados.

Verificou-se que para a maior taxa de armadura houve maior escoamento do aço, em especial, para os elementos contendo 76% de armadura de costura, de maneira contrária, os espécimes de referência CR e CRC não atingiram o limite de escoamento do aço

Os resultados das deformações correspondentes aos tirantes mostram um comportamento análogo para a maioria dos espécimes, exceto para os espécimes CPP1 e CPP2, que foram os únicos a não atingirem o limite de escoamento do aço,

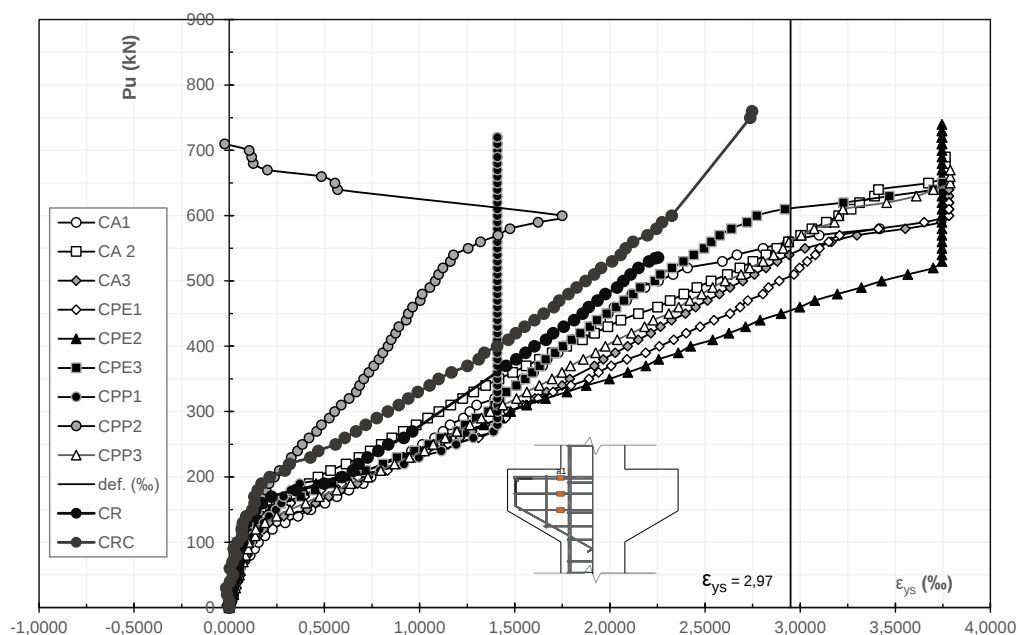
de modo que para o mesmo nível de carregamento de 100 kN a deformação máxima foi de aproximadamente 0,15‰.

Após esse valor observou-se que o CPP2 apresentou comportamento distinto dos demais, pois sua curva representativa mostra aumento da capacidade de carregamento frente a baixos níveis de deformação, cuja máxima foi de 1,74‰ para carga máxima aplicada de 600 kN sugerindo um comportamento rígido.

Já o CPP1 apresentou valor máximo de deformação de 1,38 ‰ para uma carga aplicada de 270 kN, a partir daí observou-se que os valores de deformações foram constantes, possivelmente devido a uma interrupção no monitoramento.

Vale destacar que com a inserção de fibras ao concreto, os espécimes sofreram expressivas deformações frente a resistência máxima de 730 kN, e percebe-se que as armaduras foram bastante solicitadas, este comportamento provavelmente se deve a baixa contribuição das fibras no que se refere ao escoamento do aço no momento da aplicação de carga.

Figura 4.5- Carga x Deformação do tirante (A1).



4.2.2 Deformações nas armaduras de costura

No que se refere às deformações nas armaduras de costura, se utilizou dois pontos de monitoramento em apenas um dos consolos, por razões já explicadas

anteriormente, objetivando analisar e avaliar a influência e contribuição destas armaduras quanto à resistência ao cisalhamento e interação com as fibras.

Observou-se que os espécimes contendo fibras de aço e polietileno apresentaram melhor desempenho quando em serviço, de modo que nestes, as armaduras de costura ultrapassaram o limite de escoamento. Apenas CPP1 e CPP2 não alcançaram o limite de escoamento, estes eram compostos por fibras de polipropileno e 49% e 64% de taxa de armadura de costura respectivamente.

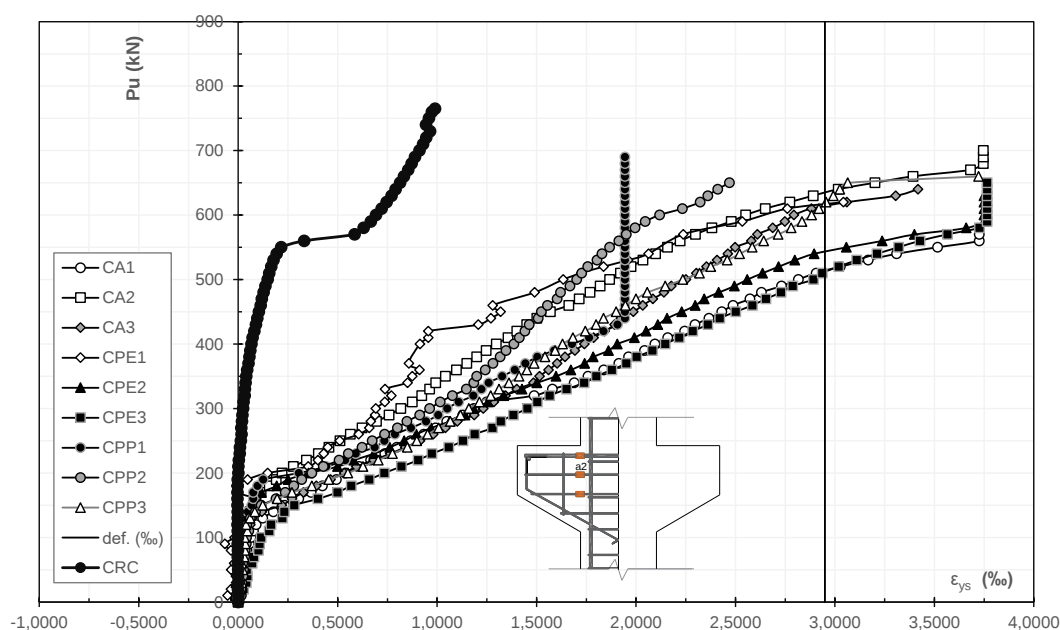
O consolo de referência exibiram um comportamento rígido, suportando importantes cargas de aplicação, cujo máximo foi de 765 kN, porem com baixos níveis de deformação. É pertinente inferir que a taxa de armadura de costura conferiu maior capacidade de deformação aos espécimes, tornando-os mais dúcteis.

