

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO CONFINAMENTO E DA
ADIÇÃO DE FIBRAS METÁLICAS NA RESISTÊNCIA E
DUCTILIDADE DE PILARES CURTOS PRODUZIDOS COM
CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO**

Adriano Rodrigues da Silva

Porto Alegre
2022

ADRIANO RODRIGUES DA SILVA

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO CONFINAMENTO E DA
ADIÇÃO DE FIBRAS METÁLICAS NA RESISTÊNCIA E
DUCTILIDADE DE PILARES CURTOS PRODUZIDOS COM
CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO**

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

Porto Alegre
2022

CIP - Catalogação na Publicação

Silva, Adriano Rodrigues
Avaliação da Influência do Confinamento e da Adição
de Fibras Metálicas na Resistência e Ductilidade de
Pilares Curtos Produzidos com Concreto de Ultra Alto
Desempenho / Adriano Rodrigues Silva. -- 2022.
132 f.
Orientador: Luiz Carlos Pinto Silva Filho.

Coorientadora: Paula Manica Lazzari.

Dissertação (Mestrado Profissional) -- Universidade
Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto
Alegre, BR-RS, 2022.

1. Estruturas. 2. Concretos especiais . 3. Pilares.
4. Fibras. I. Silva Filho, Luiz Carlos Pinto, orient.
II. Lazzari, Paula Manica, coorient. III. Título.

ADRIANO RODRIGUES DA SILVA

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO CONFINAMENTO E DA
ADIÇÃO DE FIBRAS METÁLICAS NA RESISTÊNCIA E
DUCTILIDADE DE PILARES CURTOS PRODUZIDOS COM
CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração Estruturas, e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 3 de março de 2022

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Ph.D. pela University of Leeds
orientador

Prof. Paula Manica Lazzari
Dra. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul
coorientadora

Prof. Lucas Festugato
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)
Ph.D. pela Pennsylvania State University

Prof. Americo Campos Filho (UFRGS)
Dr. pela Universidade de São Paulo

Prof. Mauro de Vasconcellos Real (FURG)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus pais, pelo incentivo durante
toda a minha jornada acadêmica.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, Valdir e Margarete, por estarem presente em cada momento dessa jornada, por serem meu auxílio e meu ponto de tranquilidade e, mesmo de longe, estarem presentes em cada momento, em cada conquista e em cada desafio.

Agradeço ao Prof. Luiz Carlos e a Profa. Paula Manica, orientadores deste trabalho, pelo acolhimento, por toda a atenção e conhecimento transmitido por meio das orientações, pelo incentivo na realização desta pesquisa, e além de tudo, por buscarem formas de me manter na pesquisa. Concluo esse trabalho com muita gratidão, admiração e carinho por vocês.

Agradeço a Caroline, Daniel e Maria Mariana, que além de colegas, foram amigos durante toda a jornada da pós-graduação, compartilhando das dificuldades e das alegrias, apoiando incondicionalmente em todos os momentos.

Agradeço ao Kenny, que foi meu amigo e companheiro por boa parte desta jornada, apoiando incondicionalmente em cada momento, por compreender todas as horas de ausência, mas também celebrando cada conquista.

Agradeço a todos os colegas e funcionários do Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais, pela amizade, troca de experiência e auxílio na execução do programa experimental, em especial a Carine, Danielle, Luiz Henrique, Felipe, Tobias, Débora, Paola, Leonardo, e a pesquisadora Luciane Caetano.

Agradeço em especial ao Sr. Edgar, técnico do laboratório, que dispôs do seu tempo e conhecimento para execução de mecanismos utilizados programa experimental, e ao pesquisador Lucas Reginato, que além de todo conhecimento transmitido, auxiliou na planejamento e realização dos ensaios dos pilares.

Agradeço a todos os professores do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC), por todo conhecimento transmitido durante a realização das disciplinas.

Agradeço aos professores Américo Campos Filho, Alexandre Rodrigues Pacheco e Mauro de Vasconcellos Real, que trouxeram contribuições ao trabalho por meio da banca de qualificação.

Agradeço as empresas Belgo Bakaert Arames (Curitiba), ArcelorMittal (Porto Alegre) e a Beneficiamento de Minérios Rio Clara, onde por intermédio da Mery, Margarete e Vlademir, fui carinhosamente acolhido e recebi a contribuição de materiais para realização desta pesquisa.

Agradeço a CAPES, que tem auxiliado milhares de brasileiros em busca de aperfeiçoamento, pelo auxílio durante os primeiros anos de mestrado, o qual permitiu minha dedicação exclusiva à pós-graduação. A PROPESQ/UFRGS pelo suporte financeiro na aquisição de materiais para a pesquisa.

Tenho a impressão de ter sido uma criança brincando à beira-mar, divertindo-me em descobrir uma pedrinha mais lisa ou uma concha mais bonita que as outras, enquanto o imenso oceano da verdade continua misterioso diante de meus olhos.

Isaac Newton

RESUMO

SILVA, A.R. **Avaliação da Influência do Confinamento e da Adição de Fibras Metálicas na Resistência e Ductilidade de Pilares Curtos Produzidos com Concreto de Ultra Alto Desempenho.** 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O concreto de ultra alto desempenho (UHPC – *Ultra-High Performance Concrete*) apresenta propriedades de resistência e durabilidade superiores às classes de concretos já existentes, o que está associado à composição, formada principalmente por materiais pulverulentos. Quando submetidos a um carregamento, este concreto apresenta um longo trecho linear até o alcance da força máxima, seguido por uma ruptura do tipo frágil, o que gera insegurança da sua aplicação em elementos estruturais. Algumas pesquisas já indicam que a adição de fibras metálicas e o confinamento com armadura transversal, proporcionam incrementos de ductilidade a pilares produzidos com UHPC, entretanto, não se conhece o fator de influência que cada um deles exerce. Neste contexto, este trabalho teve como objetivo a avaliação da influência do confinamento e da adição de fibras metálicas no comportamento pós-pico de pilares de concreto de ultra alto desempenho, de seção 10 cm x 10 cm e altura de 80 cm, submetidos à compressão centrada. Foram produzidos pilares com três taxas de adições de fibras metálicas, 0%, 1,5% e 3%, e com três espaçamentos de armadura transversal, dispostas para garantia do baixo, médio e alto índice de confinamento. Para cada teor de fibra também foram confeccionados pilares sem armadura, desta forma, ao total foram 12 combinações distintas. Os resultados indicam que a adição de fibras metálicas para ambos os teores, proporcionam o mesmo incremento de ductilidade que o aumento do grau de confinamento dos pilares, e que, o efeito do confinamento e da adição de fibras se somam na melhora do comportamento dos pilares. Portanto, tomando como referência as propriedades dos materiais desta pesquisa, a adição de fibras possui capacidade de substituir parcialmente o confinamento na promoção de ductilidade dos pilares de concreto de ultra alto desempenho, sendo o nível de substituição dependente da capacidade de absorção de energia buscada. Por fim, em comparativo a tensão e deformação do concreto confinado obtidos experimentalmente, foram analisados três modelos analíticos de confinamento de concreto, onde constatou-se baixa precisão na previsão do comportamento dos pilares confinados.

Palavras-chave: *concreto de ultra alto desempenho; pilares; confinamento; fibras metálicas.*

ABSTRACT

SILVA, A.R. **Avaliação da Influência do Confinamento e da Adição de Fibras Metálicas na Resistência e Ductilidade de Pilares Curtos Produzidos com Concreto de Ultra Alto Desempenho.** 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Ultra-High Performance Concrete (UHPC) presents strength and durability properties superior to existing concrete classes, which are associated with its composition, formed mainly by powdery materials. When subjected to loading, this concrete presents a long linear response until the maximum force is reached, followed by a brittle-type rupture, which makes its application in structural elements unsafe. Some researches already indicate that the addition of metallic fibers and the confinement with transverse reinforcement provide ductility increments to columns produced with UHPC, however, the influence degree that each one exerts is not known. In this context, the present study aims to evaluate the effect of confinement and of the addition of steel fibers in the post-peak behavior of ultra-high performance concrete columns, with a cross-section of 10 cm x 10 cm and a height of 80 cm, submitted to centered compression. The columns were produced with three rates of metallic fibers, 0%, 1.5%, and 3%, and with three spacings of transverse reinforcement, arranged to ensure low, medium, and high confinement index. For each fiber rate, columns without reinforcement were also produced, totaling 12 different combinations. The results indicate that the addition of metallic fibers for both rates provides the same increase in ductility as the increase in the degree of confinement of the columns and that the effect of confinement and of fibers add up to improve the behavior of the columns. Therefore, taking as reference the material properties of this research, the addition of fibers can partially replace the confinement in promoting ductility of ultra-high performance concrete columns, considering that the level of substitution depends on the energy absorption capacity sought. Finally, in comparison to experimentally obtained confined concrete stress and strain, three analytical models of concrete confinement were analyzed, which showed low accuracy in predicting the behavior of confined columns.

Key-words: *Ultra-High Performance Concrete; columns; confinement; metallic fibers.*

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	19
1.1	RELEVÂNCIA DA PESQUISA	21
1.2	OBJETIVOS	21
1.3	DELINEAMENTO	22
2	CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO	24
2.1	HISTÓRICO E DEFINIÇÕES	24
2.2	PRINCÍPIOS DE OBTENÇÃO.....	27
2.3	FATORES DE INFLUÊNCIA DOS MATERIAIS	29
2.3.1	Fatores relacionados à matriz cimentícia	29
2.3.2	Fatores relacionados às fibras metálicas	31
2.4	PROPRIEDADES.....	33
2.4.1	Propriedades mecânicas.....	33
2.4.1.1	Resistência à compressão.....	34
2.4.1.2	Resistência à tração	34
2.4.1.3	Módulo de deformação longitudinal	35
2.4.1.4	Coefficiente de <i>Poisson</i>	37
2.4.2	Durabilidade	38
3	CONFINAMENTO DO CONCRETO	39
3.1	PRINCIPIOS DO CONFINAMENTO DE PILARES COM AÇO.....	39
3.2	FATORES DE INFLUÊNCIA NO COMPORTAMENTO DE PILARES DE UHPC E UHPFRC CONFINADOS.....	40
3.2.1	Resistência à compressão do concreto.....	41
3.2.2	Cobrimento	41
3.2.3	Armadura transversal	42
3.2.3.1	Geometria.....	42

3.2.3.2	Taxa de armadura.....	43
3.2.3.3	Resistência do aço.....	44
3.2.4	Armadura longitudinal.....	45
3.3	PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE PILARES	45
3.4	MODELOS DE PREVISÃO DO CONFINAMENTO APLICADOS A CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO	46
3.4.1	Modelo de Mander, Priestley e Park (1988)	48
3.4.2	Modelo de Cusson e Paultre (1995)	54
3.4.3	Modelo de Razvi e Saatcioglu (1999).....	59
3.4.4	Modelo de Aoude (2007)	63
3.5	ÍNDICES DE DUCTILIDADE	64
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	67
4.1	ESTUDO DO CONCRETO	67
4.1.1	Materiais utilizados.....	67
4.1.2	Estudo do traço	69
4.1.3	Procedimentos de moldagem do concreto	70
4.1.4	Ensaio de caracterização.....	72
4.2	ENSAIO DOS PILARES.....	73
4.2.1	Armaduras.....	74
4.2.2	Instrumentação.....	76
4.2.3	Ensaio piloto.....	78
4.2.4	Ensaio definitivos.....	83
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	86
5.1	RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	86
5.1.1	Considerações sobre a apresentação dos resultados.....	86
5.1.2	Série UHPFRC-30	88
5.1.3	Série UHPFRC-15	95

5.1.4	Série UHPC	102
5.1.5	Avaliação da influência da adição de fibras	109
5.1.5.1	Alto índice de confinamento	112
5.1.5.2	Médio índice de confinamento	113
5.1.5.3	Baixo índice de confinamento	114
5.2	COMPARATIVO COM MODELOS ANALÍTICOS.....	115
6	CONCLUSÕES.....	121
	REFERÊNCIAS.....	125

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Organograma da pesquisa	23
Figura 2.1: Seções de vigas de UHPC, aço, concreto protendido e concreto armado com mesma capacidade de carga	25
Figura 2.2: Composição granular do UHPFRC	28
Figura 2.3: Mecanismo de transferência de tensões pelas fibras	31
Figura 2.4: Efeito da variação da resistência e módulo de elasticidade das fibras na matriz de concreto	32
Figura 2.5: Variação da resistência do concreto com diferentes teores de adição de fibras metálicas em diferentes idades	34
Figura 2.6: Diagrama tensão-deformação sobre esforços de tração do UHPC e UHPFRC	35
Figura 2.7: Diferentes valores de módulo de deformação para CC, CAD e UHPC	36
Figura 2.8 : Evolução do coeficiente de Poisson para CC, CAR e UHPC	37
Figura 3.1: Tensões de confinamento no concreto gerada por um tubo metálico circular	39
Figura 3.2: Diagrama tensão-deformação de pilares de alta resistência sob esforços de confinamento	40
Figura 3.3 : Tensão confinante da armadura transversal no concreto	43
Figura 3.4: Variação da tensão no aço em diferentes níveis de confinamento	44
Figura 3.5: Comparação do fator de forma entre pilares de UHPC e UHPFRC	46
Figura 3.6: Principais modelos analíticos de confinamento e suas aplicações	47
Figura 3.7: Consideração da área efetivamente confinada determinada pelo efeito de arqueamento	48
Figura 3.8: Efeito de arqueamento na direção longitudinal	49
Figura 3.9: Delimitação da área efetivamente confinada	50
Figura 3.10: Ábaco para determinação da força de confinamento	52
Figura 3.11: Diagrama tensão-deformação de pilares confinados	53
Figura 3.12: Modelo de diagrama tensão-deformação para pilares confinados proposto por Cusson e Paultre	58
Figura 3.13: Esforços de confinamento em pilares de seção quadrada e retangular.	59
Figura 3.14 : Modelo de diagrama tensão-deformação para pilares confinados	62
Figura 3.15: Determinação do índice de ductilidade I10	66
Figura 4.1: Aspecto das fibras metálicas OL13/0,2	68

Figura 4.2: Distribuição granulométrica dos materiais	69
Figura 4.3: Traço de referência.....	69
Figura 4.4: Colocação de componente no misturador de eixo vertical	71
Figura 4.5: Quadro com as nomenclaturas dos traços	72
Figura 4.6: Ensaio de módulo de deformação	73
Figura 4.7: Configuração da armadura transversal para os diferentes índices de confinamento	75
Figura 4.8: Distribuição dos extensômetros no pilar	76
Figura 4.9: Procedimento de instalação de <i>strain gauge</i> (a) superfície das barras preparadas; (b) colagem do <i>strain gauge</i> ; (c) vedação da instrumentação.....	77
Figura 4.10: Pilar posicionado para ensaio com os mecanismos já instalados	78
Figura 4.11: Capeamento da base do pilar	80
Figura 4.12: Diagrama carga em função da deformação obtidos pela leitura (a) LVDTs fixos na camisa metálica; (b) LVDTs fixos na região central.....	81
Figura 4.13: Diagrama carga x deformação das armaduras do pilar T30A.....	82
Figura 4.14: Diagrama carga x deformação do pilar T00.....	82
Figura 4.15: Modo de ruptura dos pilares do ensaio piloto: (a) T30A; (b) T00.....	83
Figura 4.16: Armaduras dispostas nas formas prontas para execução da moldagem, nas configurações de (a) alto IC, (b), médio IC e (c) baixo IC.....	84
Figura 4.17: Etapas do reforço da extremidade dos pilares sem armadura: (a) desgaste da superfície; (b) aplicação do primer regularizador; (c) aplicação da resina e da manta de fibra de carbono	85
Figura 5.1: Pontos de identificação dos resultados	87
Figura 5.2: Diagramas carga x deformação: (a) pilares P30A-1 e P30A-2; (b) <i>strain gauges</i> P30A-1; (c) <i>strain gauges</i> P30A-2	89
Figura 5.3: Diagramas carga x deformação: (a) pilares P30B-1 e P30B-2; (b) <i>strain gauges</i> P30B-1; (c) <i>strain gauges</i> P30B-2	91
Figura 5.4: Diagramas carga x deformação: (a) pilares P30C-1 e P30C-2; (b) <i>strain gauges</i> P30C-1; (c) <i>strain gauges</i> P30C-2	92
Figura 5.5: Diagrama carga x deformação dos pilares P30-1 e P30-2	93
Figura 5.6: Diagrama carga x deformação dos pilares da série UHPFRC-30	94
Figura 5.7: Diagramas carga x deformação: (a) pilares P15A-1 e P15A-2; (b) <i>strain gauges</i> P15A-1; (c) <i>strain gauges</i> P15A-2	96

Figura 5.8: Diagramas carga x deformação: (a) pilares P15B-1 e P15B-2; (b) <i>strain gauges</i> P15B-1; (c) <i>strain gauges</i> P15B-2	98
Figura 5.9: Diagramas carga x deformação: (a) pilares P15C-1 e P15C-2; (b) <i>strain gauges</i> P15C-1; (c) <i>strain gauges</i> P15C-2	99
Figura 5.10: Diagrama carga x deformação dos pilares P15-1 e P15-2	100
Figura 5.11: Diagrama carga x deformação dos pilares da série UHPFRC-15.....	101
Figura 5.12: Diagramas carga x deformação: (a) pilares P00A-1 e P00A-2; (b) <i>strain gauges</i> P00A-1; (c) <i>strain gauges</i> P00A-2	103
Figura 5.13: Diagramas carga x deformação: (a) pilares P00B-1 e P00B-2; (b) <i>strain gauges</i> P00B-1; (c) <i>strain gauges</i> P00B-2	105
Figura 5.14: Diagramas carga x deformação: (a) pilar P00C-1; (b) <i>strain gauges</i> P00C-1 ..	106
Figura 5.15: Diagrama carga x deformação dos pilares P00-1 e P00-2	107
Figura 5.16: Diagrama carga x deformação para os pilares da série UHPC	108
Figura 5.17: Modo de ruptura de pilares de UHPC com: (a) alto índice de confinamento; (b) médio índice de confinamento; (c) baixo índice de confinamento.....	109
Figura 5.18: Índices de ductilidade das diferentes combinações de traço e índice de confinamento	110
Figura 5.19: Pilares de alto índice de confinamento no momento da deformação: (a) 0,002 mm/mm; (b) 0,004 mm/mm; (c) 0,006 mm/mm; (d) 0,008 mm/mm; (e) 0,01 mm/mm.....	111
Figura 5.20: Diagrama carga x deformação para pilares com alto índice de confinamento ..	113
Figura 5.21: Diagrama carga x deformação dos pilares de médio índice de confinamento...	114
Figura 5.22: Pilares de baixo índice de confinamento.....	115
Figura 5.23: Comparativo com o modelo de Cusson e Paultre (1995): (a) tensão dos diferentes teores de fibra; (b) deformação dos diferentes teores de fibra; (c) tensão dos diferentes Ice; (d) deformação dos diferentes Ice	116
Figura 5.24: Comparativo com o modelo de Razvi e Saatcioglu (1994): (a) tensão dos diferentes teores de fibra; (b) deformação dos diferentes teores de fibra; (c) tensão dos diferentes Ice; (d) deformação dos diferentes Ice	118
Figura 5.25: Comparativo com o modelo de Aoude (2007): (a) tensão dos diferentes teores de fibra; (b) deformação dos diferentes teores de fibra; (c) tensão dos diferentes Ice; (d) deformação dos diferentes Ice	119

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Obras desenvolvidas com o UHPC e UHPFRC	26
Tabela 2: Propriedades mecânicas do UHPC	33
Tabela 3: Resultados dos ensaios de caracterização dos traços UHPC, UHPFRC-15 e UHPFRC-30	73
Tabela 4: Descrição dos pilares	74
Tabela 5: Resultados experimentais da série de pilares com 3% de fibras metálicas	88
Tabela 6: Resultados da série UHPFRC-30	93
Tabela 7: Resumo de resultados experimentais da série UHPFRC-15	95
Tabela 8: Resultados da série UHPFRC-15	100
Tabela 9: Resumo de resultados experimentais da série UHPC.....	102
Tabela 10: Resultados da série UHPC.....	107

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas maiúsculas

A_c - área de concreto.

A_{cc} - área de concreto confinado.

A_e - área efetivamente confinada.

A_s - área da armadura.

A_{sh} - área de aço em uma direção (x ou y).

A_{shx} - área de aço transversal perpendicular ao eixo x .

A_{shy} - área de aço transversal perpendicular ao eixo y .

E_c - Módulo de elasticidade tangente do concreto.

E_{sec} - Módulo de elasticidade secante do concreto confinado.

F_{max} - Força máxima resistida pelo pilar.

I_{ce} - índice de confinamento efetivo.

K_1 - Coeficiente de correlação da pressão lateral com acréscimo de carga do concreto confinado.

R_d - Indicador de ductilidade.

Letras romanas minúsculas

b_c - Dimensão do núcleo medida do centro a centro dos estribos.

c_x - Largura do núcleo paralela ao eixo x .

c_y - Largura do núcleo paralela ao eixo y .

d_s - Distância entre os eixos da armadura transversal.

f_{hcc} - Tensão na armadura transversal na carga máxima do concreto confinado.

f_c - Resistência do concreto à compressão.

f_{c0} - Resistência à compressão de um elemento de concreto sem confinamento.

f_{cc} - Resistência à compressão de um elemento de concreto confinado.

f_{le} - Pressão lateral uniforme equivalente.

f_{lex} - Tensão lateral equivalente na direção x .

f_{ley} - Tensão lateral equivalente na direção y .

f_{lx} - Pressão efetiva lateral na direção x .

f_{ly} - Pressão efetiva lateral na direção y .

f_s - Tensão do aço.
 f_y - Tensão de escoamento do aço.
 k_1 - Coeficiente que leva em consideração o aumento da resistência do concreto após 28 dias.
 k_2 - Coeficiente do fator de forma
 k_3 - Coeficiente de consideração de redução da resistência por ações de longa duração.
 k_4 - Coeficiente da tensão do escoamento do aço.
 s_l - Espaçamento entre a armadura longitudinal.
 I_{10} - Índice de ductilidade pelo diagrama tensão-deformação
 ke - Coeficiente da perda de efetividade de área confinada.
 c - Largura do núcleo do pilar.
 m - Número de ramos nas direções y.
 n - Número de ramos nas direções x.
 q - Número de ramos no sentido de análise da pressão lateral.
 s - Distância de eixo a eixo da armadura transversal.
 s' - Espaçamento interno entre a armadura transversal.
 ν - Coeficiente de Poisson.

Letras gregas

ε_{85} - Deformação do concreto correspondente à 85% da força máxima.
 ε_{hcc} - Deformação da armadura de confinamento.
 ε_c - Deformação do concreto.
 ε_y - Deformação limite do aço.
 ε_{c0} - Deformação máxima do concreto não confinado.
 ε_{cc} - Deformação do concreto no pico de tensão na força máxima.
 σ_{11} - Tensão confinante da armadura transversal na direção 11.
 σ_{22} - Tensão confinante de armadura transversal na direção 22.
 σ_{33} - Tensão do carregamento compressivo.
 σ_r - Tensão radial confinante.
 σ_s - Tensão na armadura.
 ρ_{cc} - Taxa de armadura longitudinal.
 ρ_x - Taxa de armadura transversal na direção x.
 ρ_y - Taxa de armadura transversal na direção y.

1 INTRODUÇÃO

O concreto de ultra alto desempenho (UHPC – *Ultra High Performance Concrete*) é um material relativamente novo que foi desenvolvido a partir da melhora da microestrutura dos concretos já existentes. Essa melhora foi a partir da substituição de agregados graúdos pela adição de componentes minerais, resultando em uma matriz mais densa, e assim, com maior durabilidade e melhores propriedades mecânicas. Essa nova classe de concreto, abrange um intervalo de resistência à compressão de 120 MPa até 800 MPa, a qual favorece a sua aplicação em elementos estruturais, permitindo a otimização de seções e a obtenção de estruturas mais leves e duráveis.

Mesmo com inúmeras vantagens, algumas pesquisas indicam a necessidade de maiores estudos sobre o comportamento frágil deste concreto. Após o alcance da tensão máxima, ocorre uma rápida perda da capacidade de carga e a ruptura é caracterizada como explosiva. A aplicação deste material em elementos estruturais governados pelas propriedades dos concretos, como o caso de pilares, tornam as estruturas mais sensíveis e a absorção de energia capaz de evitar um colapso é comprometida.

Algumas normas de dimensionamento de estruturas têm prevista a redução do espaçamento da armadura transversal para garantia do comportamento dúctil a pilares produzidos com concretos de elevadas resistências. A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que para concretos de classe C55 a C90 o espaçamento da armadura transversal seja reduzido em 50%. A *Canadian Standards Association, CSA A23.3 (SCC, 2019)*, prevê a partir do confinamento com armadura transversal, o dimensionamento de elementos com boa capacidade de absorção de energia, entretanto, limita o uso de concretos de resistência até 80 MPa.

O confinamento permite que o concreto apresente maior deformação antes da ruptura total, atuando como mecanismo de incremento de ductilidade no comportamento pós-pico do pilar. O nível em que o confinamento contribui para a melhora do comportamento do pilar é dependente de diversos fatores, entre os quais, estão a resistência à compressão do concreto e a distribuição de armadura transversal na seção.

Pilares de concretos com resistência convencional apresentam grande incremento de ductilidade mesmo com baixos índices de confinamento. Já pilares com concretos de altas resistências, a melhora do comportamento só acontece para índices médios de confinamento. Poucos estudos foram realizados sobre o comportamento de pilares de UHPC sob esforços de confinamento, mas algumas respostas já indicam a melhora positiva com médio e altos índices de confinamento.

Hosinieh (2014), ao avaliar o comportamento do UHPC com resistências à compressão média de 130 MPa e 200 MPa, sob diferentes níveis de reforço com armadura transversal, constatou incrementos de ductilidade para médios e altos índices de confinamento. Este autor concluiu que o reforço de armadura transversal garante ao pilar um comportamento dúctil após o alcance da força máxima, e para altos índices de confinamento, constatou o surgimento de um segundo pico de carga.

Viapiana (2016), realizou um estudo de confinamento do UHPC com armadura transversal helicoidal, no qual obteve altos níveis de incremento de ductilidade e capacidade de carga, alcançando a resistência do concreto confinado em 430 MPa, correspondente a um incremento de 90% da resistência do concreto. Este autor utilizou aços de alta resistência, assim como Steven e Empelmann (2014), os quais avaliaram o uso de aço de alta resistência no confinamento de pilares, obtendo incrementos de tensão de confinamento com a elevação da tensão de escoamento do aço.

Shin, Min e Mitchell (2017), em um estudo mais recente, avaliaram a eficiência da adição de fibras de diferentes dimensões no comportamento de pilares confinados, onde constataram que a adição de fibras de duas dimensões, possibilita a redução da taxa de adição de fibras e garante incrementos de ductilidade aos pilares. Assim, como Hosinieh et al. (2015), concluíram que o reforço de fibras atua de forma híbrida ao confinamento no incremento de ductilidade e de capacidade de carga dos pilares.

Com o conhecimento da redução da fragilidade do UHPC com a adição de fibras metálicas e esforços de confinamento, este trabalho avaliou experimentalmente a influência de diferentes teores de adição de fibras e diferentes índices de confinamento, na ductilidade e na capacidade de carga de pilares curtos submetidos a um carregamento axial. Para isso, foram executados pilares com três taxas de adição de fibras, 0%, 1,5% e 3%, os quais estarão armados com diferentes espaçamentos de armadura transversal, garantindo o baixo, médio e alto índice de

confinamento, totalizando 9 combinações distintas. Estes pilares foram ensaiados à compressão centrada, devidamente instrumentados para obtenção de dados sobre capacidade de carga e ductilidade.

1.1 RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Diversos estudos já foram realizados para avaliação dos fatores de influência do confinamento em pilares de concretos de resistência convencional e de alta resistência. Com estes resultados, foram desenvolvidos modelos analíticos de previsão do comportamento de pilares confinados, e normativas para garantia de comportamento dúctil a pilares de concretos de altas resistências. Entretanto, estes modelos e normas não são capazes de prever com eficiência os benefícios do confinamento no concreto de ultra alto desempenho, e da melhora devido à adição de fibras metálicas. A falta de dados experimentais dificultam a elaboração de parâmetros de ductilidade e modelos para previsões de confinamento de elementos de UHPC.

Pesquisas indicam que a adição de fibras metálicas e o confinamento com armadura transversal apresentam benefícios ao comportamento de pilares de concreto de ultra alto desempenho. Estima-se que para baixos níveis de confinamento, a fibra apresenta maior influência no incremento de ductilidade, e para altos níveis de confinamento, o comportamento mais dúctil é garantido pelo reforço com armadura transversal. Neste contexto, são necessárias pesquisas que avaliem o fator de influência da adição de fibras e da armadura transversal no comportamento de pilares de UHPC. O desenvolvimento de recomendações sobre teores de adição de fibras e/ou índices de confinamento, para garantia de comportamento dúctil a pilares de UHPC, também servem de subsídios para futuras normatizações.

1.2 OBJETIVOS

Esta dissertação teve como objetivo principal o conhecimento da influência da adição de fibras metálicas e do confinamento com armadura transversal na ductilidade e na capacidade de carga de pilares curtos produzidos com concreto de ultra alto desempenho. Visou-se obter parâmetros de ductilidade e capacidade de carga, a partir da variação dos teores de adição de fibras metálicas no concreto, e variação dos índices de confinamento com armadura transversal. Após a etapa experimental, foi realizado um comparativo entre os resultados obtidos e os modelos analíticos de confinamento.

Os objetivos específicos podem ser descritos como:

- a) avaliar a influência dos teores de 0%, 1,5% e 3% de adição de fibras no comportamento dos pilares;
- b) avaliar a influência do baixo, médio e alto índice de confinamento no comportamento dos pilares;
- c) avaliar a influência conjunta da adição de fibras e do confinamento na ductilidade e capacidade de carga dos pilares;
- d) avaliar os modelos analíticos de concreto de alta resistência de Cusson e Paultre (1995), Razvi e Saatcioglu (1999) e Aoude (2007), para o concreto de ultra alto desempenho com e sem o reforço de fibras;
- e) estabelecer taxas mínimas de adição de fibras metálicas e de armadura transversal para garantia do comportamento dúctil aos pilares de UHPC.

1.3 DELINEAMENTO

O presente trabalho foi dividido em seis capítulos, os quais englobam as etapas apresentadas no organograma da Figura 1.1. O primeiro capítulo consistiu na contextualização sobre o tema, justificativa para realização da pesquisa e os principais objetivos estabelecidos.

Os capítulos 2 e 3 apresentam a revisão bibliográfica sobre o concreto de ultra alto desempenho e o confinamento de pilares, respectivamente. Foram abordados os principais fundamentos dessa classe de concreto, propriedades e aplicações. Já sobre o confinamento, apresentou-se sobre o mecanismo do confinamento, principais fatores de influência, modelos analíticos para concreto confinado e indicadores de ductilidade para pilares.

No capítulo 4 foi descrita toda metodologia experimental do trabalho, a qual foi dividida em duas principais etapas: estudo do concreto e ensaio dos pilares. O estudo do concreto consistiu na obtenção do traço e caracterização deste com os diferentes teores de adição de fibras. Já a etapa de ensaio de pilares foi mais ampla, consistindo na definição das configurações dos pilares por meio de modelos analíticos, aspectos metodológicos quanto a instrumentação, moldagem e ensaio dos pilares.

O capítulo 5 trata da apresentação dos resultados experimentais dos ensaios dos pilares, onde primeiramente foram apresentados os resultados por teores de fibras, e na sequência, por índice de confinamento. Ao final, foram apresentados os resultados analíticos em comparação com os resultados experimentais.

Já no capítulo 6 discutem-se as principais conclusões desta dissertação e são apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

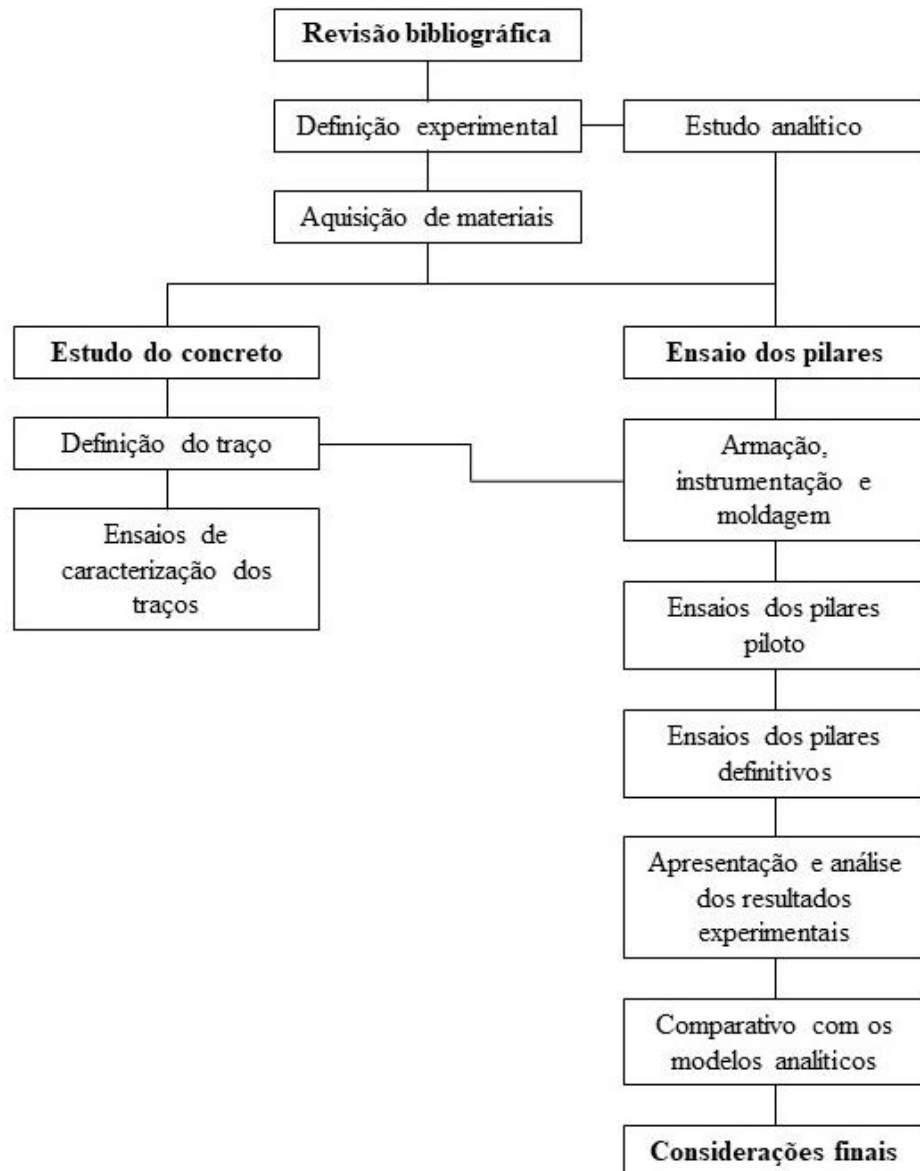


Figura 1.1: Organograma da pesquisa (AUTOR, 2022).

2 CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO

Neste capítulo serão apresentados os principais conceitos sobre o concreto de ultra alto desempenho, partindo do histórico e definições, aplicações, princípios de obtenção, influência dos materiais constituintes e descrição das suas propriedades.

2.1 HISTÓRICO E DEFINIÇÕES

A classe de concreto de ultra alto desempenho surgiu como uma alternativa com propriedades superiores às classes já existentes, concreto convencional (CC) e o concreto de alto desempenho (CAD). Os primeiros estudos foram realizados na década de 1980, por Branauer e Birchal, no desenvolvimento dos denominados *Macro Defect Free* (MDF) e *Densified with Small Particule* (DSP). O MDF partiu do princípio do uso de polímeros modificados como aglomerante principal da mistura, enquanto a matriz do DSP, foi aprimorada com a incorporação de aditivos superplastificante, adição de sílica ativa e escolha de agregados de maiores resistências (BRANDÃO, 2005). O aprimoramento das propriedades e da composição desse materiais, realizados por De Larrard e Sedran no ano de 1994, resultou no *Reactive Powder Concrete* (RPC), conhecido nacionalmente como concreto de pós reativos (HABEL, 2004).

O concreto de pós reativos é o principal representante da classe de *Ultra High Performace Concrete* (UHPC) e quando da adição de fibras, *Ultra High Performace Fibre Reinforced Concrete* (UHPRFC). O RPC é caracterizado por ser composto principalmente por materiais ultrafinos, além de ser produzido com baixa relação água/cimento, uso de aditivos superplastificante e adições minerais, como sílica ativa e pó de quartzo. A aplicação destes materiais, resultou na criação de um concreto com resistências excepcionais, as quais podem chegar a 800 MPa na compressão (RICHARD; CHEYREZY, 1995).

Embora a classificação do concreto de ultra alto desempenho não esteja relacionada apenas à resistência mecânica, mas também à durabilidade, facilidade de aplicação, resistência às primeiras idades, e, à longo-prazo, densidade e permeabilidade, há divergências quanto a sua classificação (MEHTA; MONTEIRO, 2014). A norma francesa, NF P18-470 (AFN, 2016) define que a classe de UHPC deve possuir resistência à compressão superior a 130 MPa, e também, apresentar durabilidade e tenacidade elevada. Entretanto, pesquisadores como Hassan,

Jones e Mahmud (2012), Hosinieh (2014) e Machado (2020), utilizaram o termo ultra alto desempenho para concreto com resistências superiores a 118 MPa.

Diversas pesquisas e normas apontam valores divergentes de resistência à compressão mínima para classificação do concreto de ultra alto desempenho. Entretanto, essa classe de concreto deve ser definida como uma classe de propriedades superiores aos concretos já existentes, CC e CAD, associada ao aumento de resistência à compressão, tração e flexão, maior módulo de elasticidade e durabilidade (CASAGRANDE, 2017; GRAYBEAL, 2006)

Mesmo com excelentes propriedades, a difusão da classe ultra alto desempenho nas construção civil ainda é limitada, pelo desconhecimento, necessidade de maior controle de qualidade, e também, elevado custo. Fávero (2016), em uma pesquisa nacional, relatou que o custo de obtenção do UHPFRC é até 8,5 vezes superior ao custo de obtenção do CC, onde cerca de 55% deste valor corresponde à adição de fibras metálicas (3%).

O emprego do UHPC tem maior viabilidade em obras com necessidade de construções leves, com alta resistência, e que podem ter a seção otimizada, como em obras de arte especiais, pontes e viadutos. A Figura 2.1 ilustra um comparativo de seções de vigas com a mesma capacidade de carga, mas dimensionadas com diferentes materiais, onde destaca-se a vantagem do uso do CPR, pela redução do peso e da seção (TUTIKIAN; ISAIA; HELENE, 2011).

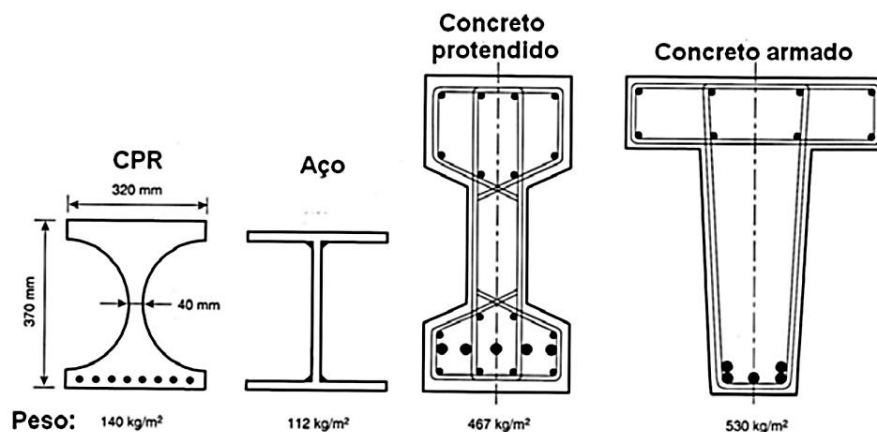





Figura 2.1: Seções de vigas de UHPC, aço, concreto protendido e concreto armado com mesma capacidade de carga (WALREVEN (2000) *apud* TUTIKIAN; ISAIA; HELENE (2011)).

