

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - PCV

KILDER LANG MACHADO

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE PILARES
REFORÇADOS POR ENCAMISAMENTO COM CONCRETO
DE ULTRA ALTO DESEMPENHO**

MARINGÁ-PR

2019

KILDER LANG MACHADO

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE PILARES
REFORÇADOS POR ENCAMISAMENTO COM CONCRETO
DE ULTRA ALTO DESEMPENHO**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Romel Dias Vanderlei

MARINGÁ-PR

2019

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

M149a

Machado, Kilder Lang

Análise teórica e experimental de pilares reforçados por encamisamento com concreto de ultra alto desempenho / Kilder Lang Machado. -- Maringá, PR, 2019.
93 f.: il. color., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Romel Dias Vanderlei.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2019.

1. Concreto de ultra alto desempenho. 2. Construção civil. 3. Ultra High-Performance Fiber-Reinforced Concrete (UHPFRC). I. Vanderlei, Romel Dias, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 23.ed. 624.1834

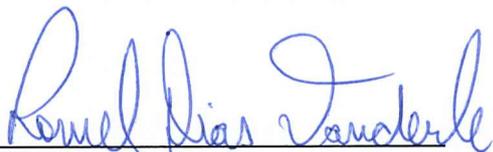
KILDER LANG MACHADO

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE PILARES REFORÇADOS POR
ENCAMISAMENTO COM CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO**

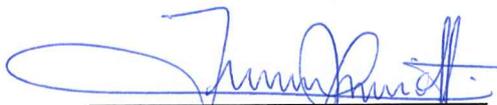
Dissertação apresentada à Universidade
Estadual de Maringá, como requisito parcial para
a obtenção do título de mestre.

Aprovado em: 30/08/2019

BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Romel Dias Vanderlei
Universidade Estadual de Maringá



Prof. Dr. José Luiz Miotto
Universidade Estadual de Maringá



Prof. Dr. Rodrigo Mazia Enami
Universidade Estadual de Maringá
Campus Avançado de Umuarama - DTC

AGRADECIMENTO

Agradeço primeiramente a Deus pelo dom da vida, sem ele nada seria possível.

A minha namorada Karina Mombach Correa pelo carinho, afeto e parceria que demonstrou e demonstra sempre.

Aos colegas do PCV, principalmente aos amigos Kamille e Henrique, pelas horas de estudos compartilhadas.

Ao Engenheiro Celcio Escobar, por todas as oportunidades que me deu, desde o tempo de estágio até hoje, muito obrigado.

Ao professor Dr. Romel Dias Vanderlei pela orientação, por todos os ensinamentos, paciência e disposição conferida para que este trabalho fosse concluído.

A todos os professores do PCV, em especial ao professor Dr. Carlos Humberto Martins e ao professor Dr. Rafael Alves Souza, por todos ensinamentos disponibilizados.

Aos professores que fizeram parte da banca de avaliação, professor Dr. José Luiz Miotto e professor Dr. Rodrigo Mazia Enami e auxiliaram na correção e melhoria do trabalho.

A Universidade Estadual de Maringá e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PCV), pela oportunidade e pelas condições oferecidas para o desenvolvimento e conclusão deste trabalho.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

RESUMO

Nos últimos anos, o número de pesquisas vem aumentando com a finalidade de estudar o reforço de estruturas de concreto utilizando diferentes técnicas. Na maioria dos estudos feitos em pilares notou-se um aumento expressivo na capacidade de carga e ductilidade, quando estes foram submetidos a reforço por encamisamento. Entretanto, poucos estudos realizados utilizaram concretos de ultra-alto desempenho (*Ultra High Performance Fibers Reinforced Concrete - UHPFRC*) como material confinante de pilares. Esta pesquisa tem como objetivo avaliar a eficiência do UHPFRC como material de confinamento para o reforço de pilares curtos, por meio de modelos analíticos de confinamento e análise experimental. A avaliação experimental consiste na fabricação de 6 pilares com seção quadrada de 18 x 18 cm e 6 pilares com seção circular de 19,28 cm de diâmetro. Ambos os formatos foram divididos em três grupos, sendo eles, pilares de referência, encamisado com UHPFRC, encamisado com UHPFRC e acréscimo de armadura transversal e longitudinal. Os pilares foram submetidos a um carregamento axial controlado, com o monitoramento das deformações longitudinais e transversais. Foi verificado por meio do programa experimental que todos os pilares reforçados obtiveram acréscimo de capacidade resistente e que não houve o deslocamento da camisa de reforço. Nos pilares circulares e quadrados encamisados com UHPFRC foram verificados acréscimo de resistência média de 95% e 105% respectivamente. Para pilares reforçados com UHPFRC e acréscimo de armadura passiva o ganho de resistência foi ainda mais expressivo, 145% para pilares circulares e 135% para os quadrados. No entanto o acréscimo de armadura passiva mostrou-se de difícil execução devido ao aumento da taxa de armadura e dificuldade na concretagem dos reforços. Para determinação do efeito do confinamento, foram utilizados três modelos para determinação da resistência do concreto confinado, sendo eles apresentados em ordem cronológica, Mander et al (1988-b), Cusson e Paultre (1995) e Razi e Saatcioglu (1999-b). Os resultados obtidos no âmbito experimental foram comparados com valores determinados por equações para previsão da capacidade resistente e os mesmos obtiveram valores próximos aos valores experimentais, validando assim o modelo de cálculo proposto pela pesquisa.

Palavras-chave: pilares, concreto de ultra alto desempenho, confinamento, reforço

ABSTRACT

In the last few years, the number of researches has been increasing with the purpose of studying the reinforcement of concrete structures using different techniques. In the majority of the studies made in columns it was noticed an expressive increase in the capacity of load and ductility, when these were submitted to reinforcement by casing. However, few studies have used ultra-high performance concretes (UHPC) to perform the casing. This research aimed to evaluate the efficiency of using this material for the reinforcement of short columns. The present experimental work consists in the manufacture of 6 columns with 18 x 18 cm square section and 6 columns with 19,28 cm diameter circular section. Both formats were divided into three groups, namely, columns of reference, enclosed with UHPC, clad with UHPC and addition of transverse and longitudinal reinforcement. The columns were subjected to controlled axial loading, with the monitoring of longitudinal and transverse deformations. It was verified through the experimental program that all reinforced columns had increased strength and that the reinforcement jacket did not detach. In the circular and square columns jacketed with UHPC, an average strength increases of 95% and 105%, respectively, was verified. For UHPC reinforced columns and passive reinforcement the strength gain was even more significant, 145% for circular columns and 135% for squares. However, the increase of passive reinforcement proved to be difficult to perform due to the increase in reinforcement rate and difficulty in reinforcement reinforcement. To determine the effect of confinement, three models were used to determine the strength of the confined concrete, presented in chronological order, Mander et al (1988-b), Cusson and Paultre (1995) and Razi and Saatcioglu (1999-b). The results obtained in the experimental scope were compared with values determined by equations to predict the resistant capacity and they obtained values close to the experimental values, thus validating the calculation model proposed by the research.

Key-words: columns, ultra high performance concrete, confinement, reinforcement

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Microscopia eletrônica do UHPC.	17
Figura 2 – Comparação entre o diagrama tensão deformação de concretos convencionais e de UHPFRC.	22
Figura 3 - Sherbrooke Footbridge.	24
Figura 4 - Seonyu Footbridge.	24
Figura 5 - Wild-Brucke.	25
Figura 6 - Gärtenerplatzbrücke.	26
Figura 7 – Elemento de fachada e cobertura em UHPFRC.	27
Figura 8 – Estádio Jean Bouin.	27
Figura 9 – MuCEM.	28
Figura 10 – Reforço com utilização de concreto projetado	30
Figura 11 – Detalhe de cintamento de pilar	30
Figura 12 – Reforço por cintamento.	31
Figura 13 – Configurações de reforço.	31
Figura 14 – Reforço com elementos metálicos	32
Figura 15 – Reforço de pilar com uso de perfis metálicos.	33
Figura 16 – Continuidade de reforço metálico.	34
Figura 17 – Sentido de utilização das mantas flexíveis	36
Figura 18 - Esquema de equilíbrio de esforços transversais	39
Figura 19 - Comportamento do concreto confinado.	41
Figura 20 - Áreas efetivamente confinadas.	42
Figura 21 - variação de k_1 x pressão lateral	43
Figura 22 - Efeito do arqueamento em pilares na direção longitudinal.	45
Figura 23 - Áreas inefetivas na seção transversal de pilares quadrados e retangulares.	46
Figura 24 - Curva tensão-deformação para concretos confinados.	48
Figura 25 - Esquema para a determinação da pressão lateral.	50
Figura 26 - Curva tensão-deformação para concretos confinados.	51
Figura 27 - a) Desenvolvimento da pressão de confinamento passivo em pilares quadrados; b) Variação da pressão de confinamento com arranjo da armadura; c) Pressão lateral uniforme em pilares circulares; d) Pressão uniforme equivalente para pilares quadrados; e) Pressão de confinamento em pilares retangulares.	52
Figura 28 - Curva tensão-deformação para concretos confinados.	55

Figura 29 – Configuração dos pilares ensaiados .	57
Figura 30 - Instrumentos nos pilares.	58
Figura 31 – Extensômetros posicionados no concreto e armadura.	58
Figura 32 – Equipamentos utilizados para ensaio dos corpos de prova.	59
Figura 33 – Betoneira convencional vedada .	62
Figura 34 – Processo de colocação das fibras .	63
Figura 35 – Detalhe das armaduras utilizadas.	64
Figura 36 – Pilares após a primeira concretagem.	64
Figura 37 – Preparo da superfície dos pilares .	65
Figura 38 – Instalação dos extensômetros.	65
Figura 39 – Concretagem da camisa de reforço .	66
Figura 40 – Esquema de aplicação de força .	67
Figura 41 – Pressões laterais UHPFRC .	68
Figura 42 – Distribuição de tensões em pilar circular encamisado com UHPFRC.	69
Figura 43 – Distribuição de tensões em pilar quadrado encamisado com UHPFRC .	69
Figura 44 – Modo de ruptura dos CPs de concreto convencional .	72
Figura 45 – Ruptura dos CPs de UHPFRC .	73
Figura 46 – Curva força x deformação - QRi .	74
Figura 47 – Modo de ruptura - QRi .	74
Figura 48 – Curva força x deformação - QUFi .	75
Figura 49 – Modo de ruptura - QUFi .	75
Figura 50 – Curva força x deformação - QUFAi .	76
Figura 51 – Modo de ruptura - QUFAi .	76
Figura 52 – Curva força x deformação - Geral .	77
Figura 53 – Curva força x deformação - CRi .	78
Figura 54 – Modo de ruptura - CRi .	79
Figura 55 – Curva força x deformação – CUFi .	79
Figura 56 – Modo de ruptura - CUFi .	80
Figura 57 – Curva força x deformação - CUFAi .	80
Figura 58 – Modo de ruptura - CUFAi .	81
Figura 59 – Curva força x deformação - Geral .	81
Figura 60 – Comparativo Teórico x Experimental .	85

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Dosagens do UHPC (em massa)	16
Tabela 2 - Traços encontrados na bibliografia	16
Tabela 3 - Propriedades do UHPC.	20
Tabela 4 - Propriedades mecânicas à compressão simples do UHPC	21
Tabela 5 – Dosagem UHPFRC.	60
Tabela 6 - Especificações químicas do cimento.	60
Tabela 7 - Especificações da sílica ativa.	61
Tabela 8 - Especificação do superplastificante.	61
Tabela 9 – Resultados do ensaio de resistência à tração - Convencional	71
Tabela 10 – Resultados do ensaio de resistência à compressão - Convencional.	71
Tabela 11 – Resultados do ensaio de resistência à tração - UPFRC.	72
Tabela 12 – Resultados do ensaio de resistência à compressão - UHPFRC	73
Tabela 13 – Resultados dos pilares quadrados ensaiados	77
Tabela 14 – Resultados dos pilares circulares ensaiados	82
Tabela 15 – Capacidade resistente pilares de referência.	83
Tabela 16 – Capacidade resistente obtida pelo modelo de Mander et. al	83
Tabela 17 – Capacidade resistente obtida pelo modelo de Cusson e Paltre.	84
Tabela 18 – Capacidade resistente obtida pelo modelo de Razvi e Saatcioglu.	84

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	OBJETIVOS	13
2	REFERENCIAL TEÓRICO	14
2.1	CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO	14
2.1.1	Dosagem do UHPC	15
2.1.2	Influência dos materiais	17
2.1.2.1	Influência da Sílica Ativa	17
2.1.2.2	Influência do Aditivo Superplastificante	18
2.1.2.3	Influência do Cimento Portland	19
2.1.2.4	Influência das Fibras	19
2.1.3	Propriedades Mecânicas do Concreto de Ultra-Alto Desempenho	20
2.1.3.1	Resistência à tração	22
2.1.3.2	Módulo de Elasticidade	23
2.1.4	Aplicações	23
2.1.4.1	Sherbrooke Footbridge	23
2.1.4.2	Seonyu Footbridge	24
2.1.4.3	Wild-Brücke.....	25
2.1.4.4	Gärtenerplatzbrücke	26
2.1.4.5	Elementos de fachada e cobertura	26
2.2	TÉCNICAS DE REFORÇO DE PILARES	28
2.2.1	Reforço por aumento de seção	29
2.2.2	Reforço utilizando perfis metálicos	32
2.2.3	Reforço com Polímeros Reforçados com Fibras (PRF)	35
2.2.4	Reforço com UHPFRC (Enami, 2017)	36
2.3	PREVISÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE DE PILARES SUBMETIDOS À COMPRESSÃO SIMPLES	37
2.4	CONFINAMENTO DO CONCRETO	38
2.4.1	Influência da pressão lateral	42
2.4.2	Determinação da pressão lateral para pilares circulares	44
2.4.3	Modelos de confinamento com armadura transversal	44
2.4.3.1	Modelo de Mander et al.	44
2.4.3.2	Modelo de Cusson e Paultre	49