Desse modo, no segundo ponto de monitoramento, conforme mostra a Figura 4.6, localizado logo abaixo do tirante e a dois centímetros do engaste do consolo no pilar, notou-se consideráveis níveis de deformação, assim, os espécimes CA1, CA2, CA3, CPE1, CPE2, CPE3 e CPP3 ultrapassaram o limite de escoamento. Em geral, os níveis de deformação aferidos para os espécimes supracitados foram de 3,04‰ a 3,76‰.

Vale destacar que o espécime CPE2 até a carga aplicada de 630 kN deformou-se acima do limite de escoamento, após isso a deformação caiu bruscamente para 0,94‰ e continuou em queda até a carga máxima registrada de 740 kN com 0,35‰ de deformação, apesar disso, este foi o espécime que atingiu maior capacidade de carga de 740 kN, sendo o que mais apresenta características de comportamento dúctil em relação aos demais.

Os espécimes CPP1 e CPP2 foram os únicos a não atingirem o limite de escoamento, em CPP1, para os primeiros 440 kN de carregamento houve aumento de deformação, porem com valor constante de 1,94‰ até atingir a carga de 690 kN, após isso houve queda nos níveis de deformação até a carga de ruptura de 720 kN. De maneira similar, o espécime CPP2 obteve deformação máxima de 2,46‰ quando submetido a carga aplicada de 650 kN, posteriormente, houve queda no nível de deformação até a ruptura.

Figura 4.6- Carga x Deformação da armadura de costura (A2).



O terceiro ponto de monitoramento das armaduras de costura, apresentado na Figura 4.7, estava posicionado próximo da região do chanfro do consolo, onde se esperava por deformações menos substanciais em relação ao primeiro ponto de monitoramento, semelhante ao monitoramento do concreto.

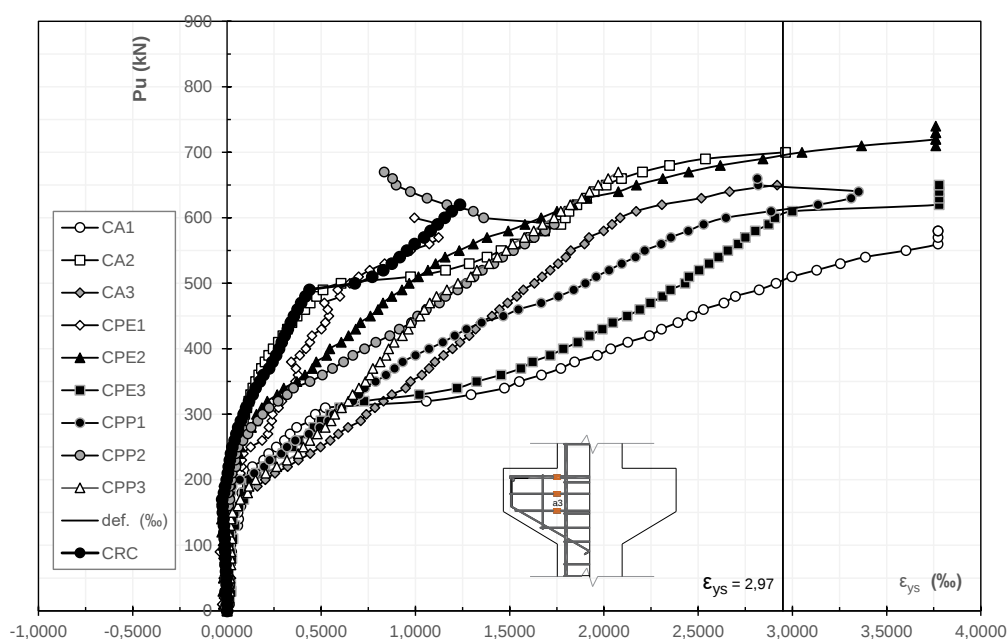
Observou-se que as fibras podem ter influenciado no comportamento dos consolos, para a maioria dos espécimes, pois apenas CA1, CPE2, CPE3 e CPP1 ultrapassaram o limite de escoamento do aço. Percebeu-se ainda que os espécimes com fibras de polipropileno apresentaram maior rigidez, com deformações inferiores para os mesmos níveis de cargas. Vale destacar que as armaduras de costura dos espécimes de referência CRC também não atingiram o limite de escoamento.