Segundo Biz (2001), o uso do concreto de ultra alto desempenho deve ser feito preferencialmente em elementos estruturais submetidos à compressão, para o máximo aproveitamento das propriedades do material. Wang et al. (2014), destacam o uso dessa classe de concreto em obras que necessitam de elevada segurança e durabilidade, como o caso de barreiras de proteção de usinas nucleares.




O UHPFRC vem sendo comercializado, atualmente, com o nome de Ductal ®. Cerca de 100 obras já foram executas com o emprego deste material, onde a maior destinação está em tabuleiros, pontes e elementos de fachadas (FÁVERO, 2016). A primeira obra a ser construída com o uso do UHPFRC foi uma passarela de pedestres e ciclistas, na cidade de Sherbrooke. Essa passarela possui comprimento de cerca de 60 metros e foi executada com elementos pré-fabricados, com resistência à compressão de 200 MPa. A Tabela 1 apresenta alguma das obras já desenvolvidas com o uso do UHPC e UHPFRC.

Tabela 1: Obras desenvolvidas com o UHPC e UHPFRC

Descrição	Figura
Passarela de pedestres em Sherbrooke, Quebec, Canadá (1997) - Primeira utilização de UHPC no mundo	
Passarela de pedestres em Seonyu, Coréia do Sul (2002).	
Tabuleiro da ponte em Kassel, Alemanha (2004).	

Continua.

Continuação.

Descrição	Figura
<p>Ponte em Volkermarkt, Áustria (2010).</p>	
<p>Museu das civilizações mediterrâneas, Marseille, França (2013).</p>	
<p>Elementos de fachada em São Paulo, Brasil (2017) – Primeira utilização do UHPFRC no Brasil.</p>	

(Fonte: DUCTAL, 2020; STONE, 2020)

2.2 PRINCÍPIOS DE OBTENÇÃO

O concreto de ultra alto desempenho é derivado da melhoria da microestrutura dos concretos já existentes. A eliminação dos agregados graúdos, que possuem formas mais irregulares, e o preenchimento dos vazios por materiais granulares pulverulentos, como a sílica ativa, pó de quartzo e cinza volante, resultaram em uma matriz mais densa, com maior resistência mecânica e mais durável (MAROLIYA, 2012). A adição de fibras metálicas, foi necessária a partir do instante em que buscou-se a diminuição da fragilidade apresentada por esse material. O reforço com fibras, proporciona além de um comportamento mais dúctil, melhora no comportamento à flexão e à tração do concreto (FEHLING et al., 2014; RUSSEL, G; GRAYBEAL, 2013). A Figura 2.2, ilustra a composição do UHPFRC.

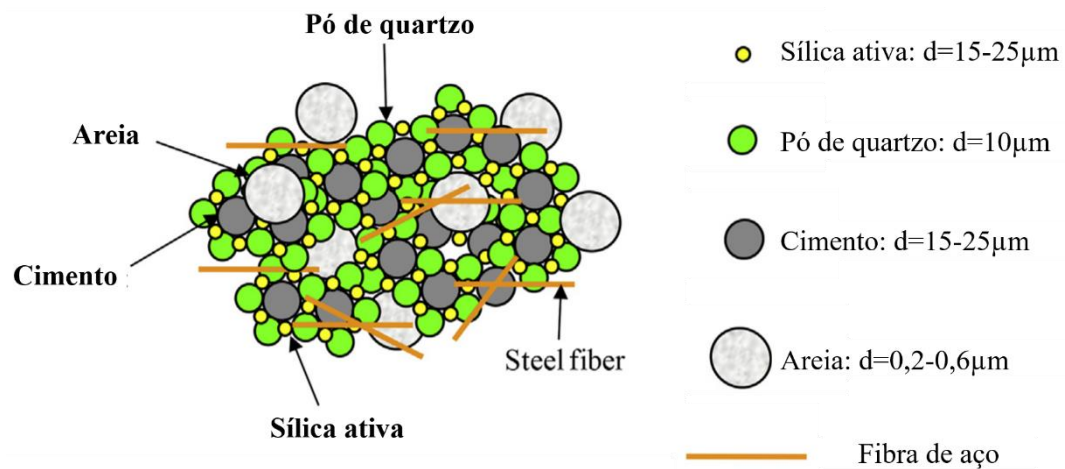


Figura 2.2: Composição granular do UHPFRC (Adaptado de YOO et al., 2015)

A redução da porosidade é resultado de uma boa distribuição granulométrica, a qual pode ser obtida pelos conceitos de empacotamento de partículas e da baixa relação água/aglomerante (A/A). Mesmo com relações A/A variando de 0,10 a 0,25, esses concretos costumam apresentar boa trabalhabilidade, devido ao uso do aditivo superplastificante (CASTRO; PANDOLFELLI, 2009). Richard e Cheyrezy (1995), descrevem quatro princípios para a obtenção do UHPFRC:

- a) aumento da homogeneidade pela eliminação de agregados graúdos;
- b) aumento da densidade da matriz pela otimização granular dos componentes;
- c) reforço da microestrutura com o uso de cura térmica;
- d) aumento da ductilidade pela adição de fibras metálicas de pequenas dimensões.

A cura térmica, indicada como um princípio de obtenção do UHPFRC, é tratada por muitos autores como um opcional (FÁVERO, 2016; HOSINIEH et al., 2015). Quando submetido a essas curas, as quais variam de 90°C a 400°C , o RPC tem suas reações pozolânicas intensificadas, produzindo efeito vantajoso sobre a capacidade resistente do material, que chegam a incrementos de 30% (VIAPIANA, 2016). Russel e Graybeal (2013) ressaltam que independente do tratamento de cura, térmica ou úmida, é importante que no início da pega do material, seja garantido que a água da mistura não seja perdida ao ambiente, para que o processo químico se complete.

2.3 FATORES DE INFLUÊNCIA DOS MATERIAIS

O conhecimento das propriedades dos materiais constituintes das misturas de UHPFRC são essenciais para melhor entender e prever seu comportamento, tanto no estado fresco quanto em seu estado endurecido. Portanto, nos próximos itens serão destacados os principais fatores de influência desse material e de seu comportamento nas misturas de ultra alto desempenho.

2.3.1 Fatores relacionados à matriz cimentícia

A escolha do cimento deve ser feita a partir do conhecimento de sua composição, primeiramente para a compatibilidade com o aditivo superplastificante, e também, para a melhora das propriedades da pasta (RICHARD; CHEYREZY, 1995). Recomenda-se o uso de cimentos que possuem teores de adição de aluminato tri cálcico hidratada (C₃A) inferiores a 3%, pois a quantidade superior deste elemento podem prejudicar as propriedades do concreto, devido a sua rápida liberação de calor de hidratação (TUTIKIAN; ISAIA; HELENE, 2011). Segundo Habel (2004), além de baixo teor de C₃A, existe a recomendação de que o cimento possua baixo teor de álcalis e finura média entre 3.500 cm²/g a 4.000 cm²/g, para redução do calor de hidratação e da quantidade de água.

Segundo Santos (2018), seguindo as recomendação sobre as propriedades dos cimentos, o cimento CP-I se apresentaria o mais apropriado para ser utilizado. Mas, esse deixou de ser produzido no Brasil, portanto, recomenda-se o uso de cimento CP-V ARI, mesmo sendo um produto que demanda maior quantidade de água. Fehling et al. (2014) relatam que o consumo de cimento no RPC varia de 700 kg/m³ a 850 kg/m³, porém existem estudos que buscam maiores resistências, e que o consumo chega a 1.200 kg/m³.

O consumo de cimento pode ser reduzido com o uso de adições minerais, sem que ocorra a diminuição da resistência mecânica, e com melhora da durabilidade. Essas adições devem possuir alguma forma de sílica reativa, para que na presença de água reajam com o hidróxido de cálcio (Ca(OH)₂), livre da hidratação do cimento, para formar o silicato de cálcio hidratado (C-S-H) que contribui com a resistência da pasta. Essas adições são conhecidas também como materiais pozolânicos. Dentre as vantagens de sua utilização, está a redução da permeabilidade do concreto, aumento da resistência mecânica, inibição ou redução da reação álcali-agregado e diminuição do calor de hidratação (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

A sílica ativa é a pozolana mais utilizada na produção de concretos de alto e ultra alto desempenho. A taxa de adição de sílica geralmente correspondente a 25% da quantidade de cimento (VANDERLEI, 2004). Segundo Richard e Cheyrezy (1995), além da atividade pozolânica, a sílica desempenha melhora da reologia da mistura e apresenta efeito microfíler, preenchendo os vazios entre os grãos de cimento. Estudos de Singh, Shukla e Brown (2004), demonstram que a sílica ativa também apresenta um importante papel na adesão entre a pasta de cimento e a fibras, melhorando as ligações de interface pasta e fibra.

O pó de quartzo também possui função de auxiliar no fechamento granulométrico entre as partículas do RPC, exceto quando o concreto for curado termicamente a temperaturas superiores a 90°. A partir desta temperatura, o pó de quartzo passa a apresentar propriedades pozolânicas, reagindo com o Ca(OH)_2 resultante da hidratação do cimento, para formação da cadeia C-S-H (ZANNI et al., 1996).

O pó de quartzo também pode ser utilizado como areia. A areia de origem quartzoza apresenta benefícios ao concreto devido a excelente interface agregado/pasta, e por ser de origem de uma rocha caracterizada por maior dureza, proporciona acréscimos de resistência. Entretanto, quanto maiores os diâmetros, a britagem do quartzo pode gerar uma areia com fragmento pontiagudos e lamelares que podem prejudicar a trabalhabilidade e provocar vazios entre grãos (CASTRO; PANDOLFELLI, 2009; SANTOS, 2018). A influência da areia no concreto, irá depender da sua composição, do diâmetro e da forma das partículas. O uso de agregados com diâmetro inferiores a 600 μm extingue a formação de esqueletos rígidos, o que reduz a microfissuração do concreto, além de garantir maior homogeneidade e ótimo empacotamento das partículas (RICHARD; CHEYREZY, 1995; VANDERLEI, 2004).

O uso de superplastificante é essencial para garantia da trabalhabilidade sem a mudança da mistura, mantendo uma relação água/cimento baixa. A partir de certo ponto de adição, o superplastificante deixa de exercer sua função, e passa a atuar simplesmente como água (TUTIKIAN; ISAIA; HELENE, 2011). Segundo Fehling (2014), os superplastificante que possuem cadeia a base de polixarboxilatos com teores de sólidos superiores a 30% , são mais eficazes.

2.3.2 Fatores relacionados às fibras metálicas

A adição de fibras na matriz do concreto, atua como mecanismo de transferência de tensões concentradas nas extremidades das fissuras (Figura 2.3). A melhor distribuição dessas tensões, resulta na propagação mais estável da fissura, fazendo que o concreto apresente uma ruptura menos frágil e tenha aumento da capacidade resistente, na tração e flexão, além de ser mais resistente a agentes agressivos (CASAGRANDE, 2017; KANG; KIM, 2012; OLIVEIRA, 2019). Além da transferência de tensões, as propagações das fissuras são retardadas pelas intercepções das fibras, e dissipação de energia de fratura pelo descolamento fibras-matriz (BENTUR; MINDESS, 2007).

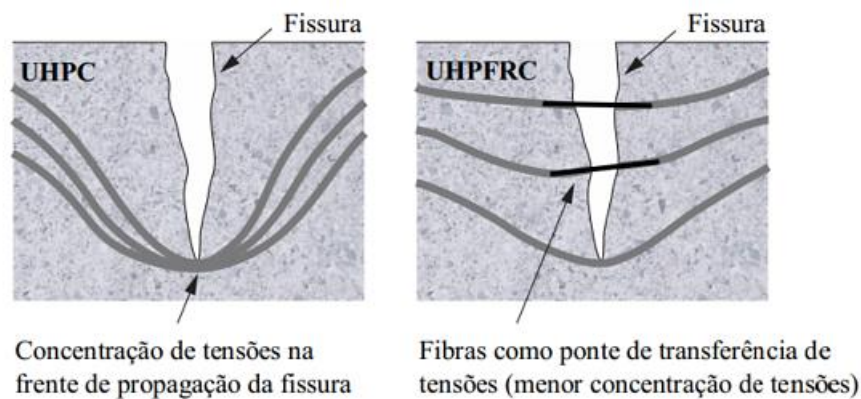


Figura 2.3: Mecanismo de transferência de tensões pelas fibras (NUNES; AGOPYAN (1998) *apud* OLIVEIRA (2019))

A eficiência das fibras na melhora do comportamento do concreto depende de suas propriedades físicas, como dimensão, proporção e orientação na matriz, e de suas propriedades mecânicas, como módulo de elasticidade e resistência à tração (CASAGRANDE, 2017). No estado pós-fissuração do concreto, as fibras com alto módulo de elasticidade e alta resistência à tração apresentam elevado nível de tensão, resultando no reforço da matriz. Já fibras com baixo módulo de elasticidade e baixa resistência à tração, apresentam níveis inferiores de tensão em relação à matriz, possuindo reduzida capacidade de reforço, sendo necessário maior taxa de adição (FIGUEIREDO, 2011a). A Figura 2.4, demonstra o efeito da variação das propriedades mecânicas das fibras no concreto

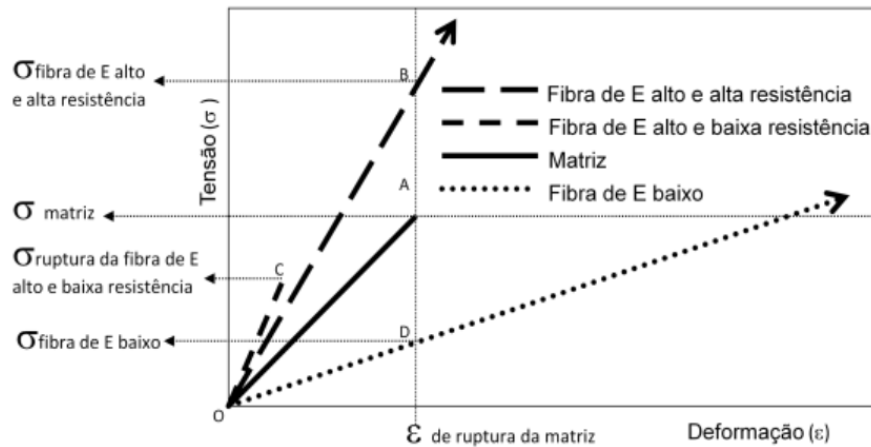


Figura 2.4: Efeito da variação da resistência e módulo de elasticidade das fibras na matriz de concreto (FIGUEIREDO, 2011a).

A eficiência das fibras na matriz do concreto também está relacionada a sua orientação, a qual pode estar disposta em uma única direção ou de forma aleatória. Nas moldagens de amostras, as fibras tendem a se alinhar perpendicularmente ao fluxo do concreto (BARNETT et al., 2010; OLIVEIRA, 2019). Esta tendência de alinhamento das fibras é aumentado em peças geometricamente esbeltas e em concretos com alta fluidez (FIGUEIREDO, 2011b). Segundo Callister e Rethwisch (2019), as fibras dispostas de forma aleatórias em duas e três direções, apresentam eficiência de reforço de apenas 40% e 20%, respectivamente.

O comprimento da fibra influencia na sua dispersão na matriz. O principal fator de análise em relação às dimensões das fibras é o fator de forma, o qual é obtido pela relação entre o comprimento (l) e o diâmetro (d). O aumento da relação l/d irá proporcionar uma melhora no comportamento pós pico do concreto, devido o maior embutimento da fibra na matriz. Entretanto, o aumento demasiado do comprimento da fibra, pode comprometer a trabalhabilidade do concreto (BENTUR; MINDESS, 2007).

Yoo, Kang, Yoon (2014) avaliaram o comportamento de UHPFRC utilizando três comprimentos de fibras de diâmetro de 0,2 mm, com fatores de forma de 65, 81,5 e 97,5, e um comprimento de fibra de diâmetro 0,3 mm, com fator de forma de 100. Verificou-se que a resistência à compressão não foi influenciada pela variação do comprimento e diâmetro das fibras. Já no comportamento à flexão, verificou-se que o aumento do fator de forma resultou no acréscimo significativo de resistência pós-fissuração do concreto. Entretanto, o melhor resultado não foi obtido com a adição da fibra de fator de forma igual a 100, devido à dificuldade

de compactação das amostras. Segundo Yu, Spiesz e Brouwers (2014) para que o concreto apresente boas propriedades no estado fresco e no endurecido, o fator de forma das fibras no UHPC deve variar entre 40 e 60, e também, deve-se ter controle sobre a taxa de adição de fibra, a qual deve ser próxima de 2,5%.

A adição de fibras no concreto de ultra alta resistência tem resultado positivo até a taxa de 3%, a partir desta taxa, há diminuição da eficiência (VANDERLEI, 2004). Quando as fibras são adicionadas em excesso, ocorre o agrupamento, e com isso, a perda de eficiência devido a maior interação entre elas. De forma geral, a taxa de adição de utilizada é de 2%, a qual proporciona bom comportamento no esta fresco e no estado endurecido do concreto (BENTUR; MINDESS, 2007; OLIVEIRA, 2019; YOO; KANG; YOON, 2014).

As fibras que geralmente são utilizadas na produção do UHPFRC são metálicas, curtas e com revestimento de cobre, de diâmetro 0,2 mm e comprimento de 13 mm. Essas fibras possuem resistência à tração próxima a 2500 MPa e 200 GPa de módulo de elasticidade, garantindo boa efetividade nos mecanismos de transferências de tensões (CASAGRANDE, 2017; MACHADO, 2020; OLIVEIRA, 2019; VIAPIANA, 2016).

2.4 PROPRIEDADES

2.4.1 Propriedades mecânicas

O conhecimento das propriedades mecânicas do concreto é fundamental para melhor definir sua utilização. Conforme abordado anteriormente, existem diversos fatores que influenciam nas propriedades do UHPC e UHPFRC, os quais podem estar relacionados a dimensão, origem e composição dos componentes. No geral, tem-se conhecimento que a resistência desses concretos alcança valores muito superiores aos concretos já existentes, como o CC e CAD. O comparativo de algumas propriedades pode ser visto na Tabela 2.

Tabela 2: Propriedades mecânicas do UHPC.

Propriedades	CC	CAR	UHPC
Resistência à compressão (MPa)	20 - 50	60 – 80	118 - 800
Resistência à tração na flexão (MPa)	4 - 8	6 – 10	15 - 140
Energia de fratura (N/m)	130	140	1000 - 40.000

(Fonte: Adaptado de DUGAT; ROUX; BERNIER, 1996)

2.4.1.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão do concreto é utilizada como parâmetro para predição das demais propriedades. O alcance de novos níveis de resistência à compressão do UHPC e UHPFRC, estão associados a sua matriz mais densa, composta por adições minerais, baixa relação água-cimento e adição de fibras metálicas (RICHARD; CHEYREZY, 1995; RUSSEL; GRAYBEAL, 2013).

A adição de fibras metálicas atua principalmente na redistribuição dos esforços nas regiões menos hidratadas, resultantes da baixa relação água/aglomerante. Entretanto, as fibras possuem maior influência na resistência apenas nas primeiras idades do concreto, e o teores de adição em até 3% Vanderei (2004). Conforme a Figura 2.5, pode ser observado que teores de adição de fibras superiores a 3% , resultam no decréscimo de resistência à compressão do UHPFRC.

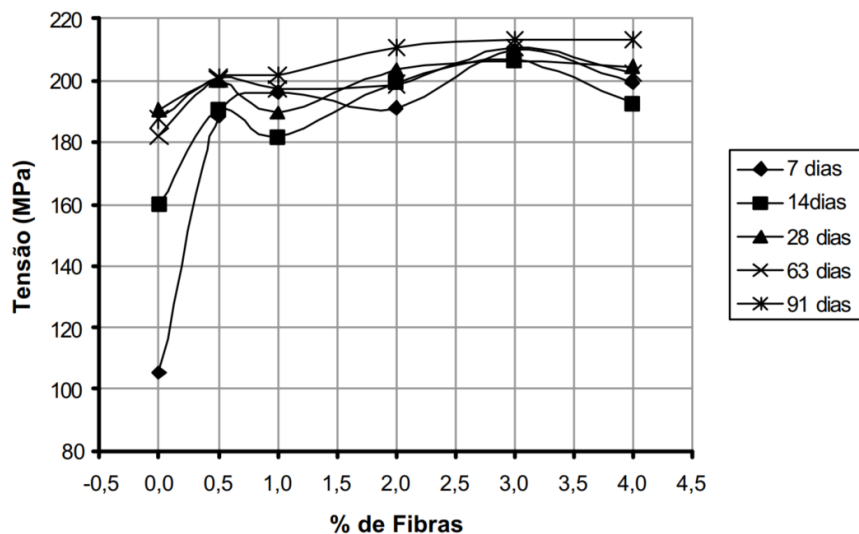


Figura 2.5: Variação da resistência do concreto com diferentes teores de adição de fibras metálicas em diferentes idades (VANDERLEI, 2004)

2.4.1.2 Resistência à tração

A resistência à tração corresponde a cerca de 5% a 7% da resistência à compressão do UHPFRC. Considerando os níveis de tensão de compressão que são alcançados, pode-se dizer que há um grande incremento na capacidade de resistência quando, comparado ao CC (GRAYBEAL, 2006). Conforme expresso por Habel (2004), a desconsideração da resistência a tração do

concreto em projetos, deve ser revista com o emprego de concretos de ultra alto desempenho, uma vez que sua resistência a tração alcança valores significativos.

O aumento de tensão de tração do UHPFRC também está associado à adição de fibras metálicas. Antes de atingir a tensão máxima à tração, o comportamento do concreto com e sem a adição de fibras é similar. Após o alcance da força máxima, o concreto com fibras possui um efeito de enrijecimento e aumenta a capacidade de carga tendo um novo ponto de força máxima. Neste instante, devido a redistribuição dos esforços, a matriz do concreto apresenta múltiplas microfissuras. Com a elevação da tensão, surge uma fissura principal com uma redução suavizada da capacidade de carga, devido ao desprendimento das fibras (FEHLING et al., 2014; ROJAS, 2019). Conforme pode ser observado na Figura 2.6 o concreto sem fibras, após o alcance da força máxima, apresenta apenas a redução da capacidade de carga.

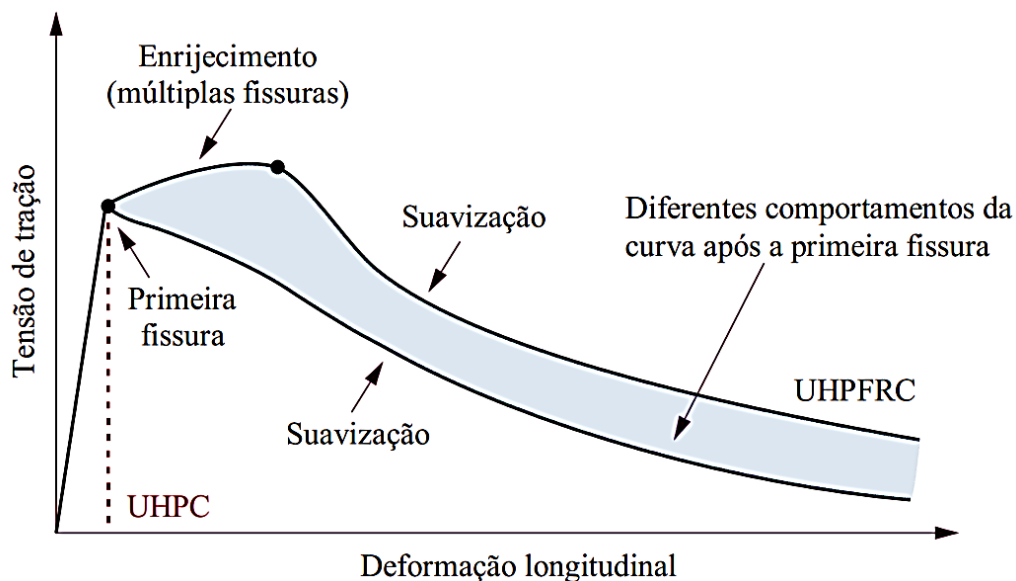


Figura 2.6: Diagrama tensão-deformação sobre esforços de tração do UHPC e UHPFRC (WILLE; NAAMAN, 2014).

2.4.1.3 Módulo de deformação longitudinal

A classe de concreto de ultra alto desempenho possui um grande intervalo de resistência à compressão, e portanto, diversos valores de módulo de elasticidade são encontrados na literatura. A Figura 2.7 ilustra a diferença do comportamento do concreto para as diferentes classes.

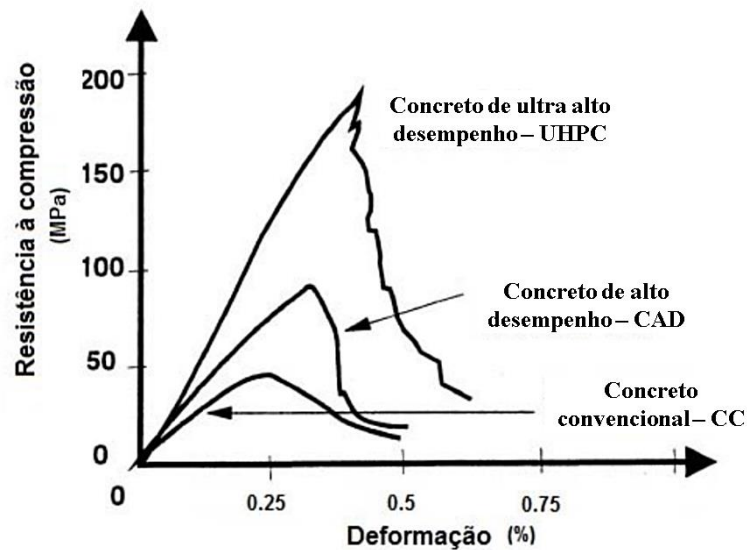


Figura 2.7: Diferentes valores de módulo de deformação para CC, CAD e UHPC (SAHAH; WEISS, 1998)

Os valores de módulo de deformação longitudinal do UHPC são afetados pela dimensão dos agregados, adição de fibras metálicas, e diferentes processos de cura (GRAYBEAL, 2006). Estudo de Hassan, Jones e Mahmud (2012), indicou que o aumento da taxa de adição de fibras de 1,5% para 3%, resultou no acréscimo de 10% no valor do módulo de elasticidade. Oliveira (2019), ao adicionar porcentagens de 1% e 2% no UHPC, obteve incrementos de módulo de elasticidade de 1,9% e 5,4%, respectivamente. Esses resultados indicam que para pequenas taxas de adição de fibra, o módulo de elasticidade não sofre grande influência quando comparado com o UHPC, mas para maiores taxas de adição, a diferença do valor é mais significativa.

Yoo, Kang e Yoon (2014), indicam que a variação do comprimento da fibra resulta na mudança dos valores de módulo de elasticidade. Em seu estudo, com fibras de comprimento de 13 mm, 16 mm e 19,5 mm, obtiveram maiores valores de módulo de elasticidade com o UHPFRC com as menores dimensões de fibras. Fehing (2014), avaliou a influência da dimensão dos componentes do UHPC, e a partir de seus resultados, propôs duas equações distintas para a obtenção do valor do módulo de elasticidade, sendo a Equação (2.1), para matriz com agregados menores de 0,5 mm, e a Equação (2.2), para agregado menores que 8 mm.

$$E_c = 8.800 \cdot f_c^{1/3} \quad (2.1)$$

$$E_c = 10.200. f_c^{1/3} \quad (2.2)$$

Onde:

E_c corresponde ao módulo de elasticidade;

f_c é a resistência a compressão do UHPFRC.

O valor correspondente a 8.800 na Equação (2.1), também pode ser denominado de fator k_0 . Para Wille e Naaman (2014), o valor desse fator deve ser de 9.150 para UHPFRC, próximo aos valores de 9.075 sugerido por Hoang e Fehling (2017). Diversas equações podem ser encontradas na literatura, as quais foram calibradas para cada indicação dos resultados obtidos por cada autor. A avaliação por meio experimental continua sendo a mais precisa.

2.4.1.4 Coeficiente de *Poisson*

O coeficiente de *Poisson*, o qual relaciona a deformação transversal com a deformação longitudinal do concreto, sofre pequenas variações em relação ao concreto convencional (FÁVERO, 2016). Segundo Ozyldirim (2011), os valores do coeficiente para o UHPFRC são próximos a 0,18, os quais não sofrem variações significativas com a adição de fibras metálicas. Já Fehling et al. (2014) afirmam que a variação do coeficiente de Poisson resulta da variação do diâmetro máxima dos materiais constituintes do UHPFRC, onde obtiveram os coeficientes de 0,18 e 0,21, respectivamente, para as dimensões dos componentes menores que 0,5 mm e 8 mm. Os resultados destes autores, são ilustrados no diagrama da Figura 2.8, onde pode ser observado que a maior discrepância acontece próximo do alcance da força máxima.

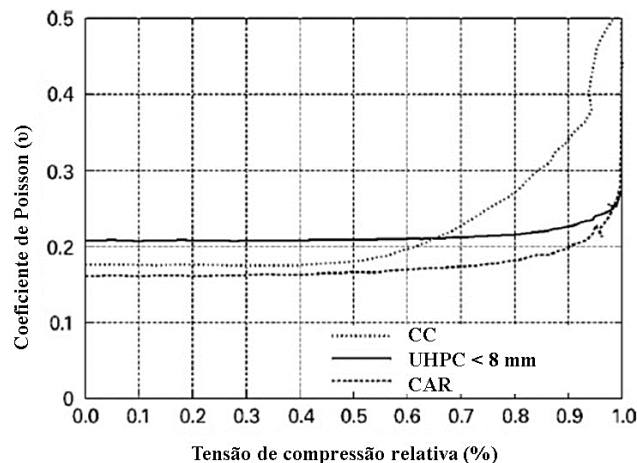


Figura 2.8 : Evolução do coeficiente de Poisson para CC, CAR e UHPC (FEHLING et al., 2014).

2.4.2 Durabilidade

A resistência à compressão do concreto é sempre empregada como principal parâmetro no dimensionamento de uma estrutura, entretanto, para que esta estrutura cumpra o período estipulado como vida útil, é necessário que a resistência do concreto seja mantida ao longo do tempo. A redução da permeabilidade da matriz, indica que os concretos de ultra alto desempenho apresentam altos índices de durabilidade (VANDERLEI, 2004).

Segundo Mehta e Monteiro (2014), um dos melhores indicadores de durabilidade do concreto é a permeabilidade. Concretos com baixa permeabilidade não permitem a entrada de agentes agressivos, mantendo a integridade do material e evitando a degradação. Segundo Dugat, Roux e Bernier (1996), o coeficiente de permeabilidade do RPC é de 50 a 500 vezes inferior ao coeficiente de permeabilidade do concreto convencional. Segundo Wang et al. (2014), 74% da porosidade do UHPFRC é composta por poros com dimensões inferiores a 4 μm , localizados dentro da C-S-H.

A baixa permeabilidade em combinação com a baixa quantidade de água do UHPRC, limitam a mobilidade de íons e extinguem a possibilidade da reação álcali-sílica (VANDERLEI, 2004). Graybeal (2006) obteve em seus estudos excelentes respostas sobre o comportamento CPR, uma vez que exposto a cerca de 200 ciclos de exposição a agentes químicos, se mostrou impermeável. Outro excelente resultado foi obtido por ciclos de congelamento/descongelamento, onde o módulo dinâmico foi mantido superior a 95% do valor inicial. Quando exposto a gases, UHPFRC também se mostra intacto

Wang et al. (2014), em sua pesquisa, submeteram UHPFRC a temperaturas de 105° a 400° para a degradação, e após, exposição a gases. Em seus resultados, concluiu-se que mesmo o UHPFRC com maior degradação, apresenta um nível muito alto de durabilidade. Concluiu-se que as fibras possuem papel importante na durabilidade.

3 CONFINAMENTO DO CONCRETO

O confinamento do concreto, aplicado a pilares, é uma técnica que busca a melhora da capacidade de carga e melhora do comportamento pós-pico, o que estaria associado a suavização do trecho descendente do diagrama tensão-deformação. Existem diferentes técnicas de confinamento a serem utilizadas, mas na grande maioria, elas se dividem em duas: ativa e inicialmente passiva. A técnica ativa consiste na aplicação de uma pressão lateral no início do carregamento do pilar até a ruptura, enquanto a técnica inicialmente passiva, produz esforços confinantes após a alcance da força máxima, tornando-se ativa. Neste estudo, será realizado o confinamento com armadura transversal, inicialmente passivo, e portanto maiores informações serão descritas na sequência.

3.1 PRINCIPIOS DO CONFINAMENTO DE PILARES COM AÇO

O concreto, quando submetido a uma força de compressão axial, sofre um encurtamento longitudinal, e se deforma lateralmente. No caso de estar aplicado a um pilar, a deformação lateral do concreto será restringida pela armadura transversal, gerando um estado tri-axial de tensões ($\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}$). A tensão σ_{33} corresponde à força de compressão, que resulta no encurtamento longitudinal do concreto. Já as tensões σ_{11} e σ_{22} , correspondem a pressão lateral gerada pela armadura transversal, também denominada de pressão de confinamento. Em caso de pilar com seção circular e quadrada, a pressão lateral é a mesma para as duas direções (σ_r), enquanto que para seção retangular, a pressão é diferente em cada direção (GUO, 2014). A Figura 3.1 ilustra a formação das tensões de confinamento após a aplicação do carregamento.

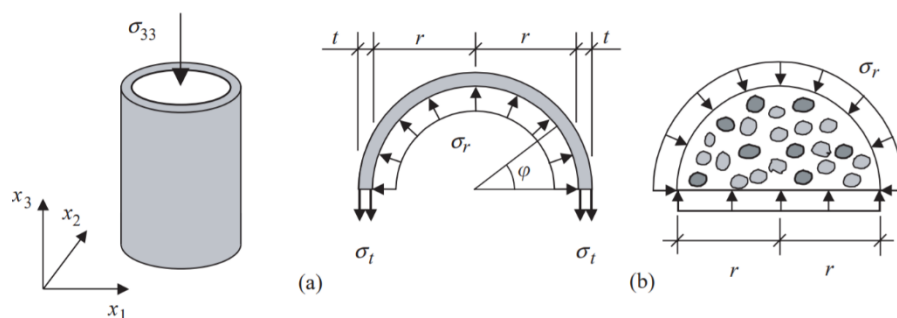


Figura 3.1: Tensões de confinamento no concreto gerada por um tubo metálico circular (GRASSL, 2004).

A deformação lateral do concreto deve ser suficientemente grande para gerar tensão na armadura transversal. Em elevados níveis de carregamento, o concreto apresenta maiores deformações, e o confinamento influencia no comportamento dos pilares. Para baixos níveis de carregamento, a armadura transversal não é tensionada o suficiente para o surgimento de tensões de confinamento (SHARMA; BHARGAVA; KAUSHIK, 2005). Segundo Carrazedo (2005), a tensão confinante só surge após o primeiro pico de carga, quando ocorre a perda do cobrimento, permanecendo o núcleo do pilar em estado máximo de tensão.

3.2 FATORES DE INFLUÊNCIA NO COMPORTAMENTO DE PILARES DE UHPC E UHPFRC CONFINADOS

O diagrama tensão-deformação de pilares de concreto de alta resistência, sob esforços de confinamento, apresenta comportamento diferenciado no trecho descendente. Pode ser observado na Figura 3.2, que o trecho partindo da origem O ao ponto A, é similar ao do pilar não confinado, sendo linear até próximo a 95 % da força máxima (HASSAN; JONES; MAHMUD, 2012). Neste trecho, a armadura trabalha com tensões inferiores a 50 % da tensão de escoamento. O ponto A ao B, corresponde ao início do trecho descendente do diagrama, sendo caracterizado por uma redução na capacidade de carga, devido à perda de cobrimento. A partir do ponto B, o concreto atinge sua deformação lateral máxima, e o comportamento do pilar é gerido pela armadura confinante (CUSSON; PAULTRE, 1994).

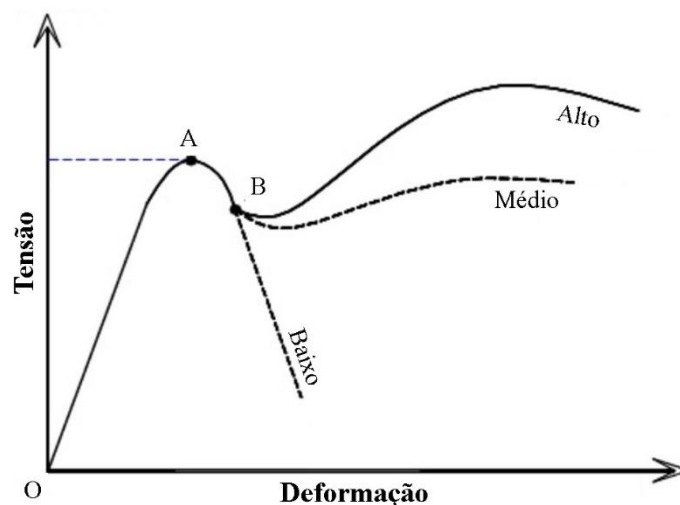


Figura 3.2: Diagrama tensão-deformação de pilares de alta resistência sob esforços de confinamento (AGUIAR, 2000).

O nível de incremento de ductilidade e de capacidade de carga está relacionado ao índice de confinamento do pilar. Pilares com altos índices de confinamento, apresentam incrementos de ductilidade e o surgimento de um segundo pico de carga. Já os mediantemente confinados, o incremento de ductilidade é reduzido, assim como a capacidade de carga. Pilares com baixos índices de confinamento, apresentam rápida diminuição da capacidade de carga e ruptura explosiva, o mesmo que pilares não confinados.(CUSSON; PAULTRE, 1995; SHARMA; BHARGAVA; KAUSHIK, 2005).

Existem alguns parâmetros que definem o grau de confinamento do pilar, são eles: resistência do concreto; espaçamento, resistência, e taxa de adição de amadura transversal; arranjo da armadura longitudinal. Além dos fatores que influenciam diretamente no confinamento, existem outros fatores que influenciam no comportamento dos pilares, como a perda de cobrimento, resistência da armadura longitudinal e a adição de fibras metálicas (HOSINIEH et al., 2015; TORRICO, 2010).

3.2.1 Resistência à compressão do concreto

Concretos com elevadas resistências à compressão, necessitam maiores taxas de armadura para garantia do mesmo grau de confinamento que concretos convencionais, devido a menor deformação lateral e maior fragilidade. A ductilidade do concreto decai de forma linear com o aumento da resistência (ZHANG et al., 2020).

Quando submetido a um carregamento, os concretos de alta resistência se deformam em menores níveis, por possuírem uma microestrutura mais densa e a microfissuração interna ser menor. Devido a essas características, quando alcançada a força máxima resistente, o concreto se rompe de forma explosiva e apresenta rápido decréscimo de capacidade de carga (AOUDE, 2007).

3.2.2 Cobrimento

Quando o pilar está submetido a um carregamento axial ocorre a formação de um plano de separação entre o núcleo e o concreto de cobrimento, delimitado pela armadura transversal. Com o aumento da tensão, aumenta a instabilidade do pilar e ocorre o desprendimento do cobrimento do concreto, seguido pela diminuição da capacidade de carga. Em elevados índices de confinamento, o pilar volta a recuperar a resistência e apresenta um segundo pico de carga (RAZVI; SAATCIOGLU, 1999).