2.4.3.3	Modelo de Razvi e Saatcioglu	52
3	MATERIAIS E MÉTODOS	56
3.1	CARACTERÍSTICAS DOS PILARES	56
3.1.1.1	Dimensões dos pilares	56
3.1.1.2	Instrumentação	57
3.1.2	Concreto do Núcleo	59
3.1.3	Concreto de Ultra Alto Desempenho Reforçado com Fibras (UHPFRC)	60
3.1.4	Produção dos pilares	63
3.1.5	Ensaio dos pilares	66
3.2	PREVISÃO ANALÍTICA DA CAPACIDADE RESISTENTE DOS PILARES REFORÇADOS	67
3.2.1	Previsão do confinamento promovido pelo UHPFRC	67
3.2.2	Simulação numérica de pilares reforçados com UHPFRC	69
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	71
4.1	ANÁLISE EXPERIMENTAL	71
4.1.1	Resultados da caracterização dos concretos	71
4.1.2	Avaliação dos pilares de seção quadrada	73
4.1.2.1	Pilares de referência (QRi)	73
4.1.2.2	Pilares de reforçados com UHPFRC (QUFi)	75
4.1.2.3	Pilares reforçados com UHPFRC e armadura (QUFAi)	76
4.1.2.4	Análise geral dos pilares de seção quadrada	77
4.1.3	Avaliação dos pilares de seção circular	78
4.1.3.1	Pilares de referência (CRi)	78
4.1.3.2	Pilares reforçados com UHPFRC (CUFi)	79
4.1.3.3	Pilares de reforçados com UHPFRC e armadura (CUFAi)	80
4.1.3.4	Análise geral dos pilares de seção circular	81
4.2	PREVISÃO TEÓRICA	83
4.2.1	Capacidade Resistente dos Modelos de Referência	83
4.2.2	Capacidade resistente dos modelos reforçados	83
5	CONCLUSÃO	86
	REFERÊNCIAS	88

1 INTRODUÇÃO

O concreto é o material de construção mais usado no mundo atualmente. A gama de aplicações é altamente diversa na indústria da construção. O concreto é utilizado para a construção de rodovias, prédios altos, barragens, muros de contenção e todos os tipos de obras de construção. É o material de construção mais flexível que pode ser combinado com outros materiais para superar as deficiências um do outro, resultando em uma estrutura mais durável e eficiente. O desenvolvimento contínuo no campo de materiais de construção tornou possível a produção de diferentes tipos de concreto para uma ampla gama de aplicações. O uso de misturas minerais e químicas para alterar as propriedades do concreto convencional tornou possível construir diferentes tipos de formas que antes eram impossíveis ou extremamente caras com o concreto convencional.

Segundo Mehta e Monteiro (2014), as estimativas indicam que a produção mundial de concreto gira em 5,5 bilhões de toneladas por ano, sendo depois da água o material mais consumido pelo homem.

A difusão do concreto armado veio por meio de estudos de Joseph Louis Lambot em meados do século XIX, construindo um barco. Porém, seus estudos não obtiveram tanto sucesso. Contudo, o francês Joseph Monier teve a iniciativa de construir vários artefatos, alcançando sempre o registro de patentes e contribuiu com a construção da primeira ponte de concreto armado, em 1875, no castelo Chazelet (KAEFER, 1998).

Com os avanços dos estudos, buscando evoluir as resistências do concreto, surgiu o Concreto de Alto Desempenho (CAD). No entanto, é importante destacar que os materiais aplicados no CAD são os mesmos do concreto convencional, tais como: cimento, água, areia e pedra brita. Porém, a inclusão de sílica ativa e aditivos superplastificantes, levou ao Concreto de Alto Desempenho a atingir resistências de compressão na faixa de 60 e 120 MPa (AITCIN, 2000).

O Concreto de Ultra Alto Desempenho “*Ultra High Performance Concrete*” (UHPC) é um material cimentício relativamente novo que apresenta alta resistência, ductilidade e durabilidade. Recomendações provisórias francesas da AFGC (2002) definiram o UHPC como concreto com resistência à compressão característica de pelo menos 150 MPa, com o uso de reforço de fibra de aço para garantir a ductilidade. UHPCs com resistência à compressão entre 130 MPa - 150 MPa com a utilização de fibras de aço ou outras fibras são considerados como UHPC de baixa resistência.

Este material oferece potencial para se tornar uma solução prática para melhorar a sustentabilidade dos edifícios e outros tipos de estruturas. Nas duas últimas décadas, a UHPC está ganhando interesse crescente em muitos países para sua aplicação em componentes de construção, pontes, reparo e reforços estruturais, componentes tais como torres de usinas eólicas, aplicações na indústria de petróleo e gás, estruturas hidráulicas e materiais de revestimento. Entre todas essas aplicações, estradas e pontes são as mais populares para aplicações UHPC. O uso de UHPC para pontes e elementos estruturais de pontes podem ser vistos em vários países, incluindo Austrália, Áustria, Canadá, China, República Tcheca, França, Alemanha, Itália, Japão, Malásia, Holanda, Nova Zelândia, Eslovênia, Coreia do Sul, Suíça e os Estados Unidos. A maioria dos projetos nos países mencionados foram motivados pelo governo, como projetos de demonstração inicial destinados a encorajar uma maior utilização do material. No entanto, para a maioria dos países, esses projetos não foram suficientes para difundir a utilização do UHPC, dificultando assim a implementação do material em grande escala. Ao que parece a ausência de normas técnicas, conhecimento limitado sobre o material, tecnologia de produção e os altos custos limitam o emprego deste excelente material (SCHMIDT; FEHLING, 2005).

Projetos bem-sucedidos na aplicação do UHPC podem ser vistos em todo o mundo. No entanto, existem ainda barreiras que limitam suas aplicações. Pesquisas em andamento estão preenchendo lacunas do conhecimento para contribuir com o uso UHPC de forma inovadora, acessível, sustentável e viável economicamente no futuro.

No Brasil diversos estudos relacionados a reforços de pilares foram realizados, destacam-se entre eles, Takeuti (1999, 2003) o qual avaliou pilares de concreto armado reforçados com a utilização de Concreto de Alto Desempenho (CAD), o autor obteve excelentes resultados no aumento de resistência, mesmo com espessuras relativamente pequenas de reforço.

Sudano (2005) observou que o formato da seção transversal tem influência significativa sobre os efeitos do confinamento. Na continuação de seus estudos o autor observou que no caso do encamisamento de pilares com CAD, o núcleo original do pilar deve ser desprezado.

Enami (2017) avaliou pilares de seção quadrada e circular, reforçados com UHPC e *Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete* (UHPFRC) e constatou que pilares em que houve apenas a substituição da camada de cobrimento por UHPFRC os mesmos obtiveram acréscimos de resistência de 106,4% e 83,6% respectivamente. Outro fato relevante quanto ao estudo do autor é relativo à ductilidade, o mesmo avaliou que todos os pilares reforçados com UHPFRC não apresentaram o destacamento da camada de reforço.

Com base no apresentado, este trabalho busca um aprimoramento da técnica de reforço de pilares com UHPFRC, bem como estabelecer um método de cálculo aproximado para prever a resistência final do pilar reforçado.

1.1 OBJETIVOS

Esta pesquisa tem como objetivo avaliar a eficiência do UHPFRC como material de confinamento para o reforço de pilares curtos, por meio de modelos analíticos de confinamento e análise experimental.

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Replicar os ensaios experimentais de pilares circulares e quadrados reforçados com UHPFRC realizados por Enami (2017), utilizando diferentes materiais;
- Avaliar a interação do concreto do núcleo com o UHPFRC;
- Quantificar o ganho de resistência, deformações dos pilares reforçados;
- Avaliar o modo de ruptura dos pilares reforçados;
- Avaliar através dos modelos de analítico de previsão de confinamento se o UHPFRC contribui para o acréscimo de pressão lateral;

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Este capítulo aborda as definições que darão o embasamento teórico ao presente trabalho, sendo tratado temas relacionados a considerações básicas sobre patologia em estruturas de concreto, bem como técnicas utilizadas para reforço de pilares, definição e características do concreto de ultra alto desempenho, determinação da resistência de pilares reforçados, conceitos básicos e modelos teóricos de confinamento.

2.1 CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO

O concreto de ultra alto desempenho recebe essa denominação quando o mesmo apresenta características de alta resistência tanto à compressão como à tração, além de alta fluidez, podendo ser chamado de PRC (*Powder Reactive Concrete*). As pesquisas sobre o Concreto de Pós Reativos (CPR), também conhecido por *Ultra High Performance Concrete* (UHPC) e *Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete* (UHPFRC) quando há adição de fibras, foram iniciadas pelos pesquisadores Pierre Richard e Marcel Cheyrezy, no Laboratório Bouygues na França, em 1995 (SAHANI; RAY, 2014). As primeiras empresas a darem continuidade nas pesquisas, e que iniciaram os estudos do concreto com adição de fibras e aditivos especiais, foram Lafarge e Rhodia (TUTIKIAN; ISAIA; HELENE, 2011).

Em 2002 a Associação Francesa de Engenharia Civil (AFGC) *Association Française de Génie Civil* foi a primeira a definir formalmente o chamado Concreto de Ultra Alta Desempenho Reforçado com Fibras (UHPFRC - *Ultra High Performance Fibers Reinforced Concrete*)

A classificação do UHPFRC dá-se através do seu comportamento mecânico e da sua característica de elevada resistência à compressão e tração, que gira em torno de 4 a 8 vezes maior frente ao concreto convencional e de alta resistência (AHLBORN; PEUSE; MISSION, 2008).

O UHPC, segundo um de seus idealizadores, é caracterizado por uma alta quantidade de sílica ativa e uma baixa relação de água/cimento, de forma que suas propriedades mecânicas e sua durabilidade sofram um considerável acréscimo. Em virtude da aplicação de princípios básicos, como a sua composição, mistura e cura do concreto, foi possível tornar o concreto de pós reativo em concreto de ultra alta resistência (RICHARD; CHEYREZY, 1995).

De acordo com Wang et al. (2014), o UHPC pode ser considerado uma tecnologia verde que apoia o conceito de desenvolvimento sustentável. Em outras palavras, o uso do UHPC permite seções delgadas, usando menos concreto nos elementos estruturais. O uso do UHPC pode economizar energia incorporada preliminarmente e reduzir as emissões de dióxido de carbono em comparação com as técnicas utilizadas atualmente. Além disso, a sua sustentabilidade é ainda mais considerável quando comparada a outros tipos de concretos em relação ao tempo de vida útil das estruturas, mesmo em traços que utilizam elevados volumes de cimento.

A presença de materiais pulverulentos (areia fina, cimento, pó de quartzo e sílica ativa) e materiais como, fibras de aço, aditivo superplastificante e água, tornaram o UHPFRC uma opção ao uso do aço. Segundo Vanderlei (2004) e Bonneau et al. (2001), mesmo com um custo relativamente alto, ainda há aplicações nas quais este concreto possa ser competitivo economicamente.

2.1.1 Dosagem do UHPC

A eliminação dos agregados graúdos faz com que o UHPC obtenha uma melhor homogeneidade. Na composição do UHPC normalmente utiliza-se areia fina com diâmetros variando entre 150 a 600 μm , sendo o material de maior dimensão da mistura. Em ordem de grandeza aparece o cimento com diâmetro entre 12 a 15 μm e a sílica ativa com tamanho da partícula em torno de 0,15 μm . As fibras de aço são o componente com as maiores dimensões do composto (TAYEH et al. 2013).

Devido à ausência de agregados graúdos, os pesquisadores Lee e Chisholm (2005) afirmam que o UHPC é mais próximo da argamassa do que do concreto convencional. Porém, os mesmos autores compreendem a proximidade do concreto de ultra alto desempenho para o concreto convencional, por ser um material estrutural e obter etapas semelhantes, tais como: endurecimento, adensamento e lançamento.

De acordo com Moura (2009), no estado fresco o concreto possui uma consistência fluida próxima da argamassa, por possuir agregados de dimensões miúdas. E quando observado de forma granulométrica, o UHPC é uma argamassa, mas o termo concreto permanece, devido as suas características semelhantes à de um concreto melhorado (TUTIKIAN; ISAIA; HELENE, 2011).

As dosagens de UHPC presentes na literatura apresenta valores que variam conforme a Tabela 1.

Tabela 1 - Dosagens do UHPC (em massa)

Componentes	Mistura típica por peso (kg/m³)
Areia	490 - 1390
Cimento Portland	610 - 1081
Sílica Ativa	50 - 334
Pó de Quartzo	0 - 410
Fibras	40 - 250
Água	126 - 261

Fonte: Adaptado de TAYEH et al. (2013)

A Tabela 2 apresenta diversos traços encontrados na literatura.