No que concerne ao arranjo e taxa de armaduras de costura, os espécimes de referência não foram solicitados até seu ponto de escoamento, bem como os espécimes CPP2, CPP3 e CA3. Os elementos, cuja taxa de armadura de costura era de 64%, foram os que obtiveram maior capacidade de carga, provavelmente favorecido pelo arranjo das armaduras no interior do concreto. Em geral, os extensômetros aferiram deformações menos expressivas, se comparadas ao primeiro ponto de monitoramento para os mesmos níveis de carregamento, sendo assim, os espécimes CA1, CA2, CPE2, CPE3 e CPP1 ultrapassaram o limite de

escoamento, registrando deformações entre 2,96‰ a 3,77‰. Vale frisar que o espécime CPE2 foi o que obteve maior capacidade de carga em relação aos demais elementos, cujo valor registrado foi de 740 kN, sendo este o consolo mais dúctil.

Já os espécimes CA3, CPE1, CPP2 e CPP3 não atingiram o limite de escoamento, com deformações máximas registradas entre 0,12‰ e 2,91‰, de maneira que CA3 e CPP3 apresentaram comportamentos similares, resultando em curvas com baixos valores de deformação e baixa capacidade de carga, cujo valor máximo registrado foi de 670 kN para CA3. Em contrapartida, CPE1 e CPP2 apresentaram também valores negativos, sendo que CPP2 foi o que obteve maior capacidade de carga de 710 kN comparado aos demais espécimes.

Figura 4.7- Carga x Deformação da armadura de costura (A3).



4.3 Mapa de fissuração

Os mapas de fissuração são mostrados nas Figuras 4.8 a 4.10, bem como as forças iniciais de fissuração nos consolos são indicadas na Tabela 4.1. Para a compreensão das imagens se observa a indicação da carga aplicada no momento do surgimento das fissuras superficiais no concreto.

As primeiras fissuras surgiram a partir de esforços de flexão, aparecendo na parte superior da ligação consolo/pilar, próximo ao ponto de aplicação de carga,

partir daí se propagaram ao longo de todo o consolo, com fissuras inclinadas desenvolvendo bielas, conforme se intensificavam as cargas.

Figura 4.8- Consolos com fibras de aço (a), (b) e (c).

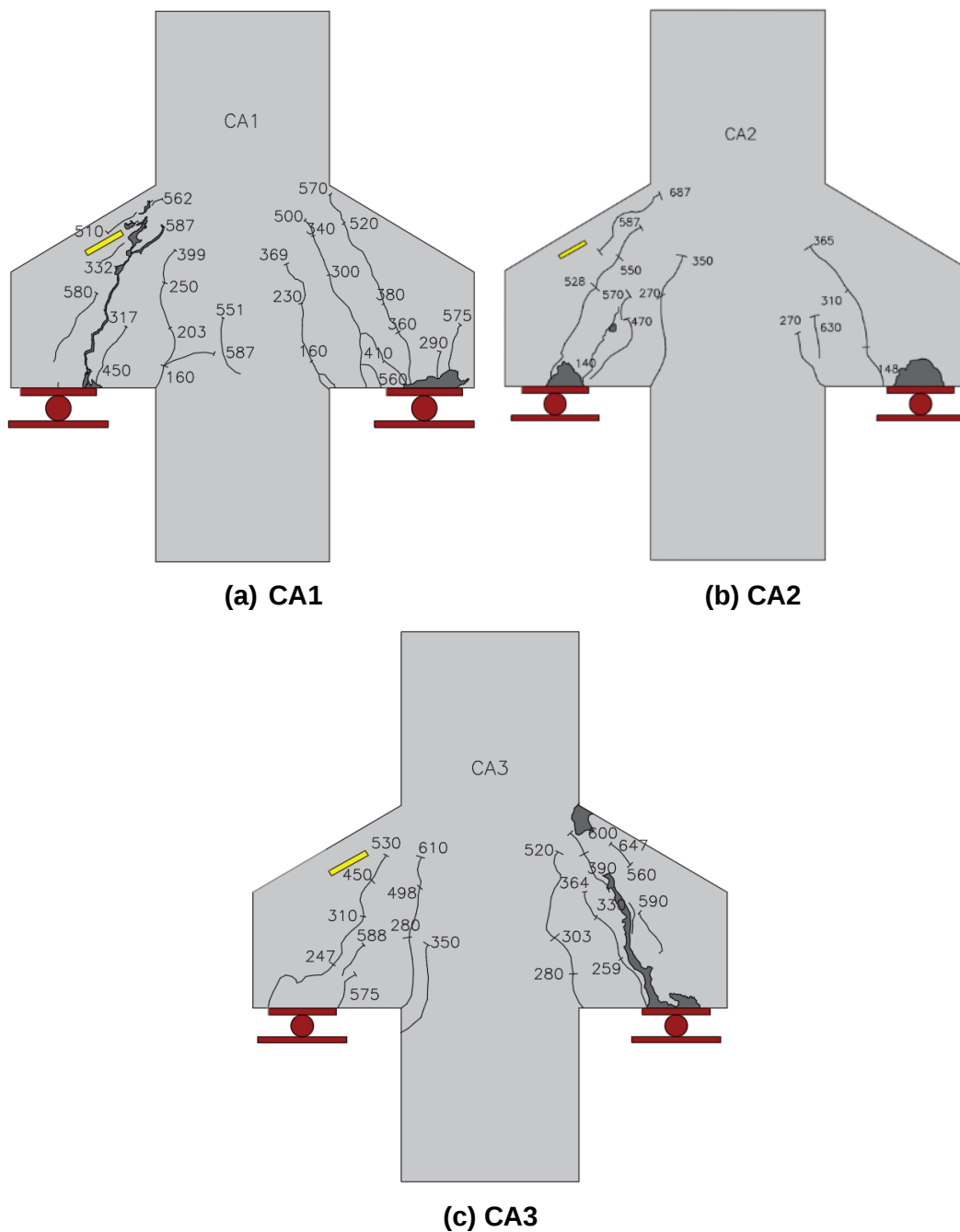


Figura 4.9- Consolos com fibras de polietileno (a), (b) e (c).