A perda de cobrimento também está associada a descontinuidade do concreto provocada pela armadura transversal, onde a redução do espaçamento dos estribos, intensifica a linha de falha. (FOSTER; ATTARD, 2001; RAZVI; SAATCIOGLU, 1994). Segundo Hosinieh (2014), a flambagem das barras longitudinais e a dobra dos estribos em 90°, podem intensificar a perda de cobrimento do pilar.

A norma CSA A23.3 (SCC, 2019), prevê que a redução da capacidade de carga após a fragmentação não seja superior ao equivalente a 3% da força máxima, para que a estrutura continue a exercer sua função estrutural. Segundo Queiroga (1999), a partir da fragmentação a seção resistente do pilar passa a ser somente o núcleo, mesmo para baixo e médio índice de confinamento.

O processo de falha do UHPFRC é diferenciado do UHPC devido à adição de fibras que auxiliam na não fragmentação do cobrimento, apresentando certa tolerância à ruptura (HOSINIEH et al., 2015). Em seus resultados Viapiana (2016), constatou que a fragmentação da cobertura do UHPC ocorreu em 0,66%, e quando da adição de fibras, em 0,85% da deformação correspondente do concreto.

3.2.3 Armadura transversal

A armadura transversal é a responsável por gerar a pressão de confinamento, quando solicitada pelo concreto, e os níveis de tensão alcançados, são altamente influenciados pela sua geometria, taxa de armadura e resistência ao escoamento (CARRAZEDO, 2002; LIMA JÚNIOR, 2003).

3.2.3.1 Geometria

A geometria da armadura transversal possui influência na distribuição da tensão de confinamento no núcleo do concreto. A armadura transversal em forma circular, sofre apenas esforços de tração quando solicitada pela deformação do concreto, gerando a distribuição mais uniforme e eficiente da tensão de confinamento. Já na armadura em forma retangular ou quadrada, também ocorre o surgimento de esforços de flexão em seus ramos, com concentrações de tensões nos encontros da armadura longitudinal e transversal, dissipando parte da energia de confinamento (CARRAZEDO, 2005; RICHART; BRANDTZAEG; BROWN, 1929).

Pesquisas de Sharma, Bhargava e Kaushik (2005), obtiveram para o mesmo índice de confinamento, diferentes respostas de pilares com armadura transversal circular e quadrada. A maioria dos pilares com armadura circular, apresentaram incremento da capacidade de carga com a formação de um segundo pico. Já para os pilares com estribos quadrados, apenas alguns obtiveram incremento de capacidade de carga. Com estes resultados, os autores concluem que o uso de armadura transversal quadrada para confinamento, deve ser combinado em arranjos adequados.

3.2.3.2 Taxa de armadura

O aumento da taxa de armadura transversal, pela redução do espaçamento e pela variação do diâmetro dos estribos, resulta no alcance de novos níveis de tensão de confinamento. Segundo Hosinieh (2014), o espaçamento da armadura transversal é o fator de maior influência no grau de confinamento do pilar. Em sua pesquisa, relatou que menores espaçamentos de estribos nos pilares de UHPC, promoveram um comportamento mais dúctil e obtiveram incrementos de capacidade de carga, diferente de pilar com espaçamentos maiores, os quais só resultaram em melhoras medianas na ductilidade. A Figura 3.3 ilustra a distribuição de tensão de confinamento promovida pela armadura transversal na seção do pilar.

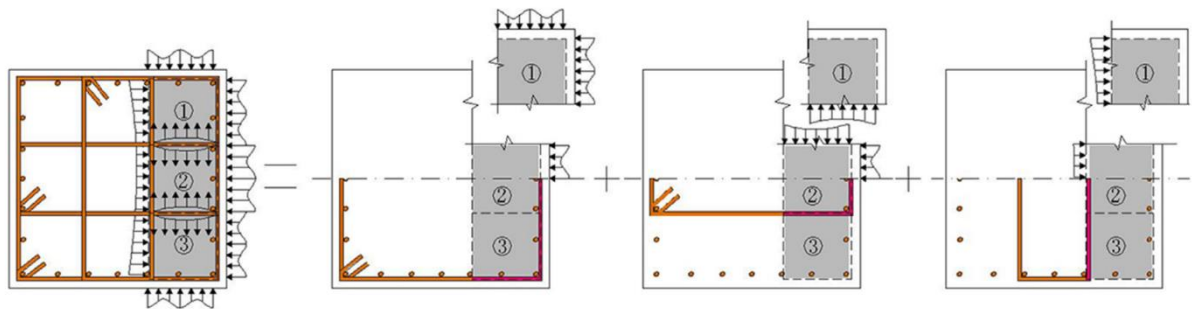


Figura 3.3 : Tensão confinante da armadura transversal no concreto (ZHANG et al., 2020).

Segundo Shin, Min e Mitchell (2017), a redução do espaçamento da armadura transversal tem efeito mais pronunciado na resposta pós-pico de colunas de UHPFRC do que a configuração do estribo dentro da seção. Em paralelo ao aumento da pressão de confinamento, a redução do espaçamento entre estribos, também auxiliar na garantia da estabilidade do pilar, evitando a flambagem das barras longitudinais. A norma CSA A23-3 (SCC, 2019) e o código ACI 318

(2019), preveem que o espaçamento máximo entre estribos deve ser inferior a 6 vezes o diâmetro da menor barra longitudinal, para prevenção do efeito de flambagem.

3.2.3.3 Resistência do aço

A pressão lateral de confinamento é dependente da deformação lateral do concreto e a taxa de armadura, mas limitada pela tensão de escoamento do aço. O uso de aço de maior resistência possibilita a obtenção de novos níveis de tensão de confinamento. Entretanto, para que a pressão na armadura chegue próxima ao valor de escoamento, é necessário que haja uma boa disposição da armadura e deformação do concreto. Segundo pesquisas, a tensão na armadura transversal atinge 20 % a 30 % da tensão de escoamento em pilares com baixo índice de confinamento (FOSTER; ATTARD, 2001; RAZVI; SAATCIOGLU, 1999)

Cusson e Paultre (2008), elaboraram um diagrama para definição da resistência da armadura a partir do índice de confinamento do pilar (Figura 3.4). Este índice de confinamento, que será melhor explicado no Item 3.5, relaciona a pressão lateral gerada pelos estribos e a resistência do pilar sem confinamento. Com base nos resultados obtidos experimentalmente, os autores recomendam que para baixos índices de confinamento, classe 1, sejam utilizados aços com tensão de escoamento próxima a 400 MPa, e para médio e alto, sejam utilizados aços com resistências de 800 MPa, para garantia da eficiência do confinamento.

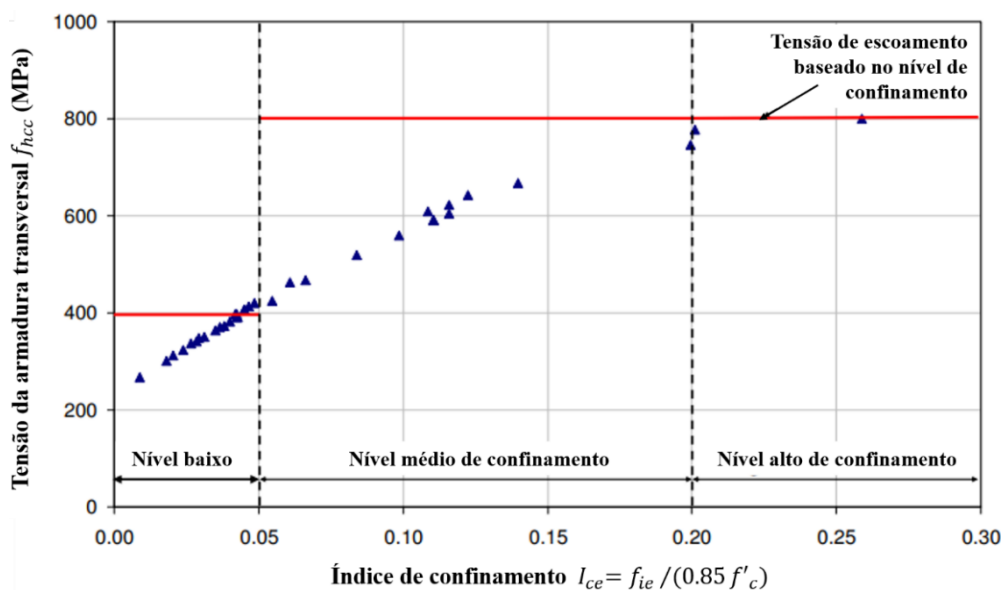


Figura 3.4: Variação da tensão no aço em diferentes níveis de confinamento (CUSSON; PAULTRE, 2008).

3.2.4 Armadura longitudinal

A armadura longitudinal tem função importante no confinamento, entretanto, a variação da taxa de armadura não implica no intensificação da pressão confinante (HOSINIEH et al., 2015). Resultados de Steven e Empelmann (2014), concluem que a mudança do arranjo de armadura na seção e a variação da resistência ao escoamento, não implicam na pressão de confinamento, entretanto, estes autores afirmam que o uso de barras de maior resistência implicam no aumento da capacidade de carga do pilar. Segundo Viapiana (2016), o uso de barras de maior resistência, evitam que o escoamento do aço anteceda a deformação última do concreto.

3.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE PILARES

A previsão da capacidade de carga dos pilares pode ser determinada a partir da somatória de contribuição do concreto e do aço, conforme teoria da resistência dos materiais. A Equação (3.1), considera a distribuição uniforme de tensões na determinação da força máxima resistida pelo pilar.

$$P = f_c \cdot A_c + \sigma_s A_s \quad (3.1)$$

Onde:

f_c é a resistência do concreto;

A_c é a área de concreto comprimido;

σ_s é a tensão na armadura longitudinal;

A_s é a área da armadura longitudinal.

Segundo Fusco (1989), a resistência à compressão a ser utilizada na determinação da capacidade de carga do pilar, deve ser minorada por três coeficiente, são eles: k_1 , coeficiente que leva em consideração o aumento da resistência do concreto após 28 dias; k_2 , coeficiente corrige a o valor da resistência obtida no corpo de prova cilíndrico para o valor da resistência na estrutura real; k_3 , coeficiente de consideração de redução da resistência por ações de longa duração. Este autor sugere o uso dos coeficientes $k_1=1,2$, $k_2=0,95$ e $k_3=0,75$, o que resulta no mesmo valor utilizado nas normas NBR 6118 (ABNT, 2014), CSA A23.3 (SCC, 2019) e ACI 318 (2019), conforme Equação (3.2).

$$P_{m\acute{a}x} = 0,85f_c \cdot A_c + \sigma_s A_s \quad (3.2)$$

Pode ser observado que o valor do fator de forma (k_2) é utilizado o mesmo para todas as resistências de concreto, o que segundo algumas pesquisas, não corresponde com a realidade. Segundo Lima Júnior (2003), a variação da resistência à compressão e a adição de fibras metálicas influenciam nos valores do fator de forma. Shin, Min e Mitchell (2017) realizaram a avaliação do fator de forma do UHPC e UHPFRC, obtendo em média valores de k_2 iguais a 0,73 e 0,89, respectivamente, para UHPC e UHPFRC. O menor valor é justificado pela perda prematura do cobrimento, o qual acontece instantes antes do alcance da força máxima. Os autores também concluíram, que a variação da resistência e do confinamento não influenciam no valor do fator de forma. A Figura 3.5 mostra a variação dos resultados obtidos pelos autores.

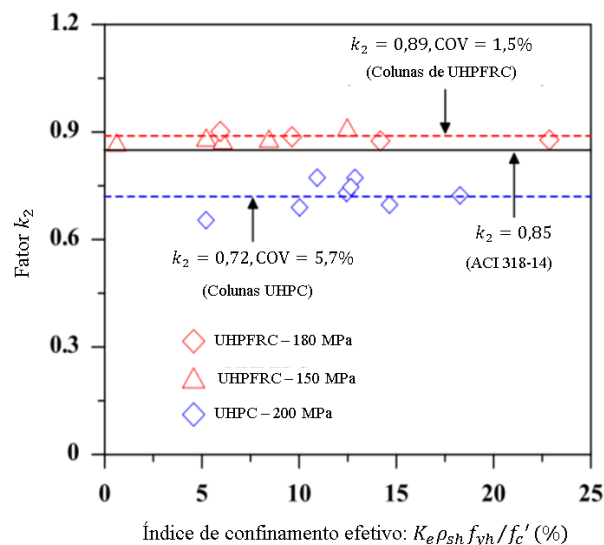


Figura 3.5: Comparação do fator de forma entre pilares de UHPC e UHPFRC (SHIN; MIN; MITCHELL, 2017).

3.4 MODELOS DE PREVISÃO DO CONFINAMENTO APLICADOS A CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO

O conceito de confinamento do concreto com armadura transversal foi introduzido por Richard, Brandtzaeg e Brown (1929). Estes autores, observaram que a redução do espaçamento dos estribos dos pilares resultava em acréscimos de capacidade de carga, e com isso, concluíram

que a armadura transversal quando solicitada, gera uma pressão lateral confinante. A partir destas considerações, diversos modelos analíticos de previsão do comportamento de pilares confinados foram desenvolvidos. No quadro da Figura 3.6, são apresentados os modelos de confinamento mais relevantes encontrados na literatura.

Modelo	Característica	Resistências de calibragem	Tipo de seção
Richard, Brandtzaeg e Brown (1929)	Introdução do conceito de confinamento gerado pela armadura transversal	20 MPa a 60 MPa	Circular
Sheikh e Uzumeri (1982)	Introdução do conceito de área efetivamente confinada, delimitada pela armadura transversal e longitudinal	31 MPa a 41MPa	Quadrada e retangular
Mander, Priestley e Park (1988a)	Introdução do coeficiente de efetividade, o qual leva em consideração a área efetivamente confinada	27 MPa a 31 MPa	Circular, quadrada e retangular
Cusson e Paultre (1995)	Introdução do índice de confinamento e pressão efetiva da armadura	60 MPa a 120 MPa	Quadrada e retangular
Razvi e Saatcioglu (1999)	Determinação do confinamento a partir da pressão lateral equivalente, distribuição uniforme de tensão na seção do pilar	60 MPa a 124 MPa	Circular, quadrada e retangular
Légeron e Paultre (2003)	Modificação do modelo de Cusson e Paultre (1995), com maior abrangência de resistências e tipo de seção	27 MPa a 124 MPa	Circular, quadrada e retangular
Aoude (2007)	Modificação do modelo de Légeron e Paultre (2003) e Cusson e Paultre (1995) com a inserção do efeito das fibras no comportamento dos pilares.	60MPa a 124 MPa	Quadrada e retangular
Cusson e Paultre (2008)	Otimização do modelo anterior de 1995, com redução dos procedimentos	60 MPa a 120 MPa	Quadrada e retangular

Figura 3.6: Principais modelos analíticos de confinamento e suas aplicações (AUTOR, 2022).

Segundo resultados de Hosinieh et al. (2015), e de Sharma, Bhargava e Kaushik (2005), os modelos de Mander, Priestley e Park (1988a), Cusson e Paultre (1995), Razvi e Saatcioglu (1999) e Aoude (2008), apresentarem as melhores estimativas para pilares de UHPC, e portanto, serão melhores abordados nos próximos itens. Esses três modelos consideram o efeito de arqueamento, conforme apresentado na Figura 3.7, onde a armadura transversal e longitudinal delimitam a área de concreto efetivamente confinada. As demais áreas, como o cobrimento, são consideradas como ineficazes para o aumento da força limite de compressão do pilar.

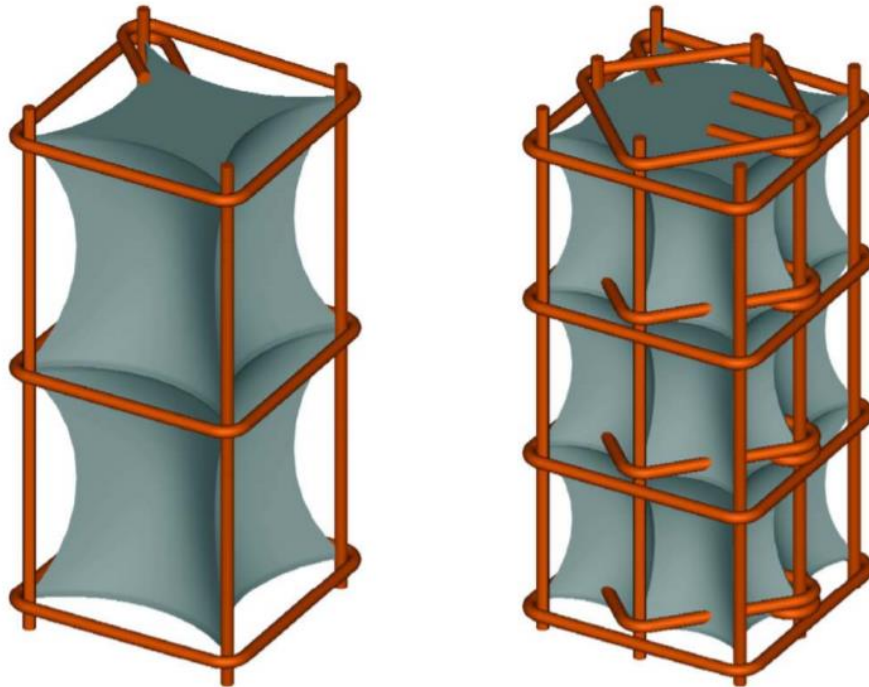


Figura 3.7: Consideração da área efetivamente confinada determinada pelo efeito de arqueamento (CUSSON; PAULTRE, 2008).

3.4.1 Modelo de Mander, Priestley e Park (1988)

O modelo desenvolvido por Mander, Priestley e Park (1988a) tem como principal característica a consideração da área efetiva confinada, delimitada pelo efeito de arqueamento, com a introdução do coeficiente k_e . O arqueamento acontece em armaduras de forma espiral ou estribo circular apenas na direção longitudinal, em meio a armadura transversal, conforme apresentado na Figura 3.8. Nos pilares com estribos quadrados e retangulares, o efeito de arqueamento acontece na direção longitudinal e transversal.

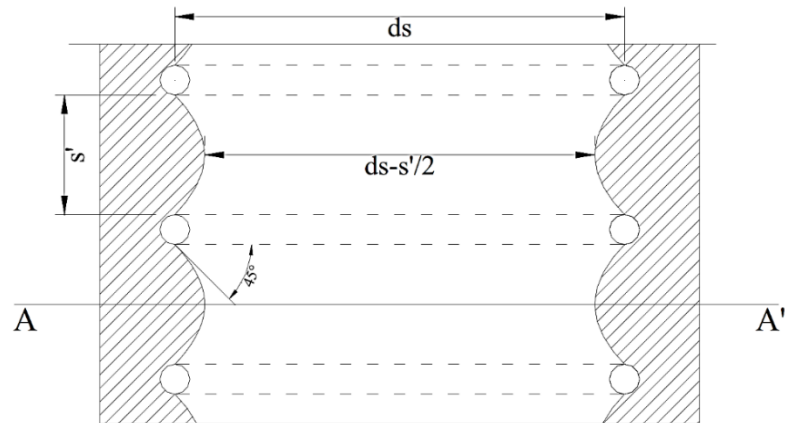


Figura 3.8: Efeito de arqueamento na direção longitudinal (MANDER; PRIESTLEY; PARK, 1988a)

A pressão transversal máxima do confinamento atua efetivamente em parte do núcleo do pilar, onde a tensão confinante se desenvolveu totalmente em consequência ao arqueamento. Em função da perda de efetividade de área confinada, utiliza-se o coeficiente k_e na determinação da pressão lateral efetiva, conforme Equações (3.3), (3.4) e (3.5).

$$f_{le} = f_l \cdot k_e \quad (3.3)$$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (3.4)$$

$$A_{cc} = A_c \cdot (1 - \rho_{cc}) \quad (3.5)$$

Onde:

A_e é a área efetivamente confinada;

A_{cc} é a área de concreto comprimido;

A_c é a área do núcleo delimitada pelo centro das armaduras transversais;

ρ_{cc} é a taxa de armadura longitudinal.

Segundo os autores do modelo, o arqueamento assume forma de uma parábola de segundo grau com inclinação tangencial inicial de 45° , conforme pode ser observado na Figura 3.8 anteriormente apresentada. A partir desta consideração, a determinação da área efetivamente confinada pode ser feita pela Equação (3.6) e (3.7), respectivamente para estribos circulares e espirais.

$$A_e = \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_s}\right)^2 \quad (3.6)$$

$$A_e = \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_s}\right) \quad (3.7)$$

Onde:

d_s é a distância entre os eixos da armadura transversal;

s' é o espaçamento interno entre a armadura transversal.

Nos pilares de seção quadrada ou retangular, o arqueamento ocorre no sentido horizontal entre as barras longitudinais, e no sentido vertical entre as barras transversais. A determinação da área efetivamente confinada é feita pela soma das áreas ineficazes, ou seja, a soma das áreas das parábolas em ambas as direções. Na Figura 3.9 podem ser observadas as áreas inefetivas ao confinamento no núcleo A_c .

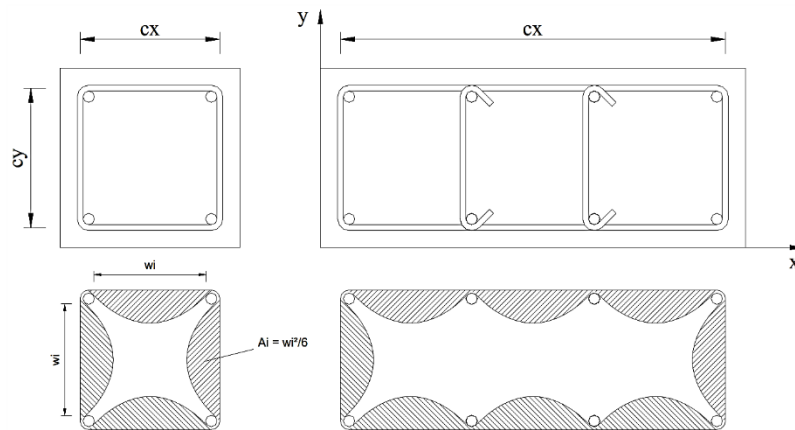


Figura 3.9: Delimitação da área efetivamente confinada (MANDER; PRIESTLEY; PARK, 1988a)

Logo, a área efetivamente confinada para pilares de estribos retangulares e quadrados pode ser determinada pela Equação (3.8).

$$A_e = \left(c_x \cdot c_y - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i)^2}{6} \right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot c_x}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot c_y}\right) \quad (3.8)$$

Onde:

c_x e c_y correspondem as dimensões do pilar medidas a partir do eixo do estribo ($c_x > c_y$).

Portanto o coeficiente de efetividade é expresso pela Equação (3.9), obtida pela substituição da Equação (3.8) na Equação (3.4). Ressalta-se que essa equação é para pilares com armadura transversal quadrada ou retangular, para outros casos deve ser usado as Equações (3.6) e (3.7).

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i)^2}{6 \cdot c_x \cdot c_y}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot c_x}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot c_y}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (3.9)$$

Segundo (MANDER; PRIESTLEY; PARK, 1988b) o coeficiente k_e mede com eficácia a variação da configuração da armadura transversal, e também, é o único parâmetro de variação da armadura longitudinal. Passível de diferentes configurações, as taxas de armadura transversal são calculadas separadamente por eixos x e y, conforme Equações (3.10) e (3.11).

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s \cdot c_y} \quad (3.10)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s \cdot c_x} \quad (3.11)$$

Onde:

A_{sx} corresponde a área de armadura transversal na direção x;

A_{sy} corresponde a área de armadura transversal na direção y.

A pressão lateral efetiva é determinada para os eixos x e y, separadamente, conforme expresso nas Equações (3.12) e (3.13).

$$f_{lx} = k_e \cdot \rho_x \cdot f_y \quad (3.12)$$

$$f_{ly} = k_e \cdot \rho_y \cdot f_x \quad (3.13)$$

O modelo constitutivo utilizado para determinação da resistência à compressão do concreto confinado envolve uma superfície de tensões de compressão multiaxial, baseado no modelo de falha de superfície de cinco parâmetros de William e Warnke (1995) *apud* Mander, Priestley e Park (1988a). A solução geral é realizada com o ábaco da Figura 3.10 com os dados das pressões laterais efetivas (f_{lx} e f_{ly}) e a resistência do concreto não confinado (f_{co}).

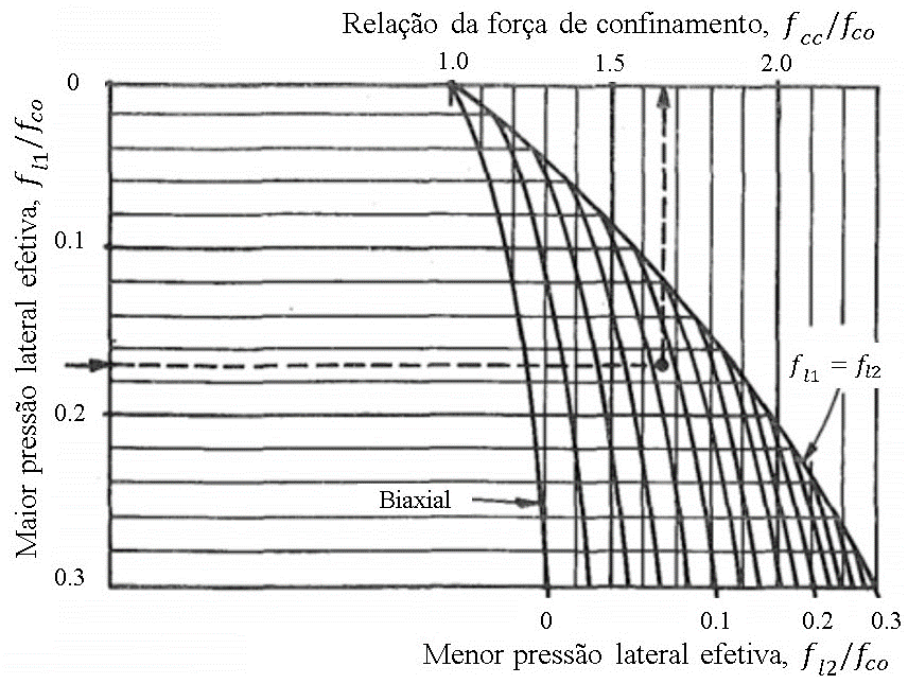


Figura 3.10: Ábaco para determinação da força de confinamento (MANDER; PRIESTLEY; PARK, 1988a).

Em pilares com armadura transversal de forma circular, onde a pressão lateral é uniforme para as duas direções, a determinação da resistência do concreto confinado é realizada pela Equação (3.14).

$$f_{cc} = f_{co} \cdot \left(-1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot f_{le}}{f_{co}}} - 2 \cdot \frac{f_{le}}{f_{co}} \right) \quad (3.14)$$

Mander (1983), propôs um modelo de tensão-deformação de concreto confinado que pode ser aplicado em pilares com seção circulares, quadradas e retangulares. Este diagrama é mostrado na Figura 3.11.

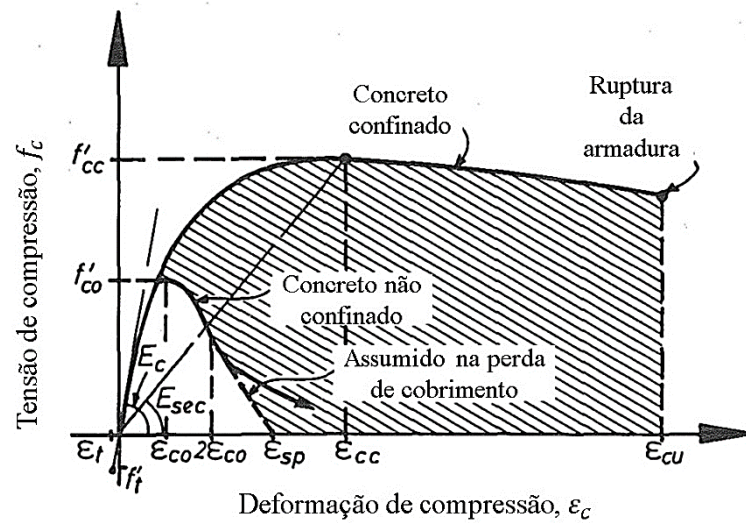


Figura 3.11: Diagrama tensão-deformação de pilares confinados (MANDER, 1983).

A determinação da tensão de compressão do concreto (f_c) é feita pela Equação (3.15) proposta por Popovics (1973), e é expressa por três parâmetros: módulo de elasticidade do concreto, resistência e deformação do concreto confinado.

$$f_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (3.15)$$

As variáveis desta equações podem ser definidas pelas equações (3.16), (3.17), (3.18), (3.19) e (3.20).

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.16)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (3.17)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.18)$$

$$E_c = 5000 \cdot \sqrt{f_{c0}} \quad (3.19)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.20)$$

Onde:

ε_c é a deformação longitudinal de compressão do concreto;

ε_{cc} é a deformação no pico de tensão do concreto confinado;

ε_{c0} é a deformação máxima do concreto não confinado, o qual pode ser assumido como 0,002;

E_c é o módulo de elasticidade tangente do concreto;

E_{sec} é o módulo de elasticidade secante do concreto confinado.

Mander, Priestley e Park (1988b) em um estudo complementar para verificação da efetividade do método de previsão do comportamento de pilares confinado, concluíram que o método prevê de forma adequada a capacidade de pico e da deformação do concreto confinado para seção circular, quadrada e retangular. Ressalta-se que diagrama tensão-deformação obtido a partir dos ensaios de pilares, deve sofrer a readequação para a subtração da resistência que é fornecida pela armadura longitudinal e pelo cobrimento, já que o modelo não inclui essas variantes na previsão do f_{cc} .

3.4.2 Modelo de Cusson e Paultre (1995)

O modelo de Cusson e Paultre (1995) foi elaborado para previsão do comportamento do concreto de alta resistência sobre efeito de confinamento, uma vez que modelos para concreto convencionais não apresentavam respostas satisfatórias. O modelo analítico foi calibrado com os dados experimentais de 50 pilares de concreto com resistência à compressão de 60 MPa a 120 MPa, onde foram consideradas as principais variáveis no confinamento: espaçamento, taxa de adição e resistência ao escoamento da armadura transversal; resistência à compressão do concreto; taxa de adição e distribuição da armadura longitudinal.

Richard (1929) constatou que um pilar submetido à pressão lateral apresenta aumento de capacidade de carga axial. A partir desta constatação, Cusson e Paultre (1995), determinaram que a pressão lateral poderia ser determinada pelo equilíbrio de forças da armadura transversal e a pressão lateral no núcleo, conforme exposto na Equação (3.21):

$$f_l = \frac{f_{hcc}}{s} \cdot \left(\frac{A_{shx} + A_{shy}}{c_x + c_y} \right) \quad (3.21)$$

Onde:

f_{hcc} é a tensão na armadura transversal na carga máxima do concreto confinado;

s é a distância de eixo a eixo da armadura transversal;

A_{shx} é a área de aço transversal perpendicular ao eixo x ;

A_{shy} é a área de aço transversal perpendicular ao eixo y ;

c_x é a largura do núcleo paralela ao eixo x ;

c_y é a largura do núcleo paralela ao eixo y .

A pressão lateral atua de maneira efetiva apenas no núcleo do pilar, onde a tensão de confinamento se desenvolve integralmente. Essa região é delimitada pelo efeito de arqueamento da armadura transversal e longitudinal, e influente no coeficiente de efetividade (k_e). Análogo ao modelo de Mander, Priestley e Park (1988a), a pressão lateral efetiva é obtida pelo produto $f_l \times k_e$, conforme Equação (3.22).

$$f_{le} = \frac{k_e f_{hcc}}{s} \cdot \left(\frac{A_{shx} + A_{shy}}{c_x + c_y} \right) \quad (3.22)$$

Em caso de pilares quadrados com armadura transversal igual em ambas as direções, a pressão lateral efetiva pode ser expressa pela equação simplificada (3.23).

$$f_{le} = \frac{k_e f_{hcc} A_{sh}}{sc} \quad (3.23)$$

Onde:

c é a largura do núcleo do pilar;

A_{sh} é a área de aço em uma direção (x ou y).

A partir da análise de regressão dos dados experimentais, os autores obtiveram a relação entre o ganho de resistência do concreto confinado e o índice de confinamento, conforme Equação (3.24). Essa equação inclui o coeficiente de não linearidade entre o ganho de força de concreto e o índice de confinamento (f_{le}/f_{co}).

$$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 2,1 \left(\frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)^{0,7} \quad (3.24)$$

Onde:

f_{cc} é a resistência à compressão de um elemento de concreto confinado;

f_{c0} é a resistência à compressão de um elemento de concreto sem confinamento.

O ganho de deformação do concreto é medido pela diferença da deformação na tensão máxima do concreto confinado e do não confinado, conforme Equação (3.25).

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} + 0,21 \cdot \left(\frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)^{1,7} \quad (3.25)$$

O uso da tensão de escoamento (f_y) como tensão da armadura na carga máxima do concreto confinado (f_{hcc}) induz a um erro na estimativa da pressão lateral. Cusson e Paultre (1994), obtiveram em pilares levemente confinados uma tensão máxima na armadura correspondente a 28% da tensão do escoamento, enquanto pilares altamente confinados, obtiveram uma tensão correspondente a 90% da tensão de escoamento. Portanto, tem-se que a tensão na armadura é diretamente ligada ao índice de confinamento do pilar.

A tensão na armadura chega mais próximo ao escoamento em pilares com alta deformação, como o caso de pilares bem confinados. Ao assumir que a deformação no concreto e tensão de confinamento são iguais em ambas as direções, a deformação da armadura de confinamento pode ser determinada pela Equação (3.26).

$$\varepsilon_{hcc} = \nu \varepsilon_{cc} - \frac{(1 - \nu) f_{le}}{E_{sec}} \quad (3.26)$$

Onde:

ν é o coeficiente de *Poisson*;

E_{sec} é o módulo secante no pico de resistência do concreto confinado.

O coeficiente de *Poisson*, o qual expressa a expansão transversal do concreto sob compressão axial, aumenta progressivamente até a ruptura do concreto e pode alcançar o valor de 0,5. Ao adotar este valor como constante, a deformação do aço é dada pela Equação (3.27).

$$\varepsilon_{hcc} = 0,5\varepsilon_{cc} \left[1 - \left(\frac{f_{le}}{f_{cc}} \right) \right] \quad (3.27)$$

Segundo os autores, as Equações (3.26) e (3.27), quando utilizadas em pilares altamente confinado, podem apresentar um erro expressando uma força de armadura maior que a tensão de escoamento do aço, porém, isso indica que o aço está escoando. Em pilares com baixo índice de confinamento, esta expressão irá prever bem a tensão do aço, desde que a parte ascendente do diagrama tensão-deformação apresente comportamento quase linear até o pico de estresse.

A pressão lateral efetiva, a deformação e a tensão do concreto confinado na carga máxima são dependentes do cálculo da tensão máxima do aço f_{hcc} . Portanto, o cálculo analítico do confinamento deve ser feito a partir do processo iterativo descrito a seguir:

- 1) estimativa da pressão lateral efetiva (f_{le}) com a tensão do escoamento do aço como ponto inicial;
- 2) cálculo da tensão de pico do concreto confinado (f_{cc}) e a correspondente deformação (ε_{cc});
- 3) cálculo da deformação da armadura transversal (ε_{hcc}) no pico de tensão do concreto confinado;
- 4) obtenção da tensão resultante do aço de confinamento (f_{hcc}) a partir do diagrama tensão-deformação da barra;
- 5) nova determinação da pressão lateral efetiva com o uso do novo valor f_{hcc} , somente para a condição $f_{hcc} < f_y$;
- 6) repetir os passos de 2 a 5 até a convergência.

O diagrama tensão-deformação proposto por Cusson e Paultre (1995) é apresentado na Figura 3.12.

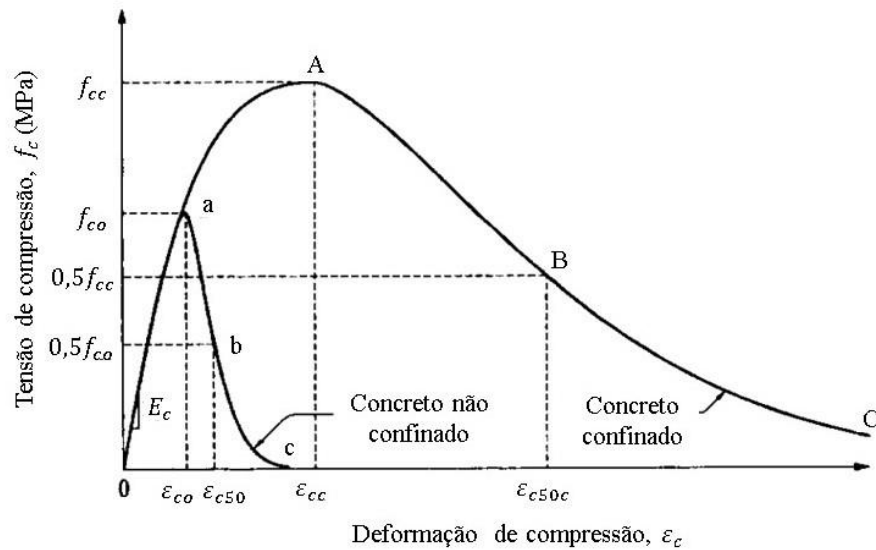


Figura 3.12: Modelo de diagrama tensão-deformação para pilares confinados proposto por Cusson e Paultre (CUSSON; PAULTRE, 1995).

O trecho ascendente OA é determinado pelo modelo de Popovics (1973), conforme Equação (3.15) anteriormente apresentada. Já o trecho descendente ABC, é dado pela Equação (3.28).

$$f_c = f_{cc} \cdot \exp[k_1 \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^{k_2}] \quad (3.28)$$

O coeficiente k_1 indica a inclinação geral do ramo ascendente e foi adaptado para atravessar o ponto correspondente a metade da tensão de pico do concreto confinado (ε_{c50c}). Para concreto bem confinado, produz uma queda suave no trecho descendente, e para levemente confinado, produz uma queda mais acentuada. Esse coeficiente é determinado pela Equação (3.29).

$$k_1 = \frac{\ln 0,5}{(\varepsilon_{c50c} - \varepsilon_{cc})^{k_2}} \quad (3.29)$$

A curvatura do ramo descendente é controlada pelo coeficiente k_2 . A diferença entre a curvatura analítica e experimental pode ser minimizada pelo processo iterativo de substituição dos dados experimentais na Equação (3.30). Este modelo emprega-se a concreto não confinado, onde deve ser utilizado $k_2 = 1,5$.

$$k_2 = 0,58 + 0,16 \cdot \left(\frac{f_{le}}{f_{co}}\right)^{1,4} \quad (3.30)$$

3.4.3 Modelo de Razvi e Saatcioglu (1999)

Segundo Razvi e Saatcioglu (1999), diversos modelos de previsão de confinamento para concreto com resistência à compressão convencional foram desenvolvidos e, posteriormente, adaptados para concreto de alta resistência. O modelo proposto por esses autores foi baseado no modelo de Saatcioglu e Razvi (1993), e mantém o conceito de pressão de confinamento uniforme equivalente. A Figura 3.13 demonstra a distribuição das pressões nas diferentes seções confinadas.