Tabela 2 - Traços encontrados na bibliografia

Referência Bibliográfica	Cimento	Sílica	Pó de Quartzo	Areia Fina	SP	a/c
Richard & Cheyrezy (1995)	1	0,23	0,39	1,1	0,019	0,170
Aitcin & Richard (1996)	1	0,246	0,235	1,101	0,020	0,216
Vanderlei (2004)	1	0,245	0,225	1,080	0,020	0,21
Soliaman & Nehdi (2011)	1	0,30	-----	1,53	0,030	0,22
Camiletti et al. (2013)	1	0,30	-----	1,53	0,030	0,25
Dills et al. (2013)	1	0,23	0,39	1,10	0,019	0,21
Bornemann et al. (2011)	1	0,162	0,248	1,171	0,048	0,20
Wile & Naamam (2011)	1	0,25	0,25	1,05	0,011	0,18
Tafraoui et al. (2009)	1	0,25	0,40	1,087	0,032	0,27
Chan & Chu (2004)	1	0,20	0,35	1,25	0,019	0,30
Park et al. (2012)	1	0,25	0,30	1,10	0,067	0,20

Assim como Enami (2017), para a fabricação do UHPFRC sem a utilização de um misturador horizontal, equipamento não convencional em canteiros de obras, será utilizado neste trabalho o traço apresentando por Sobuz et al. (2016), o qual é possível realizar a mistura utilizando uma betoneira comum, equipamento este facilmente encontrado. Os autores indicam que a utilização de traço 1:1:0,266:0,233 (cimento, areia, sílica ativa e fibras metálicas) permite obter um concreto suficientemente fluído. No traço proposto por Sobuz et al. (2016) a porcentagem de fibras metálicas gira em torno de 2,9% a 3% volume de concreto.

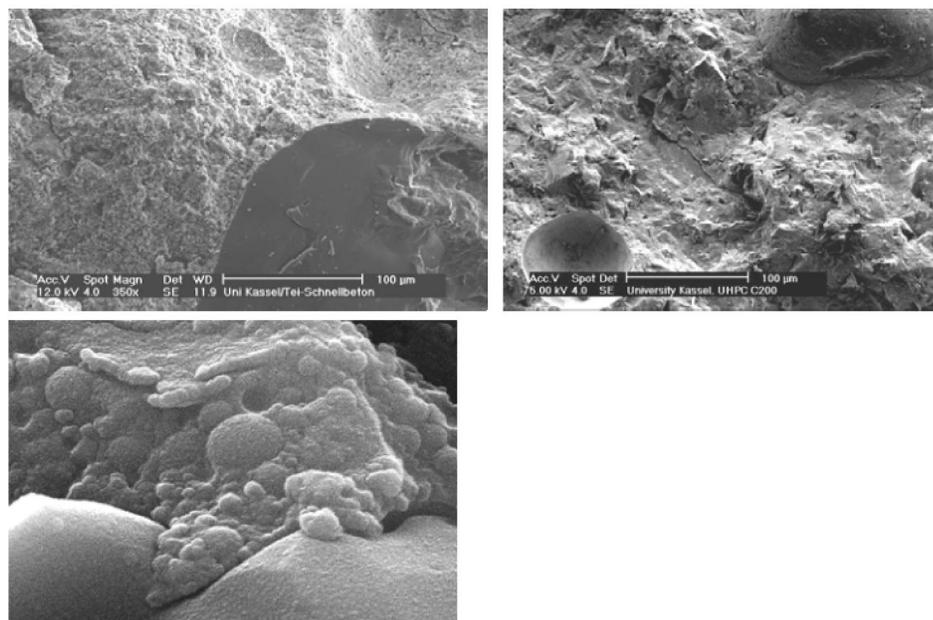
2.1.2 Influência dos materiais

O UHPFRC é provido de alta compactação por não possuir agregados graúdos, e a consequência direta disso é a distribuição de tensões aplicadas da melhor forma, a fim de evitar falhas da estrutura, resultando na alta resistência do material (ANDRADE, 2015).

O UHPFRC deve apresentar agregados de pequenas dimensões de forma a aumentar a homogeneidade, além de um excelente envolvimento das partículas, por consequência do uso de materiais superfinos com o objetivo de aperfeiçoar a estrutura (TUTIKIAN; ISAIA; HELENE, 2011).

Por utilizar grãos de pequenas dimensões, o UHPFRC é provido de microestrutura fechada, zona de transição praticamente nula, e consequentemente alta resistência à compressão, conforme ilustra a Figura 1(ENAMI; CARRAZEDO, 2013).

Figura 1 – Microscopia eletrônica do UHPC



Fonte: Schmidt; Fehling (2005).

2.1.2.1 Influência da Sílica Ativa

A sílica ativa propicia em sua aplicação ao concreto uma melhoria em suas propriedades mecânicas e uma diminuição no coeficiente de permeabilidade (DINTEN, 2000). Em relação ao concreto de pós reativos, segundo Richard e Cheyrezy (1995, p.1507), as influências da sílica ativa são:

- Preencher os vazios da classe de partículas imediatamente acima (cimento);
- Melhorar as características reológicas pela lubrificação, efeito resultante da perfeita esfericidade das suas partículas básicas;
- Produção de hidratos secundários devido às reações pozolânicas com a cal resultante das hidratações primárias.

Com a adição da sílica ativa no UHPC nas idades de 1, 3, 7, 14, 28, 56 e 90 dias, Jaykumar (2004) demonstra que há uma melhoria significativa no concreto, pois trata-se de um material que obtém uma alta reação pozolânica. O autor demonstra também que devido ao aumento da idade do concreto, há também aumento na resistência à compressão.

2.1.2.2 Influência do Aditivo Superplastificante

A importância ou a influência do superplastificante no UHPC, de acordo com Cheyrezy (1999), consiste em: a redução do cimento com a intenção de reduzir os efeitos de retração, e o aumento da trabalhabilidade da mistura que se faz necessária devido a redução da relação de água/cimento.

A adição do superplastificante, conforme Vanderlei (2004), deve ser realizada com aditivos de última geração, ou seja, à base de poliacrilato ou policarboxilato. O autor exemplifica algumas dosagens experimentais com taxas entre 1,5% e 2,5% do consumo de cimento, portanto podem contribuir para um concreto de pós reativo mais eficiente.

Em seus estudos, Plank et al. (2009) avaliaram o efeito da utilização de dois tipos de policarboxilatos em uma mistura constituída de cimento e sílica ativa com baixa relação a/c. Observaram que copolímeros de metacrilato se dispersaram bem em cimento enquanto os copolímeros de aliléter tiveram melhor comportamento em sílica ativa. Os autores então propuseram a mistura dos dois copolímeros de policarboxilato, objetivando uma melhor dispersão em ambos os materiais.

Segundo Ma et al. (2008), que avaliaram o efeito do processo de adição dos superplastificantes no UHPC, a adição gradual de superplastificantes reduz a viscosidade e aumenta a trabalhabilidade da mistura. Propuseram que a adição do superplastificante fosse feita em duas partes, sendo que a segunda parte amplifica ainda mais a trabalhabilidade.

Comparando a adição de superplastificante com o concreto de alto desempenho e o concreto de ultra alto desempenho, percebe-se que a dosagem necessária é extremamente maior para o UHPC. A mistura do concreto (UHPC) com a aplicação de fibras de aço e pó de quartzo teve a necessidade de dosagens de até 4%. Entretanto, o superplastificante não tem influência no acréscimo de resistência à compressão (LEE; CHISHOLM, 2005).

2.1.2.3 Influência do Cimento Portland

Segundo Dugat et al. (1996), o cimento mais adequado para a produção do concreto de pós reativos é o que contém uma baixa concentração de C_3A , devido a quantidade de água necessária para hidratação. Portanto, cimentos que possuem teor de aluminato tricálcico (C_3A) próximo a zero e de diâmetros muito finos são os mais indicados para produção do UHPC.

Richard e Cheyrezy (1995) demonstram que o cimento com alto teor de adições minerais não é indicado para a produção do UHPC, pois sua velocidade de pega é muito lenta, ao contrário do cimento de alta resistência inicial.

Em um ensaio de avaliação do cimento para a produção do concreto, Vanderlei (2004) afirma que o cimento é o principal material para obtenção do concreto. Assim o autor demonstra que a composição do cimento pode proporcionar diferentes resultados, sendo que seu estudo realizado com dois tipos de cimentos (CPV ARI - RS e CPV ARI - PLUS) com teores de aluminato tricálcico de 4,92% e 7,36% respectivamente, acarreta em diferentes resistências à compressão, uma vez que o concreto com cimento CPV ARI-RS apresentou 160 MPa aos 28 dias e o concreto com cimento CPV ARI-PLUS apresentou 130,50 MPa.

2.1.2.4 Influência das Fibras

A adição de fibras no concreto teve iniciativa através de um interesse tecnológico para competir com o concreto de alto desempenho (CAD), de forma a reduzir o consumo de aço (MINDLESS, 2007).

Considerando os pontos fracos do concreto, houve o início dos estudos para adição de fibras, as quais ocasionam significativas melhoras nas propriedades do compósito, considerando esforços de tração, flexão, abrasão, deformação, impacto e fadiga (UYGUNOGLU, 2008).

As fibras atuam nas microfissuras do concreto durante o estágio de secagem do compósito, e nas macrofissuras durante o estágio endurecido, agindo como ponte de tensões interferindo no desenvolvimento da abertura das fissuras (MEDEIROS, 2012).

Uygunoglu (2008) descreve ainda que as fibras têm a importância de prevenção do aumento de fissuras nas peças, pois estas transferem a carga das fissuras para as partes não afetadas da matriz do concreto, aumentando a durabilidade do compósito e permitindo suportar maiores cargas mesmo com falhas na estrutura interna do material.

Além do controle de fissurações, as fibras de aço são utilizadas para reforços estruturais, tornando-as cada vez mais importantes de serem utilizadas, porém a aplicação do UHPFRC ainda está sendo estudada, devido ao fato de não ter um traço definido e o conhecimento limitado sobre o desenvolvimento das propriedades mecânicas nas primeiras idades (MATOS et al. 2016).

A quantidade de fibras no concreto é definida pela fração volumétrica, sendo o volume de fibras incorporado ao concreto. A fração volumétrica é determinada a partir de uma porcentagem em relação ao volume total do composto (concreto e fibras). Um dos principais aspectos analisados nas fibras de aço é o fator de forma, definido pela relação entre o comprimento da fibra (l) pelo seu diâmetro (d) (EIDE; HISDAL, 2012).

Em concretos comuns reforçados com fibras, o comprimento da fibra varia entre 12,7 a 63,5 mm e diâmetros variando entre 0,45 a 1 mm. Sendo assim, a relação (d/l) varia entre 20 e 100, com quantidades de fibra em relação ao volume de concreto variando de 0,25% a 3% (ACI 544 1R-96:2006).

De acordo com Rossi et al. (2005), as fibras utilizadas devem ser menores que 12 mm, e a quantidade de fibras em torno de 11% do volume. Entretanto, Yu, Spiesz e Brouwers (2014) afirmaram que o volume de fibras ideal gira em torno de 2,5%, e a relação entre comprimento e diâmetro varia entre 40 a 60, sendo que estes valores apresentam os melhores resultados, tanto em relação as propriedades do concreto em estado fresco como em estado endurecido.

2.1.3 Propriedades Mecânicas do Concreto de Ultra-Alto Desempenho

A resistência à compressão é a propriedade mecânica mais significativa do concreto. Além disso, pode-se utilizar esta propriedade para o fornecimento de valores empíricos para outros parâmetros físicos e ainda a classificação do concreto.

A tecnologia do concreto de ultra-alto desempenho obtém resistências à compressão entre 200 MPa a 800 MPa, conforme detalha a Tabela 3 (RICHARD, 1996).

Tabela 3 - Propriedades do UHPC

Tipo de Tratamento	CPR 200	CPR 800
Pressurização pré-moldagem	Nenhuma	10 MPa a 50 MPa
Tratamento térmico (°C)	20 a 90	250 a 400
Propriedades	CPR 200	CPR 800

Resistência à compressão (MPa)	170 a 230	500 a 800
Resistência à tração por flexão (MPa)	30 a 60	45 a 140
Energia de fratura (J/m²)	20.000 a 40.000	1.200 a 20.000
Módulo de Elasticidade (GPa)	50 a 60	65 a 75

Fonte: Adaptado de Richard (1996)

A análise realizada por Richard e Cheyrezy (1995) demonstra que a resistência à compressão é influenciada por fatores como a densidade da mistura e o tratamento térmico.

De forma distinta a Richard e Cheyrezy, Dugat et al. (1996) demonstram que o CPR200 está numa variação de 194 MPa à 203 MPa, e o CPR800 entre 422 MPa e 520 MPa, conforme demonstra a Tabela 4.