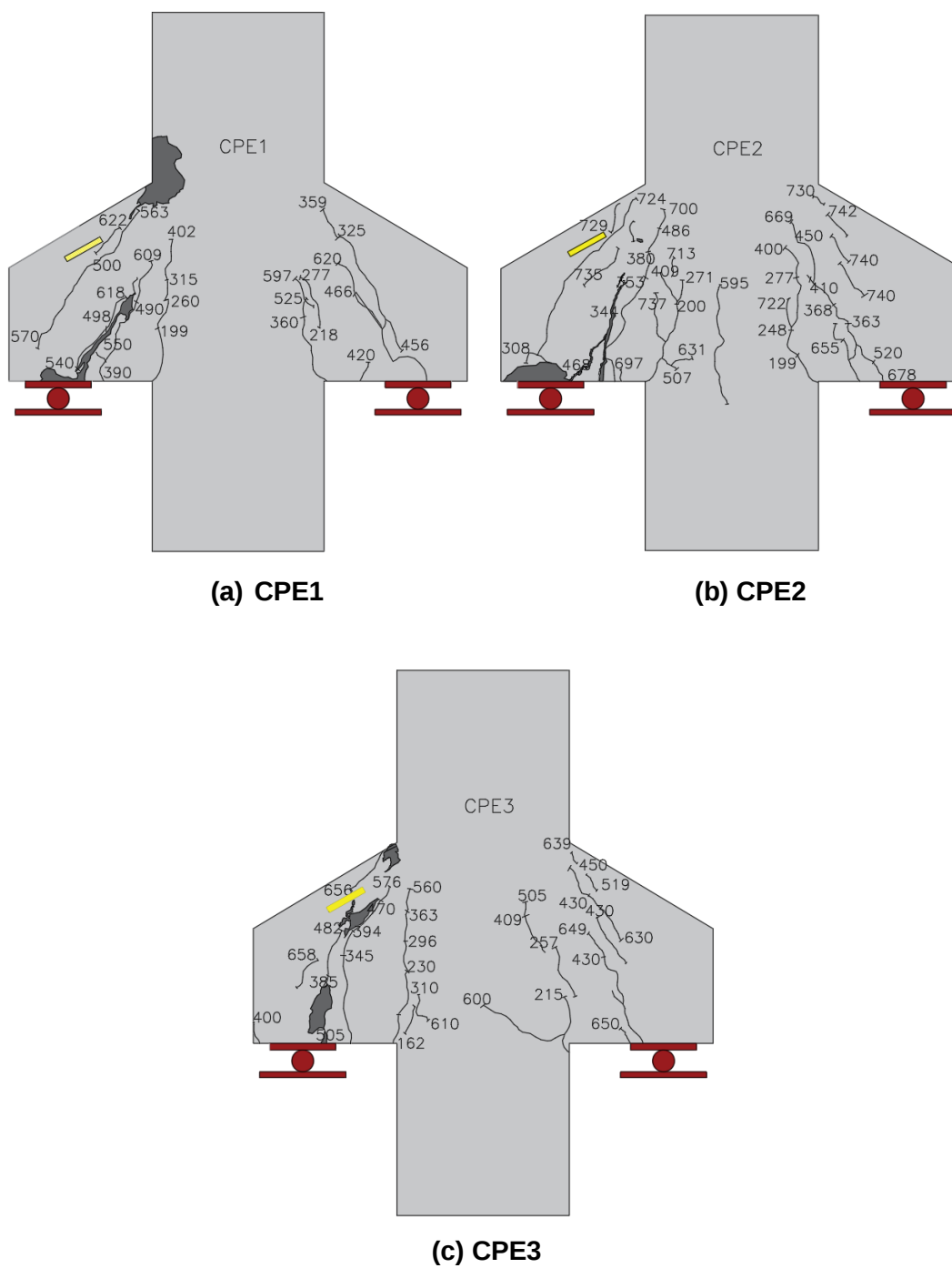


Figura 4.10- Consolos com fibras de polipropileno (a), (b) e (c).