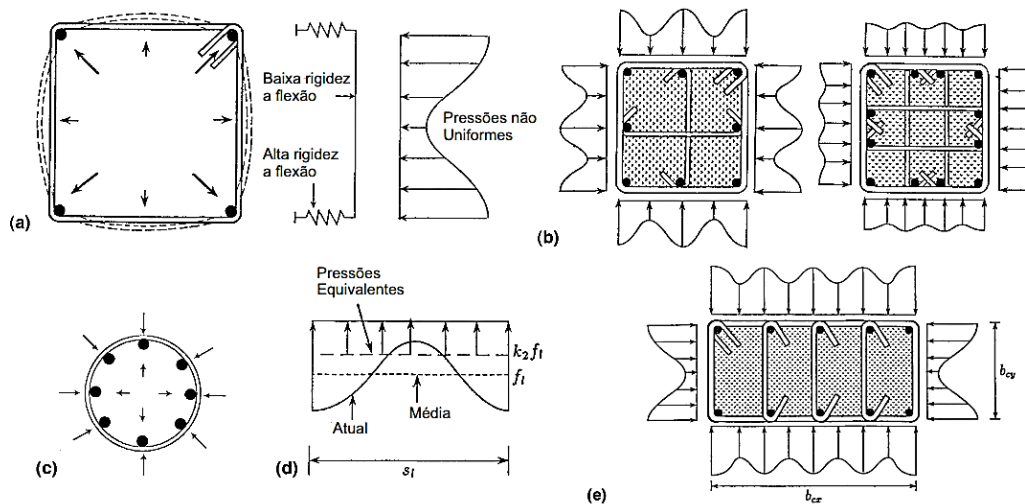


Figura 3.13: Esforços de confinamento em pilares de seção quadrada e retangular (RAZVI; SAATCIOGLU, 1999).

O concreto confinado por armadura transversal desenvolve a pressão lateral passiva a medida que o concreto se expande sob influência de compressão axial, criando um estado múltiplo de tensão. A tensão gerada pela expansão nem sempre é uniforme, como o caso de pilares de seção quadrada ou retangular, onde acontece maior concentração de tensão próximo às amarrações com as barras longitudinais. Em observação a essa falta de uniformidade da distribuição das tensões nos eixos ortogonais, os autores introduziram o modelo de pressão lateral equivalente para determinação do comportamento do concreto confinado, conforme expresso na Equação (3.31).

$$f_{cc} = f_{c0} + K_1 \cdot f_{le} \quad (3.31)$$

Onde:

f_{c0} é a força do concreto não confinado na estrutura (autores assumem como $0,85f_c$);

f_{le} é a pressão lateral uniforme equivalente.

O coeficiente K_1 correlaciona a pressão lateral com o acréscimo de carga do concreto confinado, e pode ser obtido pela Equação (3.32):

$$K_1 = 6,7 \cdot (f_{le})^{-0,17} \quad (3.32)$$

A pressão lateral uniforme equivalente é determinada pela Equação (3.33), a partir da multiplicação da pressão lateral média (f_l) e do coeficiente de equivalência (k_2), respectivamente determinados pelas Equações (3.34) e (3.35). Esse coeficiente reflete a eficiência do reforço e é função do arranjo de armadura transversal e longitudinal. Em casos onde a pressão de confinamento é uniforme $k_2=1$.

$$f_{le} = k_2 \cdot f_l \quad (3.33)$$

$$k_2 = 0,15 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right) \cdot \left(\frac{b_c}{s_l}\right)} \leq 1 \quad (3.34)$$

$$f_l = \frac{\sum_{i=1}^q (A_s \cdot f_s \cdot \text{sen} \alpha)_i}{s \cdot b_c} \quad (3.35)$$

Onde:

b_c é a dimensão do núcleo medida do centro a centro dos estribos;

q é o número de ramos no sentido de análise da pressão lateral;

s é o espaçamento entre a armadura transversal;

s_l é o espaçamento entre a armadura longitudinal;

A_s é a área de cada barra de armadura transversal;

f_s é a tensão do aço.

A Equação pode ser usada em pilares de seção circular e seção quadrada com mesma área de aço em ambas direções ortogonais. Para pilares com seção retangular, a pressão f_{le} é determinada pela Equação (3.36).

$$f_{le} = \frac{f_{lex} \cdot c_x + f_{ley} \cdot c_y}{c_x + c_y} \quad (3.36)$$

Onde:

f_{lex} e f_{ley} correspondem a tensão lateral equivalente nas direções x e y, respectivamente;
 c_x e c_y são a dimensão do núcleo paralelo aos eixos x e y, respectivamente ($c_x > c_y$).

Assim como outros autores, Razvi e Saatcioglu (1999), concluíram que o uso da tensão do escoamento do aço na previsão da pressão lateral é ineficaz e pode superestimar a tensão de confinamento. Com um grande volume de dados experimentais, os autores estipularam a Equação (3.37) para previsão da tensão do aço. Esta equação é eficaz para uma análise de aço com limite de resistência ao escoamento até 1400 MPa.

$$f_s = E_s \cdot \left(0,0025 + 0,04 \cdot \sqrt[3]{\frac{K_2 \cdot \rho_c}{f_{co}}} \right) \leq f_{yt} \quad (3.37)$$

Na qual ρ_c corresponde a taxa de armadura e é expressa pela Equação (3.38):

$$\rho_c = \frac{\sum_{i=1}^n (A_{sx})_i + \sum_{j=1}^m (A_{sy})_j}{[s \cdot (c_x + c_y)]} \quad (3.38)$$

Onde:

n e m correspondem ao número de ramos nas direções x e y, respectivamente;

A_{sx} e A_{sy} correspondem a área de armadura nas direções x e y.

O diagrama tensão-deformação proposto pelos autores é apresentado na Figura 3.14.

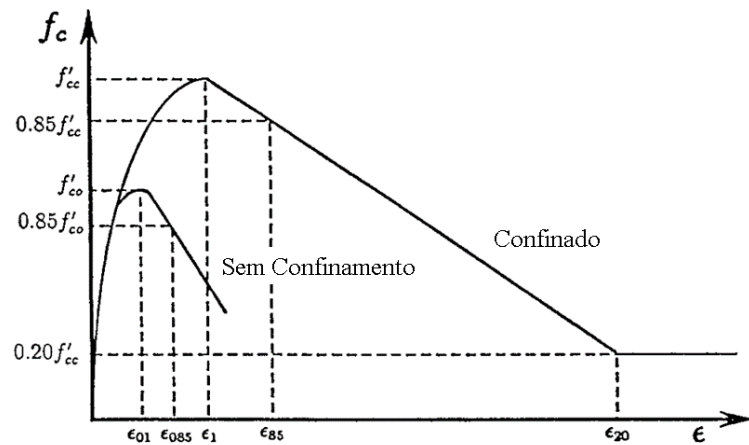


Figura 3.14 : Modelo de diagrama tensão-deformação para pilares confinados (RAZVI; SAATCIOGLU, 1999)

Segundo os autores, a estimativa do ramo ascendente criada por Popovics (1979), e mais tarde usado para concreto convencionais por Mander, Priestley e Park (1988a) e para concreto de alta resistência de Cusson e Paultre (1995), é um modelo preciso e que pode ser utilizado para variadas resistências do concreto. O módulo de elasticidade do concreto para essas equações é dado pela Equação (3.39).

$$E_c = 3,320\sqrt{f_c} + 6,900 \quad (3.39)$$

O ramo descendente é dado por uma adaptação do modelos de Saatcioglu e Razvi (1993), onde a inclinação do ramos é obtida pela deformação correspondente a 85% do pico de tensão do concreto confinado ϵ_{85} . Essas expressões (Equações (3.40) e (3.41)) podem ser usadas para concretos de resistência normal e de alta resistência.

$$\epsilon_1 = \epsilon_{01} \cdot (1 + 5 \cdot k_3 \cdot K) \quad (3.40)$$

$$\epsilon_{85} = 260 \cdot k_3 \cdot \rho_c \cdot \epsilon_1 \cdot [1 + 0,5 \cdot k_2 \cdot (k_4 - 1)] + \epsilon_{085} \quad (3.41)$$

Os coeficientes k_3 e k_4 correspondem ao aumento de resistência do concreto e da tensão do escoamento do aço, respectivamente, e podem ser determinados pelas Equações (3.42) e (3.43). Enquanto K correlaciona a inclinação do ramo com a pressão lateral efetiva e a resistência do concreto não confinado (Equação (3.44)).

$$k_3 = \frac{40}{f_{co}} \leq 1,0 \quad (3.42)$$

$$k_4 = \frac{f_{yt}}{500} \geq 1,0 \quad (3.43)$$

$$K = \frac{K_1 \cdot f_{le}}{f_{co}} \quad (3.44)$$

Na ausência de dados experimentais do concreto não confinado, os autores sugerem o uso das Equações (3.45) e (3.46).

$$\varepsilon_{01} = 0.0028 - 0.0008 k_3 \quad (3.45)$$

$$\varepsilon_{085} = \varepsilon_{01} + 0.0018 k_3^2 \quad (3.46)$$

3.4.4 Modelo de Aoude (2007)

Esse modelo de confinamento é baseado nos modelos de comportamento de pilares confinados de Cusson e Paultre (1998) e de Legeron e Paultre (2003), e busca acoplar os efeitos benéficos da adição de fibras metálicas na capacidade de carga e no comportamento pós pico dos pilares.

Em vista da Equação (3.24), apresentada anteriormente, desenvolvida por Cusson e Paultre (1998), os autores Legeron e Paultre (2003), propuseram um novo valor para o coeficiente da pressão lateral confinante, de 2,1 para 2,4. Em vista a mesma modificação, Aoude (2007), incorporou o efeito benéfico das fibras, chegando à Equação (3.47).

$$f_{cc} = f_{co} \left[1 + 2,4 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{0,7} + 4,1 \left(\frac{f_{lf}}{f_{co}} \right) \right] \quad (3.47)$$

Onde f_{lf} corresponde a pressão confinante das fibras, a qual pode ser determinada pelas Equações (3.48) e (3.49):

$$f_{lf} = \alpha v_f \frac{l_f}{d_f} \tau_{bond} \quad (3.48)$$

$$\tau_{bond} = 0,6f_{co}^{2/3} \quad (3.49)$$

Onde:

α corresponde ao fator de orientação das fibras;

v_f é a fração volumétrica das fibras;

l_f comprimento das fibras, sem a consideração dos ganchos (quando o caso);

d_f diâmetro das fibras;

τ_{bond} corresponde a força de ligação entre a matriz e a fibra.

Como previsão da deformação do concreto confinado, o autor sugere o uso da Equação (3.25), desenvolvida por Cusson e Paultre (1994).

3.5 ÍNDICES DE DUCTILIDADE

Os primeiros estudos sobre confinamento de pilares indicaram incrementos de ductilidade com o aumento da taxa de armadura transversal e o uso de aço com maior resistência ao escoamento. Uma vez que a força de resistência à tração do aço (confinante) é proporcional à quantidade (ρ_h), e o aumento de capacidade associado à boa resistência ao escoamento (f_{yh}), começou a ser usada a relação $\rho_h \cdot f_{yh}$ como parâmetro de predição do comportamento dos pilares e indicação do grau de confinamento (RAZVI; SAATCIOGLU, 1994).

O aumento da resistência do concreto manifestou comportamentos que fugiam da previsão de confinamento, devido a sua menor deformabilidade. A partir deste ponto, foi observado que o incremento de ductilidade está relacionado à resistência do concreto, e o índice de confinamento deveria ser expresso conforme a Equação (3.50) (SUGANO; KIMURA; SHIRAI, 2007). A norma CSA A23.3 (SCC, 2019), utiliza essa equação para garantia da ductilidade dos pilares, onde o índice de confinamento deve ser superior a 0,18.

$$\text{Índice de confinamento} = \rho_h \cdot \frac{f_{yh}}{f_c} \quad (3.50)$$

Segundo Cussom e Paultre (1995), o uso da tensão de escoamento do aço na predição de respostas tensão-deformação, pode produzir pilares com mesmo grau de confinamento, mas que apresentem capacidades de carga e comportamento diferentes, uma vez que a armadura transversal, em baixo e médio índice de confinamento, não atinge a tensão de escoamento. Esses autores criaram indicador mais preciso do confinamento, denominado como índice de confinamento efetivo (I_{ce}), o qual considera a ação de arqueamento no núcleo do concreto e a tensão real na armadura transversal no pico de resistência, conforme (3.51).

$$I_{ce} = \frac{f_{le}}{f_{co}} \quad (3.51)$$

Os autores separaram três classes de acordo com o índice de confinamento efetivo:

- 1) baixo índice de confinamento: $0\% < I_{ce} < 5\%$;
- 2) médio índice de confinamento: $5\% < I_{ce} < 20\%$;
- 3) alto índice de confinamento: $20\% < I_{ce}$.

Segundo estes autores, os pilares cujo o grau de confinamento está na classe 1, não apresentam incrementos de ductilidade, e seu uso deve ser restrito a regiões onde não há preocupações com sismos. Pilares da classe 2 produzem incremento moderado na resistência e apresentam comportamento dúctil pós-pico. Os pilares da classe 3 apresentam o confinamento que proporciona ganhos significativos na resistência e no comportamento pós pico. As classes 2 e 3 são apropriadas para projetos em regiões sísmicas moderadas e altas.

De maneira similar, a norma CSA A23.3 (SCC, 2019) classifica a ductilidade de pilares em três categorias: estrutura com boa absorção de energia ($R_d = 4$), ductilidade moderada ($R_d = 2,5$) e a de construção convencional ($R_d = 1,5$). Hosinie et al. (2015) indicam que o dimensionamento de pilares de UHPFRC com as recomendações desta norma, alcançaram bom comportamento, e que, independente da distribuição da armadura, para o mesmo grau de confinamento, o comportamento dos pilares ocorreu de forma similar.

Segundo Foster e Attard (2001), o índice de ductilidade I_{10} é mais preciso na previsão do comportamento dos pilares, pois relaciona a área sobre a curvatura do diagrama tensão-deformação, com o incremento de ductilidade (Figura 3.15). Para valores de $I_{10}=10$, considera-

se um material perfeitamente elasto-plástico, e $I_{10}=1$, um material perfeitamente elasto-quebradiço.

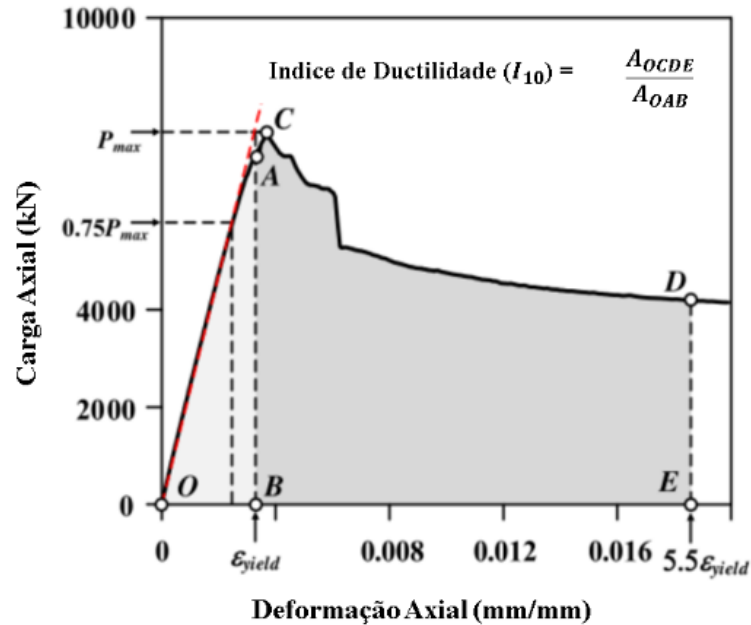


Figura 3.15: Determinação do índice de ductilidade I_{10} (SHIN; MIN; MITCHELL, 2017).

Dados apontam que estruturas com I_{10} superior a 8, apresentam boa ductilidade (SHARMA; BHARGAVA; KAUSHIK, 2005; SHIN; MIN; MITCHELL, 2017). Segundo Empelmann e Steven (2008), o valor de $I_{10}=6,5$, correspondente a ductilidade de um pilar de resistência à compressão de 40 MPa. Estes autores sugerem a Equação (3.52) como simplificação para determinação deste índice.

$$I_{10} = 2,89 \ln \left(1000 \cdot k_e \cdot \rho_h \cdot \frac{f_{yh}}{f_c} \right) \quad (3.52)$$

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi dividido inicialmente em duas principais etapas: estudo do concreto e ensaio dos pilares. A primeira etapa consistiu no estudo do traço de referência, definição e caracterização dos traços definitivos para execução dos pilares. A segunda etapa consistiu no estudo da metodologia experimental, confecção e ensaio dos pilares curtos submetidos à compressão centrada. Nesta etapa, realizou-se dois ensaios piloto para verificação da eficiência da metodologia experimental programada. Os pilares para os ensaios definitivos, foram compostos por nove combinações, formadas por três teores de adição de fibras metálicas e três índices de confinamento, sendo que foram executadas duas replicadas para cada combinação. Todo o programa experimental foi desenvolvido no Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais (LEME), da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).

4.1 ESTUDO DO CONCRETO

Este item teve como objetivo principal a obtenção do concreto com resistência média à compressão de 120 MPa e com trabalhabilidade satisfatória para a moldagem dos pilares, considerando o teor de adição de fibras de 3%. O valor da resistência foi definido considerando a capacidade de aplicação de carga dos equipamentos do laboratório e a possibilidade de aplicabilidade do concreto, sem a utilização de tratamentos de cura especiais e materiais com difícil disponibilidade.

Com o objetivo da variação do teor de adição das fibras metálicas, além do concreto sem fibras, foram definidos os teores de 1,5% e 3,0%. O maior teor de adição foi definido em consideração os resultados das pesquisas de Richard e Cheyrezy (1995) e Vanderlei (2004), além de ser condizente com o teor de fibras metálicas utilizado em outras pesquisas de UHPFRC desenvolvidas no LEME, como a de Fávero (2016) e a de Rocha, Barros e Silva Filho (2020). O valor médio de adição foi definido apenas como intervalo entre o concreto sem fibras e maior teor de adição.

4.1.1 Materiais utilizados

Os materiais utilizados na produção do concreto são descritos brevemente a seguir:

- a) cimento Portland de alta resistência inicial CP V-ARI, com alto teor de clínquer (95% a 100%) e diâmetro médio de 17,39 μm ;
- b) sílica ativa não densificada, com diâmetro médio de 26,19 μm ;
- c) pó de quartzo com alto teor de pureza, constituído de 99 % de dióxido de silício e com diâmetro médio de 8,36 μm ;
- d) agregado miúdo areia quartzosa fina, beneficiada, com diâmetro médio de 181,20 μm , proveniente da cidade de Osório –RS;
- e) agregado miúdo areia quartzosa média fina, com diâmetro médio de 420,55 μm , proveniente da cidade de Guaíba –RS;
- f) aditivo superplastificante TECFLOW 8000 a base de policarboxilato;
- g) aditivo modificador de viscosidade MV 250.

As fibras metálicas curtas, utilizadas apenas nos traços com reforço de fibras, possuem resistência à tração de 2800 MPa e dimensões de 0,2 mm de diâmetro e 13 mm de comprimento, denominadas comercialmente como OL13/.20. A Figura 4.1 mostra seu aspecto.



Figura 4.1: Aspecto das fibras metálicas OL13/0,2 (AUTOR, 2022).

A distribuição granulométrica do aglomerante, aglomerante complementar e dos agregados pode ser observada na Figura 4.2. A análise da distribuição granulométrica foi realizada pelo Laboratório de Materiais Cerâmicos LACER/UFGRS.

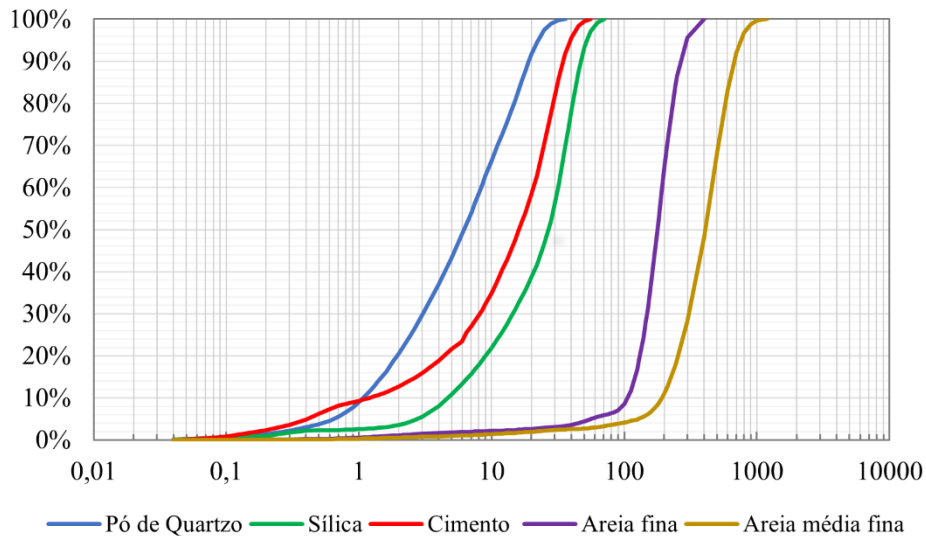


Figura 4.2: Distribuição granulométrica dos materiais (AUTOR, 2022).

4.1.2 Estudo do traço

O concreto de ultra alto desempenho parte do princípio do empacotamento das partículas e portanto, trata-se de um concreto muito sensível a mudanças das propriedades de seus materiais constituintes. Nesse contexto, esta etapa consistiu no estudo do traço de Fávero (2016), utilizando os materiais disponíveis para a realização desta pesquisa. A definição do traço se baseou no fato deste apresentar menor consumo de cimento do que demais traços encontrados na literatura, onde são usados cerca de 750 kg/m^3 a 1000 kg/m^3 , apresentando menor agressividade ambiental, além de ser um traço desenvolvido e amplamente estudado no LEME. O quadro da Figura 4.3 apresenta as proporções de materiais do traço de referência.

Material	Consumo por m^3 (kg/m^3)
Cimento	619,2
Sílica Ativa	142,4
Areia industrial	834,0
Areia do rio beneficiada	480,5
Pó de quartzo	224,1
Aditivo superplastificante	19,0
Modificador de viscosidade	7,6
Água	152,3
Fibras metálicas (3%)	213

Figura 4.3: Traço de referência (AUTOR, 2022).

Uma vez que a reprodução do traço com os materiais disponíveis resultou em um concreto com baixa trabalhabilidade, foram rodados diversos estudos com alteração dos seguintes parâmetros: relação água/cimento; quantidade de aditivo superplastificante e modificador de viscosidade; quantidade de granulometria das areias. Observou-se que o aumento de aditivo não proporcionou efeitos significativos na trabalhabilidade, mas provocou a redução da resistência à compressão. Já a utilização apenas da menor granulometria de areia proporcionou incremento de resistência, em detrimento da trabalhabilidade. Por fim, os melhores resultados foram obtidos para a variação da relação água/cimento, fixada em 0,22, alterando a quantidade total de água para 167,53 litros/m³. As verificações desta etapa consistiram na realização do ensaio de índice de consistência, no estado fresco, e de resistência à compressão, aos 28 dias de idade.

4.1.3 Procedimentos de moldagem do concreto

A produção do concreto foi realizada em dois diferentes misturadores de eixo vertical. Para os testes de traço foi utilizado um misturador menor, cujo volume máximo recomendado de utilização é de 2,5 litros. Já para as demais moldagens, um misturador com volume máximo recomendado de 70 litros foi utilizado. Uma vez que o concreto de ultra alto desempenho requer maior energia de mistura, não é recomendada a utilização de betoneira (eixo horizontal) para sua produção.

O procedimento de mistura do concreto de ultra alto desempenho é de extrema importância para garantia do alcance das propriedades mecânicas do concreto e, por isso, encontram-se na literatura diversas metodologias de mistura. Para este trabalho, foi utilizado uma adaptação do procedimento estabelecido por Graybeal (2006), similares às adaptações utilizadas por Fávero (2016) e Rocha, Barros e Silva Filho (2020), conforme descrito:

- a) colocação de 100% de sílica ativa na betoneira, 77% da água total e 30% do aditivo superplastificante;
- b) homogeneização dos materiais até formação de uma pasta;
- c) colocação de 100% de cimento, 20% da água total e os 70% restantes do aditivo superplastificante;
- d) homogeneização completa da mistura;

- e) colocação de 100% do pó de quartzo;
- f) homogeneização completa dos materiais;
- g) colocação de 100% da areia de menor dimensão;
- h) colocação de 100% da areia de maior dimensão;
- i) colocação de 100% das fibras para os traços com reforço;
- j) colocação de 100% do aditivo modificador de viscosidade misturado com os 3% restantes de água e homogeneização até percepção de melhora da viscosidade do concreto.

Todos os materiais foram adicionados por partes e com o misturador ligado, de forma a facilitar o processo de homogeneização. Percebeu-se que esse procedimento diminuiu o tempo de mistura necessário. A Figura 4.4: Colocação de componente no misturador de eixo vertical (AUTOR, 2022) mostra o momento de colocação do agregado miúdo no misturador de eixo vertical.



Figura 4.4: Colocação de componente no misturador de eixo vertical (AUTOR, 2022)

Após o procedimento de mistura, os corpos de prova foram moldados e direcionados para mesa vibratória para o correto adensamento, seguindo para cura de 24 horas a temperatura ambiente. Durante esse período, deixaram-se os corpos de prova vedados com sacolas plásticas para evitar

a retração por perda de água. Após esse período, foram desmoldados e direcionados para a câmara úmida com temperatura controlada. No dia do ensaio, realizou-se a preparação da superfície com retifica. Todos esses procedimentos seguiram as diretrizes da NBR 5738 (2018).

4.1.4 Ensaio de caracterização

A partir do estudo do traço realizado, onde alcançou-se o traço com a resistência à compressão média próxima à 120 MPa, em relação a melhor trabalhabilidade possível, foi realizada uma caracterização dos traços com diferentes teores de adição de fibras, os quais foram utilizados na fabricação dos pilares. Para isso, estabeleceu-se as nomenclaturas dos traços, conforme apresentadas no quadro da Figura 4.5.

Nomenclatura	Teor de adição de fibras metálicas
UHPC	0%
UHPFRC-15	1,5%
UHPFRC-30	3%

Figura 4.5: Quadro com as nomenclaturas dos traços (AUTOR, 2022).

Os traços de concreto foram rodados um de cada vez, seguindo os procedimentos já especificados anteriormente, incluindo a permanência dos corpos de prova em cura ambiente por 24 horas até a desmoldagem e em câmara úmida até a idade de 28 dias, referente à realização dos ensaios de compressão uniaxial e de módulo de elasticidade. Além destes ensaios, também se realizou o ensaio de índice de consistência, para o concreto em estado fresco. Nesta etapa todos os corpos de prova foram moldados em dimensões de 100 mm de diâmetro e 200 mm de comprimento.

Os ensaios de módulo de elasticidade e a determinação do coeficiente de *Poisson* foram definidos como necessários, uma vez que servem como parâmetro para os modelos analíticos de confinamento. Os ensaios de módulo de elasticidade seguiram as instruções da NBR 8522 (2017), a qual estipula ciclos de carregamento com 30% de f_c . Para a determinação do coeficiente de Poisson, utilizou-se de um transdutor de deslocamento de variação linear (LVDT – *linear variation displacement transducer*) posicionado transversalmente, conforme pode ser observado na Figura 4.6. Com isso, foi possível correlacionar a deformação longitudinal com a deformação transversal do corpo de prova.



Figura 4.6: Ensaio de módulo de deformação (AUTOR, 2022).

Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3: Resultados dos ensaios de caracterização dos traços UHPC, UHPFRC-15 e UHPFRC-30.

Ensaio	Unid.	Traço		
		UHPC	UHPFRC-15	UHPFRC-30
Índice de consistência	mm	26	25	24,5
Compressão uniaxial	MPa	105,23 (1,33)	112,02 (1,63)	115,21 (4,75)
Módulo de elasticidade	GPa	43,76 (0,68)	45,01 (1,98)	46,01 (1,901)
Coefficiente de Poisson	-	0,183 (0,005)	0,197 (0,008)	0,211 (0,02)

Na tabela são apresentados os valores médios e o respectivo desvio padrão (xxx).

(Fonte: AUTOR,2022)

4.2 ENSAIO DOS PILARES

Os pilares foram nomeados seguindo o formato X-Y-Z, conforme descrição: X corresponde à etapa de ensaio do pilar, sendo que T se refere ao ensaio piloto e P aos ensaios definitivos; Y é composto por dois números que se referem ao índice de adição de fibras metálicas, sendo 00, 15 e 30, correspondentes ao concreto sem fibras, e as taxas de adição de fibras de 1,5% e 3%,

respectivamente; Z é conferido aos índices de confinamento dos pilares, sendo que A, B e C, nesta ordem, correspondem ao alto, médio e baixo índice de confinamento. Para os pilares sem armadura, o Z não foi conferido. Essa descrição pode ser observada na Tabela 4.

Tabela 4: Descrição dos pilares.

Nomenclatura	Nº de amostras	Concreto	Espaçamento estribos	Índice de confinamento
T30A	1	UHPFRC-30	40 mm	Alto
T00	1	UHPC	-	-
P00A	2	UHPC	40 mm	Alto
P00B	2	UHPC	46 mm	Médio
P00C	2	UHPC	62 mm	Baixo
P15A	2	UHPFRC-15	40 mm	Alto
P15B	2	UHPFRC-15	46 mm	Médio
P15C	2	UHPFRC-15	62 mm	Baixo
P30A	2	UHPFRC-30	40 mm	Alto
P30B	2	UHPFRC-30	46 mm	Médio
P30C	2	UHPFRC-30	62 mm	Baixo
P00	2	UHPC	-	-
P15	2	UHPFRC-15	-	-
P30	2	UHPFRC-30	-	-

(Fonte: AUTOR,2022)

Para a série de ensaio piloto, foram confeccionados apenas 1 exemplar de cada pilar, enquanto para a série de ensaios definitivos foram ensaiados dois exemplares de cada.

Conforme pode ser observado Tabela 4, ao total foram ensaiados um total de 26 pilares de seção transversal 10 cm x 10 cm e altura de 80 ± 1 cm. A altura dos pilares foi definida pela limitação de dimensão da prensa hidráulica, enquanto a seção, foi determinada pela capacidade máxima de carga da prensa, uma vez que concretos de ultra alto desempenho obtém elevados níveis de resistências à compressão. Nos próximos itens, a metodologia de ensaio e as configurações dos pilares serão propriamente apresentadas.

4.2.1 Armaduras

As armaduras foram dimensionadas com a finalidade de garantir o efeito de confinamento ao concreto em três diferentes índices: baixo, médio e alto. Esses índices foram definidos conforme o modelo analítico de Cusson e Paultre (1995, 2008), fixando-se a resistência à compressão do concreto em 120 MPa e o uso do aço da classe CA-50. Como parâmetro de variação para

obtenção dos diferentes índices de confinamento, realizou-se a variação da taxa de armadura, em sua maior significância, a variação do espaçamento dos estribos. Em concordância ao que já se é conhecido para os concretos convencionais e de alta resistência, a variação do espaçamento do estribo apresenta maior influência no comportamento pós pico dos pilares confinados de UHPC e UHPFRC (HOSINIEH, 2014) (SHIN; MIN; MITCHELL, 2017). Para todas as análises, foi adotada uma armadura longitudinal composta por 4 barras de 10 mm de diâmetro.

Para definição do diâmetro dos estribos, realizou-se um breve estudo com o modelo analítico proposto. Em vista disso, concluiu-se que o uso de diâmetro de 8 mm permitiria um maior espaçamento entre os estribos, mantendo os índices de confinamento estipulados. Maiores espaçamentos permitem maior acomodação das fibras metálicas e resultam na diminuição dos riscos de falha na concretagem. Nas extremidades dos pilares, o espaçamento foi reduzido para compor a armadura de fretagem, disposta para evitar o esmagamento do concreto e possível ruptura prematura dos pilares. A Figura 4.7 apresenta o arranjo das armaduras definido.

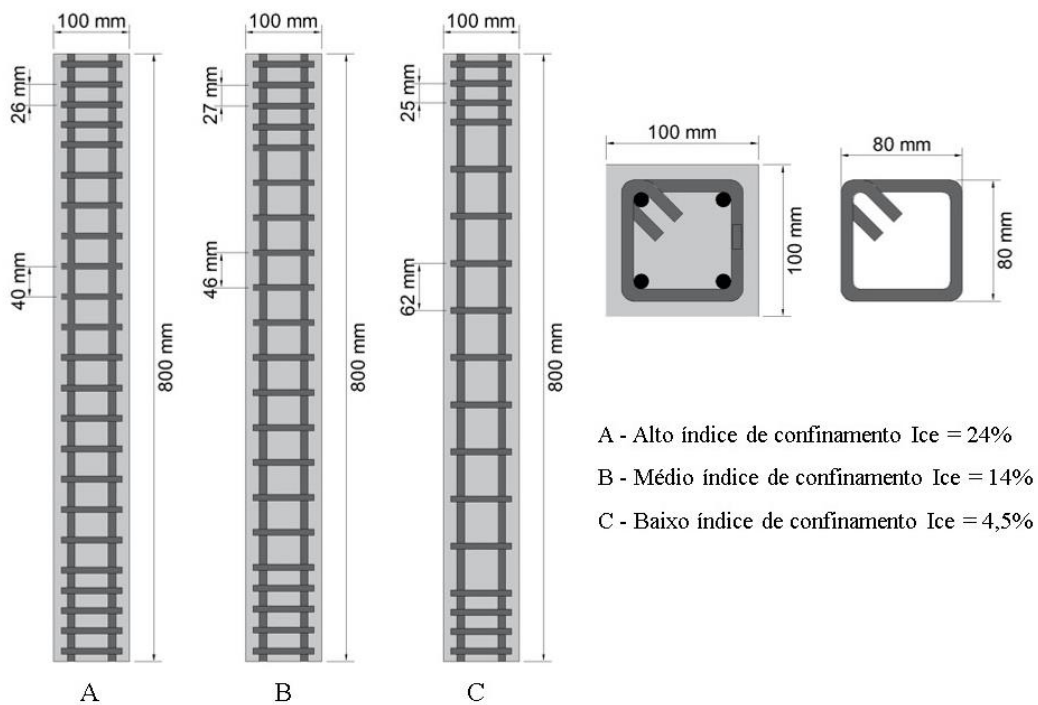


Figura 4.7: Configuração da armadura transversal para os diferentes índices de confinamento (AUTOR, 2022).

As armaduras chegaram ao laboratório dobradas, porém com o gancho da dobra em ângulo de 90°. Assim, foi necessária a realização da dobra destes ganchos em mais 45° graus, a fim de atender ao requisito para dimensionamento de estruturas dúcteis previsto na norma CSA A23.3 (SCC, 2019) e no código ACI 318 (2019). Além desse requisito, ambas as referências estabelecem que o espaçamento máximo entre os estribos não seja superior a 6 vezes o diâmetro da menor barra longitudinal, a fim de evitar falha por flambagem da barra longitudinal. Pode ser observado que a configuração C ultrapassa esta recomendação, porém, este espaçamento é necessário para garantia do baixo índice de confinamento.

Para todas as armaduras foram utilizados espaçadores de 10 mm, dispostos nas extremidades das armaduras, nas quatro faces.

4.2.2 Instrumentação

Para a obtenção das deformações específicas das armaduras transversal e longitudinal, foram utilizados *strain gauges* da marca Kyowa, a base de poliamida, com 10 mm de comprimento e *gauge* fator de 2,3. Estes foram dispostos na seção conforme pode ser observado na Figura 4.8. Ao total foram utilizados 4 *strain gauges* por pilar, onde a quantidade e a distribuição destes, foram baseadas em estudos similares de confinamento de pilares curtos (HOSINIEH, 2014; VIAPIANA, 2016).

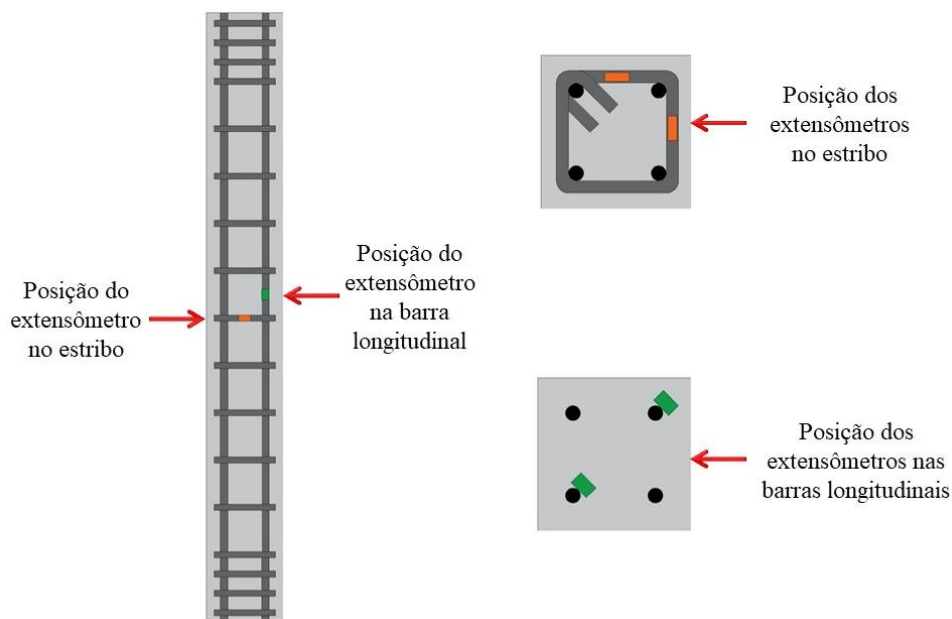


Figura 4.8: Distribuição dos extensômetros no pilar (AUTOR, 2022).

O procedimento de colagem seguiu o procedimento comumente utilizado pelo grupo de pesquisa do LEME: preparação da superfície da barra com uma lima, até assumir um aspecto liso; limpeza da superfície com álcool isopropílico e algodão, de forma a remover toda oleosidade e sujeira existentes; colagem do *strain gauge* com o adesivo instantâneo Loctite 496; soldagem das antenas nos cabos que se estenderão até fora da forma; e por fim, teste da leitura do extensômetro e vedação com fita isolante, silicone e fita de auto fusão. Algumas das etapas explicitadas podem ser observadas na Figura 4.9.

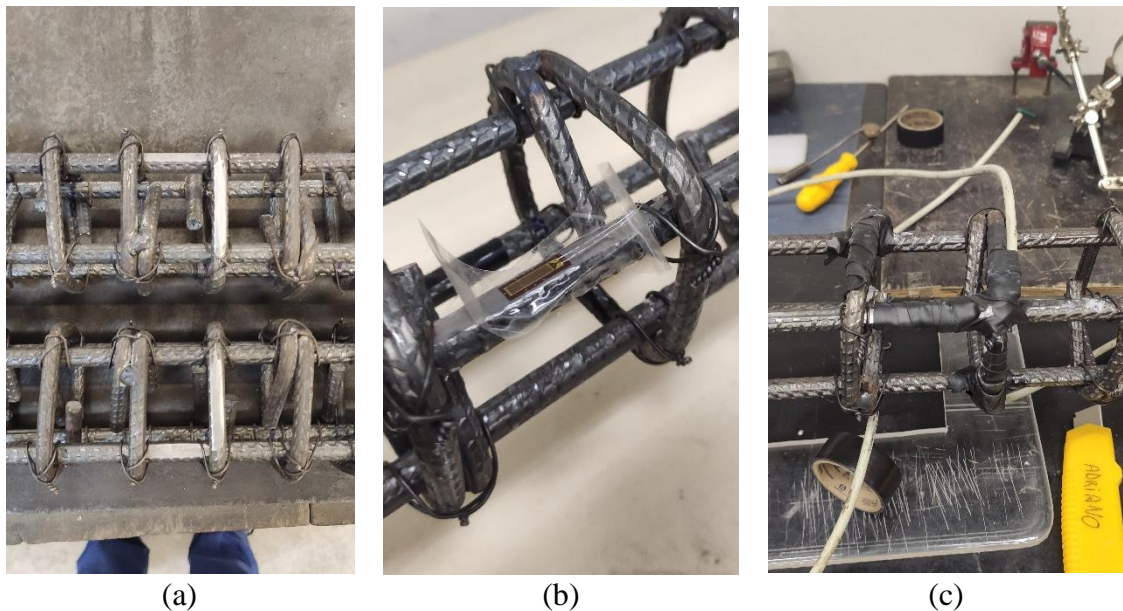


Figura 4.9: Procedimento de instalação de *strain gauge* (a) superfície das barras preparadas; (b) colagem do *strain gauge*; (c) vedação da instrumentação (AUTOR, 2022).