Tabela 4 - Propriedades mecânicas à compressão simples do UHPC

Características Mecânicas	CPR 200	CPR 800
Resistência à compressão f_c (MPa)	194 - 203	422 - 520
Módulo de elasticidade estático na origem E_o (GPa)	-	29 - 36
Módulo de elasticidade estático na parte linear E_c (GPa)	62 - 66	63 - 74
Módulo de elasticidade dinâmico E_{din} (GPa)	59 - 61	32 - 36
Coefficiente de Poisson estático ν_{est}	0,22 - 0,24	0,19 - 0,28
Coefficiente de Poisson dinâmico ν_{din}	0,22 - 0,24	-
Límite de elasticidade linear em % da resistência última	60%	-

FONTE: Adaptado de Dugat et al. (1996)

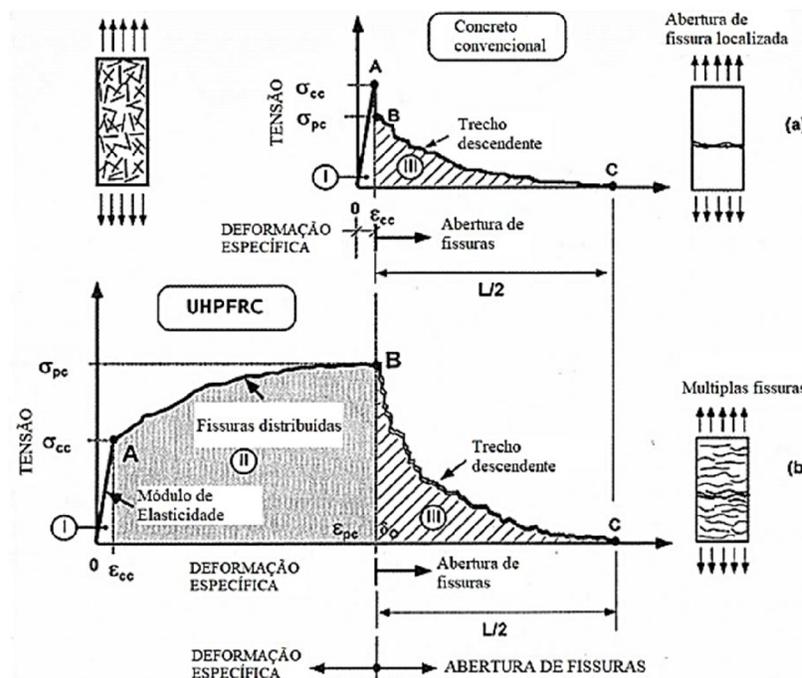
No entanto diversos autores divergem quanto às resistências de compressão e tração para classificação do UHPC. Kang et al. (2010), através da avaliação de vários trabalhos, determinaram que esses valores devem ser superiores a 150 MPa à compressão e 10 MPa à tração. Esses valores vão de encontro aos obtidos por Guo e Wang (2011), que em seus experimentos obtiveram uma variação entre 150 a 200 MPa de resistência à compressão e 7 a 15 MPa de resistência à tração. Habel e Gauvreau (2008) obtiveram resistência à compressão acima de 130 MPa e à tração acima de 8 MPa. Maca et al. (2013) e Makita e Brühwiler (2014) apontam valores superiores a 150 MPa para resistência à compressão e 10 MPa para resistência à tração.

2.1.3.1 Resistência à tração

Em relação aos esforços de tração, existem vantagens como a ausência da necessidade da aplicação das armaduras passivas, devido sua alta ductilidade (RICHARD; CHEYREZY, 1995). De acordo com Vanderlei (2004), a adição de fibras de aço no UHPC eleva sua ductilidade e aumenta em até 250 vezes a capacidade de absorção de energia quando comparada ao CAD.

Em razão de melhor esclarecimento acerca da incorporação de fibras de aço no UHPC, Kusumawardaningsih et al. (2015) ensaiaram alguns corpos de prova resistindo a esforços de tração. Pôde-se perceber em seu trabalho que os modelos sem adição de fibras de aço (UHPC) obtiveram uma ruptura frágil, enquanto o modelo com adição de fibras (UHPFRC) demonstrou um concreto com aumento de ductilidade, conseqüentemente, tendo uma queda gradual no diagrama de tensão-abertura de fissuras, conforme mostrado na Figura 2.

Figura 2 – Comparação entre o diagrama tensão deformação de concretos convencionais e de UHPFRC



Fonte: Enami (2017) adaptador de Naaman (2002)

2.1.3.2 Módulo de Elasticidade

Assim como há a importância de ensaios de resistência à compressão e à tração, a fim de determinar valores característicos para o concreto, a relação entre a tensão e a deformação, chamado de Módulo de Elasticidade, é tão importante quanto a outros fatores.

Os dados apresentados anteriormente na Tabela 3 e na Tabela 4 evidenciam as particularidades do UHPC, como o módulo de elasticidade. Richard e Cheyrezy (1995), alcançaram valores característicos do módulo de elasticidade de 50 GPa a 60 GPa para CPR200 e de 65 GPa a 75 GPa para CPR800. Os modelos CPR200 e CPR800, segundo Dugat et al (1996), obtiveram valores, respectivamente, de 62 GPa a 66 GPa e de 63 GPa a 74 GPa. O CPR800 apresentou um comportamento diferenciado sendo denominado pelo autor como elástico “enrijecedor”, o qual progressivamente vai aumentando seu módulo na fase elástica.

Na falta de ensaios, Graybeal (2007) orienta que o módulo de elasticidade pode ser obtido facilmente em função da resistência à compressão, conforme a Equação (1).

$$E = 3840 \cdot \sqrt{f_c} \quad (1)$$

2.1.4 Aplicações

Os principais atributos do UHPC, desenvolvidos em cerca de 20 anos, transformaram o cenário da construção civil. A sua aplicação, segundo Vanderlei (2004), tem viabilidade quando há a necessidade de construções de estruturas leves, passarelas, tabuleiros de pontes, vigas, pilares, e entre outros elementos construtivos.

Exemplos de construções utilizando essa tecnologia são: Sherbrooke Footbridge, Seonyu Footbridge, Whiteman Creek Bridge, Wild-Brücke, Gärtenerplatzbrücke, e distintas construções implementando essa tecnologia de material, como coberturas, elementos de fachadas, entre outros.

2.1.4.1 Sherbrooke Footbridge

A primeira obra utilizando o UHPC foi no Canadá, na cidade de Sherbrooke, com o propósito de passagem de pedestres e ciclistas sobre o Rio Magog, como mostra a Figura 3. Este projeto foi desenvolvido por profissionais de países distintos como, Canadá, França, Suíça e Estados Unidos da América. A junção de profissionais qualificados teve como objetivo executar uma obra de grande porte para aplicar o concreto de ultra alto desempenho, de maneira

que pudessem observar o comportamento desta nova tecnologia. Assim, esta passarela foi construída numa região que tivesse condições ambientais adversas (AITCIN et al., 1998).

Figura 3 - Sherbrooke Footbridge



Fonte: Aitcin et al. (1998)

O projeto da estrutura compreende um vão de 60 metros, composto por treliças tridimensionais, as quais foram projetadas com um tubo de aço inoxidável de 3 mm, com o confinamento de UHPC com resistências à compressão superiores a 350 MPa. O seu tabuleiro foi desenvolvido com lajes protendidas, com pouca espessura (PAULTRE et al. 2000).

2.1.4.2 Seonyu Footbridge

A partir da Sherbrooke Footbridge, conseguiu-se desenvolver novos projetos. Em Seoul, com a ideia de interligar a cidade com a ilha Seonyudo centralizada na cidade, foi projetada pelo francês Rudy Ricciotti uma passarela de pedestres, conforme mostra a Figura 4 (BEHLOUL LEE, 2003).

Figura 4 - Seonyu Footbridge



Fonte: Behloul e Lee (2003)

Esta passarela interliga-se com uma estrutura de aço a qual conecta ao arco. A estrutura do arco é composta pelo UHPC, sendo a primeira construção do mundo utilizando este material a atingir os 120 metros de vão livre, utilizando concretos com resistências à compressão próximas a 500 MPa. As propriedades do concreto tornaram possível a construção de uma estrutura esbelta e com seções muito delgadas, afirmam os autores Huh e Byun (2005).

A construtora Bouygues, juntamente com a equipe da VLS Korea, dividiu o arco em seis seções de formato duplo T, com 4 metros de largura e 3 centímetros de espessura, para facilitar a execução da obra. Da mesma forma que a Sherbrooke Footbridge, os engenheiros optaram pela protensão nos elementos que formam o arco da passarela (BEHLOUL LEE, 2003).

2.1.4.3 Wild-Brücke

A construção da primeira ponte com todos os elementos utilizando o concreto de ultra-alto desempenho se deu em Völkermarkt na Áustria, conforme mostra a Figura 5. O comprimento total da estrutura da ponte é de aproximadamente 157 metros, sendo composta por dois arcos. Os membros dos arcos são tubos de até 16 metros com parede muito fina, apresentando como objetivo a utilização somente do UHPFRC, com a ausência de aços convencionais, resultando na melhoria da durabilidade e trabalhabilidade, conseqüentemente, aumentando a vida útil da ponte e diminuindo os custos de manutenção (HECHT, 2012).

Figura 5 - Wild-Brücke



Fonte: Hecht (2012)

2.1.4.4 Gärtenerplatzbrücke

A ponte híbrida Gärtenerplatzbrücke construída em Kassel, Alemanha, foi executada a partir da utilização do UHPC em seu tabuleiro e pilares, e as estruturas que suportam e transferem os esforços para os pilares foram executados de aço, conforme mostra a Figura 6. O tabuleiro foi projetado com cabos de protensão. A justificativa da aplicação do UHPC deu-se por se tratar de um material que oferece enorme impermeabilidade de líquidos e gases, logo, apresenta excelente durabilidade (FEHLING et al. 2004).

Figura 6 - Gärtenerplatzbrücke



Fonte: Schimidt et al., (2007)

2.1.4.5 Elementos de fachada e cobertura

Além da valiosa aplicação em componentes estruturais, a exploração do UHPFRC pelos arquitetos ajudou a desenvolver atraentes componentes de fachadas e coberturas, graças a novas possibilidades estéticas associadas à qualidade de superfície, leveza, possíveis formas complexas e semi-transparência.

Dentre estes elementos destacam-se a cobertura fabricada a partir de painéis nervurados em Villa Navarra e os painéis de fechamento do “*Les Enfants du Paradis*”, conforme mostrado na Figura 7, ambas estruturas são compostas por placas delgadas sem a necessidade de armadura passiva.

Figura 7 – Elemento de fachada e cobertura em UHPFRC



Fonte: Azmee et al. (2018)

A associação do UHPFRC com painéis de vidro, desenvolvidos para a revitalização do Estádio Jean Bouin (Figura 8), deu um novo impulso ao uso em componentes de telhados semitransparentes. O crescente interesse no desenvolvimento de aplicações do UHPFRC em construções fez com que a utilização do material tivesse um aumento considerável na França em 2010.

Figura 8 – Estádio Jean Bouin



Fonte: Azmee et al. (2018)

O MuCEM (museu das civilizações da Europa e do Mediterrâneo) é o primeiro edifício em que o concreto de ultra alto desempenho (UHPC) tem sido empregado em grande escala e em diferentes aplicações, tanto em elementos estruturais, quanto em painéis de revestimento, conforme ilustrado na Figura 9.

O UHPC foi empregado nos pilares protendidos, em duas passarelas laterais de aproximadamente 115 m de comprimento e em todo elemento de fechamento. Inaugurada em 2013, a estrutura pode ser considerada um “case” de sucesso na utilização do UHPC.

Figura 9 – MuCEM



Fonte: Azmee et al. (2018)

2.2 TÉCNICAS DE REFORÇO DE PILARES

Embora as palavras reparação e reforço sejam utilizadas para designar uma mesma função, na realidade elas obedecem a conceitos bastante distintos, a saber:

Reparação – é a devolução da capacidade do projeto original a um elemento estrutural danificado ou enfraquecido.

Reforço - é uma intervenção com a função de aumentar a capacidade resistente dos elementos estruturais previstos inicialmente no projeto original de uma estrutura, como consequência da modificação de sua utilização. De acordo com Cánovas (1988), atribui-se o termo reforço às funções de corrigir falhas nos elementos estruturais, causadas por deficiências na dosagem do concreto, cura inadequada, ou ainda, erros cometidos na avaliação das ações atuantes.

O critério da escolha do tipo de reforço a ser adotado varia segundo aspectos estruturais, arquitetônicos e construtivos. Por isso, Valle (1983) recomenda fazer uma análise das variáveis condicionais de mobilização de reforços resistentes antes de optar por determinada técnica como:

- Deformabilidade da estrutura;

- Características mecânicas dos materiais e do elemento reforçado;
- Aderência entre os materiais originais, de reforço.

Além disso, deve-se também levar em consideração outros fatores como condições de estabilidade dimensional, aspectos ligados ao comportamento perante a umidade e a temperatura, e especificamente todos os fatores que tendem a criar estados de tensão que afetem as condições de deformabilidade dos elementos.

De acordo com Souza e Ripper (1998), o reforço em pilares traz algumas dificuldades não encontradas quando se trata de elementos como vigas e lajes, devido ao fato de que se tratam de elementos que transmitem todas as cargas da estrutura para os elementos de fundações, ao passo que vigas e lajes apenas absorvem cargas provenientes dos pavimentos a qual pertencem.

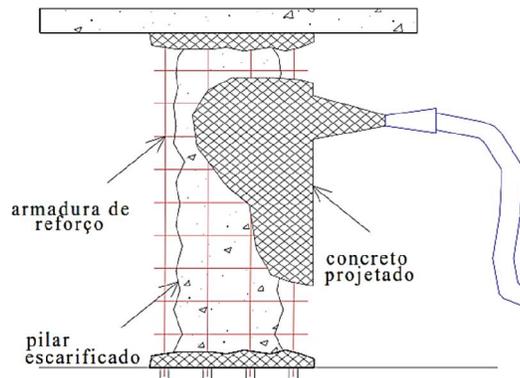
2.2.1 Reforço por aumento de seção

Reforçar pilares utilizando a técnica de aumento da seção transversal ou encamisamento é uma técnica muito utilizada, pois sua execução apresenta vantagens tanto de cunho econômico (custo dos materiais empregados) quanto técnico (facilidade na execução). Porém o sistema possui algumas desvantagens, sendo elas, o acréscimo nas dimensões iniciais dos elementos reforçados, a aderência entre os materiais com diferentes idades e características e o tempo para que o reforço alcance a resistência prevista em projeto, fazendo com que o elemento estrutural reforçado leve um certo tempo para ser colocado em serviço novamente.