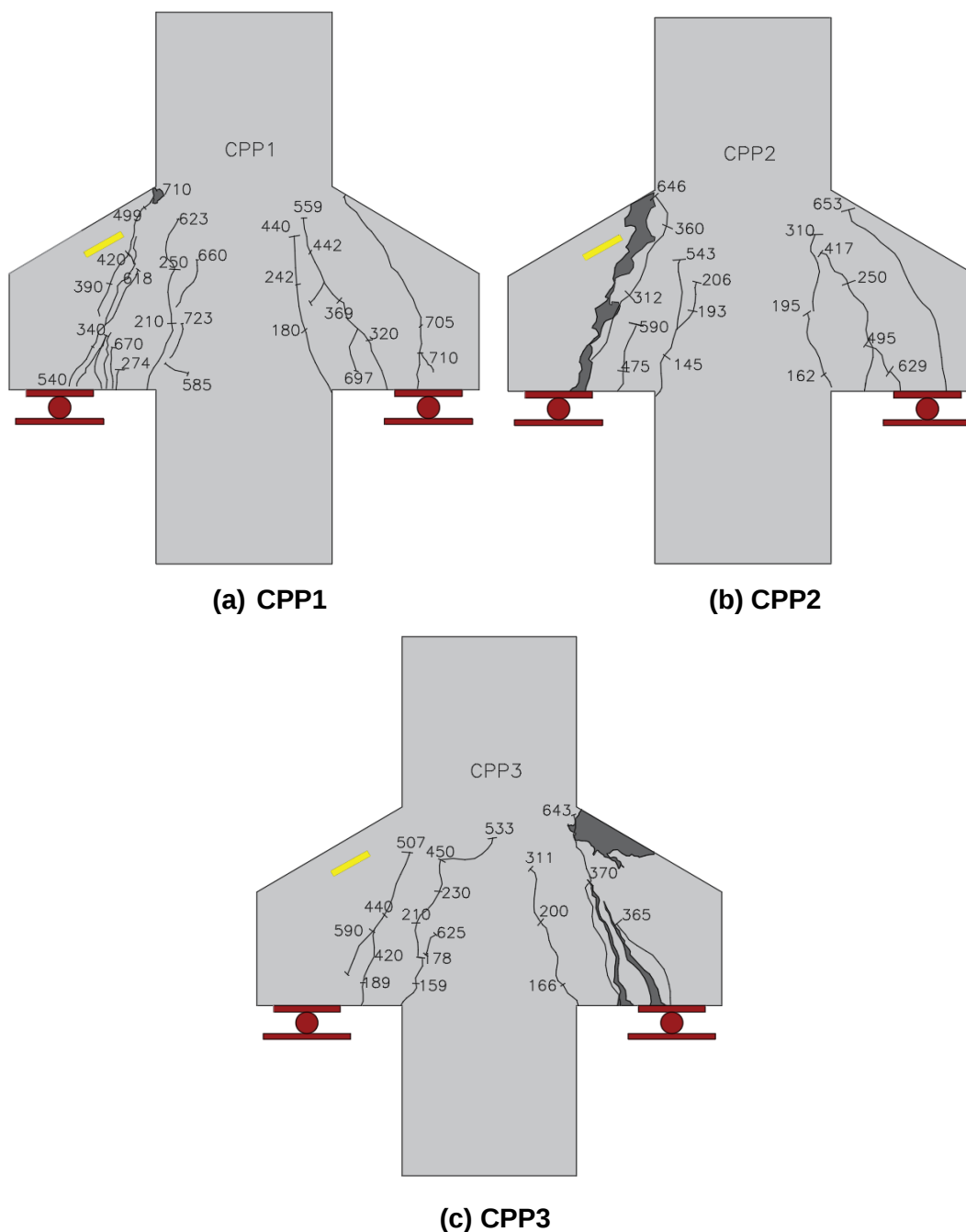


Tabela 4.2- Forças de fissuração inicial e final.

Consolo	Força de fissuração inicial (kN)	Força de fissuração final (kN)
CA1	160	587
CA2	140	687
CA3	247	647
CPE1	199	622
CPE2	165	742
CPE3	162	658
CPP1	180	723
CPP2	145	653
CPP3	159	643

De modo geral, o espécime CPE2 obteve desempenho mais dúctil, com maior capacidade de carga e propagação de fissuras visivelmente mais distribuídas, também houve fendilhamento da biela, ao contrário de CA2, que apresentou menores níveis de propagação de fissuras, além de esmagamento nos dois apoios.

A maioria dos espécimes rompeu por cisalhamento, alguns apresentaram combinação com outros modos de ruptura, outros ainda sofreram esmagamento mais acentuado na região da mísula dos consolos (espécimes CA3, CPE1, CPE3 e CPP3) causado por tensão de compressão superior a resistência do concreto. Entretanto é importante destacar que apesar de terem apresentado esmagamento na mísula, alguns o sofreram em maior grau de ruína.

Não houve ruptura brusca em nenhum espécime, porem foram registradas quedas bruscas na resistência do espécime que logo era recuperada por conta da ação das armaduras que conferiam ao elemento o acréscimo de ductilidade, resultando em aumento da capacidade de carregamento. Desta forma, atestou-se ainda que as armaduras de costura combinadas com as fibras contribuíram para o controle de desenvolvimento de fissuras e fendilhamento de bielas como também evitaram rupturas bruscas.

Acresce salientar que os consolos foram posicionados sobre os apoios, precisamente a 175 mm da face interna do pilar, para garantir que o elemento fosse solicitado como um consolo curto e desta forma compelir a ruptura por cisalhamento, conforme esquema de ensaio mostrado no Capítulo 3. Ao final dos ensaios verificou-se que o modo de ruptura esperado atendeu às expectativas, com alguns elementos apresentando fendilhamento na biela, esmagamento na região da mísula, além de esmagamento na região do apoio (espécimes CA1, CA2, CA3, CPE1 e CPE2).

4.4 Modo de ruptura

Após a observação dos espécimes já rompidos percebe-se o modo de ruptura que será apresentado na Tabela 4.3 e mostrado nas Figuras 4.11 a 4.13.

Tabela 4.3- Modo de ruptura dos consolos.

Consolo	Modo de ruptura
CA1	Fendilhamento da biela
CA2	Fendilhamento da biela
CA3	Cisalhamento + Fendilhamento da biela
CPE1	Fendilhamento da biela + Compressão na flexão
CPE2	Cisalhamento + Fendilhamento da biela
CPE3	Cisalhamento + Fendilhamento da biela
CPP1	Cisalhamento + Fendilhamento da biela
CPP2	Fendilhamento da biela
CPP3	Cisalhamento + Fendilhamento da biela + Compressão na flexão

Figura 4.11- Modo de ruptura dos consolos com fibras de aço (CA1, CA2 e CA3).**(a) CA1****(b) CA2**



(c) CA3

Figura 4.12- Modo de ruptura dos consolos com fibras de polietileno (CPE1, CPE2 e CPE3).