Para a leitura dos deslocamentos dos pilares foram utilizados dois LVDTs da marca HBM com curso de $\pm 25,00$ mm e precisão de 0,01 mm. Seguindo o modelo de Torrico (2010), executou-se duas camisas metálicas, uma para cada extremidade, para suporte dos LVDTs e da haste de extensão do comprimento do LVDT. Essas camisas, além de colaborar na fixação da instrumentação, auxiliaram no confinamento da extremidade do pilar, local qual acontece a concentração de tensão durante o ensaio. A Figura 4.10 apresenta um pilar pronto para ensaio com a camisa metálica já posicionada com a instrumentação instalada.



Figura 4.10: Pilar posicionado para ensaio com os mecanismos já instalados (AUTOR, 2022).

Para a realização dos ensaios, se fez uso da prensa da marca Shimadzu, com capacidade de 2000 kN, definindo-se uma velocidade de aplicação de carga de 0,008 mm/s. A aquisição de dados da prensa e da instrumentação foi realizada pelo programa Catman Easy, a partir do uso do equipamento QuantumX MX840B, da marca HBM. Cada módulo possui 8 canais de leitura, sendo o primeiro destinado à entrada de dados de carga da prensa, o segundo e terceiro à aquisição dos dados dos LVDTs, e da quarta até a sétima entrada, à aquisição dos dados dos *strain gauges*. Para o ensaio piloto foram necessários dois módulos de Quantum. A frequência de leitura utilizada foi de 5 Hz.

4.2.3 Ensaio piloto

Tendo em vista que já foram relatados diversos problemas na execução de ensaios de pilares em outros trabalhos que compõem a revisão bibliográfica e diante do número de métodos

definidos para o presente programa experimental, esta etapa foi inserida para a verificação da eficiência da metodologia experimental proposta. Para isso, definiram-se os pilares T30A e T00. Os pontos importantes para avaliação são descritos abaixo:

- a) boa leitura dos *strain gauges* diante a distribuição adotada na seção;
- b) verificação da necessidade de correção da curva carga x deformação obtida pela leitura dos LVDTs;
- c) eficiência da armadura de fretagem combinada com a camisa metálica, na prevenção da ruptura prematura do elemento com armadura (T30A);
- d) eficiência da camisa metálica como suporte dos LVDTs e como mecanismo de confinamento da extremidade dos pilares sem armadura (T00);
- e) adensamento do concreto com alto teor de adição de fibras nos pilares com alta taxa de armadura transversal;
- f) eficiência do capeamento das extremidades dos pilares;

Os pilares T30A e T00 foram moldados utilizando os procedimentos descritos no item 4.1, sendo o adensamento realizado com um vibrador de imersão adaptado. A adaptação foi necessária, uma vez que o diâmetro do mangote era superior ao espaço disponível dentro da forma. Assim, estendeu-se o mangote com uma barra metálica de 8 mm de diâmetro e 1 metro de comprimento. Após 48 horas, foi realizada a desmoldagem dos pilares, onde constatou-se que a vibração foi eficiente, uma vez que não foram visualizadas falhas na superfície, mesmo com alto teor de adição de fibra e de taxa armadura transversal.

Os pilares foram então dispostos para cura em câmara úmida, até atingirem a idade de 54 dias. Neste momento, realizou-se a preparação da superfície da base e do topo, com um esmerilhadeira de disco diamantado, para então execução do capeamento. A fim de facilitar o processo de execução, o capeamento foi realizado com uma argamassa forte, de traço 1:1 de cimento e areia, e uma relação água aglomerante de 0,37, buscando-se manter uma espessura inferior a 3 mm, conforme recomendações da NBR 5738 (2018). Na Figura 4.11 é possível observar o processo de capeamento sendo executado na sala de capeamento.



Figura 4.11: Capeamento da base do pilar (AUTOR, 2022).

O ensaio dos pilares piloto ocorreu aos 61 dias de idade, momento no qual também foram realizados ensaios de compressão uniaxial de 4 corpos de prova, anteriormente moldados para cada pilar. Nesta ocasião, foram alcançadas as resistências médias de 118 MPa e 115 MPa, respectivamente, para os concretos utilizados nos pilares T30A e T00.

Estudos de pilares realizados por Viapiana (2016) e Enami (2017), constataram a necessidade de correção da curva carga x deformação obtida nos ensaios, devido a efeitos de acomodação na prensa. Em vista disso, seguindo a metodologia utilizada pelos autores, além dos LVDTs fixos na camisa metálica (LVDTs – camisa), adicionaram-se dois LVDTs na região central (LVDTs-centro). Este procedimento foi realizado apenas para o pilar T30A, e a média das leituras obtidas para cada conjunto de transdutor se encontram apresentadas no diagrama da Figura 4.12.

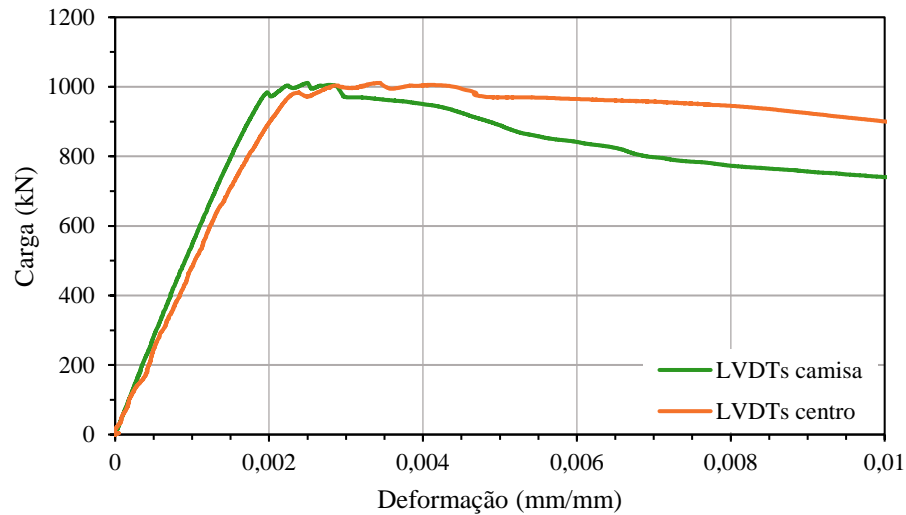


Figura 4.12: Diagrama carga em função da deformação obtidos pela leitura (a) LVDTs fixos na camisa metálica; (b) LVDTs fixos na região central (AUTOR, 2022).

Uma vez que os LVDTs não captam a leitura em contato direto com a prensa, pode-se observar que o início do trecho ascendente do diagrama carga x deformação permanece linear para ambas as configurações de leitura, ou seja, não se verifica a influência da acomodação da prensa nos dados obtidos. Ademais, a diferença de leitura entre os LVDTs também se situa dentro do esperado, uma vez que a região central do pilar apresenta a maior deformação.

Quanto às leituras dos *strain gauges* fixados nas armaduras transversais e longitudinais, denominados de SGT e SGL, respectivamente, observa-se que houve falha em um dos leitores após determinado tempo de ensaio. O SGT-1 se deformou até o momento após o alcance da força máxima e em seguida perdeu o sinal. Como estes transdutores são extremamente sensíveis, acredita-se que essa falha pode ser oriunda de um descolamento da armadura. No contexto geral, as leituras dos dois exemplares de cada posição foram coerentes e resultaram em valores próximos, conforme pode ser observado no diagrama da Figura 4.13.

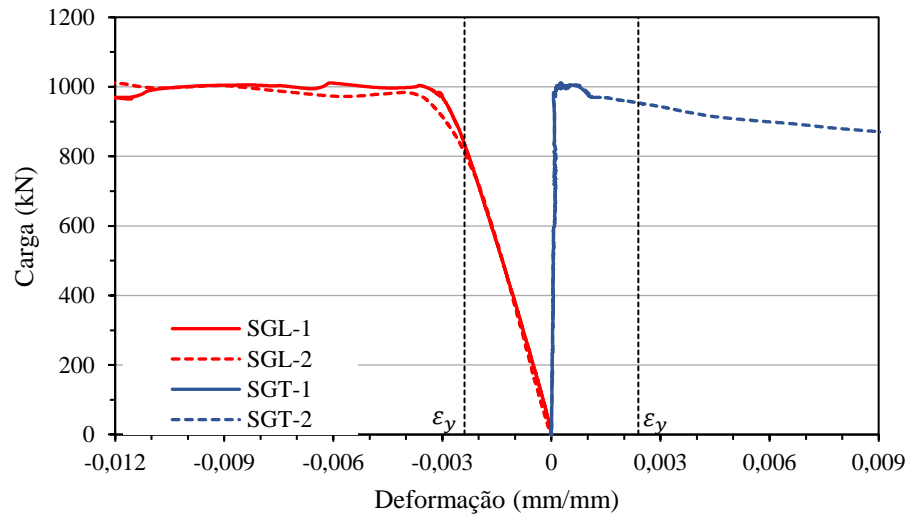


Figura 4.13: Diagrama carga x deformação das armaduras do pilar T30A (AUTOR, 2022).

No ensaio do pilar T00 optou-se por não testar os LVDTs fixos na região central, em vista do estilhaçamento do concreto esperado. Conforme pode ser observado, quando se alcançou a carga máxima resistente, o pilar se rompeu de forma frágil e um dos transdutores teve a sua leitura perdida em virtude do impacto do concreto estilhaçado, como demonstrado na Figura 4.14.

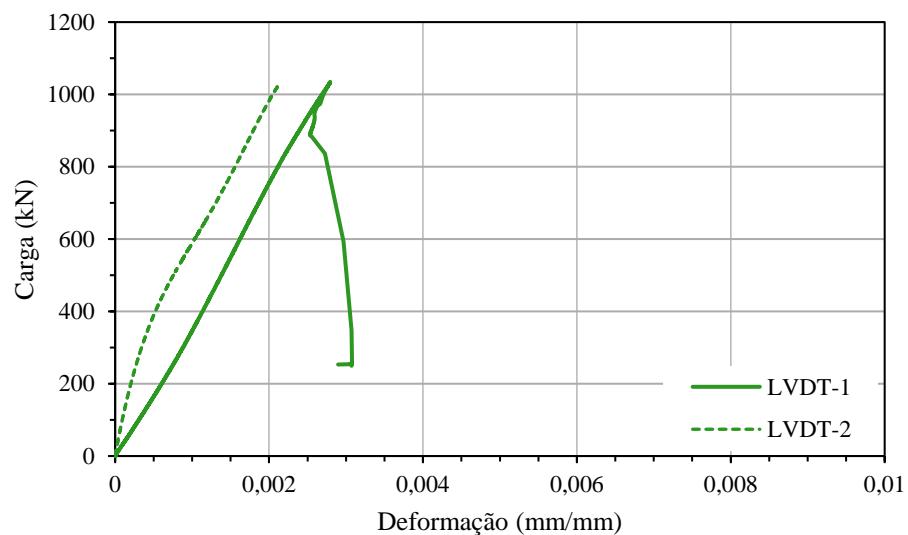


Figura 4.14: Diagrama carga x deformação do pilar T00 (AUTOR, 2022).

Já o modo de ruptura de ambos os pilares pode ser constatado na Figura 4.15. Observa-se que o pilar T30A apresentou uma ruptura conforme esperado, na região central, confirmando a eficiência da armadura de fretagem em conjunto com a camisa metálica. Já no pilar T00, observa-se que as fissuras estão presentes na região da camisa metálica, o que traz indícios de que a camisa metálica não apresentou capacidade suficiente para confinar a região de extremidade.

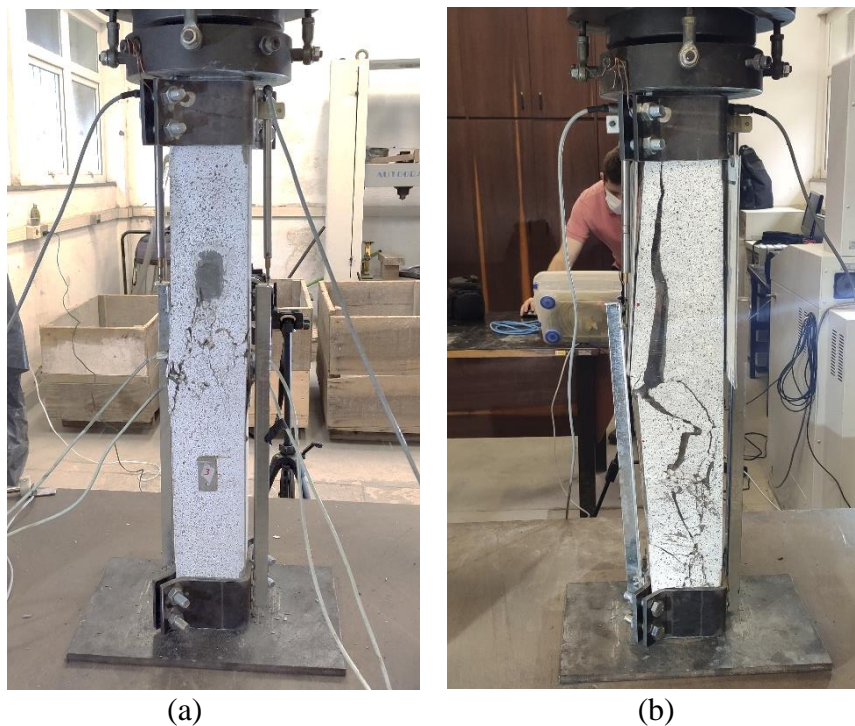


Figura 4.15: Modo de ruptura dos pilares do ensaio piloto: (a) T30A; (b) T00 (AUTOR, 2022).

Conforme também pode ser observado na Figura 4.15 (b), mesmo com o uso de plástico filme ao redor de todo o elemento T00, o estilhaçamento do concreto atingiu a haste prolongadora do LVDT, demonstrando a necessidade do afastamento da instrumentação da face. Para a realização dos ensaios definitivos, a haste e o suporte de LVDT foram afastados cerca de 30 mm.

4.2.4 Ensaios definitivos

Os ensaios definitivos consistiram na execução e ensaio dos pilares da série P, totalizando 24 unidades. O processo de armação, instrumentação e moldagem foi dividido para cada série de

pilar, sendo primeiramente executados os pilares da série P15, sucedidos pelos pilares da série P30 e P00.

Após a realização da instrumentação dos *strain gauges*, as armaduras foram dispostas nas formas com o auxílio de espaçadores de 10 mm. As formas foram executadas de maneira que o concreto fosse despejado pela parte superior, contando com reforços transversais a fim de evitar qualquer mudança da geometria. Os arranjos de armadura para as diferentes condições de confinamento, podem ser observados na Figura 4.16.

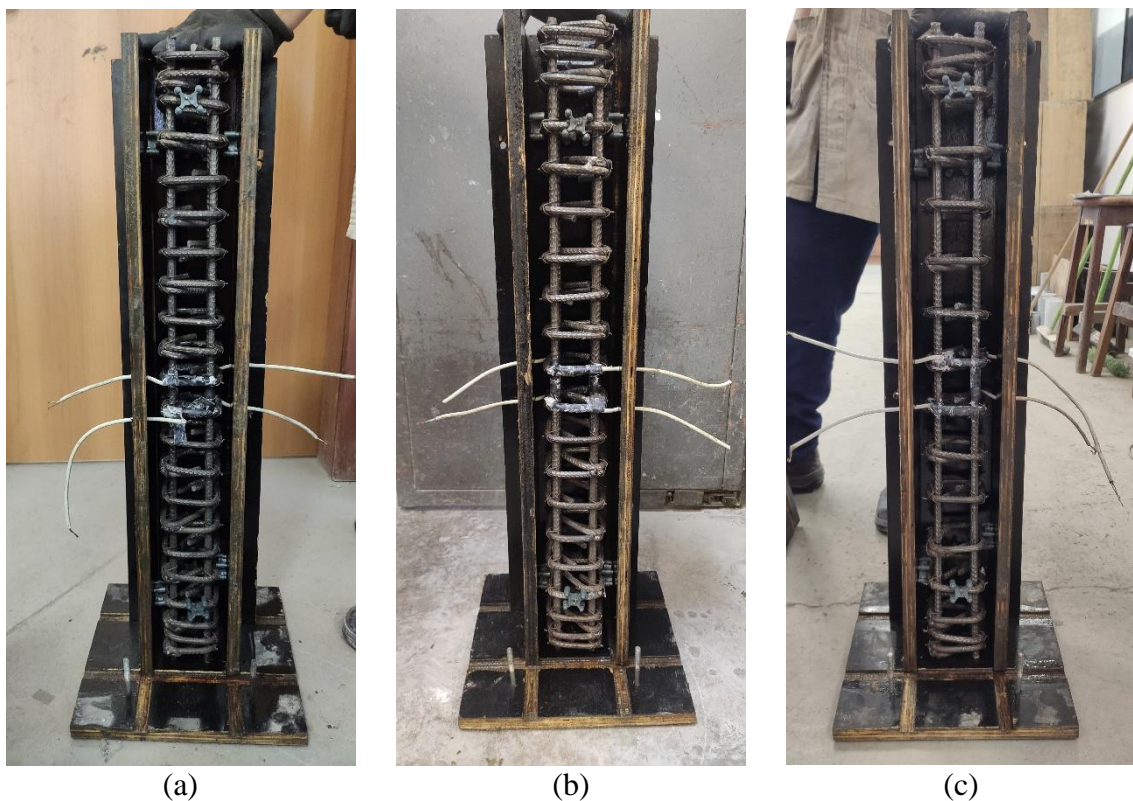


Figura 4.16: Armaduras dispostas nas formas prontas para execução da moldagem, nas configurações de (a) alto IC, (b), médio IC e (c) baixo IC (AUTOR, 2022).

Devido ao volume máximo recomendado para o misturador vertical, foi executada a moldagem de dois pilares por mistura, sendo os mesmos exemplares de cada configuração. Como controle de qualidade, para cada mistura foram realizados ensaios de índice de consistência, no estado fresco, e de resistência à compressão, com a mesma idade de ensaio dos pilares. O procedimento de mistura e materiais são os mesmos descritos no item 4.1. As moldagens receberam a nomenclatura de M1 até M12, referente a sequência de produção.

Os pilares permaneceram em temperatura ambiente durante 48 horas até a desmoldagem. Na sequência, foram dispostos em cura na câmara úmida até o alcance de 20 dias de idade, quando foram removidos para realização do capeamento de ambas as superfícies. Após 48 horas, sendo 24 horas gastas para cada extremidade, os pilares voltaram para cura em câmara úmida até a idade do ensaio, que ocorreu aos 28 ± 1 dias de idade.

Na série de pilares sem armadura, devido à fissuração da base do pilar T00 no ensaio piloto, foi realizada a colagem de duas camadas de manta de fibra de carbono em suas extremidades, como mecanismo auxiliar de confinamento. Segundo Viapiana (2016), que enfrentou o mesmo problema em seu experimento, a colagem da manta é eficiente na prevenção da ruptura prematura dos pilares. Para a colagem da manta, primeiramente os pilares foram submetidos a um desgaste superficial por esmerilhadeira com disco diamantado, afim remover a nata de cimento e arredondar os cantos. Na sequência, aplicou-se a camada de primer a fim de corrigir irregularidades da superfície, e, após o descanso de 45 minutos, aplicou-se a primeira camada de resina epóxi, primeira camada de manta de fibra de carbono, a segunda camada de resina e a segunda camada de manta. A manta foi cortada a fim de cobrir 10 cm de largura em cada extremidade. Por fim, para proteção e melhor fixação, aplicou-se uma última camada de resina epóxi sobre a manta. Parte desses procedimentos podem ser observados na Figura 4.17.

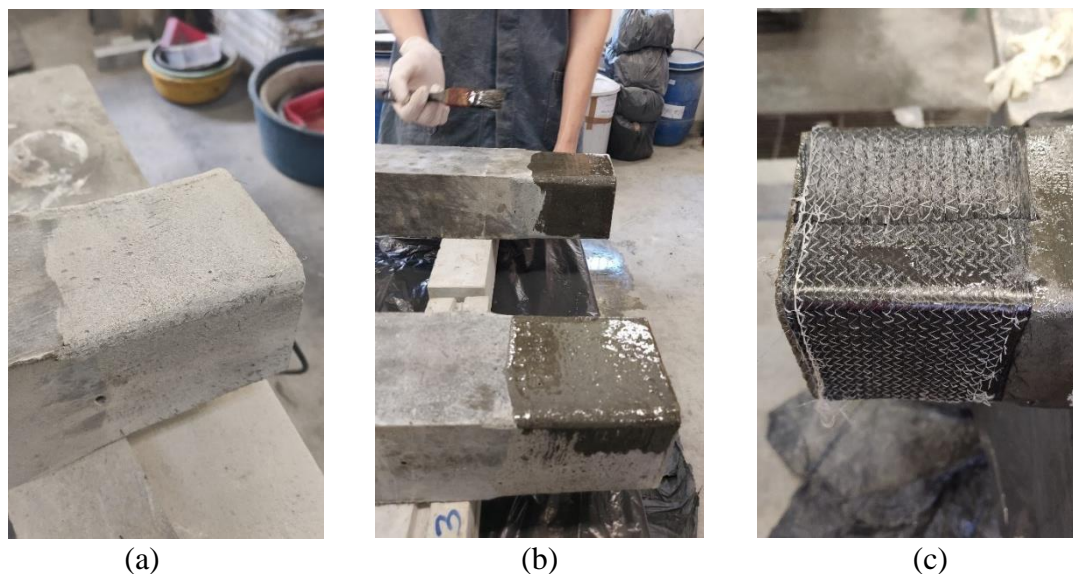


Figura 4.17: Etapas do reforço da extremidade dos pilares sem armadura: (a) desgaste da superfície; (b) aplicação do primer regularizador; (c) aplicação da resina e da manta de fibra de carbono (AUTOR, 2022).

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo trata da apresentação e discussão dos resultados experimentais obtidos nos ensaios de compressão centrada dos pilares curtos, e, da análise da eficiência de modelos analíticos de confinamento. Inicialmente foram apresentados os resultados obtidos para cada combinação de pilar, divididos pelos diferentes teores de fibras, e na sequência, foram apresentados os comparativos entre mesmos índices de confinamento. Por fim, foram apresentados os resultados obtidos a partir dos modelos analíticos de tensão e de deformação do concreto confinado.

5.1 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Os pilares foram ensaiados com idade de 28 ± 1 dias, conforme metodologia anteriormente descrita, sob uma velocidade de aplicação do deslocamento da prensa hidráulica de 0,008 mm/s, sendo a deformação específica, $\varepsilon_{0,01}$, definida como o ponto mínimo para finalização do ensaio. Após esse ponto, principalmente para os pilares do traço UHPC, a capacidade resistente dos pilares chegou a reduções superiores a 80% da carga máxima resistida, e, alguns ensaios foram finalizados a fim de evitar qualquer danificação aos equipamentos de ensaio. De forma geral, a metodologia experimental se fez eficiente na captação dos dados, assim como já avaliado na fase do ensaio piloto.

Para cada moldagem foi avaliada a resistência à compressão do concreto com a mesma idade dos pilares, por meio de 5 corpos de prova de dimensões de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, conforme prescrito pela NBR 5739 (ABNT, 2018). A partir dessas resistências foram determinados os índices de confinamento efetivos de cada pilar, uma vez que o índice determinado na metodologia experimental foi determinado com a resistência à compressão do concreto fixa de 120 MPa. Para as armaduras foi considerado f_y de 500 MPa, conforme valor característico fornecido pela fabricante.

5.1.1 Considerações sobre a apresentação dos resultados

Para a apresentação dos resultados foram identificados os pontos que correspondem à carga máxima do pilar, à resistência do concreto e resistência do núcleo confinado, respectivamente expressos pelas nomenclaturas de $P_{máx}$, P_c e P_{cc} . A carga máxima em alguns pilares, principalmente nos de alto índices de confinamento, ocorreu após o primeiro pico de carga e

quando o cobrimento já havia perdido a capacidade de resistir, enquanto que, para alguns casos não foi possível identificar a resistência máxima do núcleo confinado. A Figura 5.1 apresenta os pontos comentados anteriormente.

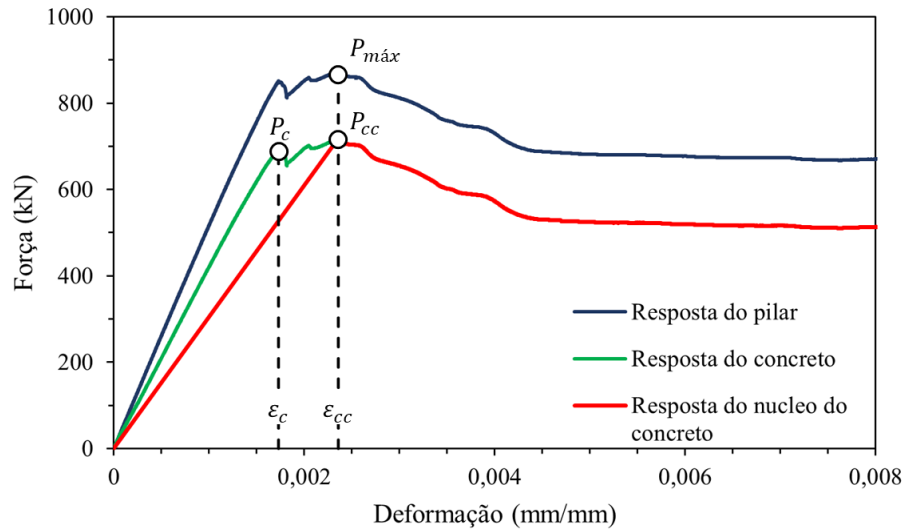


Figura 5.1: Pontos de identificação dos resultados (AUTOR, 2022).

A estimativa da força última teórica dos pilares (P_0), foi realizada conforme a Equação (5.1), na qual foi minorada a resistência do concreto com o coeficiente k_2 . Segundo Fusco (1989), esse coeficiente faz referência ao fator de forma e indica a diferença da resistência à compressão obtida pelo ensaio de corpos de prova cilíndricos em relação à resistência obtida pelo concreto na seção real dos pilares. Diversos valores dissemelhantes de k_2 já foram apresentados na literatura e, portanto, para esta pesquisa, o valor desse coeficiente foi obtido a partir da média dos dois exemplares dos pilares sem armadura, P00, P15 e P30. Foi observada a variação deste valor entre cada série.

$$P_0 = f_c \cdot k_2 \cdot A_c + \sigma_s \cdot A_s \quad (5.1)$$

A ductilidade dos pilares foi medida pelo índice I_{10} , desenvolvido por Foster e Attard (2001), o qual vem sendo largamente empregado em pesquisas de pilares de concreto de ultra alto desempenho. O método para a obtenção do valor do índice foi anteriormente descrito no item 3.5.

5.1.2 Série UHPFRC-30

Essa série corresponde aos pilares produzidos com concreto com taxa de adição de fibras de 3%. Observou-se que essa foi a série com maior proximidade dos resultados entre os dois exemplares de cada combinação, diferente dos resultados obtidos em corpos de prova cilíndricos, nos ensaios de caracterização, para os quais a maior variação ocorreu para esse teor de fibras. Nota-se que além dos elementos, os *strain gauges* também apresentaram bastante proximidade nas leituras, garantindo boa eficácia das medições. A Tabela 5 apresenta um resumo de resultados experimentais obtidos.

Tabela 5: Resultados experimentais da série de pilares UHPFRC-30.

Pilar	f_c (MPa)	$P_{máx}$ (kN)	P_c (kN)	P_{cc} (kN)	ε_c (mm/mm)	ε_{cc} (mm/mm)
P30A-1	116,85	1085,45*	901,33	928,38	0,002571	0,003010
P30A-2	(4,44)	1064,23	907,16	869,48	0,002516	0,003112
P30B-1	113,60	1027,57	870,50	821,94	0,0022	0,002712
P30B-2	(6,35)	1108,39	951,33	935,97	0,002601	0,003072
P30C-1	116,22	1099,05	941,98	880,93	0,002219	0,002480
P30C-2	(6,91)	1062,75	905,68	773,94	0,002303	0,002651
P30-1	118,20	1162,54	1162,54	-	0,002915	-
P30-2	(4,00)	1086,47	1086,47	-	0,002691	-

São apresentados os valores médios de resistência à compressão (f_c) e o desvio padrão (xxx); * Quando a carga máxima foi registrada no segundo pico de carga.

(Fonte: AUTOR,2022)

Os pilares de alto e médio índice de confinamento se deformaram de maneira similar entre os pontos ε_c e ε_{cc} , sendo que o núcleo confinado no alcance de sua resistência máxima, teve deformação 20% superior em relação à deformação do primeiro pico de carga. Já nos pilares com maior espaçamento entre os estribos, identificou-se que a capacidade de deformação do núcleo foi 35% inferior em relação às outras combinações. Os pilares de alto índice de confinamento apresentaram boa capacidade de resistência até a finalização dos ensaios ($\varepsilon_{0,01}$), registrando a redução média de 21% da capacidade, em relação a força máxima. A Figura 5.2 apresenta o diagrama carga x deformação dos elementos e das armaduras, nos ensaios dos pilares P30A-1 e P30A-2.

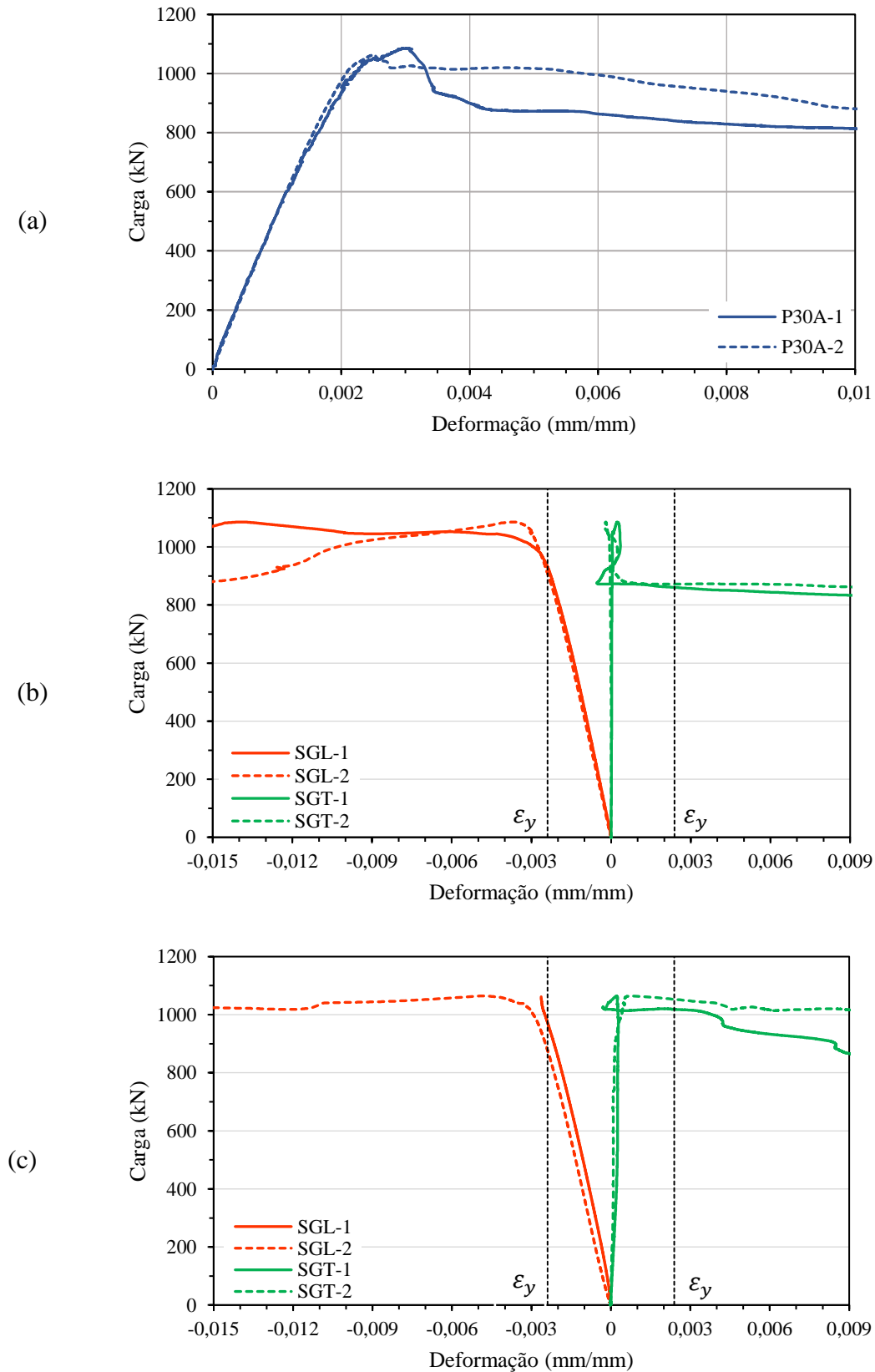
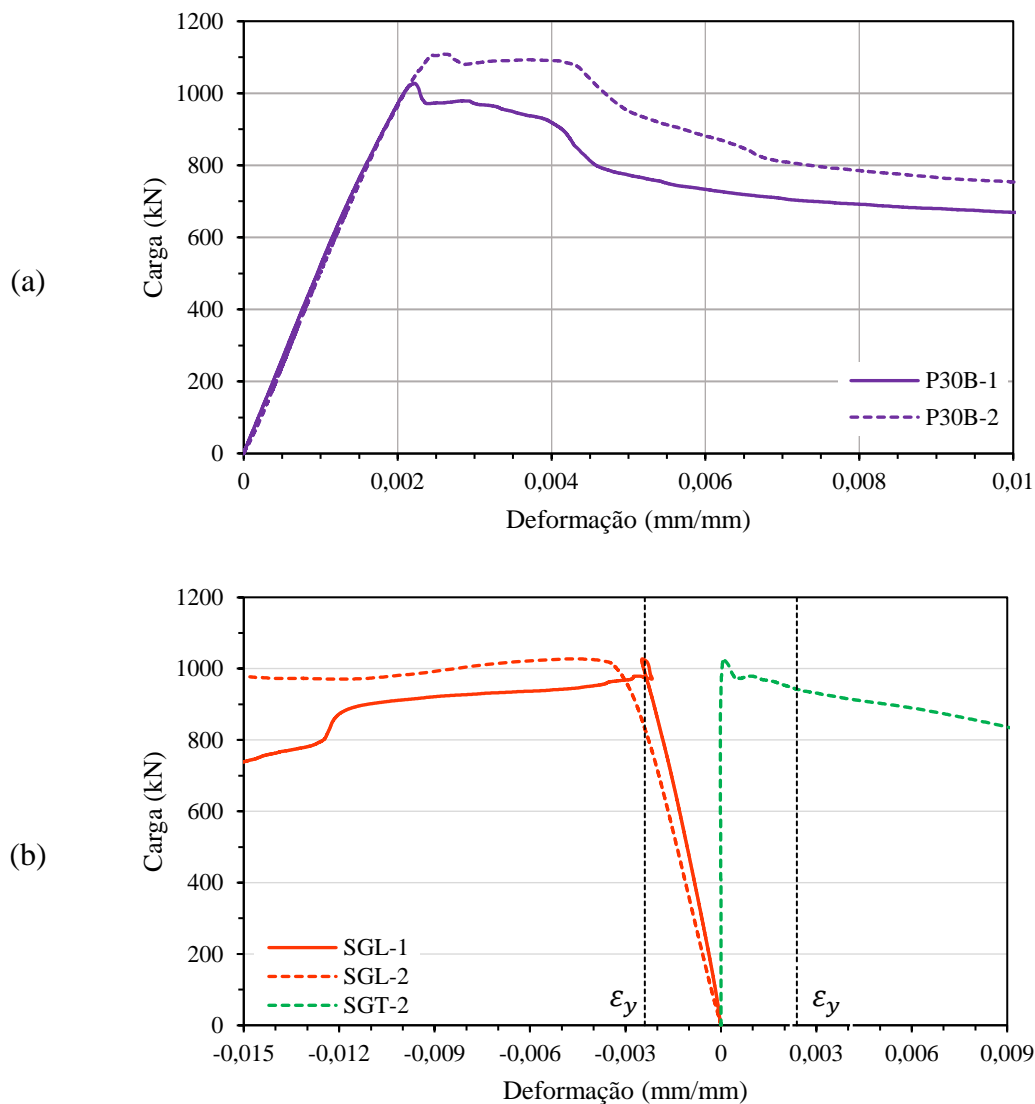


Figura 5.2: Diagramas carga x deformação: (a) pilares P30A-1 e P30A-2; (b) *strain gauges* P30A-1; (c) *strain gauges* P30A-2 (AUTOR, 2022).

O pilar P30A-1 apresentou a formação de um segundo pico de carga, com aumento da capacidade de resistência do elemento de cerca de 4%, e após esse momento, os estribos aumentaram repentinamente a deformação específica, iniciando o escoamento do aço. Já para o pilar P30A-2, ocorreu uma pequena perda da capacidade de carga, a qual foi suavizada até a finalização do ensaio, onde constata-se que os estribos atingiram sua tensão limite logo após o alcance da força máxima do pilar.

No caso das armaduras longitudinais, notou-se bastante similaridade para as leituras de ambos os pilares, sendo que a armadura alcançou a tensão limite antes dos elementos atingirem a capacidade de carga máxima. O mesmo ocorreu nas armaduras longitudinais dos pilares de médio índice de confinamento, conforme pode ser observado na Figura 5.3.



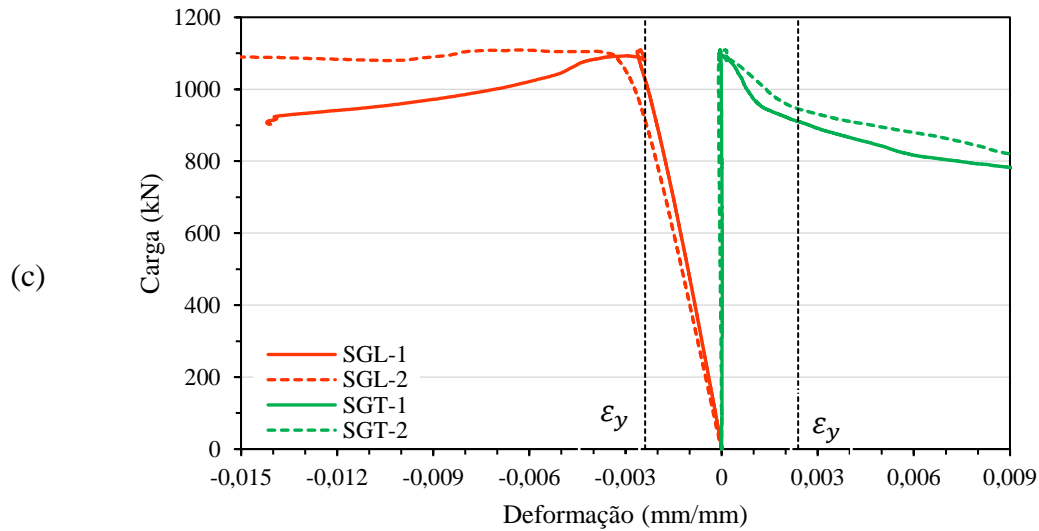


Figura 5.3: Diagramas carga x deformação: (a) pilares P30B-1 e P30B-2; (b) *strain gauges* P30B-1; (c) *strain gauges* P30B-2 (AUTOR, 2022).