Concretos auto adensáveis demonstram ser materiais mais vantajosos neste tipo de reforço, visto que os mesmos apresentam uma boa fluidez preenchendo assim todos os espaços necessários mesmo em elementos com elevada taxa de armadura, sem que haja a necessidade de vibração no momento da aplicação, aumentando o adensamento e preenchimento dos locais reforçados, os quais normalmente são de pequenas dimensões (NASCIMENTO, 2009).

Fatores que determinam a espessura da camada inserida no pilar, dependem do concreto tipo de concreto utilizado no reforço, diâmetro máximo dos agregados e o carregamento final que o elemento deverá resistir. A não ser que sejam utilizados concretos com superplastificantes ou concretos projetados, Cânovas (1988) não recomenda a utilização de camadas inferiores a 10 cm. A projeção de concreto, conforme mostra a Figura 10, mostra-se muito eficiente para reforços onde haja a necessidade da utilização de grandes volumes de concreto. Para volumes menores, o usual é que seja utilizado o processo tradicional de concretagem.

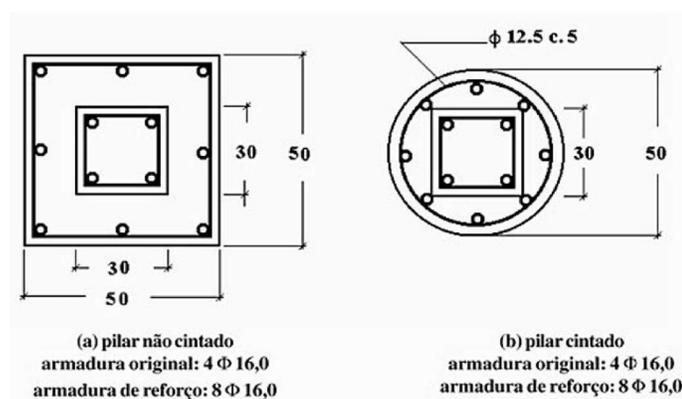
Figura 10 – Reforço com utilização de concreto projetado



Fonte: Takeuti (1999).

O projeto para aumento da seção transversal de pilares baseia-se em calcular um novo pilar que seja capaz de suportar o carregamento que se deseja acrescentar ao elemento, em conjunto com o carregamento já existente no mesmo, ou seja, convertendo o pilar inicial em um pilar cintado, porém, se faz necessário a consideração de um coeficiente de ponderação das cargas finais que o pilar deverá resistir. Em virtude de que a maioria dos pilares possuem seção transversal quadrada ou retangular, os mesmos podem ser transformados em uma seção de formato circular, para que com isto o reforço seja mais eficiente. Na Figura 11 apresenta-se modelos de reforço a fim de demonstrar a otimização da seção final (SOUZA; RIPPER, 1998).

Figura 11 – Detalhe de cintamento de pilar

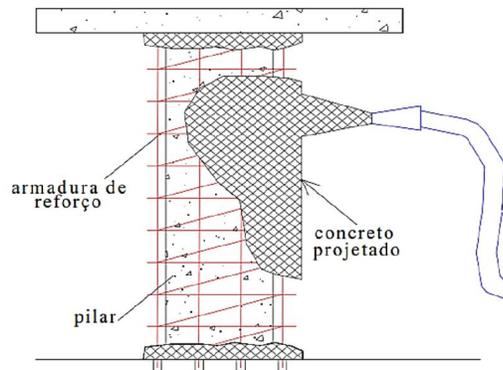


Fonte: SOUZA E RIPPER (1998)

Segundo C novas (1988), o reforço por cintamento eleva a resistência do pilar, seja por protensão ou por esforços de compressão tri axial, promovendo assim seções com menores dimensões. O reforço por cintamento consiste em acrescentar concreto e armadura transversal

em todo o perímetro do pilar, de modo que limite as deformações transversais, quando o mesmo for solicitado a um esforço axial. A armadura transversal pode ser constituída por uma armadura helicoidal contínua ou por estribos circulares dispostos de forma que restrinjam as deformações transversais. A Figura 12 representa como é realizada essa técnica de reforço.

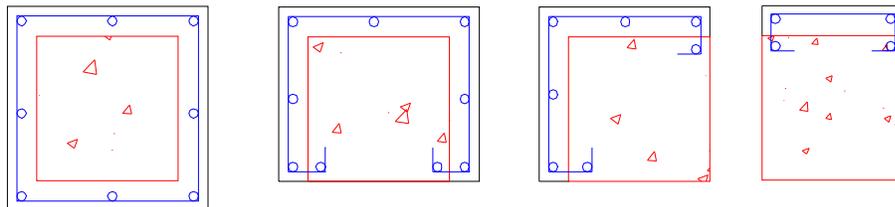
Figura 12 – Reforço por cintamento



Fonte: Takeuti (1999)

De acordo com Takeuti (1999), não há necessidade de reforçar todo o contorno do pilar, podendo o mesmo ser executado somente em algumas faces do elemento. Tais configurações do reforço são apresentadas na Figura 13 e sua escolha depende da posição do elemento em planta, acesso ao pilar que se deseja reforçar e carga final que o mesmo deverá suportar.

Figura 13 – Configurações de reforço



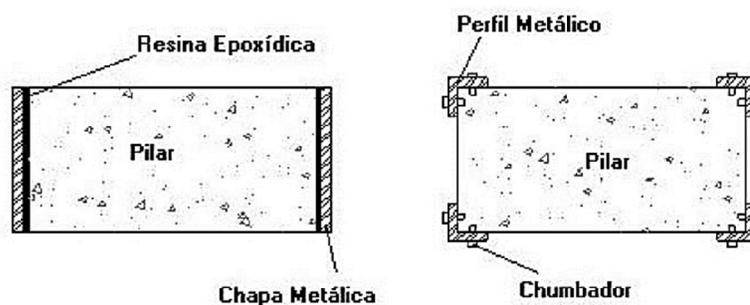
Fonte: Takeuti (1999)

Contudo vale ressaltar que Prado (1998) informa que o pilar reforçado não terá comportamento de um pilar homogêneo, e C&anos (1988) recomenda desconsiderar a contribuição da resistência do pilar que será reforçado. Souza e Ripper (1998) reiteram que a não consideração da capacidade do pilar existente é um desperdício e o mesmo deve ser evitado.

2.2.2 Reforço utilizando perfis metálicos

O reforço de elementos estruturais utilizando perfis metálicos é um dos métodos mais utilizados no Brasil e no mundo, normalmente utilizado em âmbito emergencial. Não acarreta em grandes modificações geométricas do elemento reforçado, comumente os perfis são fixados com utilização de chumbadores mecânicos ou químicos. O preparo da superfície de aplicação deve ser executada de maneira que haja uma perfeita ligação entre os elementos envolvidos. Em caso de elementos fissurados, tais fissuras deverão ser tratadas antes da aplicação do reforço. A utilização em pilares consiste no confinamento gerado pelos perfis e/ou chapas visando o aumento da resistência e ductilidade do elemento e conseqüentemente o aumento da capacidade de carga do pilar. Na Figura 14 apresentam-se os arranjos mais utilizados (SOUZA; RIPPER, 1998).

Figura 14 – Reforço com elementos metálicos



Fonte: Rigazzo (2003)

A técnica de reforço de elementos estruturais utilizando perfis de aço laminado tem sido empregada há muito tempo. Pode-se dizer talvez que seja uma das técnicas mais antigas utilizadas em reforços estruturais. Inicialmente o reforço era feito sem o tratamento da superfície a ser reforçada, isto é, sem a consolidação do sistema de reforço com o elemento a ser reforçado, ocasionando assim a transferência total da carga do concreto para o elemento de reforço. Tal imprecisão implicou em diversas falhas no projeto fazendo com que o reforço não funcionasse de maneira adequada acarretando com isso o esgotamento da capacidade resistente de elementos próximos ao reforçado.

De acordo com C&novas (1988), para assegurar uma homogeneidade do conjunto se faz necessária durante a aplicação do reforço a promoção da solidarização de todos os elementos ao reforço. A utilização de materiais de alta resistência à compressão gera uma camada de

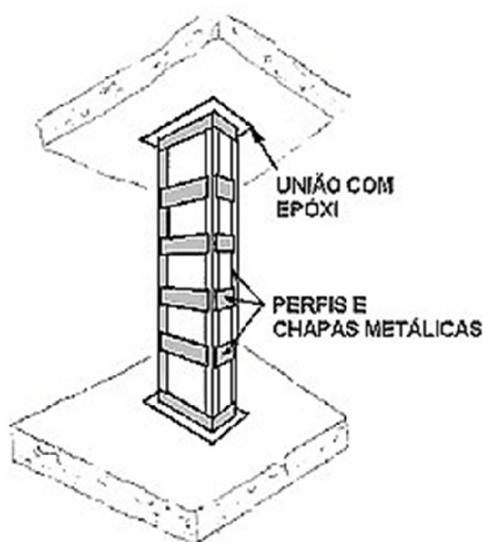
rigidez elevada, com capacidade de transmitir as cargas integralmente na ligação entre os perfis metálicos com o concreto, suprimindo assim contatos pontuais.

Segundo Valle (1983), o reforço com perfis metálicos somente é recomendado depois de esgotados os recursos referentes ao reforço com concreto, pois, segundo ele, esta técnica requer muita atenção ao estudo do detalhe dos nós e das transmissões de ações entre a estrutura original e o reforço. Qualquer deslizamento pode comprometer sua eficácia.

A utilização de perfis metálicos constitui basicamente no aumento da armadura externa, proporcionando com isso um aumento de rigidez e uma redução das deformações. Dentre as vantagens do sistema destacam-se a velocidade na execução, a não necessidade de fôrmas e demolições e pouco acréscimo de espessura no elemento. Entretanto podem ser citadas as seguintes desvantagens: corrosão do material, baixa resistência ao fogo, tendência de descolamento e ruptura frágil da ligação dos elementos constituintes (OMAR, 2006).

Com o propósito de atenuar tais desvantagens, Rigazzo (2003) cita alguns cuidados que podem ser tomados para uma melhor eficiência do reforço, tais como, a utilização de pintura anticorrosão nas superfícies metálicas e a utilização de parafusos em conjunto com a resina na colagem dos perfis. A Figura 15 mostra o reforço de pilar supracitado.

Figura 15 – Reforço de pilar com uso de perfis metálicos

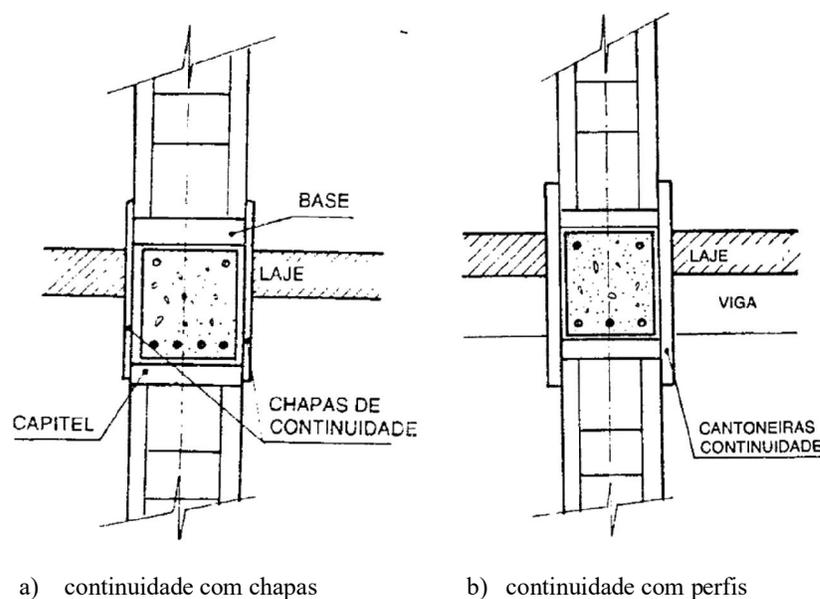


Fonte: Rigazzo (2003)

Menciona Cãnovas (1988) que no reforço dos pilares deve-se dar continuidade à sua estrutura até atingir a fundação, os elementos de reforço deverão atravessar as vigas e as lajes. Caso contrário, faz-se necessário a análise de como os esforços transmitidos pelos capitéis e

pelas bases vão afetar o concreto; deve-se também analisar os efeitos de punção ou de força cortante sobre o concreto das lajes. No caso de vigas contínuas, a continuidade do reforço é conseguida com laminados de aço, soldados em duas faces opostas do pilar onde há peças cerâmicas, estas podem ser removidas, como pode ser observado na Figura 16.

Figura 16 – Continuidade de reforço metálico



Fonte: Cânovas (1988)

Os reforços de pilares de concreto com elementos metálicos são geralmente realizados sem que descarreguem os pilares. Caso seja considerado que o pilar reforçado estava solicitado por uma força F , o reforço será solicitado pelas forças $F + \Delta F$. Em seu trabalho, Cânovas (1988) aconselha ainda que seja desprezada a seção existente de concreto e se considerem os perfis suportando a carga total.