(a) CPE1



(b) CPE2



(c) CPE3

Figura 4.13- Modo de ruptura dos consolos com fibras de polipropileno (CPP1, CPP2 e CPP3).



(a) CPP1



(b) CPP2



(c) CPP3

4.5 Resistência última dos consolos curtos

Os resultados experimentais e teóricos dos consolos curtos são apresentados na tabela 4.4, assim como a carga de ruptura, os valores de resistência ao esforço cortante e da razão entre esses cortantes com os resultados obtidos das normas.

Baseado na pesquisa de Abrantes (2019) cujos resultados dos espécimes de referência são mostrados na tabela 4.3, houve ganho de resistência em média de 19,84% quando compara-se com os espécimes com fibra de aço, já para os espécimes com fibras de polietileno, o ganho de resistência foi de 25,79%, e para os espécimes com fibras de polipropileno o ganho foi de 30,65% evidenciando assim a eficácia do uso de fibras, mais especificamente das fibras de polipropileno.

Tabela 4.4- Resistências dos consolos de Abrantes (2019).

Consolo	Taxa de armadura de costura (%)	Fibras (%)	P_u (kN)	V_u (kN)	V_u/V_{NBR}	V_u/V_{EC2}	V_u/V_{ACI}
CR	-	-	536	268	1,17	1,21	1,22
CRC	0,65	-	765	382,5	1,09	1,13	1,15
CA4		1,60	705	352,5	1,53	1,60	1,61
CPP12	-	0,12	730	365	1,59	1,65	1,67
CPE24		0,24	810	405	1,76	1,83	1,85

Tabela 4.5- Resultado das resistências dos consolos curtos.

Consolo	Taxa de armadura de costura (%)	Fibras (%)	P_u (kN)	V_u (kN)	V_u/V_{NBR}	V_u/V_{EC2}	V_u/V_{ACI}
CA1	49	1,60	587,4	293,7	1,28	1,33	1,34
CA2	64		690,2	345,1	1,50	1,56	1,58
CA3	76		649,54	324,77	1,41	1,47	1,48
CPE1	49	0,24	621,72	310,86	1,35	1,41	1,42
CPE2	64		742,42	371,21	1,61	1,68	1,70
CPE3	76		658,65	329,32	1,43	1,49	1,50
CPP1	49	0,12	725,83	362,91	1,58	1,64	1,66
CPP2	64		702,24	351,12	1,53	1,59	1,60
CPP3	76		672,96	336,48	1,46	1,52	1,54

De acordo com o processo de produção dos elementos mencionado no capítulo 3, a diferença entre estes se deu a partir dos teores de fibra e da taxa de armadura, dessa forma, verificou-se que os elementos que continham fibras de aço foram os obtiveram menor capacidade de carga, em contrapartida, os elementos que continham fibras de polipropileno foram os que apresentaram as maiores resistências ao esforço aplicado com capacidade de carga em média de 700,34 kN.

Apesar desses resultados, o espécime que apresentou o melhor desempenho e capacidade de carga foi o espécime CPE2, com 742,42 kN de resistência última. Vale destacar que este espécime não era o que continha a maior taxa de fibra e de armadura de costura, o que sugere que possivelmente a disposição das armaduras pode ter influenciado no resultado final de resistência.

Observou-se que o espécime CPE24 foi o que obteve maior resistência última, este não contava com armadura de costura, porém, continha em sua composição 24% de fibras de polietileno, a qual se mostrou mais eficaz também nesta pesquisa.

No que se refere aos valores resultantes das normas técnicas, considerou-se conservador, principalmente as normas americana e europeia. Após as análises dos resultados de resistência à força cortante, os melhores desempenhos apresentados foram das peças que continham fibras de polipropileno na mistura, por exemplo, de cada tipo fibra foram analisados três diferentes teores, a fibra ora

mencionada apresentou dois resultados superiores aos demais valores experimentais.

5 CONCLUSÕES

5.1 Considerações gerais

Geralmente os consolos utilizados nas construções possuem estribos verticais e horizontais que atuam no controle de fissuração destes elementos. Entretanto, a utilização de fibras como elemento complementar tem se mostrado uma estratégia eficaz do ponto de vista de produção, uma vez que esta também corrobora para o controle de fissuração, além da possibilidade de atribuir maior ductilidade as peças quando em serviço, permitindo maior rapidez e simplicidade à produção. Entretanto, as fibras não podem ser utilizadas com o intuito de substituir as armaduras do concreto armado em sua totalidade, pois as barras de aço (longitudinais e estribos) são colocadas em posições bem definidas nas estruturas, de modo que possam resistir aos esforços de tração, aos cisalhantes e alguns de compressão

Nos espécimes tratados nesta pesquisa, utilizou-se ambos os elementos complementares, armadura de costura e fibras incorporadas ao concreto. Vale destacar que os consolos foram moldados em uma única etapa, engastados a interface do pilar, que por conta das características intrínsecas ao concreto simples como a baixa resistência a esforços de tração e a fragilidade, trata-se de uma região crítica em relação à abertura de fissuras.

5.2 Considerações específicas

Tendo em vista que o objetivo geral desta pesquisa é avaliar experimentalmente a influência da incorporação de diferentes teores de fibras sintéticas e fibras metálicas e da variação da armadura de costura no comportamento mecânico de consolos curtos de concreto armado, os resultados dos ensaios experimentais foram satisfatórios do ponto de vista da ductilidade e resistência última ao cisalhamento, de modo que as principais conclusões obtidas a partir deste trabalho são as seguintes.