O comportamento da armadura transversal a partir da leitura dos *strain gauges*, indica que o concreto sofreu deformação transversal suficiente para solicitar os estribos logo após o alcance da $P_{máx}$, e, que a taxa de armadura foi suficiente para promover boa capacidade de deformação e resistência ao concreto confinado. As armaduras atingiram a deformação limite quando os pilares apresentaram cargas próximas a 92% e 86% de $P_{máx}$, respectivamente, nos pilares P30B-1 e P30B-2, o que indica que o uso de armaduras de maiores resistências resultaria na continuidade da capacidade de carga e deformação dos pilares.

Mesmo com diversos cuidados na moldagem e cura dos pilares, no elemento P30B-1 foi perdida a leitura do *strain gauge* SGT-1. Os demais *strain gauges* indicaram bastante similaridade nas leituras, com ocorrência de maior solicitação após o alcance da carga máxima do pilar, assim como no caso dos elementos de alto índice de confinamento.

Já no caso de baixo índice de confinamento, observa-se que a solicitação dos estribos começou a ocorrer após a redução de mais de 30% da capacidade de carga dos pilares, mostrando que a taxa de armadura foi insuficiente para solicitar o núcleo de concreto logo após o alcance da carga máxima do pilar. Esse comportamento foi observado em ambos os exemplares, os quais apresentaram bastante similaridade, conforme pode ser observado na Figura 5.4.

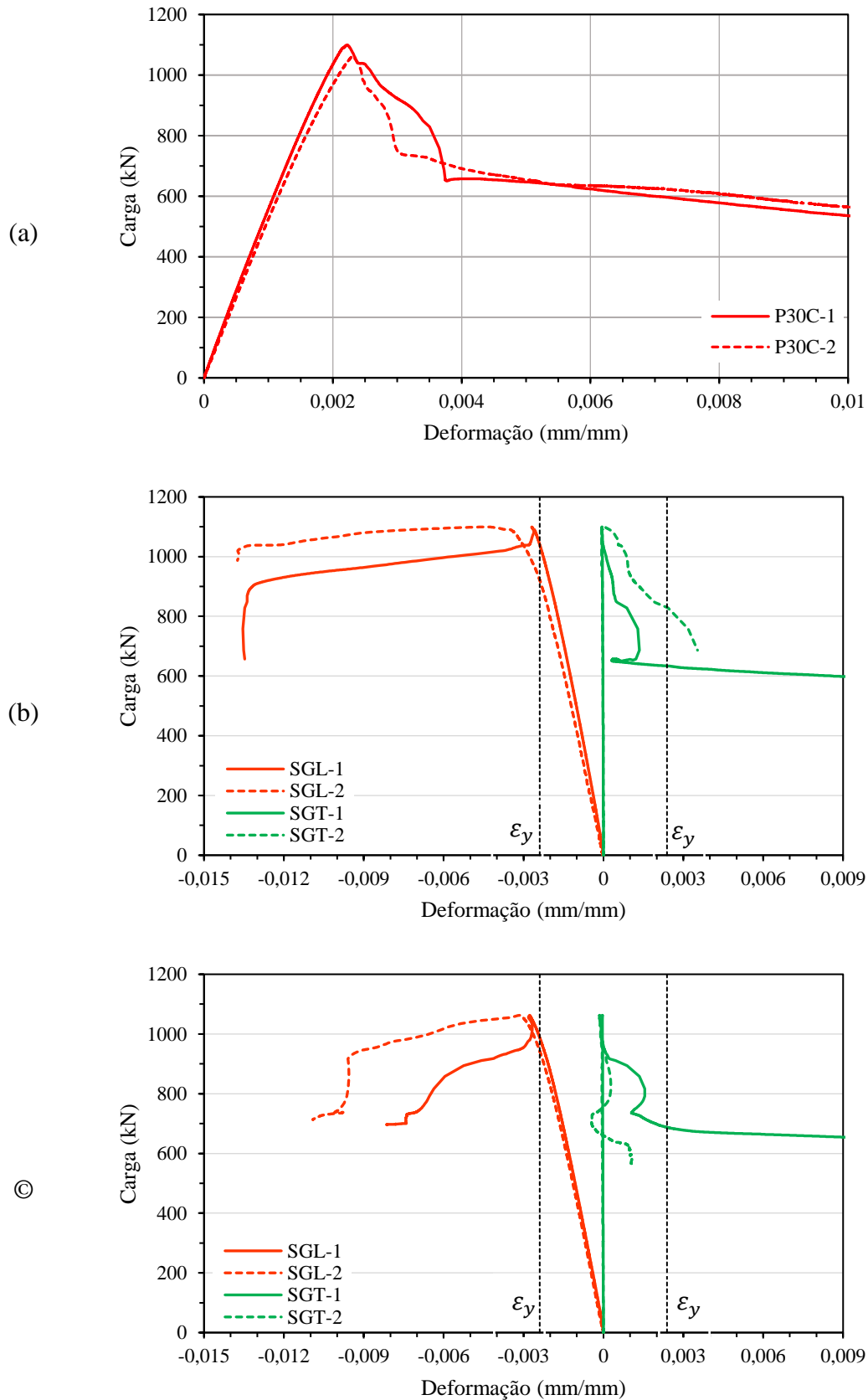


Figura 5.4: Diagramas carga x deformação: (a) pilares P30C-1 e P30C-2; (b) strain gauges P30C-1; (c) strain gauges P30C-2 (AUTOR, 2022).

Foi possível observar que o pilar P30-1 apresentou a maior capacidade resistente entre todos os elementos, mesmo sem a presença de armadura (Figura 5.5). Esse efeito está relacionado a resultados já mostrados por Lima Junior (2003), em que os prismas não sofrem com a perda de resistência provocada pela falta de integridade entre o núcleo e o cobrimento do pilar. No caso de concretos de fibra e altas taxas de armadura, a diferença pode ser maior, devido a maior possibilidade de falhas entre os concretos.

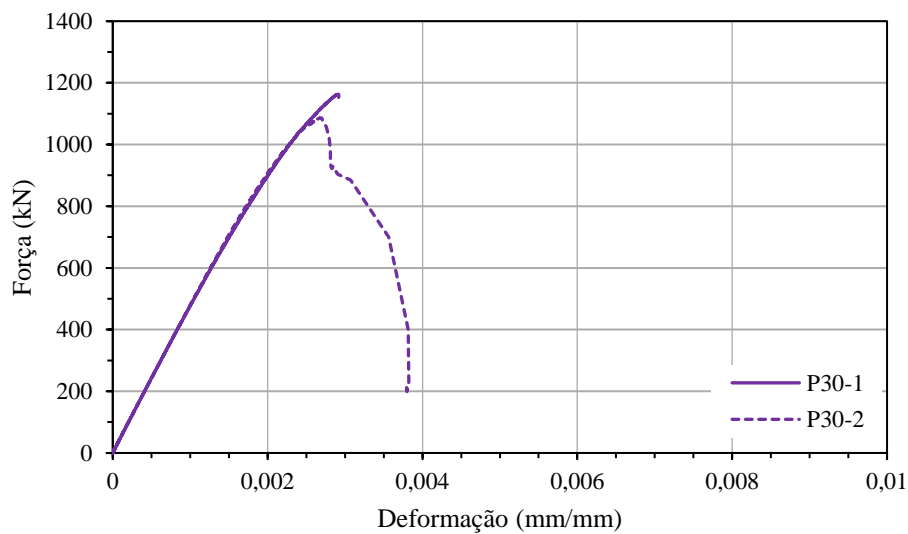


Figura 5.5: Diagrama carga x deformação dos pilares P30-1 e P30-2 (AUTOR, 2022).

A partir da média entre as forças máximas dos pilares P30-1 e P30-2, foi determinado o valor do fator de forma utilizado na estimativa da carga máxima teórica, onde $k_2 = 0,951$. A Tabela 6 apresenta os resultados obtidos quanto a P_0 para os pilares da série UHPFRC-30.

Tabela 6: Resultados da série UHPFRC-30.

Pilar	P_0 (kN)	$\frac{P_{máx}}{P_0}$	I_{10}
P30A-1	1233,41	0,880	8,02
P30A-2		0,862	9,06
P30B-1	1203,48	0,8538	7,08
P30B-2		0,92	8,00
P30C-1	1227,61	0,895	6,36
P30C-2		0,865	6,46

(Fonte: AUTOR,2022)

Em média, a relação entre carga máxima e carga teórica estimada, apresentou um valor de 0,879. Resultados similares foram obtidos por Shin *et al* (2016), Hosinieh (2014) e Viapiana (2016), para o primeiro pico de carga dos pilares, onde fica evidenciado que ocorre a falta de integridade entre o núcleo de concreto e o cobrimento.

Ao comparar todos os elementos da série UHPFRC-30, observa-se que o aumento do índice de confinamento resultou no incremento de ductilidade de 33,07% e 23,24%, respectivamente, para os pilares de alto e médio índice de confinamento, quando comparados aos pilares de baixo índice de confinamento. De acordo com Empelmann e Steven (2008), o valor do $I_{10}=6,5$ é correspondente à ductilidade de um pilar produzido com concreto de 40 MPa, ainda considerado como dúctil para ser inserido em estruturas. Portanto, mesmo os pilares com baixo índice de confinamento são considerados suficientemente dúcteis para estruturas sísmicas. A Figura 5.6 apresenta o diagrama carga x deformação para os pilares da série UHPFRC-30.

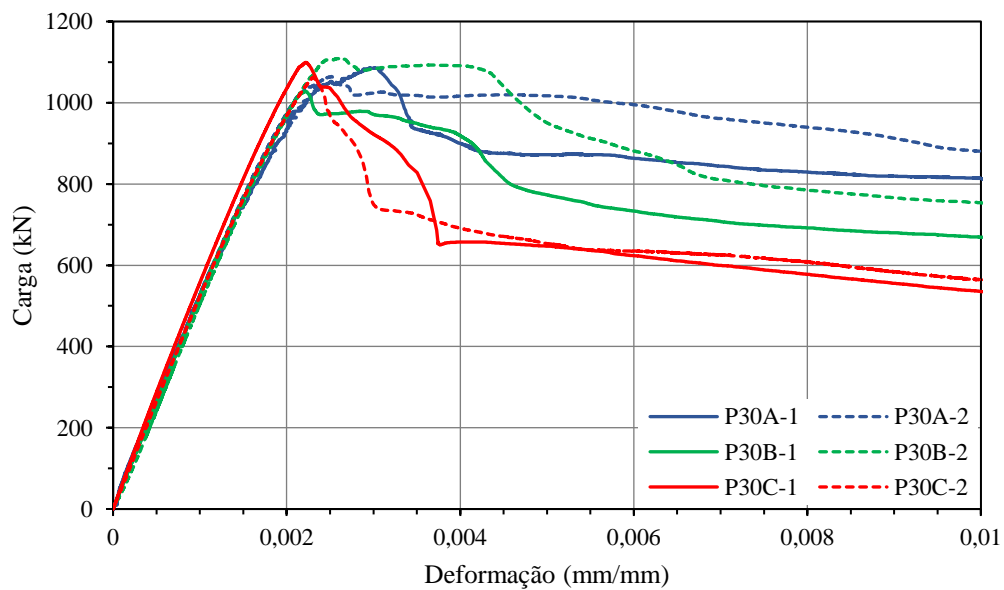


Figura 5.6: Diagrama carga x deformação dos pilares da série UHPFRC-30 (AUTOR, 2022).

A partir dos resultados obtidos, conclui-se que a série completa apresentou resultados satisfatórios quanto a ductilidade, entretanto, apenas ocorreu incremento da capacidade de carga no elemento P30A-1. O trecho ascendente foi similarmente linear até próximo ao valor de ruptura em todos os pilares. Os elementos de médio e alto índice de confinamento confirmam que a taxa de armadura transversal influencia significativamente no aumento da deformação do

concreto, sendo que para o baixo índice de confinamento, a pressão confinante foi insuficiente para que os pilares continuassem com boa capacidade de carga após $P_{m\acute{a}x}$.

5.1.3 Série UHPFRC-15

Essa série corresponde aos pilares produzidos com concreto de teor de adição de fibras de 1,5%, para os quais, entre as diferentes moldagens, obteve-se resistência à compressão média de 112,91 MPa. O pilar P15B-1 apresentou capacidade de carga superior aos demais elementos, o que pode ser justificado pela melhor acomodação das fibras, uma vez que a produção, materiais e metodologia de ensaio, foram os mesmos adotados para os demais elementos. A Tabela 7 exibe o resumo dos dados experimentais obtidos nos ensaios desta série.

Tabela 7: Resumo de resultados experimentais da série UHPFRC-15.

Pilar	f_c (MPa)	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	P_c (kN)	P_{cc} (kN)	ϵ_c (mm/mm)	ϵ_{cc} (mm/mm)
P15A-1	112,15	875,37*	701,56	718,30	0,002048	0,002360
P15A-2	(5,65)	977,37	820,32	818,59	0,001917	0,002169
P15B-1	115,20	1162,72	1005,65	-	0,002521	-
P15B-2	(3,26)	990,61	833,54	765,78	0,002062	0,002259
P15C-1	114,16	955,32	798,25	759,35	0,001906	0,002271
P15C-2	(2,95)	979,71	822,64	690,86	0,002296	0,002687
P15-1	110,16	1061,58	1061,58	-	0,002652	-
P15-2	(3,76)	989,59	989,59	-	0,002547	-

São apresentados os valores médios de resistência à compressão (f_c) e o desvio padrão (xxx); * Quando a carga máxima foi registrada no segundo pico de carga.

(Fonte: AUTOR,2022)

Os pilares de alto índice de confinamento apresentaram boa capacidade de resistência até a finalização dos ensaios ($\epsilon_{0,01}$), registrando a redução média de 27% da capacidade, em relação à força máxima. Para o pilar P15A-1 a força máxima ocorreu no segundo pico de carga, com incremento de resistência de aproximadamente 2,5%. Já para o segundo exemplar, P15A-2, mesmo com a perda da eficiência do revestimento, a relação P_{cc}/P_c foi muito próxima a 1, mostrando que o núcleo recuperou a capacidade de resistência do pilar. A Figura 5.7 exibe os resultados obtidos nos ensaios destes pilares.

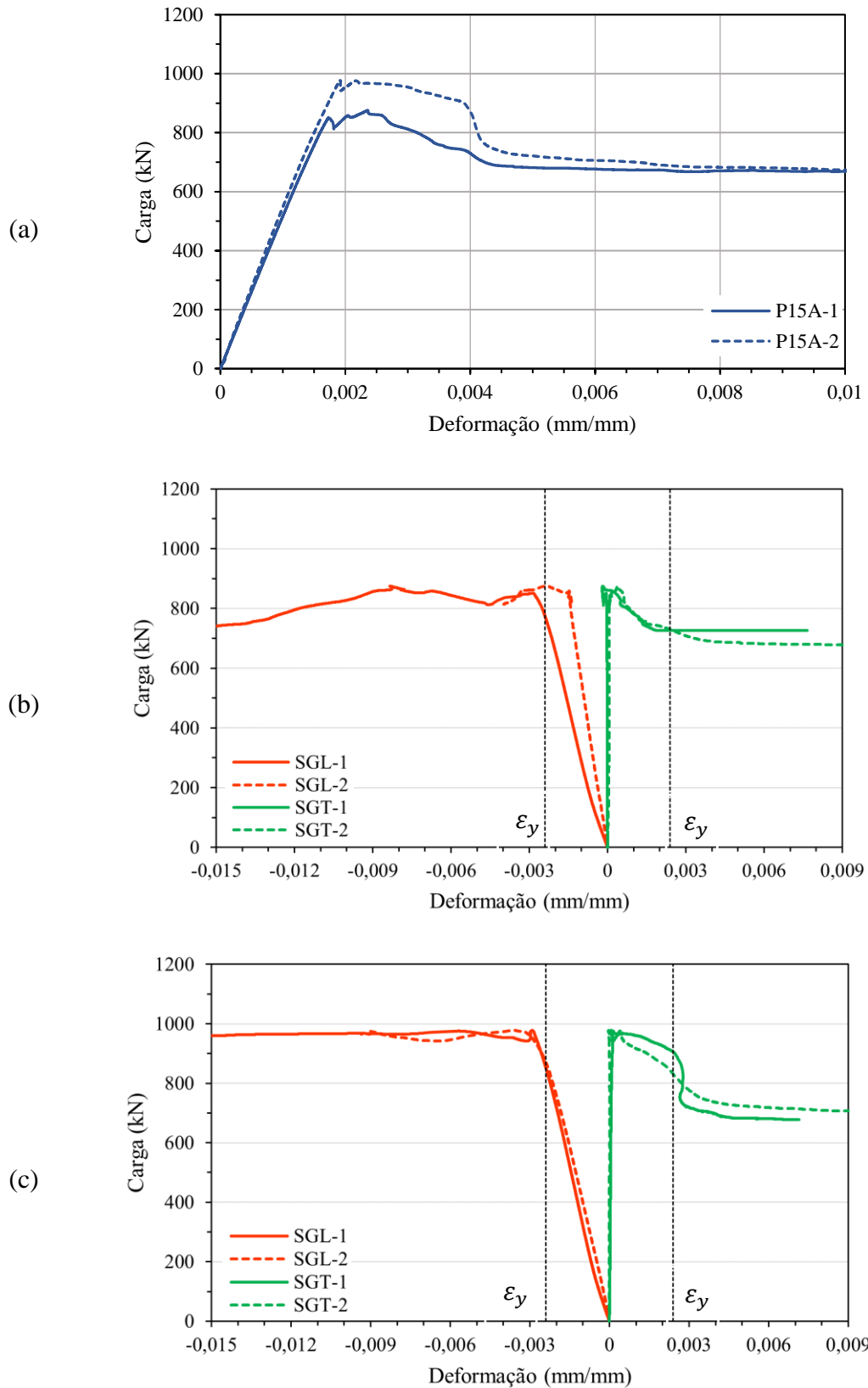
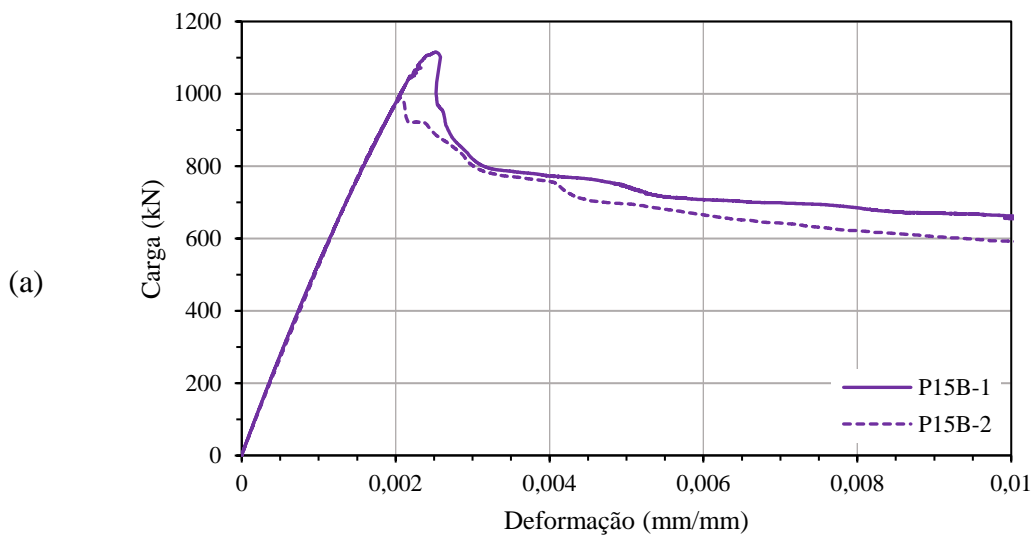


Figura 5.7: Diagramas carga x deformação: (a) pilares P15A-1 e P15A-2; (b) *strain gauges* P15A-1; (c) *strain gauges* P15A-2 (AUTOR, 2022).

As armaduras transversais entraram em escoamento quando a deformação dos pilares de alto índice de confinamento se aproximaram de 0,004 mm/mm. Após o início do escoamento, notou-se a redução da capacidade de carga em ambos os elementos, sendo esta mais significativa para o exemplar 2. As armaduras longitudinais entraram em escoamento próximo ao alcance de $P_{máx}$ em ambos os pilares.

Na Figura 5.8 são exibidos os resultados dos ensaios dos pilares de médio índice de confinamento, P15B-1 e P15B-2. Observa-se que após o alcance da força máxima, apenas no segundo elemento se identifica um patamar onde o núcleo de concreto confinado começa a manter a resistência do pilar. As armaduras transversais atingiram o limite de escoamento quando a capacidade de carga média dos pilares correspondia a 66% da força máxima, diferente da deformação específica, que apresentava valores mais dispersos, 0,0032 mm/mm e 0,42 mm/mm referentes aos elementos P15B-1 e P15B-2, respectivamente.



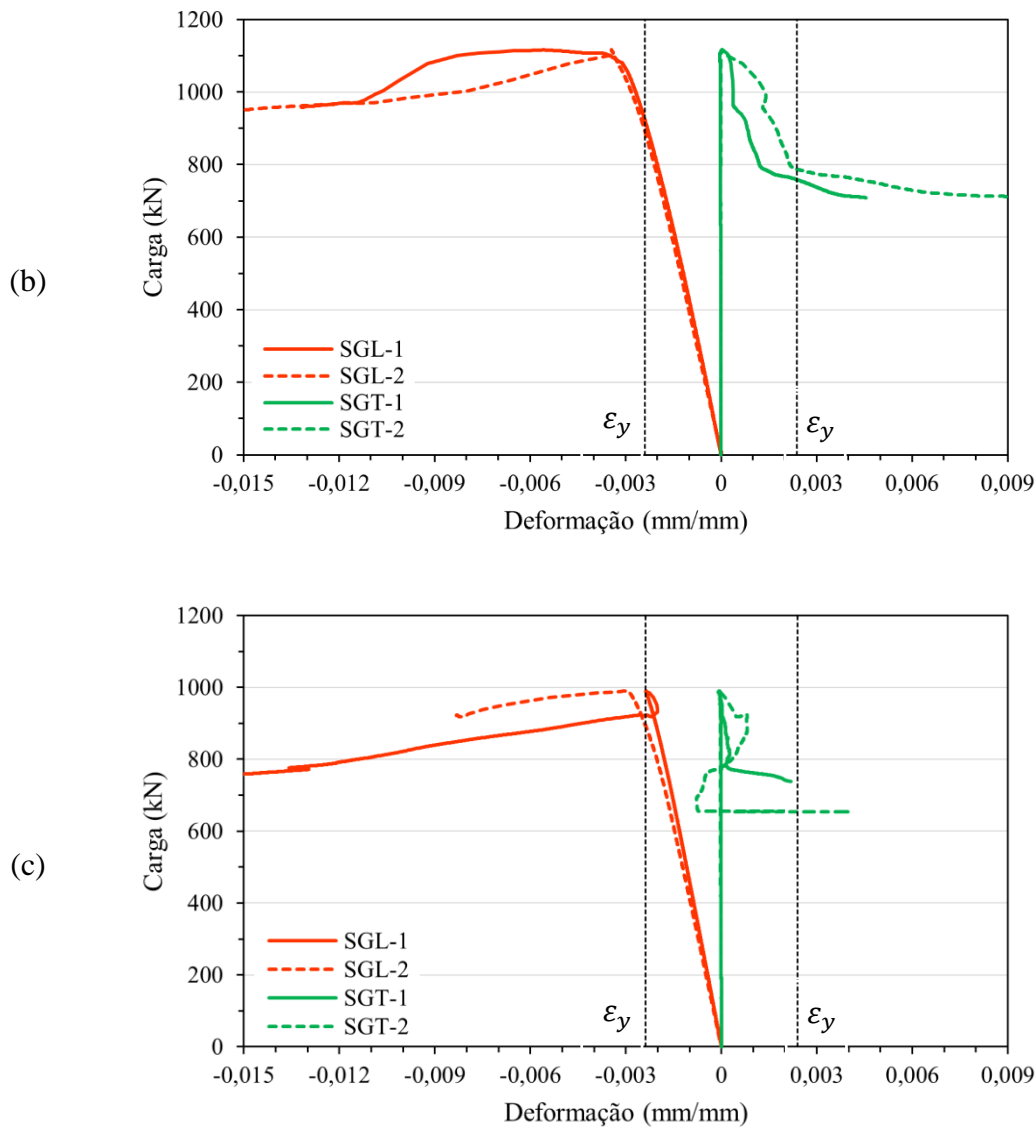


Figura 5.8: Diagramas carga x deformação: (a) pilares P15B-1 e P15B-2; (b) *strain gauges* P15B-1; (c) *strain gauges* P15B-2 (AUTOR, 2022).

Os pilares de baixo índice de confinamento, P15C-1 e P15C-2, sofreram deformações transversais suficientes para solicitação dos estribos após o alcance da força máxima. Conforme exibido nos diagramas da Figura 5.9, em ambos os exemplares se identifica o ponto P_{cc} com uma pequena estabilidade da capacidade de carga dos pilares. Após maior deformação, a capacidade resistente do pilar volta a diminuir e a armadura transversal alcança o limite de escoamento. Até a finalização dos ensaios, $\varepsilon_{0,01}$, a capacidade de carga dos elementos correspondia a cerca de 50% da $P_{máx}$, resistido principalmente pelo núcleo do concreto confinado.

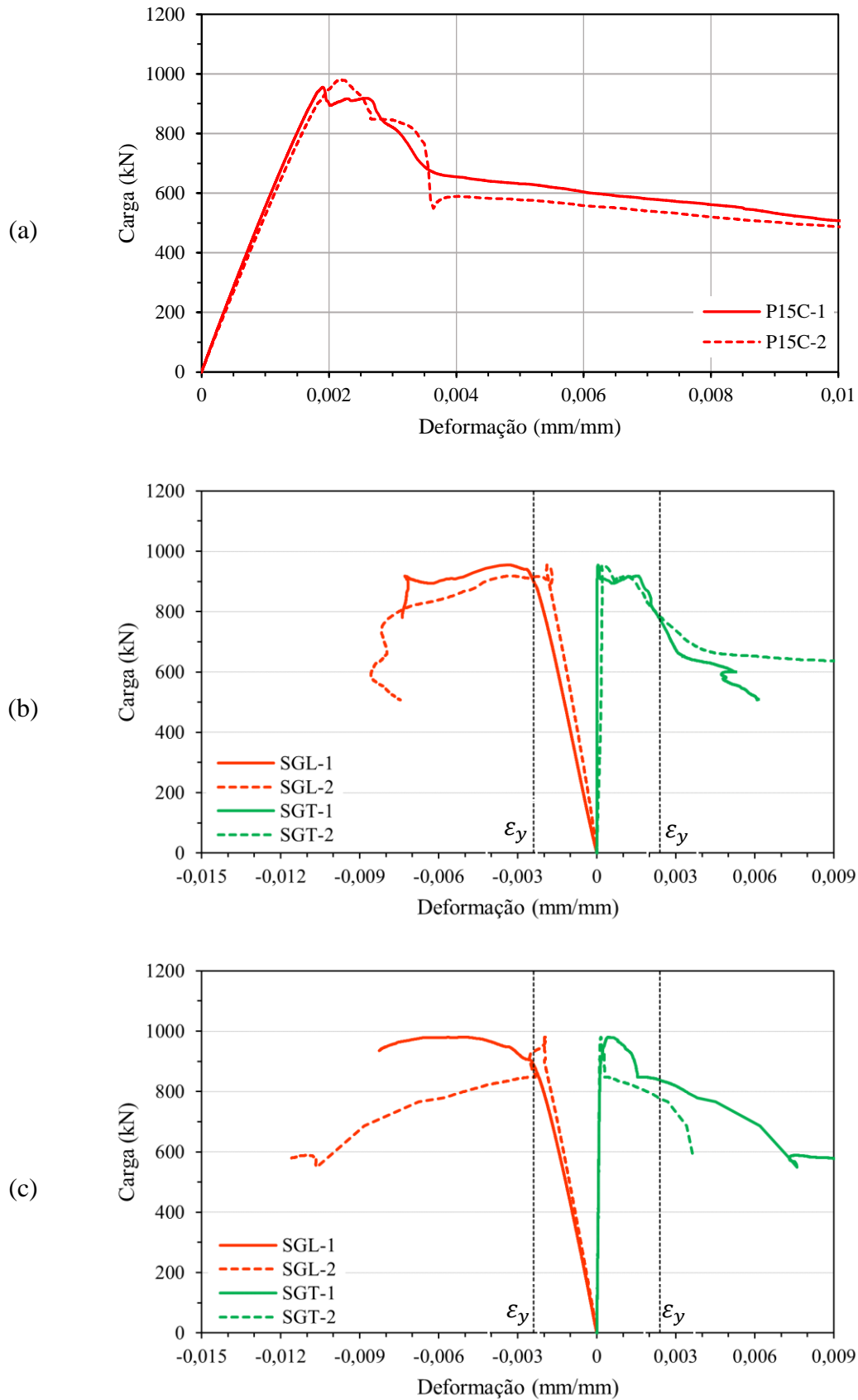


Figura 5.9: Diagramas carga x deformação: (a) pilares P15C-1 e P15C-2; (b) *strain gauges* P15C-1; (c) *strain gauges* P15C-2 (AUTOR, 2022).

Os pilares P15-1 e P15-2 alcançaram elevado nível de capacidade de carga, superiores até a alguns casos de pilar com armadura. Novamente, esse comportamento retrata a falta de integridade entre a massa de concreto, e também, a formação do plano de tensão entre o cobrimento e núcleo próximo a $P_{máx}$. No primeiro exemplar foi possível a captação das leituras das deformações após o alcance da força máxima, o que não ocorreu no segundo, devido ao impacto da ruptura e perda de dados da instrumentação. A Figura 5.10 exibe o diagrama carga x deformação dos pilares sem armadura.

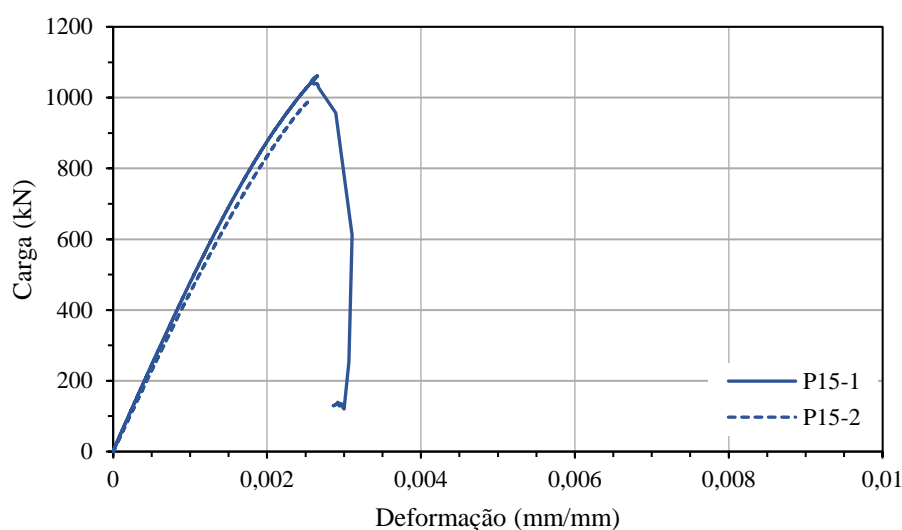


Figura 5.10: Diagrama carga x deformação dos pilares P15-1 e P15-2 (AUTOR, 2022).

A partir da média da resistência dos pilares sem armadura, foi determinado o fator de forma k_2 , tomado como 0,93. A Tabela 8 apresenta os resultados obtidos quanto a P_0 e os índices de ductilidade para os pilares da série UHPFRC-15.

Tabela 8: Resultados da série UHPFRC-15.

Pilar	P_0 (kN)	$\frac{P_{máx}}{P_0}$	I_{10}
P15A-1	1167,86	0,735	8,69
P15A-2		0,837	8,03
P15B-1	1204,36	0,965	6,75
P15B-2		0,823	7,12
P15C-1	1185,97	0,801	7,0
P15C-2		0,826	5,95

(Fonte: AUTOR, 2022)

Em média, o incremento de ductilidade proporcionado pelo aumento da armadura transversal foi de 14% e 29%, para médio e alto índice de confinamento, respectivamente, quando comparados ao baixo índice. Com exceção dos pilares de baixo índice de confinamento, a média dos demais índices conferiram que os pilares possuem ductilidade suficientemente boa para serem utilizados em estruturas com boa capacidade de absorção de energia (EMPELMANN; STEVEN, 2008).

A relação média entre a carga máxima experimental e a carga teórica, $P_{m\acute{a}x}/P_0$, resultou em 0,83, denunciando maior discrepância na estimativa do que a série UHPFRC-30, para a qual tinha-se um coeficiente de 0,87. O resultado dessa relação mais próxima a 1 foi registrado pelo pilar P15B-1, o qual, conforme exibido na Figura 5.11, alcançou maior nível de carga do que os demais elementos da série.

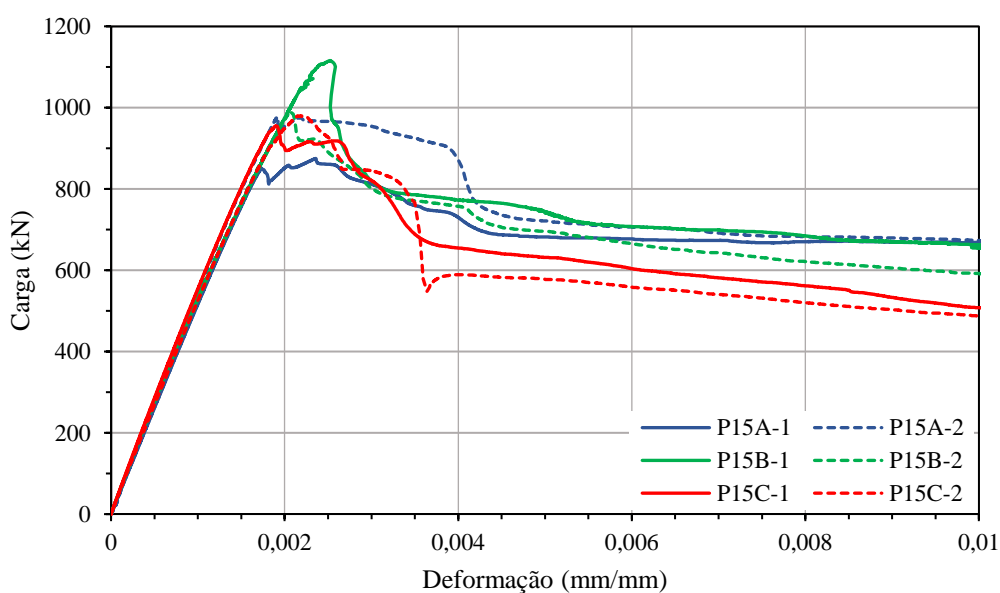


Figura 5.11: Diagrama carga x deformação dos pilares da série UHPFRC-15 (AUTOR, 2022).

A partir dos resultados obtidos conclui-se que a série de pilares de UHPFRC-15 apresentou resultados satisfatórios quanto à ductilidade, com perdas suavizadas de capacidade de carga após o alcance da força máxima. Nesta série ocorreu maior discrepância entre a capacidade de carga dos exemplares 1 e 2 de cada índice de confinamento. Todavia, o comportamento de carga x deformação apresenta similaridade, assim como os níveis de ductilidade alcançados.

5.1.4 Série UHPC

Essa série corresponde aos pilares produzidos com concreto de ultra alto desempenho sem a adição de fibras metálicas, para os quais a resistência à compressão média entre as moldagens resultou em 105,14 MPa. Conforme esperado, a resistência do concreto foi superior para os traços UHPFRC-15 e UHPFRC-30, devido o reforço da matriz proporcionado pela adição de fibras metálicas. O resumo de resultados experimentais apresentado na Tabela 9, exhibe que a capacidade de carga máxima resistida entre os pilares alcançou valores próximos.

Tabela 9: Resumo de resultados experimentais da série UHPC.

Pilar	f_c (MPa)	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	P_c (kN)	P_{cc} (kN)	ϵ_c (mm/mm)	ϵ_{cc} (mm/mm)
P00A-1	105,67	993,46	836,39	619,67	0,002309	0,002513
P00A-2	(1,32)	866,23	709,16	596,87	0,001945	0,002310
P00B-1	104,98	930,68	773,61	-	0,002140	-
P00B-2	(1,63)	934,73	777,66	688,46	0,002060	0,002102
P00C-1	105,60	935,21	778,14	-	0,002483	-
P00C-2	(1,05)	-	-	-	-	-
P00-1	104,34	942,42	942,42	-	0,002567	-
P00-2	(0,96)	963,22	963,22	-	0,002390	-

São apresentados os valores médios de resistência à compressão (f_c) e o desvio padrão (xxx). (Fonte: AUTOR,2022)

Não foi possível identificar P_{cc} nos diagramas dos pilares P00B-1 e P00C-1, uma vez que após o alcance da força máxima, verificou-se uma perda repentina na capacidade de carga. Além disso, identificou-se significativa variação na relação entre ϵ_{cc}/ϵ_c , sendo que alguns elementos se deformaram mais que os outros, impossibilitando a identificação de um padrão, conforme nas séries anteriores. Em conformidade com as observações de Shin et al. (2016), os pilares de UHPC se apresentaram mais sensíveis a pequenas imperfeições, uma vez que alcançam elevados níveis de tensões e não possuem boa redistribuição destas, como observado nos pilares de UHPFRC. A Figura 5.12 exhibe os diagramas carga x deformação para os pilares de alto índice de confinamento da série.