Em contrapartida Souza e Ripper (1998) acreditam que com a constante evolução na tecnologia de injeção e produção de resinas com alta capacidade colante, é extremamente antieconômica a desconsideração da capacidade que resiste o concreto existente. Assim, aconselham adotar uma solução intermediária, depois de avaliar criteriosamente a capacidade resistente do pilar reforçado, com a utilização de coeficientes de incerteza maiores e um controle rígido de qualidade dos materiais. Pode-se assim considerar a introdução das chapas metálicas como estribos ou cintas soldadas aos perfis metálicos.

2.2.3 Reforço com Polímeros Reforçados com Fibras (PRF)

O crescente progresso na ciência dos materiais acarretou na substituição de chapas de aço por materiais mais duráveis, resistentes, com menor peso e de fácil manuseio.

O termo compósito relaciona-se à associação de dois ou mais materiais diferentes que possuem uma interface visível. Portanto o sistema PRF se refere à combinação de matrizes poliméricas em conjunto com fibras, sendo que a função principal da matriz é a de proteção das fibras. Paralelamente a isso a matriz faz a transferência do carregamento das fibras através de tensões de cisalhamento. Como resultado, as fibras são responsáveis pela resistência e rigidez do sistema (ACI 440R:2008).

Segundo Takeuti (1999), o reforço de pilares com mantas flexíveis de PRF se destaca hoje, sob o ponto de vista arquitetônico, pelo fato de praticamente não alterar as dimensões externas do elemento reforçado, não implicando no decréscimo de área útil no ambiente em questão. Além disso, comparado a outros sistemas de reforço, este apresenta vantagem sobre os demais quando se requer uma disponibilidade imediata do acréscimo de cargas, além de apresentar grande produtividade em sua aplicação, sem a interrupção total da utilização da estrutura.

Os PRFs podem ser utilizados para aumentar a capacidade resistente à flexão e ao esforço cortante de vigas e lajes. O uso de PRF é bastante difundido no Japão com o intuito de melhorar o desempenho dos pilares de pontes e viadutos, através do aumento da ductilidade proporcionada pelo sistema confinante formado devido à sua perfeita moldagem à superfície lateral dos pilares. Este tipo de material é normalizado no Japão (RIGAZZO, 2003).

Entretanto, Takeuti (1999) e Sudano (2005) enfatizam que a melhor eficiência proporcionada pelo confinamento ocorrerá em seções circulares, sendo que para seções retangulares torna-se inviável sua utilização nos casos cuja relação entre os lados for maior que dois, além de também ser ineficiente o uso em pilares com $\lambda > 40$. Neste caso, os métodos tradicionais de reforço deverão ser utilizados.

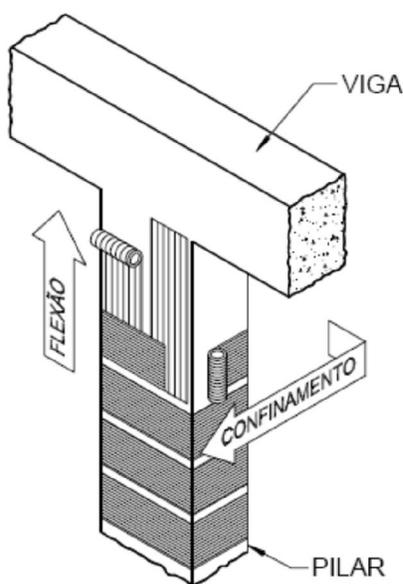
Em suas análises, Sudano (2005) apresenta que a distribuição da pressão de confinamento é influenciada pelo formato da seção transversal, porém não foi obtido com precisão a grandeza desse fenômeno. O autor ressalta a mudança da seção de pilares quadrados e retangulares para o mais próximo possível de uma seção circular.

De acordo com Silva (2002), o emprego do compósito junto ao pilar para promover o aumento de sua capacidade resistente pode se dar basicamente de duas formas, a saber: 1)

através da utilização de mantas flexíveis e 2) laminados rígidos, confeccionados no formato da seção transversal.

No primeiro caso elas podem estar dispostas nas direções transversal e longitudinal. Para pilares, o tecido de fibras, que apresenta resistência unidirecional, pode ser posicionado na direção transversal da estrutura, imprimindo um efeito de confinamento na mesma. No caso de flexo-compressão, pode-se compor uma jaqueta de fibras com camadas posicionadas transversalmente e longitudinalmente, a fim de combater os efeitos do carregamento excêntrico, que geram esforços de flexão na coluna, como mostrado na Figura 17.

Figura 17 – Sentido de utilização das mantas flexíveis



Fonte: Silva (2002)

2.2.4 Reforço com UHPFRC (Enami, 2017)

Na pesquisa realizada por Enami (2017) o autor propõe uma nova opção para reforço de pilares. No programa numérico-experimental o autor estuda o efeito do confinamento e acréscimo de força resistente promovido em pilares reforçados com UHPFRC.

No programa experimental de Enami (2017), foram ensaiados 18 pilares curtos, sendo 9 de seção circular e 9 de seção quadrada, submetidos a uma força axial de modo a avaliar a contribuição do confinamento promovido pelo reforço proposto. Dentre os pilares ensaiados destacam-se os pilares reforçados por encamisamento com UHPFRC, reforçados por encamisamento com UHPFRC e acréscimo de armaduras longitudinais e transversais e reforçados com UHPFRC e PRFC.

Nos pilares de seção circular e quadrado onde houve apenas a substituição do cobrimento por UHPFRC, foram obtidos um aumento de resistência de 106,4% e 83,6% respectivamente, nos pilares em que além da substituição da camada de cobrimento por UHPFRC, foram adicionados armaduras adicionais houve um acréscimo de 154,3% e 111,7%, para pilares onde houve a substituição da camada de cobrimento por UHPFRC e adicionado PRFC após a substituição, os pilares apresentaram incremento de 160% e 85,6% em sua capacidade resistente.

Dentre os resultados obtidos o autor destaca que em relação aos pilares reforçados com UHPFRC, todos os pilares ensaiados não apresentaram destacamento da camada de reforço, bem como todos obtiveram acréscimo de capacidade resistente.

A partir dos resultados obtidos nas simulações numéricas o autor constatou que pequenos acréscimos nas espessuras de substituição do concreto convencional por UHPFRC, apresentaram substancial aumento na capacidade resistente dos pilares reforçados, confirmando assim a eficiência do reforço por encamisamento com UHPFRC.

2.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE DE PILARES SUBMETIDOS À COMPRESSÃO SIMPLES

A previsão da capacidade resistente de um pilar é tida pelo somatório da parcela de cargas resistida pelo concreto e pela armadura longitudinal, considerando que ocorra uma distribuição de tensões uniforme na seção transversal e adequada solidarização dos materiais envolvidos. Considerando que o pilar está submetido aos estados de deformação determinados pela ABNT NBR 6118:2014, é possível determinar a força teórica a partir da Equação (2).

$$F_{m\acute{a}x} = 0,85f_{cd}(A_c - A_s) + \sigma_s A_s \quad (2)$$

Em que;

$F_{m\acute{a}x}$ é o carregamento máximo suportado pelo pilar;

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

A_c é a área da seção transversal do pilar;

A_s é a área da seção transversal da armadura longitudinal;

σ_s é a tensão da armadura longitudinal para deformação de 2%.

O coeficiente de minoração da resistência à compressão do concreto trata-se de um produto das constantes k_1 , k_2 e k_3 , as quais são respectivamente definidas devido ao ganho de resistência do concreto ao passar do tempo, coeficiente de ajuste entre a resistência obtida em um corpo de prova cilíndrico e a estrutura e por fim, pela redução da resistência do concreto sob ações prolongadas (efeito *Rüsch*). De acordo com Fusco (1989), os valores habitualmente adotados para as constantes citadas são: $k_1 = 1,2$, $k_2 = 0,95$ e $k_3 = 0,75$, cuja multiplicação implica em $k_{mod} = 0,85$, valor esse que minora a resistência do concreto nas equações de dimensionamento de estruturas em concreto armado.

No entanto, Agostini (1992), Lima (1997) e Queiroga (1999), em seus trabalhos, constataram que o carregamento máximo teórico era superior aos valores experimentais, valores estes que variam entre 11% a 41%. Cusson e Paultre (1995) descrevem que essa redução na capacidade resistente ocorre pelo deslocamento precoce do concreto de cobrimento (*cover spalling*), sendo assim, apenas o concreto confinado pelas armaduras transversais contribui para a capacidade resistente. Utilizando esse raciocínio, a Equação (2) foi corrigida pelos autores conforme a Equação (3) alterando a área do concreto para A_{cf} , representando apenas a área da seção transversal confinada pelas armaduras transversais.

$$F_{m\acute{a}x,cf} = 0,85f_{cd}A_{cf} + \sigma_s A_s \quad (3)$$

Em que,

$F_{m\acute{a}x}$ é o carregamento máximo suportado pelo concreto confinado pelas armaduras;

A_{cf} é a área do concreto confinado pelas armaduras.

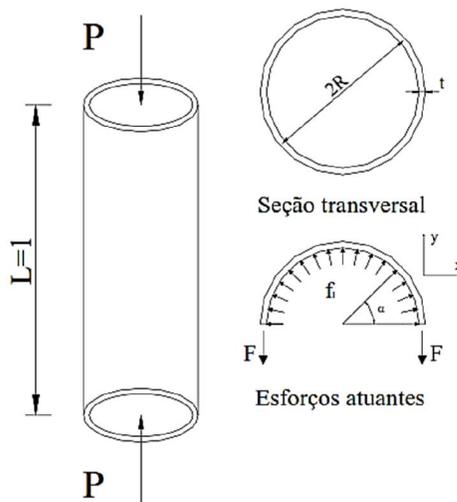
2.4 CONFINAMENTO DO CONCRETO

De acordo com Carrazedo (2002), o efeito do confinamento passivo pode ser compreendido por um pilar circular revestido por um tubo. Considerando que o pilar seja feito de um material de comportamento elástico linear, caso uma força axial seja aplicada, esta faz com que ocorra um encurtamento longitudinal, acarretando a expansão transversal proporcional a esse encurtamento. Essa relação é conhecida por coeficiente de proporcionalidade ou coeficiente de Poisson.

Portanto a pressão lateral f_l , é tomada pela restrição da deformação lateral exercida pelo tubo externo. Sabe-se que a mesma varia de acordo com a força aplicada, materiais e das características geométricas do tubo. Diante disto, é possível relacionar a pressão lateral com a

resistência à tração do tubo, lançando mão de um simples equilíbrio de esforços na seção transversal, conforme ilustrado na Figura 18.

Figura 18 - Esquema de equilíbrio de esforços transversais



Fonte: CARRAZEDO (2002)

Sendo assim, a relação entre a pressão lateral e o esforço no tubo é obtida a partir da Equação (4).

$$F = f_l \cdot R \quad (4)$$

Em que:

F é a força de tração atuante no tubo;

R é o raio médio do tubo.

Como o tubo possui uma seção delgada, pode-se admitir que ao longo da espessura a tensão seja constante e obtida pela Equação (5).

$$f_p = \frac{F}{t} \quad (5)$$

Em que:

f_p é a tensão atuante no tubo na direção da circunferência;

t é a espessura do tubo.

A relação entre a pressão lateral e a tensão do tubo é obtida pela substituição da expressão (4) na expressão (5), conforme ilustra a Equação (6).

$$f_p = \frac{f_l \cdot R}{t} \quad (6)$$

A taxa volumétrica do material do tubo é expressa pela Equação (7).

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} \quad (7)$$

Em que:

A_p é a área transversal do pilar;

A_c é a área transversal do tubo.

Sendo as áreas transversais do pilar e do tubo de revestimento dadas pela Equação (8) e pela Equação (9), respectivamente.

$$A_p = \pi \cdot R^2 \quad (8)$$

$$A_c = 2\pi \cdot R \cdot t \quad (9)$$

Em que:

R é o raio do pilar e do tubo;

t é a espessura do tubo.

A relação entre a pressão lateral, tensão no tubo e taxa de armadura do tubo, pode ser expressa pela Equação (10).

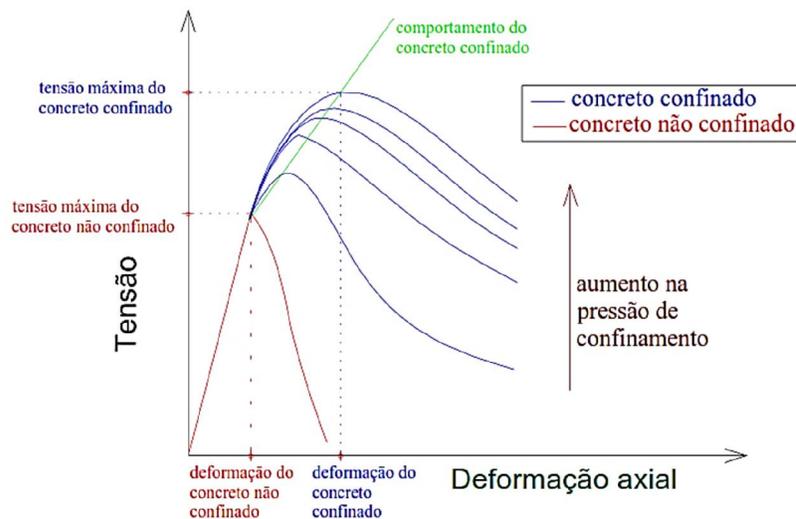
$$f_l = \frac{\rho_p}{2} \cdot f_p \quad (10)$$

O tipo do material dentro do tubo não influencia na Equação (10), podendo ser um fluido, um material elástico ou concreto. Caso seja considerado como um material elástico, a relação entre a tensão do concreto confinado e a pressão lateral, depende de propriedades do material no interior do tubo, como módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. Contudo como o material é o concreto, outros fatores devem ser considerados, principalmente os que induzem à deformação lateral, um exemplo é a microfissuração.