- As fibras de polietileno foram as que mais contribuíram para o ganho de resistência na interface consolo/pilar.
- Da análise dos resultados de deformação obtidos pelos extensômetros posicionados na mísula verificou-se que as menores deformações foram aferidas na região da mísula, isto porque o concreto está sujeito ao esforço de compressão, de tal modo que, tanto interna quanto externamente (extensômetros C3 e CE) verificou-se níveis similares de deformação com $-0,47\text{‰}$ para CE e $-0,42\text{‰}$ para C3.
- Os espécimes com taxa de armadura de 64% (4 barras de 5.0), em geral, apresentaram os melhores resultados, com exceção do espécime CPP2.
- os espécimes romperam, em sua maioria, por cisalhamento com fendilhamento diagonal devido a presença de armadura de costura, e o modo de ruptura padrão para estes elementos, pois as fissuras saíram da face em direção ao consolo, que é o comportamento esperado, por conta da presença da armadura, além da formação de biela.
- A implementação das armaduras de costura em conjunto com as fibras não se mostrou eficaz quanto ao ganho de resistência, pois, de modo geral, os espécimes CA, CPE e CPP obtiveram melhores resultados do que o espécime de referência CR, de Abrantes (2019), ou seja, apresentaram resistências mais elevadas, no entanto ao se adicionar as fibras juntamente com as armaduras, os elementos apresentaram resistências mais baixas que o elemento de referência CR. Comparado a pesquisa de Abrantes (2019), provavelmente a densidade de elementos dentro do concreto tenha aumentado a quantidade de vazios nos elementos, levando à diminuição das resistências última.
- Sobre as resistências última, entende-se que fibras devem ser usadas como material complementar trabalhando em conjunto com as barras convencionais de armaduras.
- Quanto às deformações do concreto notou-se valores moderados, de maneira que houve o esmagamento do concreto e o fendilhamento das bielas, que indica alta taxa de armadura, isso confirma que as

armaduras descontínuas podem ter apresentado comportamento semelhante as armaduras contínuas, quanto ao reforço dos consolos curtos.

5.3 Propostas para trabalhos futuros

Para complementar este trabalho 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 uma modelagem computacional por elementos finitos com os espécimes ensaiados, 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;
- Desenvolver novo estudo, com novos tipos de fibra adicionados ao concreto.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRANTES, J. H. C. **Análise experimental de consolos curtos de concreto com armaduras continuas e descontinuas**. Dissertação (Mestrado em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético), Universidade Federal do Pará. 2019.

ACKER. A. V. **Manual de Sistemas Pré-Fabricado de Concreto**. FIB-2002. Tradução Marcelo de A. Ferreira (ABCP-ABCIC-2004).

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

AL-KAMAKI, Y. S. S. *et al.* Experimental study of the behaviour of RC corbels strengthened with CFRP sheets. **Case Studies in Construction Materials**. Iraq, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67**: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. 1998.

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 corpo-de-prova cilíndricos**. ABNT: Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222 – **Argamassa e concreto-Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpo-de-prova cilíndricos**. ABNT: Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522 – **Concreto-Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. ABNT: Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, ABNT, 2006.

ABRANTES, J. H. C. **Análise Experimental de Consolos Curtos de Concreto Armado Reforçadas com Fibras Sintéticas e Fibras de Aço**. Dissertação (Mestrado em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético), Universidade Federal do Pará, Pará, 2019.

ANIS, A. M.; MUHAMMAD, A. A. **Experimental behavior of reinforced concrete corbels strengthened with carbon fibre reinforced polymer strips**. Basrah Journal for Engineering Science, 2012.

ARAÚJO, D. L.; DANIN, A. R.; MELO, M. B.; RODRIGUES, P. F.; **Influence of steel fibers on the reinforcement bond of straight steel bars**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v. 6, n. 2, p. 307-338, 2013.

ARAÚJO, D. L.; AZEVEDO, S. A.; OLIVEIRA, E. M.; SILVA, E. M. O.; OLIVEIRA JÚNIOR, L. A. **Strength evaluation of concrete corbels cast in a different stage of columns**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v. 10, n. 2, p. 509-546, 2017.

ARAÚJO, D. L.; CHAGAS, L. G. M.; NOGUEIRA, I. F.; JÚNIOR, L. A. O. **Avaliação da Resistência de Consolos de Concreto Moldados em duas Etapas com a Utilização de Protensão não Aderente**. Revista Eletrônica de Engenharia Civil Vol 15- nº 1 2019.

BAYRAK, O.; Williams, C.; DESCHENES, D. **Strut-and-Tie Model Design Examples for Bridges: Final Report**. University of Texas - Center for Transportation Research (CTR). Austin. 2012.

BESHARA, F.B.A.; MUSTAFA, A.A. MAHMOUD, M.M.A. KHALIL. **Constitutive models for nonlinear analysis of SFRC corbels**. Journal of Building Engineering (2019), doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2019.101092>.

CAMPIONE G.; MENDOLA L. L.; PAPIA, M. **Flexural Behaviour of Concrete Corbels Containing Steel Fibers or Wrapped with FRP Sheets**. Materials and Structures, v. 38, pp. 617-625, 2005.

CAMPIONE, G.; Mendola, L. La.; MANGIAVILLANO, M. **Steel fiber-reinforced concrete corbels: experimental behavior and shear strength prediction**, ACI Struct. J. 104 (5), 2007.