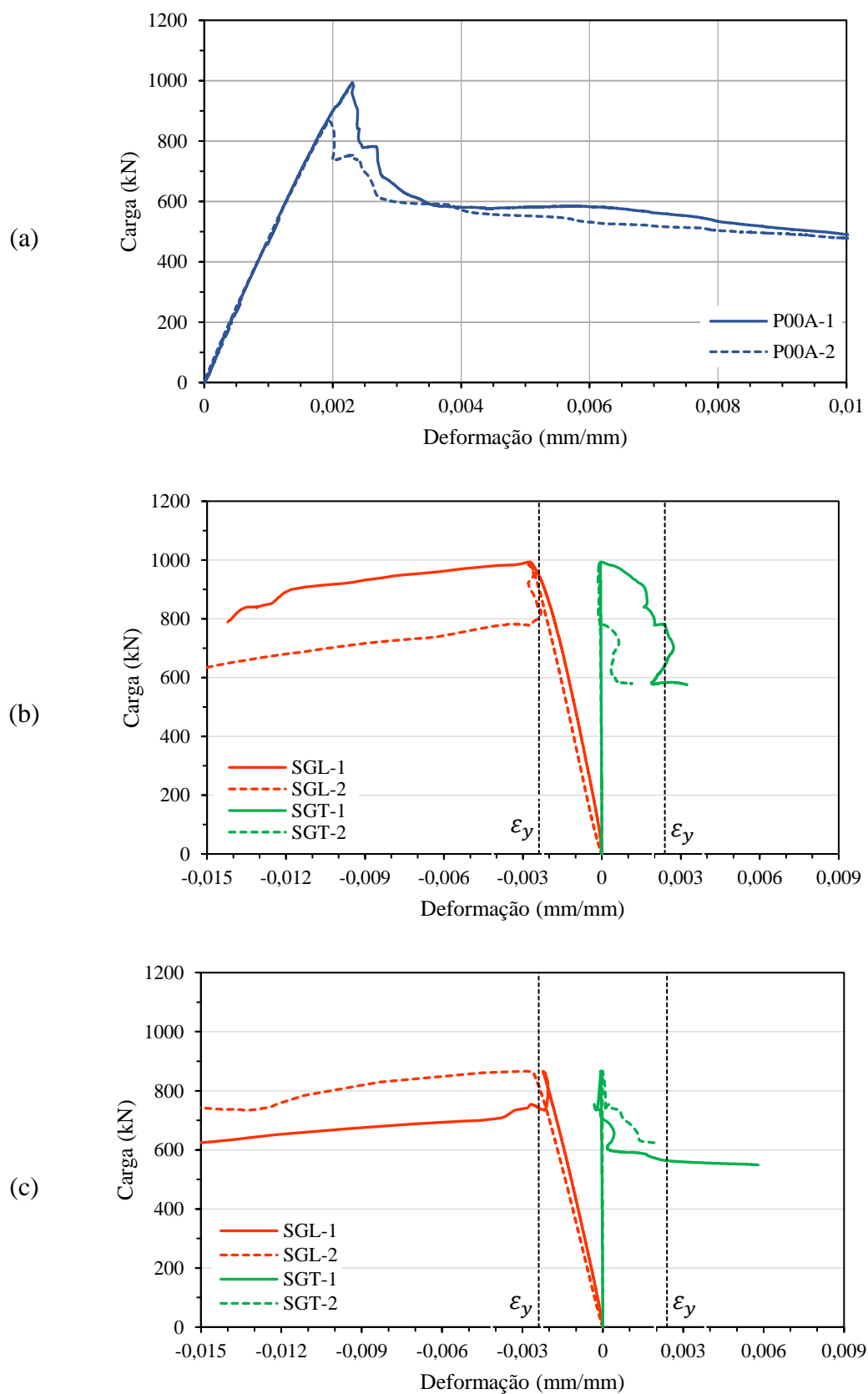
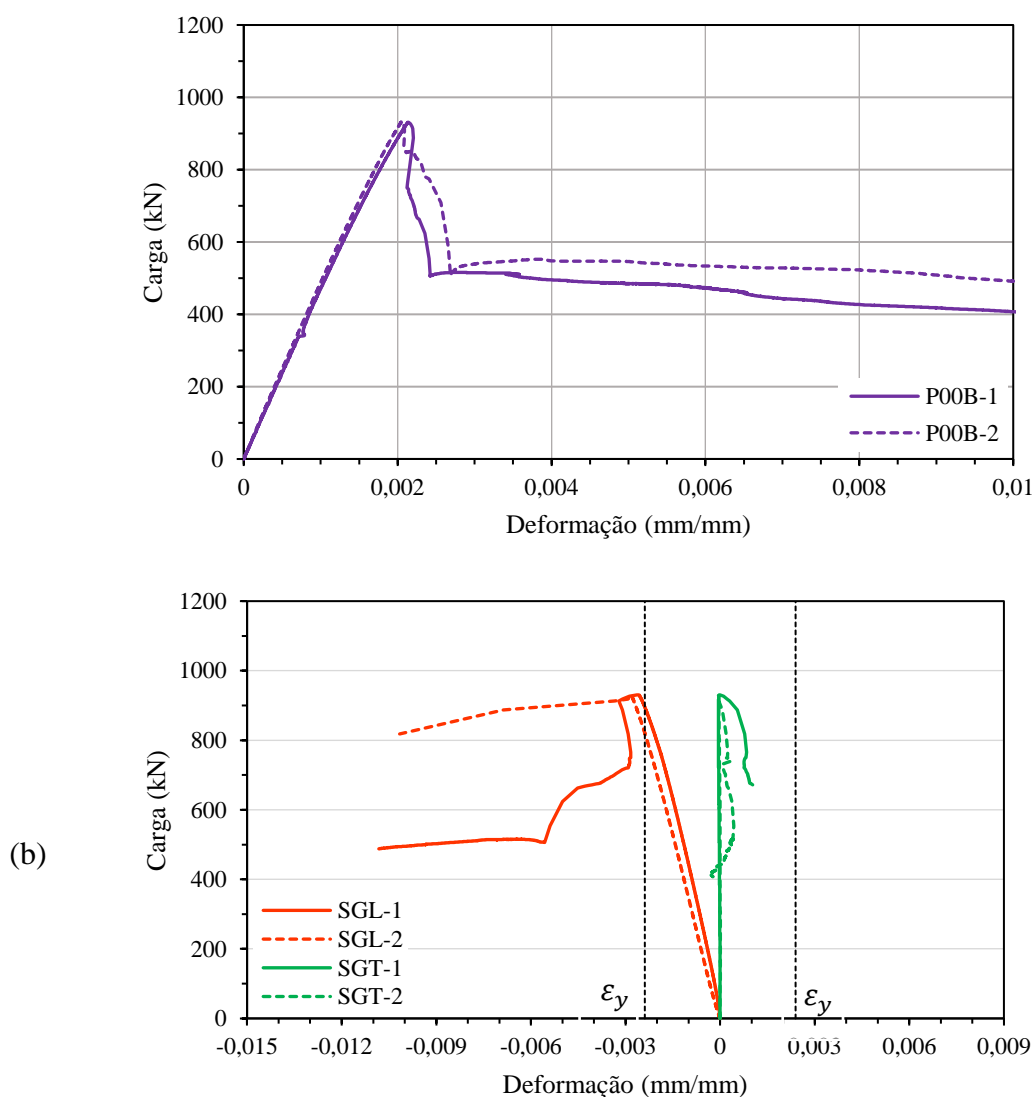


Figura 5.12: Diagramas carga x deformação: (a) pilares P00A-1 e P00A-2; (b) *strain gauges* P00A-1; (c) *strain gauges* P00A-2 (AUTOR, 2022).

Pode ser observado que mesmo no momento de reação do núcleo do concreto confinado, P_{cc} , a armadura transversal não foi totalmente solicitada, ou seja, o concreto não sofreu deformação transversal suficiente aumento da tensão confinante. Desta forma, a resposta dos pilares no trecho descendente não apresentou melhora significativa, mesmo com o alto índice de confinamento. Em relação à capacidade de carga, em $\epsilon_{0,01}$, os pilares apresentaram em média 51% da capacidade em relação às forças máximas alcançadas.

A baixa deformação da armadura transversal também foi observada nos pilares de médio índice de confinamento, conforme pode ser observado nos diagramas carga x deformação da Figura 5.13.



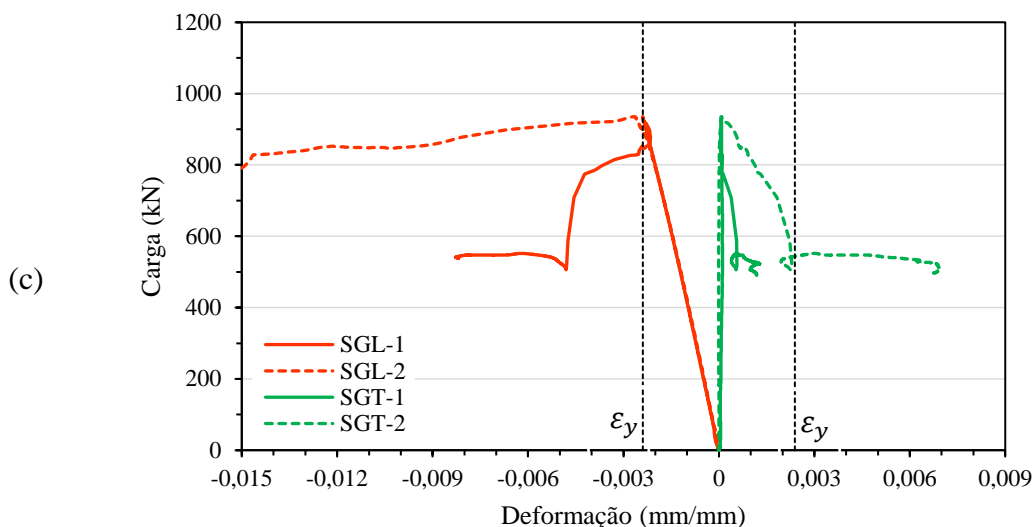


Figura 5.13: Diagramas carga x deformação: (a) pilares P00B-1 e P00B-2; (b) *strain gauges* P00B-1; (c) *strain gauges* P00B-2 (AUTOR, 2022).

Até o instante em que os *strain gauges* obtiveram leitura, a armadura transversal do pilar P00B-1 não chegou a 50% de ε_y . Já no pilar P00B-2, a armadura apresentou maior deformação, entrando em escoamento quando a carga atingiu 57% de $P_{m\acute{a}x}$. A capacidade de resist\ecencia dos n\ucleos de concreto em $\varepsilon_{0,01}$, correspondem a 44% e 53% das for\c7as m\acute{a}ximas alcan\c7adas nos pilares P00B-1 e P00B-2, respectivamente.

Durante a realiza\c7\ao dos ensaios dos pilares de baixo \ecndice de confinamento, os resultados referentes ao o elemento P00C-2, tiveram de ser descartados devido a constata\c7\ao da ruptura prematura na base e conseq\ueante redu\c7\ao de sua resist\ecencia, resultando em uma carga m\acute{a}xima de 798 kN. Essa falha experimental pode ter ocorrido devido ao incorreto posicionamento do elemento no equipamento de ensaio, por imperfei\c7\oes geom\etricas, ou at\ec mesmo devido ao deslocamento das armaduras no processo de moldagem e vibra\c7\ao.

Os resultados obtidos no ensaio do pilar P00C-1 s\ao apresentados na Figura 5.14. Conforme previsto, ap\os o alcance da $P_{m\acute{a}x}$, verificou-se a perda instant\anea de 70% da capacidade de carga. Essa grande redu\c7\ao de resist\ecencia est\aa associada ao desprendimento de maior volume de concreto, quando comparado aos outros \ecndices de confinamento, al\em da insufici\ecncia de armadura transversal para proporcionar maior press\ao de confinamento.

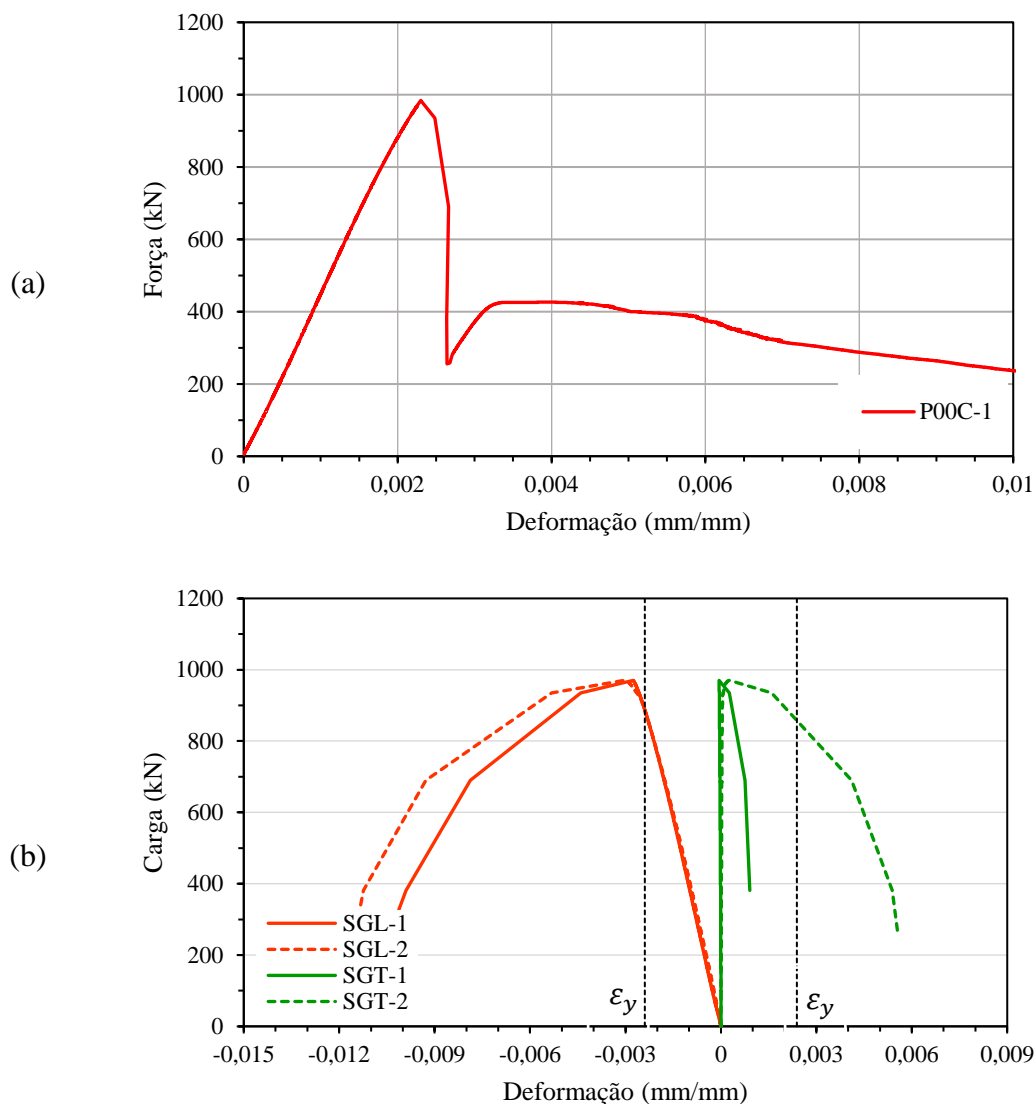


Figura 5.14: Diagramas carga x deformação: (a) pilar P00C-1; (b) *strain gauges* P00C-1 (AUTOR, 2022).

As deformações das armaduras transversais e longitudinais ocorreram de forma similar até o alcance da $P_{máx}$. Após esse ponto, ocorreu a rápida perda da capacidade e um rápido aumento de sollicitação das armaduras, sendo constatada maiores deformações nos *strain gauges* denominados SGT-2 e SGL-2. Com isso, nota-se que a deformação transversal do concreto ocorreu de forma assimétrica, indicando perda de estabilidade do elemento.

Assim como já havia sido relatado no ensaio piloto, no item 4.2.3, a ruptura dos pilares sem armadura e sem a adição de fibras ocorre de forma muito rápida, gerando um impacto nos equipamentos de ensaio e, conseqüentemente problemas na captação da deformação. Neste

contexto, a Figura 5.15 apresenta a resposta dos pilares P00-1 e P00-2, relativa apenas ao trecho ascendente.

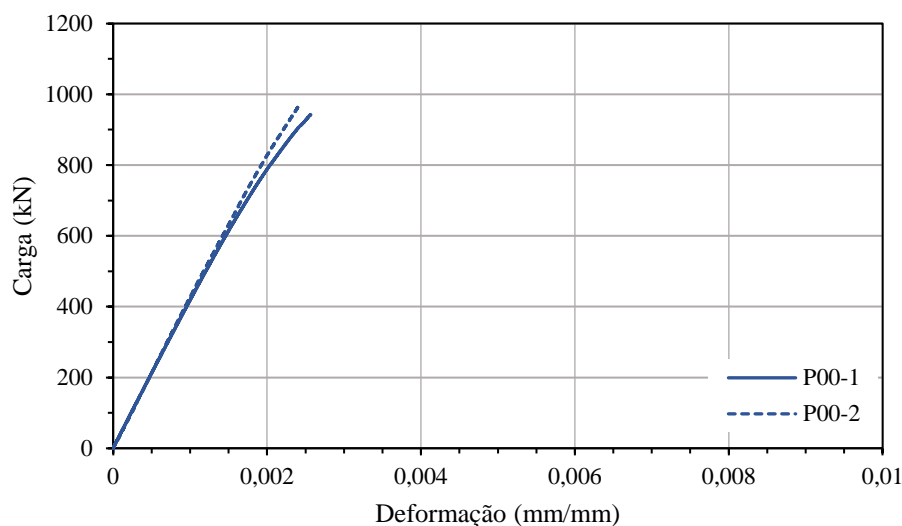


Figura 5.15: Diagrama carga x deformação dos pilares P00-1 e P00-2 (AUTOR, 2022).

A partir das cargas máximas alcançadas nos pilares sem armadura, obteve-se um valor de k_2 igual a 0,913, o qual se aproxima dos valores já obtidos nos concretos com fibras, 0,93 e 0,95, relativo aos traços UHPFRC-15 e UHPFRC-30, respectivamente. Mesmo com o uso deste coeficiente, a relação média de $P_{m\acute{a}x}/P_0$ se manteve igual a 0,854, significativamente menor que 1. A Tabela 10 apresenta os resultados quanto a carga teórica estimada e os índices de ductilidade para a série UHPC.

Tabela 10: Resultados da série UHPC.

Pilar	P_0 (kN)	$\frac{P_{m\acute{a}x}}{P_0}$	I_{10}
P00A-1	1091,55	0,91	6,07
P00A-2		0,794	6,74
P00B-1	1085,44	0,857	5,51
P00B-2		0,861	6,22
P00C-1	1090,93	0,8572	4,72

(Fonte: AUTOR,2022)

A partir da média dos índices de ductilidade obtidos, tem-se que apenas os pilares de alto índice de confinamento alcançaram valores próximos aos mínimos recomendados por Empelmann e

Steven (2008), correspondente a $I_{10}=6,5$. Entretanto, foram obtidos significativos incrementos de ductilidade nos pilares de alto e médio índice de confinamento, alcançando 52% e 39%, respectivamente, quando comparados aos pilares de baixo índice.

A Figura 5.16 apresenta o diagrama carga x deformação para os pilares da série UHPC.

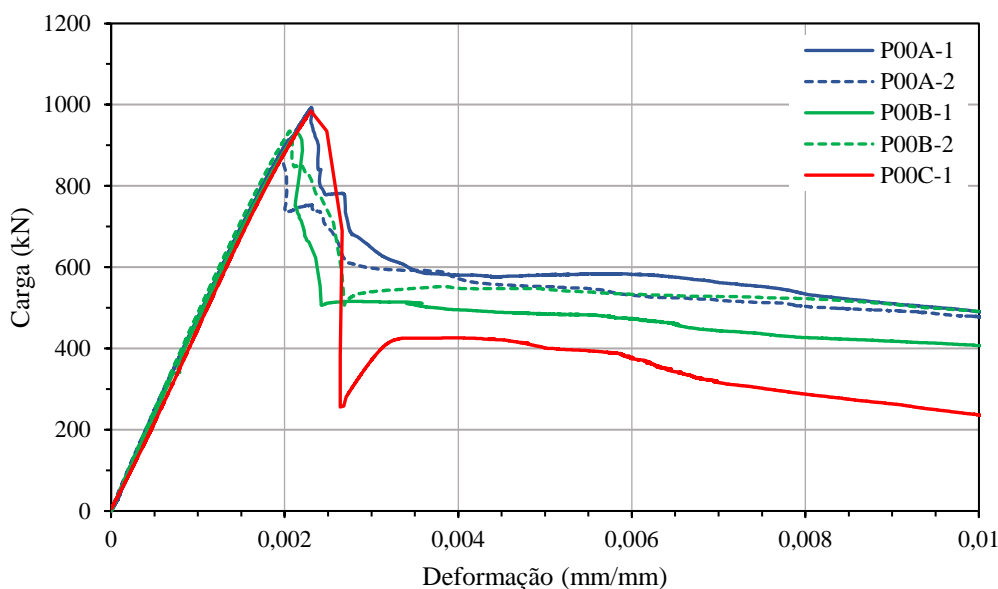


Figura 5.16: Diagrama carga x deformação para os pilares da série UHPC (AUTOR, 2022).

Os pilares da série sofreram grande perda da capacidade de carga após o alcance da força máxima, o que é resultado do deslocamento do cobrimento de concreto e, da menor deformação transversal do núcleo, quando comparado aos concretos com fibras. Portanto, para que os pilares de UHPC apresentem maiores níveis de ductilidade, é necessário maior taxa de armadura transversal. Quanto ao deslocamento do concreto, notou-se que assim como Lima Junior (2003) e Hosinieh (2014), pilares com maiores espaçamentos entre armaduras transversais sofrem maior perda de volume de concreto, resultando em maior redução da seção resistente do pilar.

A Figura 5.17 apresenta a região central dos pilares de alto, médio e baixo índice de confinamento após a finalização dos ensaios. Além da perda do maior volume de concreto, observa-se que o núcleo do pilar de baixo índice de confinamento ficou triturado, o que também foi observado no estudo de Shin et al. (2016), em maiores espaçamentos de armadura transversal.

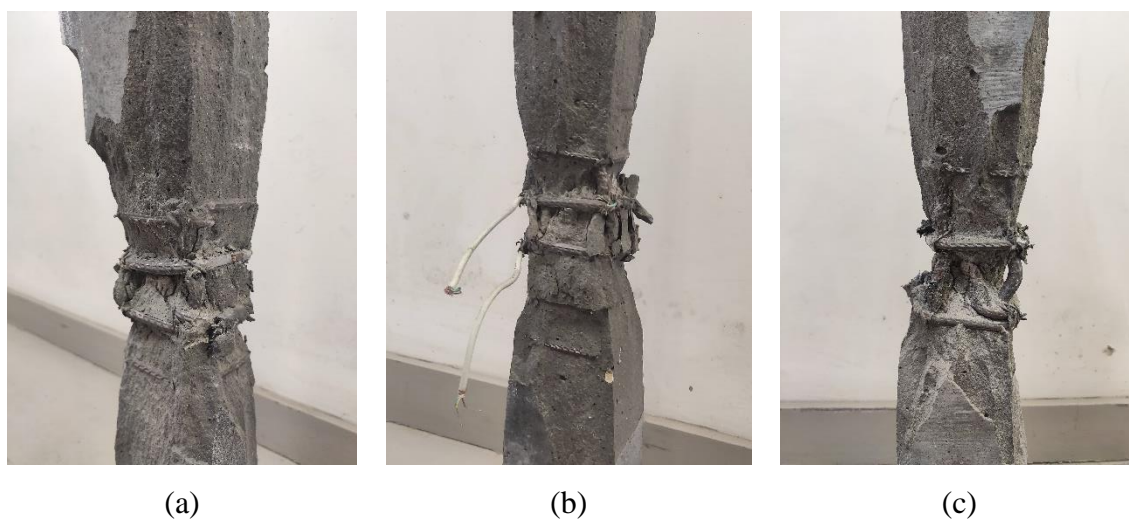


Figura 5.17: Modo de ruptura de pilares de UHPC com: (a) alto índice de confinamento; (b) médio índice de confinamento; (c) baixo índice de confinamento (AUTOR, 2022).

Na Figura 5.17 também é possível identificar o efeito do arqueamento proposto pelo modelo analítico de confinamento de Mander, Priestley e Park (1988a), no qual tem-se a delimitação da área efetivamente confinada pela formação de parábolas de 45°.

5.1.5 Avaliação da influência da adição de fibras

Na presente pesquisa, além da avaliação do aumento do índice de confinamento com armadura transversal a partir da diminuição do espaçamento, também buscou-se examinar a influência da adição de fibras, em diferentes teores, no incremento de ductilidade e resistência dos pilares. Desta forma, este se dedica a construção de um comparativo entre os resultados obtidos pelos pilares de mesmos arranjos de armadura, mas produzidos com diferentes traços de concreto: UHPC, UHPFRC-15 e UHPFRC-30.

A Figura 5.18 exibe os índices de ductilidade (I_{10}) obtidos a partir da média dos dois exemplares de cada configurações dos pilares estudadas. Observa-se que o aumento do teor de adição de fibras não alterou significativamente os valores de ductilidade para os pilares de alto e baixo índice de confinamento, entretanto, para os pilares de médio índice de confinamento o aumento do teor de adição de fibras resultou em maior ductilidade. Para os pilares da série UHPC, onde a variação da ductilidade é influenciada unicamente pela taxa de armadura, constatou-se redução quase linear de I_{10} com o aumento do espaçamento da armadura transversal.

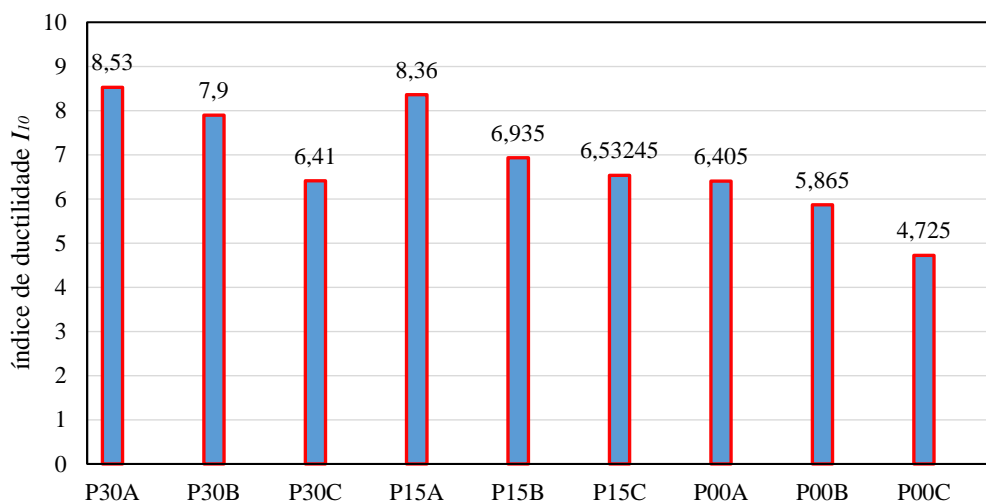


Figura 5.18: Índices de ductilidade das diferentes combinações de traço e índice de confinamento (AUTOR, 2022).

Em comparação aos pilares de baixo índice de confinamento de UHPC, a adição de fibras metálicas nos teores de 1,5% e 3%, resultou no mesmo incremento de ductilidade do que o dimensionamento da armadura para alcance do alto índice de confinamento. Portanto, para as características de geométricas e de resistência dos materiais desta pesquisa, a redução do espaçamento da armadura transversal em cerca de 35% pode ser substituída pela adição do teor de 1,5% de fibras metálicas, resultando em mesma ductilidade.

Devido a microestrutura mais densa, o concreto UHPC apresenta menor microfissuração interna e a ruptura ocorre de forma frágil, conforme resultados já apresentados. Percebe-se, assim como já relatado na revisão bibliográfica, que o concreto com a adição de fibras apresenta maior deformação transversal, ou seja, a adição de fibras proporciona melhor distribuição das tensões devido maior microfissuração. A diferença do modo de ruptura entre os elementos de UHPC, UHPFRC-15 e UHPFRC-30, pode ser observado na Figura 5.19, que exhibe o comparativo entre os pilares de alto índice de confinamento em diferentes estágios de deformação, onde, exclusivamente o indicativo f^* corresponde a imagem após ensaio.

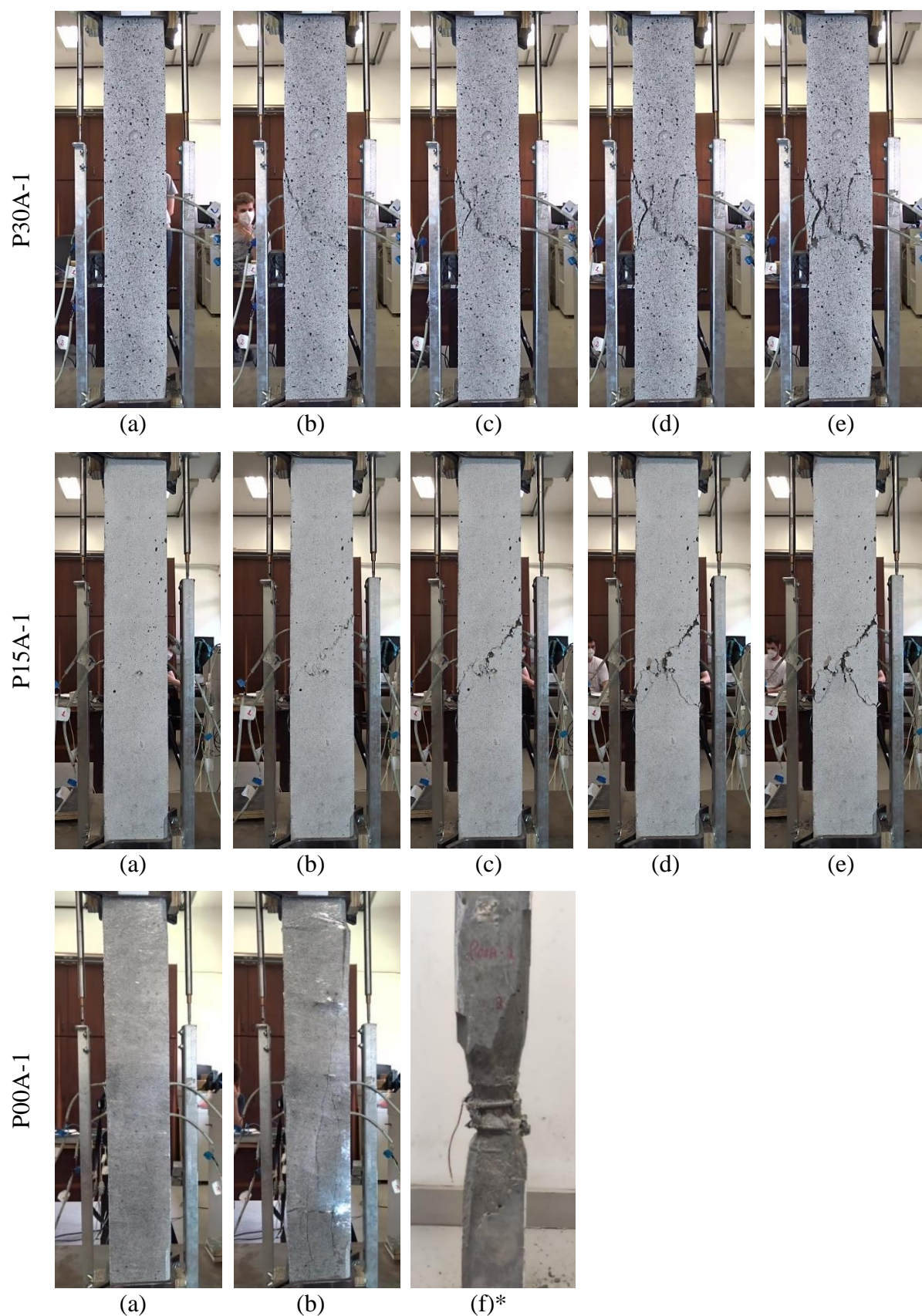


Figura 5.19: Pilares de alto índice de confinamento no momento da deformação: (a) 0,002 mm/mm; (b) 0,004 mm/mm; (c) 0,006 mm/mm; (d) 0,008 mm/mm; (e) 0,01 mm/mm (AUTOR, 2022).

A ruptura de todos os pilares das séries UHPC, UHPFRC-15 e UHPFRC-30, ocorreram de forma muito similar ao modo de ruptura apresentado nos pilares acima, respectivo a cada série. Constatou-se que nos pilares com fibra não ocorreu o estilhaçamento do cobrimento após o alcance da carga máxima, sendo observada a formação de fissuras e propagação de forma gradual das mesmas. Notou-se que para o teor de adição de fibras de 3%, além da formação de uma microfissura principal, em inclinação próxima a 45°, ocorreu a formação de inúmeras microfissuras, indicando maior redistribuição de tensões. Já nos pilares com teor de fibras de 1,5%, nota-se a formação e propagação de uma microfissura principal.

Nos pilares de UHPC ocorreu a perda de grande parte do cobrimento assim que os elementos alcançaram a força máxima, conforme pode ser observado na imagem, registrada após a finalização do ensaio. O registro da evolução da fissuração do pilar foi comprometido pela proteção de plástico, a qual teve a finalidade de prevenir acidentes e danificação dos equipamentos de ensaio, e respectiva captação de dados.

5.1.5.1 Alto índice de confinamento

Conforme o modelo de diagrama tensão x deformação de pilares confinado apresentado na Figura 3.2, após o alcance da força máxima, o cobrimento perde a eficiência de resistência e ocorre a primeira redução na capacidade de carga, denominado ponto “B”. Nos pilares de alto índice de confinamento, esse comportamento foi bem identificado, onde nos pilares com a adição de fibras, ocorreu a redução de até 5% de resistência, e nos pilares sem a adição de fibras, a redução variou de 15% a 22% da força máxima. A perda mais abrupta da resistência dos pilares de UHPC está associada a maior fragilidade do concreto UHPC, onde ocorre a redução de maior seção de concreto com o desprendimento do cobrimento. Resultados similares foram obtidos por Shin et al. (2016) e Shin, Min e Mitchell (2017), onde a perda da resistência, quando comparados as forças máximas, ocorre entre intervalos de 5% a 10% e 10% a 20%, respectivamente para pilares de UHPFRC e UHPC. A norma CSA A23.3 (SCC, 2019), estabelece nos requisitos de dimensionamento de estruturas com boa capacidade de absorção de energia, que essa redução em B seja inferior a 3%, assim, para esse índice de confinamento, apenas os pilares com teor de 3% de fibras obedeceram ao requisito.

Nos pilares de UHPC foi identificado que a menor ductilidade também é consequência da menor deformação transversal do concreto, onde não ocorre a sollicitação máxima da armadura transversal quando o concreto confinado atinge sua máxima resistência, ponto correspondente

a f_{cc} . A Figura 5.20 exibe o digrama carga x deformação de todos os elementos de alto índice de confinamento.

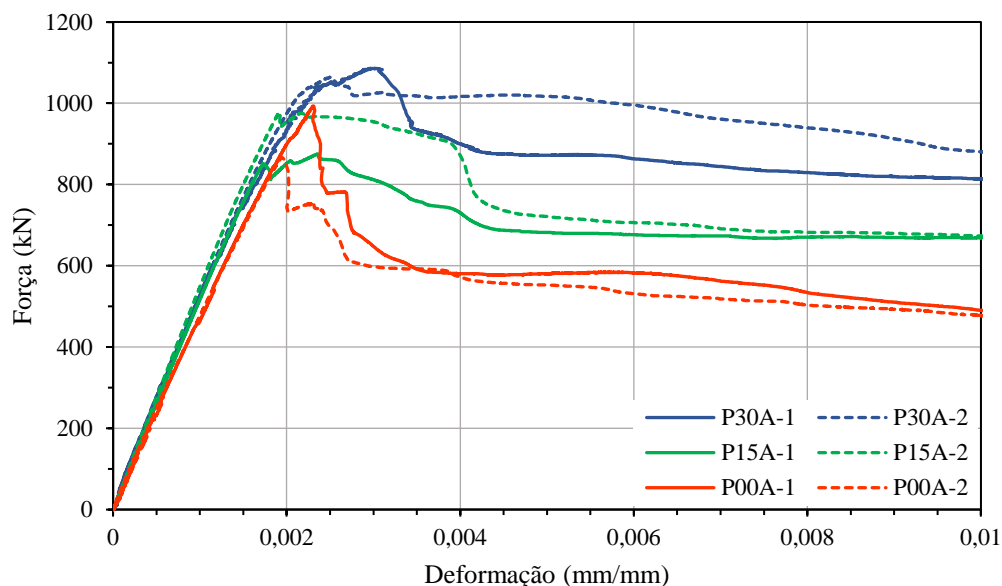


Figura 5.20: Diagrama carga x deformação para pilares com alto índice de confinamento (AUTOR, 2022).

Todos os pilares apresentados acima alcançaram o nível de ductilidade recomendado por Sharma, Bhargava e Kaushik (2005) e Empelmann e Steven (2008), considerados como elementos com boa capacidade de absorção de energia. Ainda, de acordo com os mesmos autores, os pilares de alto e médio índice de confinamento, onde I_{10} foi superior a 8, poderiam ser utilizados em regiões altamente sísmicas, pela excelente capacidade de deformação. O acréscimo de ductilidade foi, respectivamente, de 23% e 33%, para os teores de adição de fibras de 1,5% e 3%, em relação aos pilares de UHPC, sendo possível identificar o efeito benéfico da adição de fibras no comportamento das estruturas.

5.1.5.2 Médio índice de confinamento

Nos pilares de médio índice de confinamento, o acréscimo de ductilidade proporcionado pela adição de fibras metálicas foi similar aos incrementos nos pilares de alto índice. Em referência ao pilar sem a adição de fibras, o acréscimo de ductilidade foi de 18% e 34%, respectivamente para os pilares com teores de adição de fibras de 1,5% e 3%, onde, apenas os pilares com adição de fibras alcançaram I_{10} superiores a 6,5. A Figura 5.21 exibe as respostas dos pilares de médio índice de confinamento.

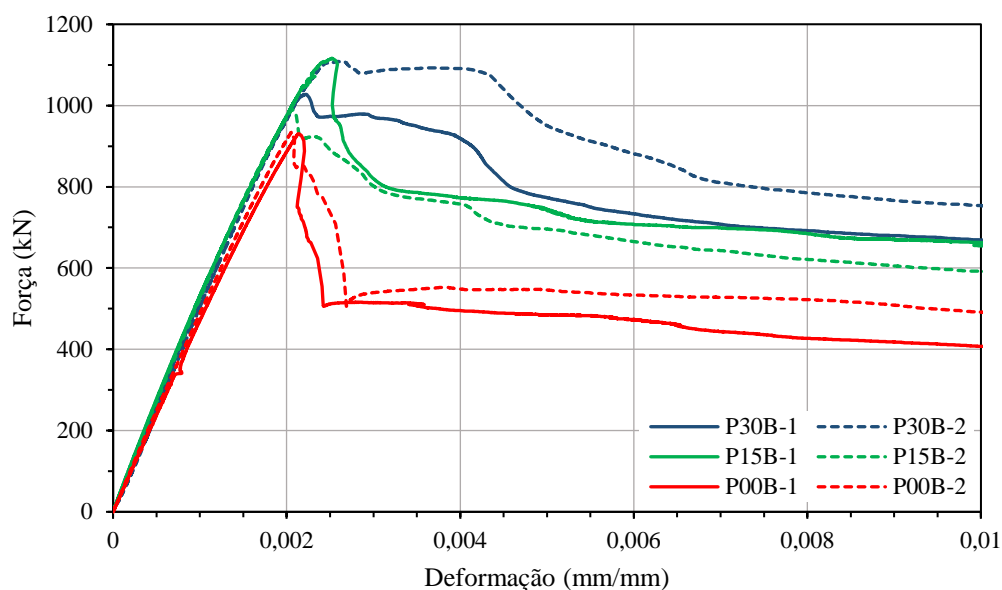


Figura 5.21: Diagrama carga x deformação dos pilares de médio índice de confinamento (AUTOR, 2022).

Os pilares do traço UHPFRC-30 apresentaram as melhores respostas no trecho descendente do diagrama acima, onde após a perda da eficiência do revestimento, houve a estabilidade da resistência até próximo a deformação de 0,004 mm/mm. No ponto B, a redução da capacidade de carga foi de 5% e 2%, respectivamente, para os pilares P30B-1 e P30B-2. Nos demais pilares de médio índice de confinamento, a redução da capacidade de carga ocorreu de forma mais significativa, o que também foi expresso pelos menores índices de ductilidade, principalmente no concreto sem a adição de fibras.

5.1.5.3 Baixo índice de confinamento

Os pilares de baixo índice de confinamento foram executados com o espaçamento de estribos de 62 mm, superior a 6 vezes o diâmetro da armadura longitudinal, que corresponde ao limite estabelecido na norma CSA A23.3 (SCC, 2019) e no código ACI 318 (2019), o qual busca a prevenção da perda de estabilidade das estruturas dúcteis. De fato, observou-se que as armaduras longitudinais apresentaram maior encurvamento para os pilares de baixo índice de confinamento, principalmente no pilar sem a adição de fibras. Conforme já observado por Lima Junior (2003), as fibras auxiliam no encapsulamento das armaduras, auxiliando no retardamento da flambagem das barras longitudinais. As respostas destes pilares são exibidas na Figura 5.22.