De acordo com Takeuti (1999) e Baccin (1998), os fatores que influenciam no confinamento do concreto são:

- Taxa de armadura transversal: quanto maior for a taxa volumétrica da armadura transversal, maior será a pressão lateral, acarretando no acréscimo de resistência e ductilidade, conforme ilustra a Figura 19.

Figura 19 - Comportamento do concreto confinado



Fonte: Takeuti (1999)

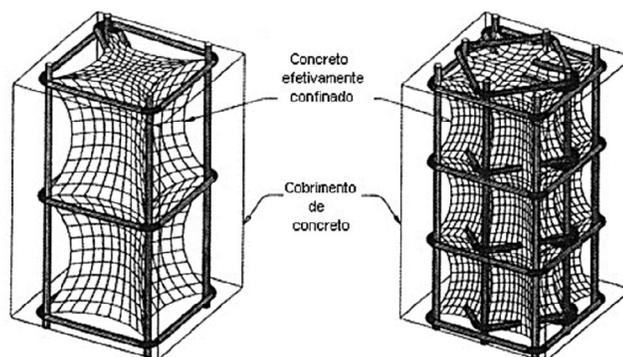
- Resistência da armadura de confinamento: O aumento na resistência da armadura de confinamento garante para pilares bem confinados uma melhoria na resistência e na tenacidade.
- Espaçamento da armadura transversal: Armaduras transversais com espaçamentos menores acarretam no aumento da uniformidade da pressão lateral, por consequência melhoraram o efeito do confinamento.
- Geometria da seção transversal: Armaduras em formato espiral são mais eficientes do que armaduras circulares ou retangulares em formato de estribo, devido ao fato de que

a forma geométrica em espiral gera pressões uniformes no núcleo confinado. Para estribos as pressões não são uniformes e surgem concentrações de tensões nas extremidades.

Baseando-se no efeito do confinamento, o reforço de pilares por encamisamento consiste na restrição da deformação transversal do pilar a ser reforçado. De acordo com Sudano (2010), o confinamento do pilar depende diretamente da expansão lateral do pilar, pois devido a essa variação ocorre a sollicitação do reforço e o aumento da capacidade resistente do pilar. Portanto, para avaliar o acréscimo de resistência do núcleo confinado, se faz necessária a observação da expansão lateral do pilar reforçado.

Buscando uma aproximação mais eficiente da capacidade resistente de pilares, foram desenvolvidos modelos de confinamento a fim de obter uma melhor aproximação da relação tensão-deformação dos pilares confinado. Dentre esses modelos, os mais utilizados para pilares com variadas configurações de armaduras e seções transversais são os modelos de Mander et al. (1988-b), Cusson e Paultre (1995) e Razvi e Saatcioglu (1999-b). Todos os modelos utilizam somente a área efetivamente confinada pela armadura transversal, desconsiderando as áreas decorrentes do efeito do arqueamento, conforme ilustra a Figura 20.

Figura 20 - Áreas efetivamente confinadas



Fonte: Cusson e Paultre (1995)

2.4.1 Influência da pressão lateral

Os primeiros estudos sobre confinamento do concreto foram realizados no início do século XX. O modelo proposto por Richart et al. (1928) foi elaborado a partir de resultados de ensaios e de análise experimental de concreto confinado por pressões hidrostáticas e pilares com armaduras transversais. Os autores do modelo verificaram que a existência de pressões laterais confinantes acarretava no aumento da resistência à compressão axial e deformação

última do concreto. Assim sendo sugeriram as Equações (11) e (12) para demonstrar tais valores.

$$f_{cc} = f_{c0} + k_1 \cdot f_l \quad (11)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left(1 + k_2 \cdot \frac{f_l}{f_{c0}} \right) \quad (12)$$

Em que:

f_{cc} é a resistência do concreto confinado;

f_{c0} é a resistência do concreto não confinado;

f_l é a pressão lateral;

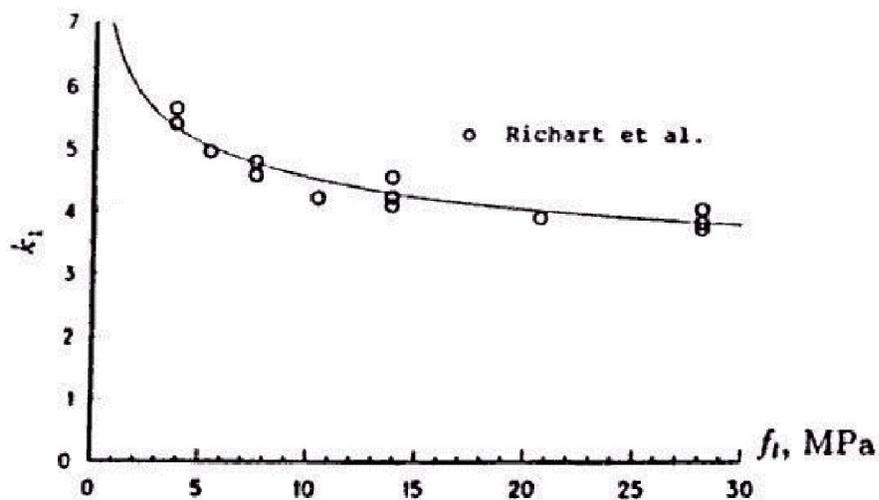
ε_{cc} é a deformação do concreto confinado;

ε_{c0} é a deformação do concreto não confinado;

k_1 e k_2 são os coeficientes em função da mistura do concreto e da pressão lateral.

Os coeficientes possuem valores que divergem para os diversos modelos propostos, entretanto Richart et al. (1928) utilizam $k_1 = 4,1$ mesmo esse valor não sendo constante conforme apresentado na Figura 21 e $k_2 = 5 \cdot k_1$.

Figura 21 - variação de k_1 x pressão lateral



Fonte: Richart et al. (1928)

2.4.2 Determinação da pressão lateral para pilares circulares

De acordo com Carrazedo (2002), a variável que mais influencia no efeito do confinamento é a taxa volumétrica da armadura transversal. No caso de pilares circulares com armaduras transversais (estribos), a pressão lateral é obtida de maneira análoga à Equação (10), conforme a Equação (13).

$$f_l = \frac{\rho_s}{2} \cdot f_s \quad (13)$$

Em que:

f_s é a tensão na armadura transversal;

ρ_s é a taxa volumétrica da armadura transversal.

Para pilares circulares, a taxa volumétrica da armadura transversal é dada pela Equação (14).

$$\rho_s = \frac{4 \cdot A_{s\phi}}{D_c \cdot s} \quad (14)$$

Em que:

$A_{s\phi}$ é a área da seção transversal da armadura transversal;

D_c é o diâmetro do núcleo confinado, medido de centro a centro das barras transversais;

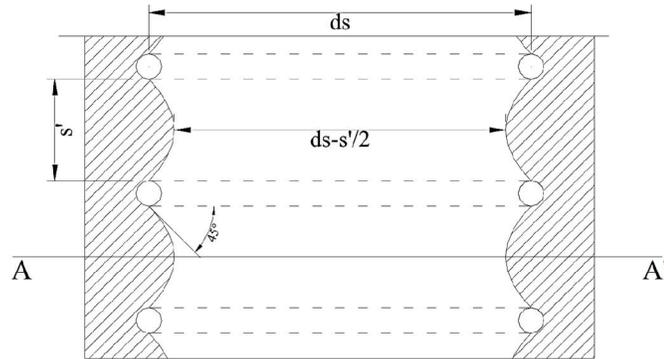
s é o espaçamento da armadura transversal, medido de centro a centro das barras transversais.

2.4.3 Modelos de confinamento com armadura transversal

2.4.3.1 Modelo de Mander et al.

De acordo com Carrazedo (2002), o modelo proposto por Mander et al. (1988-b) é um dos mais utilizados modelos de confinamento. O modelo leva em consideração a eliminação das áreas inefetivas devido ao efeito do arqueamento, conforme apresentado na Figura 22. Tal efeito faz com que haja uma redução da região confinada entre as armaduras transversais. Para pilares de seção retangular o efeito do arqueamento ocorre tanto na direção transversal quanto na longitudinal, entretanto para pilares de seção circular, ocorre apenas no sentido longitudinal.

Figura 22 - Efeito do arqueamento em pilares na direção longitudinal



Fonte: Carrazedo (2002)

O modelo em questão utiliza o coeficiente k_e para considerar o efeito do arqueamento. Sheikh e Uzumeri (1982) utilizaram o mesmo coeficiente para determinar a pressão lateral efetiva, conforme demonstrado nas Equações (15), (16) e (17).

$$f_{le} = f_l \cdot k_e \quad (15)$$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (16)$$

$$A_{cc} = A_c \cdot (1 - \rho_{cc}) \quad (17)$$

Em que:

A_e é a área efetivamente confinada;

A_{cc} é a área de concreto comprimido;

ρ_{cc} é a taxa de armadura longitudinal;

A_c é a área do núcleo envolvido pelos estribos.

De acordo com o autor do modelo, assume-se que o efeito do arqueamento ocorre na forma de uma parábola de segundo grau, com uma inclinação de 45°. Sendo assim, a área de concreto efetivamente confinada pela armadura transversal de pilares com estribos circulares é expressa pela Equação (18).

$$A_e = \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_s}\right)^2 \quad (18)$$

Em que:

d_s é a distância entre os eixos das barras transversais;

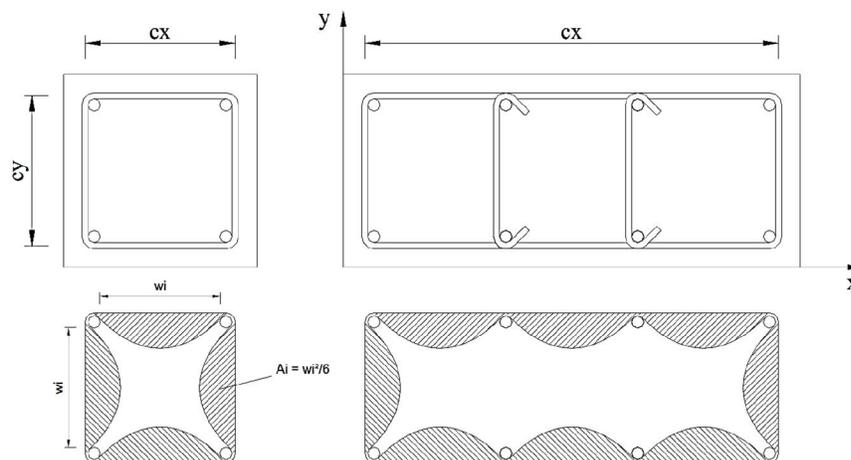
s' é o espaçamento interno dos estribos.

Portanto o coeficiente de efetividade k_e pode ser obtido substituindo a Equação (18) em (16), sendo expressa pela Equação (19).

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (19)$$

Para a aplicação do modelo em pilares de seção retangulares e quadradas, deve-se considerar o efeito do arqueamento exposto para pilares circulares, porém essas seções sofrem reduções tanto na direção longitudinal como transversal. De acordo Carrazedo (2002), a redução no interior dos estribos ocorre devido à flexão das armaduras transversais devido sua baixa rigidez. A Figura 23 ilustra as áreas inefetivas ao efeito do confinamento.

Figura 23 - Áreas inefetivas na seção transversal de pilares quadrados e retangulares



Fonte: Carrazedo (2002)

Logo, a soma das áreas inefetivas longitudinais é dada pela Equação (20).

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{(w_i)^2}{6} \quad (20)$$

Levando em consideração a somatória das áreas inefetivas, pode-se determinar a área efetiva confinada a partir da Equação (21).

$$A_e = \left(c_x \cdot c_y - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i)^2}{6} \right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot c_x} \right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot c_y} \right) \quad (21)$$

Em que:

c_x e c_y são as dimensões do pilar. (ver Figura 23)

Analogamente à seção circular, substituindo a Equação (21) na Equação (16), obtém-se o coeficiente de efetividade.

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i)^2}{6 \cdot c_x \cdot c_y} \right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot c_x} \right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot c_y} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (22)$$

As pressões efetivas nas direções x e y no caso de pilares retangulares e/ou com taxas de armaduras diferentes são expressas pelas Equações (23) e (24).

$$f_{lx} = k_e \cdot \rho_x \cdot f_y \quad (23)$$

$$f_{ly} = k_e \cdot \rho_y \cdot f_x \quad (24)$$

Sendo ρ_x e ρ_y as taxas de armaduras transversais em x e y, obtidas a partir das Equações (25) e (26).