CARVALHO, D.C.S.; MAUÉS, F. P.; TAPAJÓS, L. S.; FERREIRA, M. P. **Análise Computacional de Consolos de Concreto Armado de Alta Resistência**. Proceedings of the XXXVII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering Suzana Moreira Ávila (Editor), ABMEC, Brasília, DF, Brazil, November 6-9, 2016

CHAGAS, L. G. M.; NOGUEIRA, I. F., Júnior, L. A. de O.; ARAÚJO, D. L. **Avaliação da resistência de consolos de concreto moldados em duas etapas com a utilização de protensão não aderente**. Revista Eletrônica de Engenharia Civil, n. 1, p. 99-111, 2019.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 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 (Mestrado em Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 124f. 2009.

Concreto fibra – Concremix. Disponível em:
https://www.aecweb.com.br/prod/e/concreto-fibra-concremix_118_41969.
 Acessado em 10 de março de 2019.

CURTY, L. A. **Estudo experimental dos consolos curtos de concreto armado reforçados com compósitos de fibras de carbono.** Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações.** 1ª ed. São Carlos: EESCUSP, 2000.

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

ERFAN, A. M. **Behavior of Reinforced Concrete Corbels Strengthened with CFRP Fabrics.** M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, Benha University, Shoubra, Egypt. 2010.

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

FERNANDES, R. M.; EL DEBS, M. K. **“Análise da capacidade resistente de consoles de concreto armado considerando a contribuição da armadura de costura. Cadernos de Engenharia de Estruturas”**, São Carlos, Vol. 7, No. 25, pp. 103-128, 2005.

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

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

GAO, D. Y.; ZHANG, J. **Finite element analysis of shear behaviors for steel fiber reinforced concrete corbels by ANSYS**. In: Second International Conference on Computer Modeling and Simulation, Proceedings, v. 4, p. 303-307, 2010.

GOMES, Vitor. **O cenário da construção civil para 2022**. 2021.

INFORSATO, T. B. **Considerações sobre o projeto, cálculo e detalhamento de vigas pré-fabricadas protendidas com aderência inicial em pavimentos de edificações**. São Carlos. UFSCar, 2009. 234 f. Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2009.

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). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engfracmech.2016.04.035>

LUCENA, J. C. T. **Concreto reforçado com fibras de polipropileno: estudo de caso para aplicação em painel alveolar de parede fina**. 2017. 83 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

MACGREGOR, J. G., WIGHT, J. K. **Reinforced concrete – mechanics and design**. Saddle River, 2009.

MACHADO, C.P.; **Consolos curtos e muito curtos. Tese de Doutorado** – EPUSP – Departamento de Estruturas e Fundações, São Paulo, 1999.

MATTOCK H. A **"Design Proposals For Reinforced Concrete Corbels"**, PCI Journal, V.25, No. 3, 1976.

MEHTA, P.K; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto – Microestrutura, Propriedades e Materiais**. São Paulo, Pini, 1994.

MEHTA, P.K; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto – Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 3ª ed. São Paulo, IBRACON, 2014.

MOHAMED, A. E.; MOHAMED R.; MOHAMED, T. M, **Fortalecimento das mísulas usando CFRP e programa experimental, Construção e Engenharia estrutural**. Universidade do Cairo, Giza, Egito, 2005.

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

O uso de fibras de aço no concreto. Disponível em: <http://blog.arcelormittal.com.br/o-uso-de-fibras-de-aco-no-concreto/>. Acessado em 19 de janeiro de 2020.

MÖRSCH, E.; **Concrete-Steel Construction**, McGraw-Hill Book Co., New York, 1909.

OLIVEIRA, E. M. **Consolos de concreto moldados em duas etapas: Influência do tratamento da interface e da adição de fibras de aço**. (Mestrado em Estruturas), Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 155 f. 2012.

ÖZCAN, D. M.; BAYRAKTAR, A.; ŞAHİN, A.; HAKTANIR, T.; TÜRKER, T. **Experimental and finite element analysis on the steel fiber-reinforced concrete (SFRC) beams ultimate behavior**. Construction and Building Materials, v. 23, n. 2, p. 1064-1077, 2009.

RIDHA, M. M.S.; AL-SHAFI'I, N. T.H.; HASAN, M. M. **Ultra-high performance steel fibers concrete corbels: Experimental investigation.** Case Studies in Construction Materials 7 (2017) 180–190. Elsevier, 2017.

SANTOS, A. **Fibra de carbono aguarda norma técnica brasileira.** Disponível em: <https://www.cimentoitambe.com.br/>. Acessado em: 15 de fevereiro de 2019.

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.

SANTOS, D. e GIONGO, J. S. **Análise de Vigas de Concreto Armado Utilizando Modelos de Bielas e Tirantes.** Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 10, n. 46, p. 61-90, 2008.

SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.; and JENNEWEIN, M., **“Towards a Consistent Design of Structural Concrete”** PCI Journal, 1987.

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

TORRES, F. M. **Análise Teórico-Experimental de Consolos de Concreto Armado.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

TEC-MACHINE - Fibras de Aço. Disponível em: http://www.tecmachinefm.com.br/fibertech-pp_fibradepolipropileno?gclid=EAIaIQobChMI6pu1qZKS5wIVh5zCh0XBwv2EAAYASAAEgIQ__D_BwE. Acessado em 20 de janeiro de 2020.

ZHENG, Z. e FELDMAN, D. **Synthetic fibre-reinforced concrete.** Prog. Polym. Vol. 20. p. 185-210.1995.

KRIZ, L.B. e RATHS. C.H. **Connections in precast concrete structures: strength of corbels**, PCI J. (1965) 16–61.