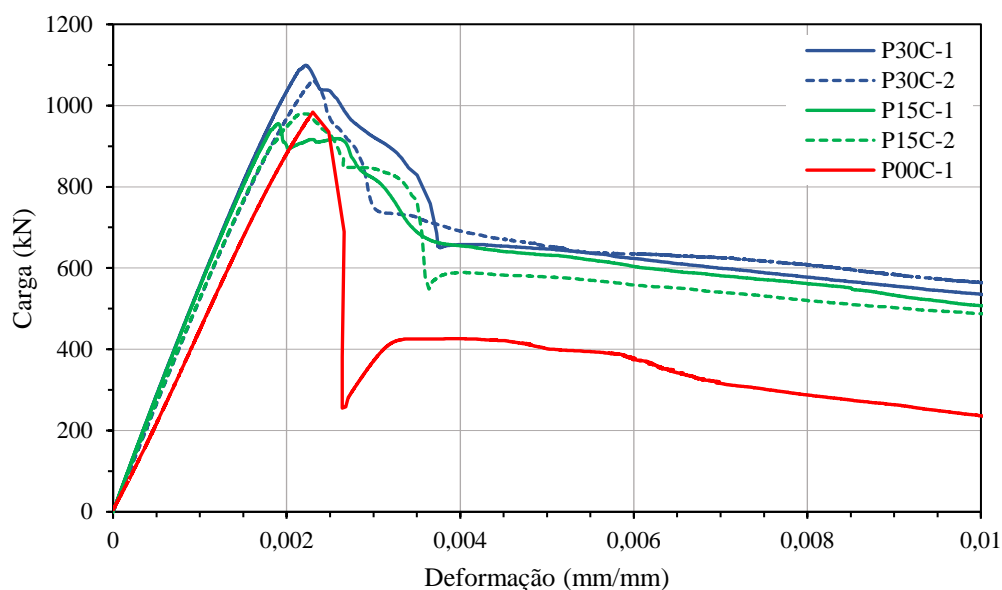


Figura 5.22: Pilares de baixo índice de confinamento (AUTOR, 2022).

A ruptura do pilar P00C-1 ocorreu de forma muito frágil, com redução de 70% da capacidade de carga, logo após o alcance da força máxima. Já nos demais pilares o trecho pós-pico foi suavizado pela adição de fibras metálicas, resultando no mesmo índice de confinamento para ambos os teores de adição de fibra, com incremento de aproximadamente 35% em relação ao pilar de UHPC. Portanto, ao contrário das observações feitas por Shin et al. (2016), onde afirma-se que a adição de fibras não proporciona melhora do comportamento em baixos índices de confinamento pela ocorrência do esmagamento do concreto antes da solicitação da armadura, nesta pesquisa, observou-se que as fibras mesmo para os baixos índices de confinamento, proporcionaram incrementos ductilidade devido a redistribuição de tensões, permitindo que o concreto fosse apresentar deformação suficiente para solicitação da armadura transversal.

5.2 COMPARATIVO COM MODELOS ANALÍTICOS

Os modelos analíticos de Cusson e Paultre (1994), Razvi e Saatcioglu (1999) e Aoude (2007), foram utilizados nas estimativas de tensão e deformação do núcleo de concreto confinado, para comparação com os resultados experimentais apresentados no item 5.1. Ressalta-se que apenas é considerado o núcleo do concreto confinado delimitado pelas armaduras transversais como resistente, e que após o alcance da força máxima, o cobrimento perde toda a eficiência. Portanto, a partir da carga do núcleo confinado obtida nos ensaios, foi determinada a tensão no concreto

confinado σ_{cc} . A resistência limite do aço considerada nos modelos analíticos foi de 500 MPa, ressaltando que maior precisão pode ser alcançada nas estimativas com a realização de ensaios de caracterização das armaduras. Como resistência e deformação do concreto, respectivamente, P_{c0} e ε_{c0} , foram utilizados os valores obtidos nos ensaios dos pilares sem armadura, P00, P15 e P30.

O primeiro modelo a ser analisado foi o de Cusson e Paultre (1994), onde são apresentadas as respostas por séries de fibras e índices de confinamento, conforme Figura 5.23.

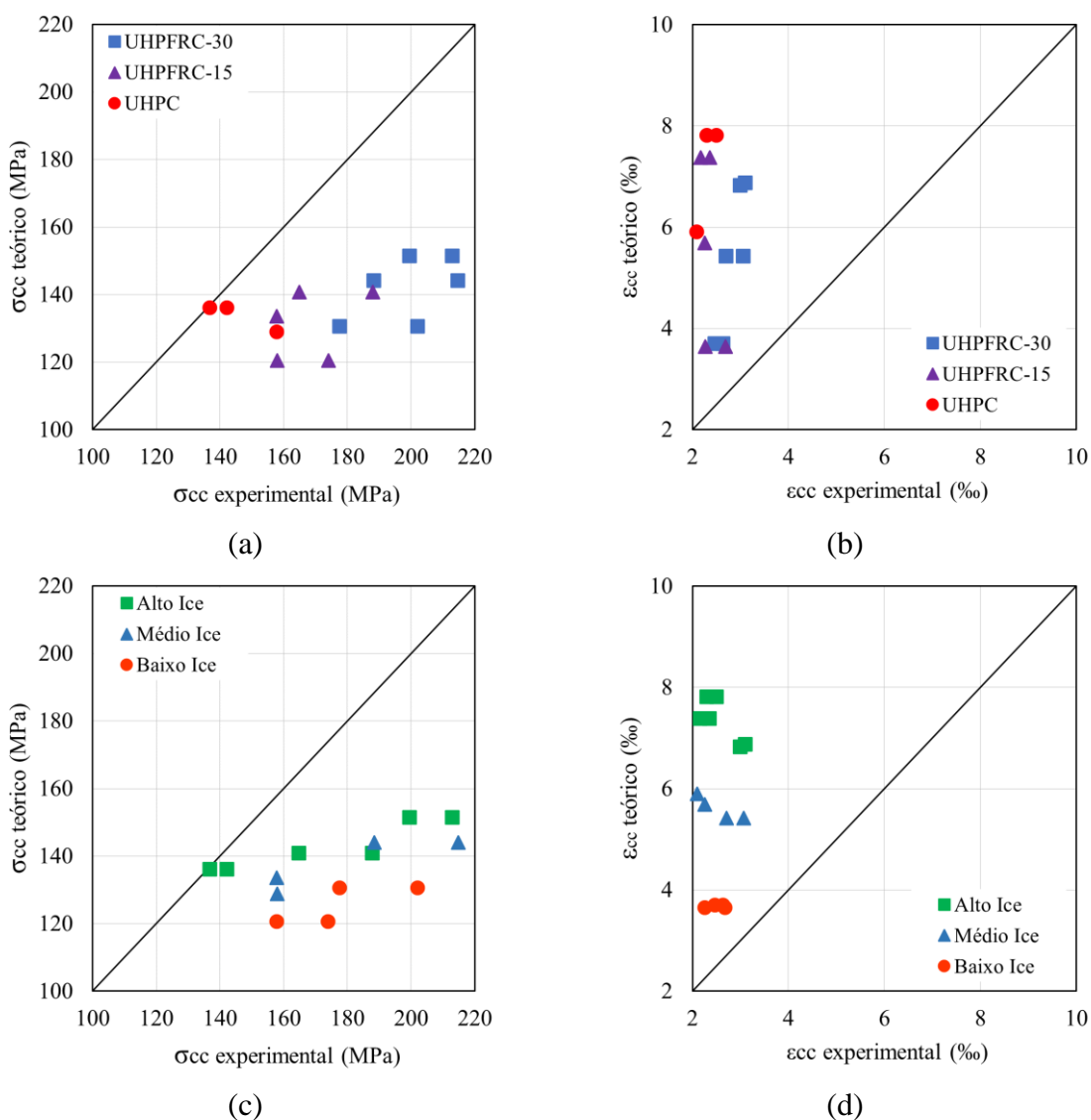


Figura 5.23: Comparativo com o modelo de Cusson e Paultre (1995): (a) tensão dos diferentes teores de fibra; (b) deformação dos diferentes teores de fibra; (c) tensão dos diferentes Ice; (d) deformação dos diferentes Ice (AUTOR, 2022).

A maior proximidade de tensão foi obtida nos pilares de UHPC, onde a relação $\sigma_{cc.teó}/\sigma_{cc.exp}$ foi de 0,92. Para os pilares das séries UHPFRC-15 e UHPFRC-30, essa relação foi de 0,78 e 0,71. Ao analisar por índice de confinamento, foram obtidas as relações 0,83, 0,77 e 0,70, respectivamente, para os pilares de alto, médio e baixo índice de confinamento. Portanto, na estimativa de tensão o modelo de Cusson e Paultre (1994) apresentou maior proximidade com os pilares sem a adição de fibras, os quais apresentaram menor alcance de tensão de confinamento nos ensaios experimentais.

Na previsão da deformação do núcleo de concreto o modelo de Cusson e Paultre (1994), superestimou as deformações dos pilares de alto índice de confinamento e dos pilares sem a adição de fibras, alcançando coeficientes da relação entre deformação teórica e experimental, iguais a 2,91 e 3,09, respectivamente. O coeficiente mais próximo foi obtido pelos pilares de alto índice de confinamento, a qual foi igual a 1,41, devido a esses elementos apresentarem maior deformação no momento pós-pico.

Com o modelo de Razvi e Saatcioglu (1999), foram obtidas as melhores estimativas das deformações do núcleo do concreto confinado, entretanto, as menores previsões quanto ao nível de tensão. Nos pilares sem a adição de fibras, onde a tensão do núcleo de concreto foi menor, ocorreu maior proximidade entre $\sigma_{cc.teó}/\sigma_{cc.exp}$ com a relação igual a 0,78, entretanto, para altos índices de confinamento, onde o concreto apresentou maiores níveis de tensões, essa relação foi igual a 0,62. Na avaliação por índice de confinamento, todas as estimativas apresentaram relação inferior a 0,70. Na análise entre as deformações teóricas e experimentais foram obtidos os melhores resultados em comparação aos outros modelos, com coeficiente igual a 1,25 para os pilares de teor de fibras de 3%. Para as outras séries foram obtidas as relações de 1,59 e 1,74, respectivamente, para UHPFRC-15 e UHPC. Os pilares com maiores teores de fibra apresentaram melhores resultados devido a maior deformação do núcleo de concreto confinado. Esses resultados podem ser observados na Figura 5.24 que apresenta o comparativo deste modelo.

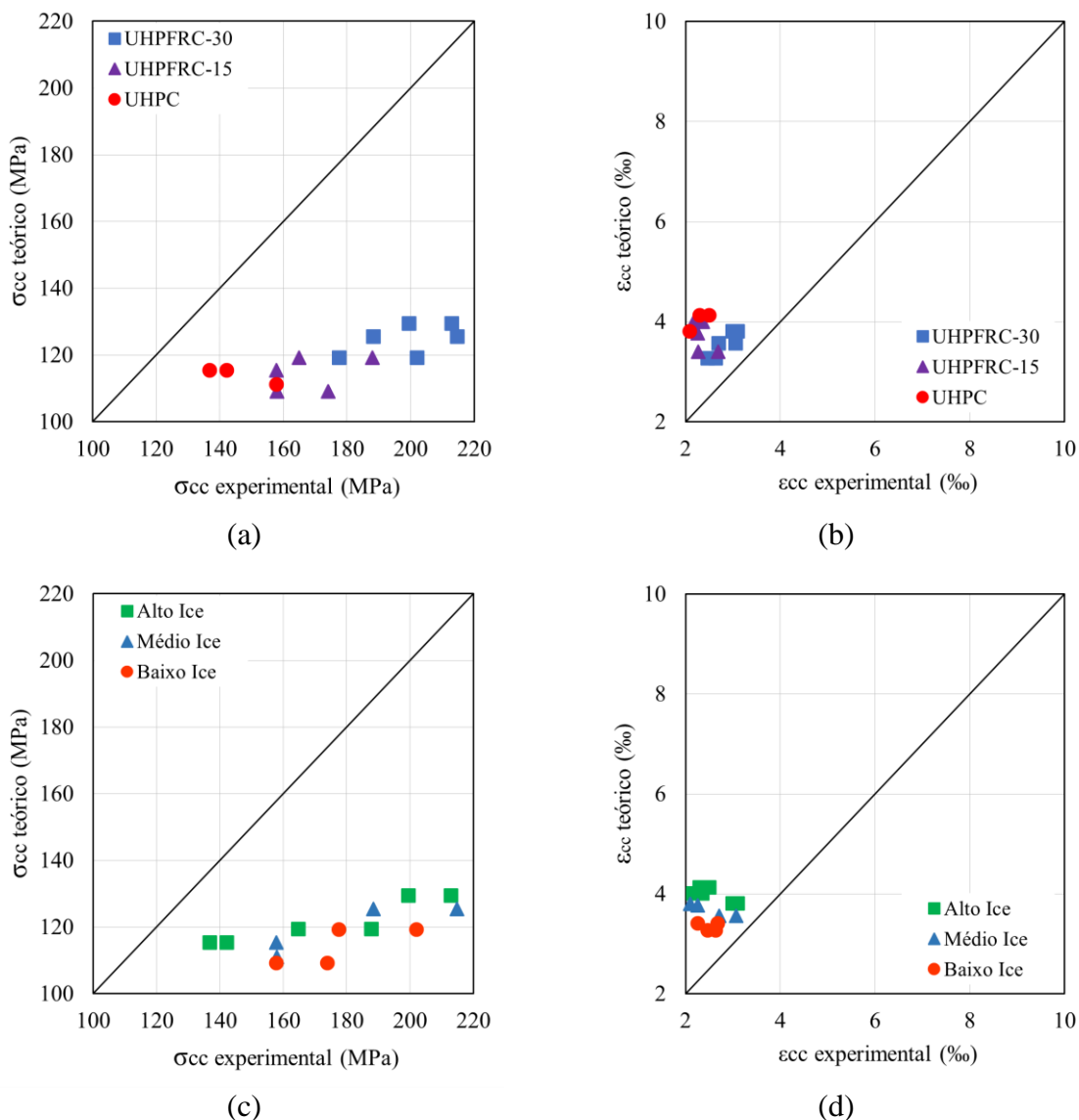


Figura 5.24: Comparativo com o modelo de Razvi e Saatcioglu (1994): (a) tensão dos diferentes teores de fibra; (b) deformação dos diferentes teores de fibra; (c) tensão dos diferentes Ice; (d) deformação dos diferentes Ice (AUTOR, 2022).

Conforme abordado anteriormente, o modelo de Aoude (2007), traz a incorporação dos efeitos benéficos das fibras na tensão e deformação do concreto confinado. O fator de orientação das fibras adotado foi igual a $3/8$, o mesmo valor utilizado por Hosinieh (2014), e próximo aos resultados quanto a análise de orientação de fibras de UHPFRC encontrados por Oliveira (2019), onde ambos estudos trabalharam com mesmas dimensões de fibras desta pesquisa. Como a série de pilares de UHPC não possui a adição de fibras, sem a consideração da mesma, os resultados analíticos tornam-se iguais aos apresentados no modelo de Cusson e Paultre (1994), que é o modelo de referência do autor.

A relação entre $\sigma_{cc.te6}/\sigma_{cc.exp}$ para os pilares de alto, médio e baixo índice de confinamento, foram iguais a 0,86, 0,80 e 0,73, respectivamente. Ao analisar por teores de fibras, a aproximação foi de 0,81 para concreto com 1,5% de fibras e 0,74 para concretos com 3% de fibras. Percebe-se que ocorreu a aproximação entre a estimativa teórica e a experimental, uma vez que o modelo considera o incremento de resistência proporcionado pelas fibras. Os diagramas entre os valores teóricos e experimentais para os modelos de Aoude (2007) podem ser observados na Figura 5.25.

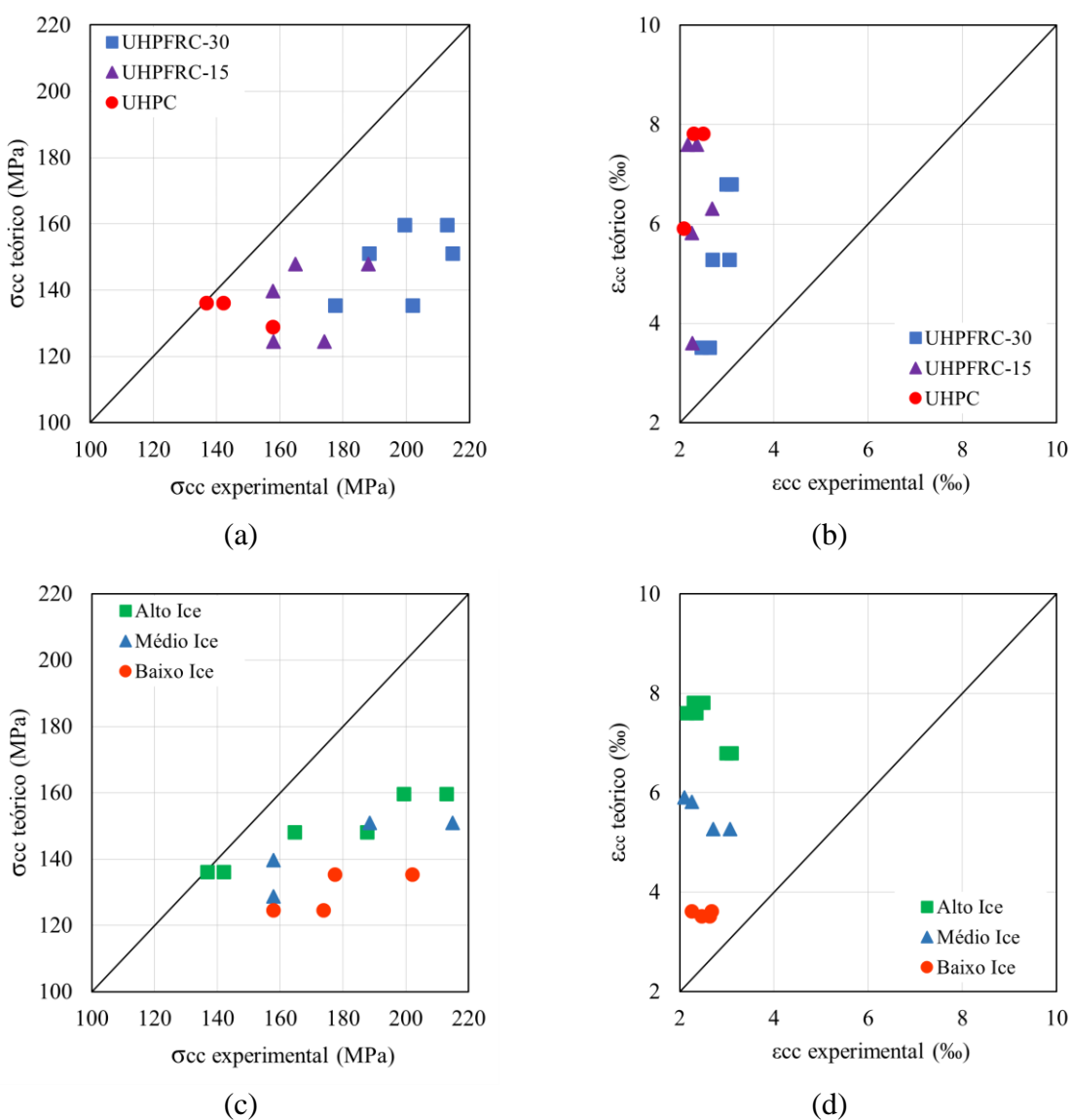


Figura 5.25: Comparativo com o modelo de Aoude (2007): (a) tensão dos diferentes teores de fibra; (b) deformação dos diferentes teores de fibra; (c) tensão dos diferentes Ice; (d) deformação dos diferentes Ice (AUTOR, 2022).

No modelo de Aoude (2007), o incremento de tensão no concreto confinado promovido pela adição de fibras metálicas, foi de 3,5% e 11%, respectivamente, para os teores de fibras de 1,5% e 3%. Entretanto, esse incremento de resistência previsto pelo modelo subestima a eficiência da adição de fibras metálicas no concreto de ultra alto desempenho, onde foi constatado experimentalmente o aumento da tensão do concreto confinado de 27% e 48%, quando da adição de fibras nos teores de 1,5% e 3%, respectivamente.

Todos os modelos foram desenvolvidos para concretos de alta resistência, os quais apresentam maiores deformações do que os concretos compostos apenas com materiais pulverulentos, como o caso do concreto de ultra alto desempenho, que possuem menor microfissuração interna e se deformam menos. Portanto, observa-se que os modelos de confinamento para serem utilizados na previsão de pilares de concreto de ultra alto desempenho, devem considerar a menor deformação transversal do concreto sem a adição de fibras, e respectiva pressão confinante e, devem prever os incrementos de deformação promovidos pela adição de diferentes teores de fibra.

6 CONCLUSÕES

Esta dissertação buscou investigar a influência da adição de fibras e do confinamento na resistência e ductilidade de pilares curtos produzidos com concretos de ultra alto desempenho. Para isso, foram executados pilares sem fibras, e nos teores de adição de 1,5% e 3%, onde as armaduras estavam dispostas a fim de garantir o baixo, médio e alto índice de confinamento. Em vista dos objetivos traçados, na sequência são apresentadas as principais conclusões dos resultados obtidos, onde também, são feitas observações sobre os aspectos metodológicos, os quais visam contribuir com a parte técnica para execução de novas pesquisas:

- a) foi constatado que o UHPC e UHPFRC são materiais muito sensíveis às mudanças de seu processo de produção, onde a ordem e tempo de mistura podem resultar na variação da trabalhabilidade, ou mesmo, na não formação da pasta de concreto. Também foi observado que o processo de vibração influencia muito na eliminação de vazios, e que, o uso de corpos de prova de 50 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento não são adequados a esses concretos, devido a não acomodação correta das fibras, nos quais constatou-se muita variação dos resultados;
- b) observou-se que nos pilares com maior teor de adição de fibras metálicas, ocorreu melhor redistribuição de tensão na região central do pilar, com a formação de uma microfissura principal e diversas microfissuras. Já nos pilares com teor de adição de fibras de 1,5%, houve formação de uma fissura principal e poucas microfissuras, mesmo assim, não ocorrendo o deslocamento do cobrimento. Nos pilares de UHPC, a perda de cobrimento foi imediata. Com isso, se constatou nos pilares com maior espaçamento da armadura o retardamento da flambagem das barras longitudinais nos concretos com fibras, devido ao encapsulamento. Nos demais espaçamentos, as armaduras apresentavam mesmo aspecto no concreto com e sem fibra;
- c) constatou-se eficácia nos ganchos dos estribos dobrados em 135°, não sendo notada a abertura destes. As armaduras de fretagem também foram eficientes na prevenção da ruptura do prematura dos pilares;

- d) constatou-se variações significativa nas respostas entre os dois exemplares de cada combinação de pilar, que traz a recomendação do uso de um terceiro exemplar para trabalhos futuros com concreto UHPC e UHPFRC;
- e) no trecho ascendente os pilares sem fibras apresentaram maiores deformações longitudinais em comparação às séries com fibras, entretanto, foi observado que pós-pico a deformação transversal desses elementos foi menor, resultando na menor sollicitação das armaduras transversais e menor pressão de confinamento. Para baixos índices de confinamento, ocorreu ainda o esmagamento do concreto antes mesmo da armadura alcançar a tensão de escoamento. Com isso, pode ser concluído que a menor microfissuração interna do concreto de ultra alto desempenho, que é composto apenas por materiais pulverulentos, é significativamente melhorada com a adição de fibras metálicas, resultando na maior redistribuição de tensão e permitindo que o concreto apresente maiores deformações transversais antes do esmagamento;
- f) observou-se que o confinamento proporcionou incremento de resistência significativos no núcleo de concreto confinado, entretanto, o aumento da capacidade de carga pós-pico dos pilares só ocorreu nos elementos P30A-1 e P15A-1, o qual foi de até 4% em relação a carga do primeiro pico. O aumento mais relevante da capacidade de carga após o primeiro pico poderia ocorrer com o aumento da taxa de armadura, não sendo relevante neste caso a resistência do aço. Mesmo sem o incremento significativo da capacidade de carga, os pilares de alto índice de confinamento de ambos os teores de fibras apresentaram boa resistência até a finalização dos ensaios;
- g) o uso de armaduras transversais com maior resistência ao escoamento proporcionaria maior incremento de ductilidade aos pilares com a adição de fibras, entretanto, para os pilares de UHPC, só teria efeito benéfico com o aumento da taxa de armadura devido menor deformação. Chegou-se a essa conclusão após a observação que a tensão de escoamento do aço nesses pilares foi alcançada apenas após grande perda da capacidade de carga;
- h) observa-se que o incremento de ductilidade proporcionado pelo aumento do índice de confinamento foi similar para todas as séries de pilares, gerando em

torno de 35%, quando comparado do baixo ao alto índice. Incrementos de ductilidade similares foram obtidos quando da adição de fibras metálicas no concreto. Desta foram, percebe-se que os efeitos benéficos da adição de fibras e do confinamento se somam na melhora do comportamento dos pilares;

- i) quanto a análise da eficiência dos modelos analíticos na previsão do comportamento de pilares confinados, observou-se bastante discrepância na previsão dos modelos, o que é justificado pelo fato destes serem desenvolvidos para concretos convencionais e de alta resistência, que se comportam de maneira diferente dos concretos de ultra alto desempenho. Portanto, tem-se a necessidade de desenvolvimento de modelos especiais para essa classe de concreto, os quais devem prever também os efeitos benéficos das adições de fibras.

Por fim, conclui-se que a adição de fibras metálicas traz efeitos tão benéfico ao concreto, quanto o aumento da taxa de armadura transversal, afim de proporcionar aumento no índice de confinamento, e que, a variação da taxa de adição de fibras não proporciona melhora significativa na ductilidade e resistência dos pilares. Também, pode ser observado que a adição de fibras pode ser utilizada em conjunto das armaduras no dimensionamento de estruturas dúcteis. Entretanto, para isso são necessários mais estudos para que existam modelos matemáticos precisos na consideração dos efeitos benéficos das adições de fibras nos concretos de ultra alto desempenho.

Em considerações aos resultados obtidos, metodologia aplicada e estudo de pesquisa atuais sobre o tema, são apresentadas as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- a) estudo de pilares esbeltos de concreto de ultra alto desempenho reforçados com fibras;
- b) estudo da variação da resistência das armaduras transversais e longitudinais juntamente com a avaliação de diferentes teores de adição de fibras;
- c) estudo de modelo analítico específico para concreto de ultra alto desempenho, que considere os efeitos da adição de fibras na deformação e tensão do concreto confinado;

- d) avaliar a dispersão das fibras em diferentes seções de pilares, e assim, observar se ocorre variações de comportamento dos pilares quanto a resistência e ductilidade.

REFERÊNCIAS

AGUIAR, E. A. B. **Projeto de pilares de concreto de alto desempenho** Universidade de São Paulo. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318**: Building Code Requirements for Structural Concrete. 2019.

AOUDE, H. **Structural behaviour of steel fibre reinforced concrete**. Thesis (Doctor of Philosophy) - Faculty of Graduate Studies and Research, University McGill, Montreal, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 8522**: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

_____. **NBR 13276**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. **NF P 18-470**: Bétons fibrés à ultra-hautes performances - Spécification, performance, production et conformité. Paris, 2016.

BARNETT, S. J.; LATASTE, J. F.; PARRY, T.; MILLARD, S. G.; SOUTSOS, M. N. Assessment of fibre orientation in ultra high performance fibre reinforced concrete and its effect on flexural strength. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 43, n. 7, p. 1009–1023, 2010.

BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre Reinforced Cementitious Composites**. 2. ed. London and New York: CRC Press, 2007.

BIZ, C. E. **Concreto de pós reativos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

BRANDÃO, J. H. **Análise experimental e numérica de concreto de Ultra-Alto Desempenho reforçado com fibras** Tese (Ph.d em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

CALLISTER JR., W. D.; RETHWISCH, D. G. **Fundamentos da ciência e engenharia de materiais : uma abordagem integrada**, 2019.

CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósito de fibras de carbono**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento em pilares de concreto encamisados com polímeros reforçados com fibras submetidos à flexo-compressão**. Tese (Doutorado)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

CASAGRANDE, C. A. **Desempenho de microfibras de aço funconalizadas com silanos em concreto de ultra-alto desempenho reforçados com fibras**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

CASTRO, A. L.; PANDOLFELLI, V. C. Revisão: Concretos de dispersão e empacotamento de partículas para produção de concretos especiais aplicados na construção civil. **Cerâmica**, v. 55, p. 18–32, 2009.

CUSSON, D.; PAULTRE, P. High-Strength Concrete Columns Confined by Retangular Ties. **Journal of Structural Engineering**, v. 120, p. 783–804, 1994.

CUSSON, D.; PAULTRE, P. Stress-Strains Model for Confined High-Strength Concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 121, n. 3, p. 468–477, 1995.

CUSSON, D.; PAULTRE, P. Prediction of effective confinement pressure in high-strength concrete columns. **National Research Council Canada**, 2008.

DUCTAL. **Architecture and Engineering**. 2020. Disponível em: <https://www.ductal.com/en>. Acesso em 28 jun. 2020.

DUGAT, J.; ROUX, N.; BERNIER, G. Mechanical properties of reactive powder concretes. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 29, n. 4, p. 233–240, 1996.

EMPELMANN, M.; TEUTSCH, M.; STEVEN, G. Expanding the application range of RC-columns by the use of UHPC. **Proceedings of the International FIB Symposium 2008 - Tailor Made Concrete Structures: New Solutions for our Society**, p. 115, 2008.

FÁVERO, R. B. **Caracterização mecânica de material compósito cimentício avançado à base de pós reativos** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

FEHLING, E.; SCHIMIDT, M.; WALRAVEN, J.; LEUTBECHER, T.; FROHLICH, S. **Ultra-High Performance Concrete UHPC**. Berlin, Germany: John Wiley & Sons, 2014.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto reforçado com fibras**. Tese (Livre-Docência) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011. a.

FIGUEIREDO, A. D. Concreto com fibras. *In*: ISAIA, G. C. (org.). **Concreto: Ciência e Tecnologia**. 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2011. b. p. 1–37.

FOSTER, S. J.; ATTARD, M. M. Strength and ductility of fiber-reinforced high-strength concrete columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 127, n. January, p. 28–34, 2001.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: Solicitações normais**. 2. ed. Rio de Janeiro: Guanabara Dois.

GRASSL, P. Modelling of dilation of concrete and its effect in triaxial compression. **Finite Elements in Analysis and Design**, p. 1118, 2004.

GRAYBEAL, B. A. **Material Property Characterization of Ultra-High Performance Concrete**.: Federal Highway Administration, 2006.

GUO, Z. **Principles of Reinforced Concrete**. 1^a ed. Elsevier, 2014.

HABEL, K. **Structural Behaviour of Elements Combining Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concretes (UHPFRC) and Reinforced Concrete** Thèse (Docteur ès Sciences Techniques)- Institut de Structures, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2004.

HASSAN, A. M. T.; JONES, S. W.; MAHMUD, G. H. Experimental test methods to determine the uniaxial tensile and compressive behaviour of Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete(UHPFRC). **Construction and Building Materials**, v. 37, p. 874–882, 2012.

HOANG, A. F.; FEHLING, E. Influence of steel fiber content and aspect ratio on the uniaxial tensile and compressive behavior of ultra high performance concrete. **Construction and Building Materials**, v. 153, p. 790–806, 2017.

HOSINIEH, M. M. **Behaviour of High Performance Fibre Reinforced Concrete Columns under Axial Loading**Thesis (Master of Applied Sciences) - Institute for Civil Engineering, University of Ottawa, Ottawa, , 2014.

HOSINIEH, M. M.; AOUDE, H.; COOK, W. D.; MITCHELL, D. Behavior of ultra-high performance fiber reinforced concrete columns under pure axial loading. **Engineering Structures**, v. 99, p. 388–401, 2015.

KANG, S. T.; KIM, J. K. Investigation on the flexural behavior of UHPCC considering the effect of fiber orientation distribution. **Construction and Building Materials**, v. 28, n. 1, p. 57–65, 2012.

LÉGERON, F.; PAULTRE, P. Stress-strain model for confinde high strength concrete. **ASCE J Structures Engineering**, v. 129, p. 241-252, 2003.

LIMA JÚNIOR, H. C. **Avaliação da ductilidade de pilares de concreto armado submetidos a flexo-compressão reta com e sem adição de fibras metálicas**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

MACHADO, K. L. **Previsão analítica e experimental de pilares reforçados por emcamisamento com concreto de ultra alto desempenho**Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2020.

MANDER, J. B. **Seismic Design of Bridges Piers**. Thesis (Doctor of Philisophy in Civil Engineering) - University of Canterbury, Chistchurch, 1983.

MANDER, J. B.; PRIESTLEY, J.; PARK, R. Theoretical Stress-Strains Model for Confined Concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 114, n. 8, p. 1804–1826, 1988. a.

MANDER, J. B.; PRIESTLEY, J.; PARK, R. Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 114, n. 8, p. 1827–1849, 1988. b.

MAROLIYA, M. K. A State Of Art- On Development Of Reactive Powder Concrete. **International Journal of Innovative Research & Development**, v. 1, n. 8, p. 493–503, 2012.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto : microestrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: IBRACON, 2014

OLIVEIRA, C. O. **Estudo numérico e experimental da distribuição das fibras de aço em vigas de UHPFRC**Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.

OZYILDIRIM, C. **Evaluation of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete**. Contract report n.73677, Virginia Center for Transportation Innovation e Research, 2011

POPOVICS, S. A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *In: Cement and Concrete Research*. v. 3p. 583–599.

QUEIROGA, Marcos Vinícios Mendonça De. **Análise experimental de pilares de concreto de alto desempenho submetidos à compressão simples**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

RAZVI, S. R.; SAATCIOGLU, M. Strength and deformability of confined high-strength concrete columns. **ACI Structural Journal**, v. 91, n. 6, p. 678–687, 1994.

RAZVI, S.; SAATCIOGLU, M. Confinement Model for High-Strength Concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 125, n. March, p. 281–289, 1999.

RICHARD, P.; CHEYREZY, M. Composition of reactive powder concretes. **Cement and Concrete Research**, v. 25, n. 7, p. 1501–1511, 1995.

RICHART, F. E.; BRANDTZAEG, A.; BROWN, R. L. The Failure of Plain and Spirally Bound Concrete in Compression. **University of Illinois Engineering Experiment Station Bulletin**, v. 26, n. 190, p. 1–74, 1929.

ROCHA, L. A.; BARROS, D. A.; SILVA FILHO, L. C. P. Estudo da composição do concreto de Pós Reativos. 62º Congresso Brasileiro do Concreto. **Anais..** Florianópolis: Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, 2020

ROJAS, R. **Estudo experimental e numérico de vigas usando Concreto de Ultra Alto Desempenho Reforçado com Fibras (CUADRF)**. 2019. 251 p. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.

RUSSEL, G. H.; GRAYBEAL, B. a. **Ultra-High Performance Concrete: A State-of-the-Art Report for the Bridge Community**. Georgetown, Office of Infrastructure Research & Development Federal Highway Administration, 2013.

SAATCIOGLU, M.; RAZVI, S. R. Strength and ductility of confined concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 119, n. 10, p. 3109–3110, 1993.

SANTOS, D. W. A. **Efeito do agente redutor de retração no comportamento reológico de pastas de concretos de ultra-alto desempenho**. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.

SHARMA, U. K.; BHARGAVA, P.; KAUSHIK, S. K. Behavior of confined high strength concrete columns under axial compression. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v. 3, n. 2, p. 267–281, 2005.

SHEIKH, S.A.; UZUMERI, S. M. Analytical model for concrete confinement in tied columns. **Journal of structural engineering ASCE**, p. 2703-2772, 1982.

SHIN, H.O.; MIN, K.H.; MITCHELL, D. Confinement of ultra-high-performance fiber reinforced concrete columns. **Composite Structures**, v. 176, p. 124–142, 2017.

SHIN, H.O.; YOON, Y.S.; COOK, W.; MITCHELL, D. Axial Load Response of Ultra-High-Strength Concrete Columns and High-Strength Reinforcement. **ACI Structural Journal**, v. 113, p. 325–336, 2016.

SINGH, S.; SHUKLA, A.; BROWN, R. Pullout behavior of polypropylene fibers from cementitious matrix. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 10, p. 1919–1925, 2004.

STANDARDS COUNCIL OF CANADA. **CSA A23.3**: Design of concrete structures. Toronto, 2019.

STEVEN, G.; EMPELMANN, M. Gedrungene Stützen aus UHPFRC mit hochfester Längsbewehrung. **Beton- und Stahlbetonbau**, v. 109, n. 5, p. 344–354, 2014.

STONE. **Excêlencia em performance e acabamento**. 2020. Disponível em: <https://www.stone.ind.br/ductal.shtml>. Acesso em: 15 jun. 2020.

SUGANO, S.; KIMURA, H.; SHIRAI, K. Study of new RC structures using ultra-high-strength fiber-reinforced concrete (UFC)-the challenge of applying 200 MPa UFC to earthquake resistant building structures. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v. 5, n. 2, p. 133–147, 2007.

TORRICO, F. A. **Análise teórica e experimental do comportamento de pilares esbeltos de concreto de alta resistência, considerando a ductilidade**. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

TUTIKIAN, B. F.; ISAIA, G. C.; HELENE, P. Concreto de Alto e Ultra-Alto Desempenho. *In*: ISAIA, G. C. (org.). **Concreto: ciência e tecnologia**. 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2011.

VANDERLEI, R. D. **Análise experimental do concreto de pós reativos: dosagem e propriedades mecânicas**. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

VIAPIANA, L. G. **Influência do confinamento na resistência e ductilidade de pilares curtos de concreto de ultra alta resistência submetidos à compressão centrada**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil (Estruturas)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

WANG, W.; LIU, J.; AGOSTINI, F.; DAVY, C. A.; SKOCZYLAS, F.; CORVEZ, D. Durability of an Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) under progressive aging. **Cement and Concrete Research**, v. 55, p. 1–13, 2014.

WILLE, K.; NAAMAN, A. E. Fracture energy of UHP-FRC under direct tensile loading. *In: Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures - Recent Advances in Mechanics of Concrete*. v. 101p. 1129–1140.

YOO, D. Y.; KANG, S. T.; YOON, Y. S. Effect of fiber length and placement method on flexural behavior, tension-softening curve, and fiber distribution characteristics of UHPFRC. **Construction and Building Materials**, v. 64, p. 67–81, 2014.

YOO, D. Y.; ZI, G.; KANG, S. T.; YOON, Y. S. Biaxial flexural behavior of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete with different fiber lengths and placement methods. **Cement and Concrete Composites**, v. 63, p. 51–66, 2015.

YU, R.; SPIESZ, P.; BROUWERS, H. J. H. Cement and Concrete Research Mix design and properties assessment of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC). **Cement and Concrete Research**, v. 56, p. 29–39, 2014.

ZANNI, H.; CHEYREZY, M.; MARET, V.; PHILIPPOT, S.; NIETO, P. Investigation of hydration and pozzolanic reaction in reactive powder concrete (RPC) using ^{29}Si NMR. **Cement and Concrete Research**, v. 26, n. 1, p. 93–100, 1996.

ZHANG, J.; CAI, R.; LI, C.; LIU, X. Seismic behavior of high-strength concrete columns reinforced with high-strength steel bars. **Engineering Structures**, v. 218, n. March, p. 110861, 2020.