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s \cdot c_y} \quad (25)$$

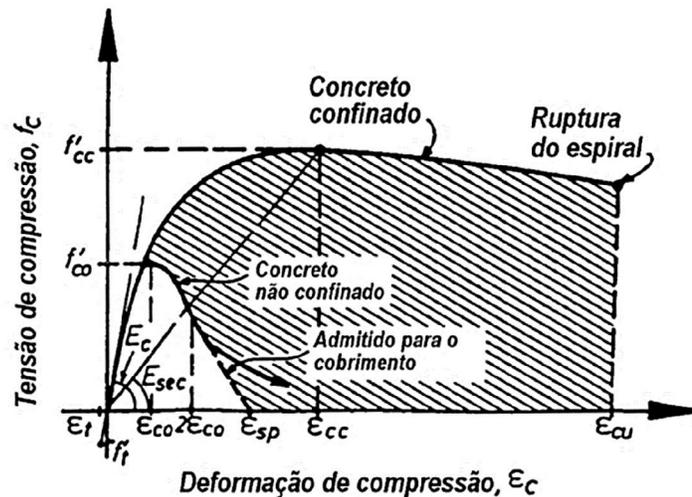
$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s \cdot c_x} \quad (26)$$

De acordo com Mander et al. (1988-b), para a determinação da resistência do concreto confinado f_{cc} , a solução baseia-se em um modelo constitutivo que relaciona as tensões de compressão multiaxiais. Para o modelo proposto, os autores adotaram a superfície de ruptura multiaxial de cinco parâmetros proposta por William e Warnke (1975) *apud* Mander et al. (1988-b), visto que a mesma apresenta boas aproximações a resultados de trabalhos experimentais. O valor de f_{cc} é expresso pela Equação (27).

$$f_{cc} = f_{co} \cdot \left(-1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot f_{le}}{f_{co}}} - 2 \cdot \frac{f_{le}}{f_{co}} \right) \quad (27)$$

Os autores utilizando a equação (28), proposta por Popovics (1973) *apud* Mander et al. (1988-b), propuseram o diagrama tensão-deformação ilustrado na Figura 24, aplicável a seções circulares e retangulares.

Figura 24 - Curva tensão-deformação para concretos confinados



Fonte: Mander et al. (1988-b)

$$f_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (28)$$

Em que:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (29)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (30)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (31)$$

$$E_c = 5000 \cdot \sqrt{f_{c0}} \quad (32)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (33)$$

Em que:

f_{c0} é a resistência a compressão do concreto não confinado;

ε_c é a deformação do concreto;

ε_{cc} é a deformação máxima do concreto confinado;

ε_{c0} é a deformação máxima do concreto não confinado ($\varepsilon_{c0} = 2\text{‰}$);

E_c é o módulo de elasticidade tangencial do concreto;

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

2.4.3.2 Modelo de Cusson e Paultre

O modelo desenvolvido por Cusson e Paultre (1995) foi obtido a partir de ensaios de 50 pilares em escala real, utilizando concreto de alta resistência, seções quadradas e desconsiderando as áreas cujo efeito do confinamento não se mostra eficiente, sendo essa a mesma metodologia utilizada por Mander et al. (1988-b).

A Equação (34) expressa a pressão lateral de confinamento f_l , exercida pelas armaduras transversais no núcleo de concreto interno à elas, conforme ilustrado na Figura 25.

$$f_l = \frac{f_{hcc}}{s} \cdot \left(\frac{A_{shx} + A_{shy}}{c_x + c_y} \right) \quad (34)$$

Em que:

f_{hcc} é a tensão de escoamento dos estribos ;

A_{shx} é a área de aço transversal na direção perpendicular a x;

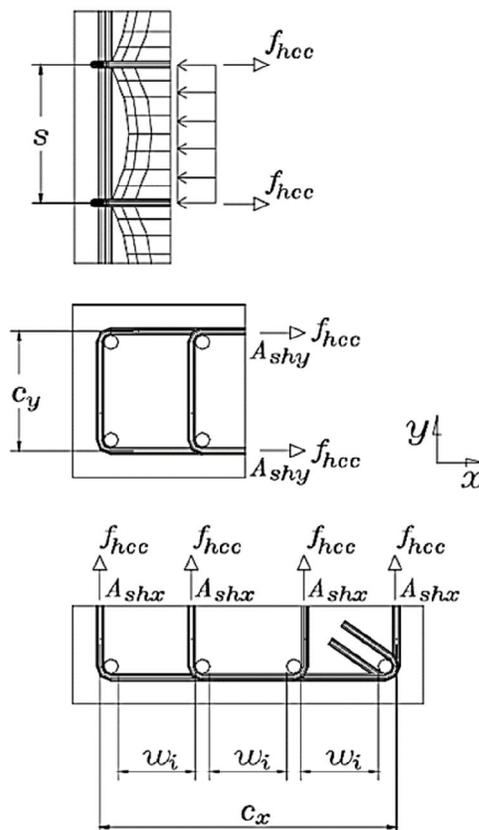
A_{shy} é a área de aço transversal na direção perpendicular a y;

s é o espaçamento longitudinal dos estribos;

c_x é a dimensão do núcleo paralelo ao lado x ;

c_y é a dimensão do núcleo paralelo ao lado y .

Figura 25 - Esquema para a determinação da pressão lateral



Fonte: Queiroga e Giongo (2003)

A obtenção da pressão lateral efetiva é dada pelo produto de f_l e k_e , sendo este o mesmo coeficiente proposto por Mander et al. (1988-b). Mediante o exposto, Cusson e Paultre (1995), por métodos de análise de regressão (métodos dos mínimos quadrados e dos desvios absolutos), propuseram a Equação (35), na qual relacionam o ganho de resistência do concreto no núcleo confinado e a pressão lateral.

$$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 2,1 \left(\frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)^{0,7} \quad (35)$$

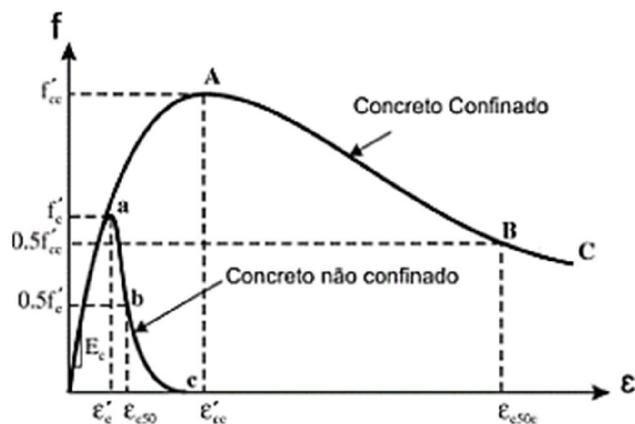
E a deformação longitudinal do concreto confinado quando o mesmo atinge a resistência máxima é expressa na Equação (36).

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} + 0,21 \cdot \left(\frac{f_{te}}{f_{co}}\right)^{1,7} \quad (36)$$

Assim como Mander et al. (1988-b), Cusson e Paultre (1995) utilizaram a Equação (37), proposta por Popovics (1973), para determinação do trecho ascendente do diagrama tensão-deformação, conforme a Figura 26.

$$f_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (37)$$

Figura 26 - Curva tensão-deformação para concretos confinados



Fonte: Cusson e Paultre (1995)

Sendo o trecho descendente determinado pelas Equações (38), (39) e (40).

$$f_c = f_{cc} \cdot \exp[k_3 \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^{k_4}] \quad (38)$$

$$k_3 = \frac{\ln 0,5}{(\varepsilon_{c50c} - \varepsilon_{cc})^{k_4}} \quad (39)$$

$$k_4 = 0,58 + 0,16 \cdot \left(\frac{f_{te}}{f_{co}}\right)^{1,4} \quad (40)$$

Em que:

ε_{c50c} a deformação correspondente 50% da resistência máxima do concreto confinado, recomendado pelos autores a adoção de $\varepsilon_{c50c} = 4\text{‰}$;

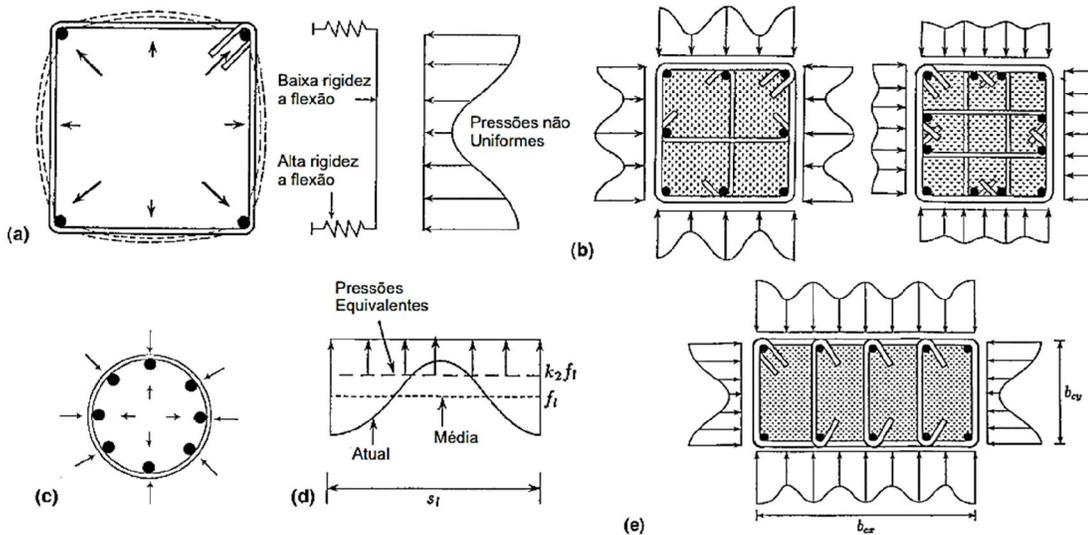
k_3 o coeficiente que rege a inclinação do trecho descendente;

k_4 o coeficiente que rege a curvatura, sendo este 1,5 para concretos não confinados.

2.4.3.3 Modelo de Razvi e Saatcioglu

O modelo proposto por Razvi e Saatcioglu (1999) pode ser utilizado para prever o confinamento de concretos de resistências usuais quanto para concretos de alta resistência, podendo ser aplicado tanto em seções circulares como retangulares. O modelo se embasa na consideração de uma pressão lateral uniforme equivalente, simulando o efeito da pressão não uniforme, conforme ilustrado na Figura 27.

Figura 27 - a) Desenvolvimento da pressão de confinamento passivo em pilares quadrados; b) Variação da pressão de confinamento com arranjo da armadura; c) Pressão lateral uniforme em pilares circulares; d) Pressão uniforme equivalente para pilares quadrados; e) Pressão de confinamento em pilares retangulares.



Fonte: Razvi e Saatcioglu (1999)

A Equação (41) para determinação da resistência do concreto confinado é a mesma utilizada por Richart et al. (1928), modificando a pressão lateral pela pressão lateral efetiva.

$$f_{cc} = f_{c0} + K_1 \cdot f_{le} \quad (41)$$

Sendo K_1 e f_{le} obtidos respectivamente pelas Equações (42) e (43).

$$K_1 = 6,7 \cdot (f_{le})^{-0,17}, \quad f_{le} \text{ em (MPa)} \quad (42)$$

$$f_{le} = K_2 \cdot f_l \quad (43)$$

A pressão lateral f_l é determinada de acordo com a Equação (44).

$$f_l = \frac{\sum_{i=1}^q (A_s \cdot f_s \cdot \text{sen} \alpha)_i}{s \cdot b_c} \quad (44)$$

Em que:

q é o número de ramos do estribo que atravessa o lado do núcleo no qual a pressão lateral está sendo calculada;

s é o espaçamento da armadura transversal;

b_c é a distância de centro a centro da armadura longitudinal;

α é a ângulo entre o ramo do estribo e o lado do núcleo perpendicular a ele.

f_s é a tensão na armadura transversal no pico de tensão no concreto;

Embora f_s seja tomado pelo valor da tensão de escoamento do aço f_{yt} , Cusson e Paultre (1995) acrescentam que normalmente a armadura transversal não atinge o escoamento no pico de tensão do concreto, principalmente quando se utiliza armaduras de alta resistência para confinar. Diante disso Razvi e Saatcioglu sugerem a Equação (45) para determinação da tensão na armadura. Todavia o uso dessa equação fica restrito a aços com resistência máxima de 1400 MPa.

$$f_s = E_s \cdot \left(0,0025 + 0,04 \cdot \sqrt[3]{\frac{K_2 \cdot \rho_c}{f_{co}}} \right) \leq f_{yt} \quad (45)$$

Em que ρ_c é a taxa de armadura transversal expressa pela Equação (46).

$$\rho_c = \frac{\sum_{i=1}^n (A_{sx})_i + \sum_{j=1}^m (A_{sy})_j}{[s \cdot (c_x + c_y)]} \quad (46)$$

Sendo,

n e m o número de ramos nas direções x e y .

O coeficiente K_2 , expresso pela Equação (47), é utilizado para uniformizar as pressão lateral em pilares de seção circular ou quadrada, sendo assim $f_i > f_{le}$.

$$K_2 = 0,15 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right) \cdot \left(\frac{b_c}{s_l}\right)} \leq 1 \quad (47)$$

Em que:

s_l é o espaçamento da armadura longitudinal.

Para pilares circulares com armaduras em espiral pouco espaçadas se adota $K_2 = 1$. Para seções retangulares onde as pressões de confinamento não são iguais, utiliza-se uma média ponderada para determinação da pressão lateral efetiva, conforme indicado na Equação (48).

$$f_{le} = \frac{f_{lex} \cdot c_x + f_{ley} \cdot c_y}{c_x + c_y} \quad (48)$$

Em que:

f_{lex} e f_{ley} - pressões laterais que agem ortogonalmente as dimensões c_x e c_y .

De acordo com os autores, o trecho ascendente da curva tensão-deformação é dado pela deformação para a tensão máxima do concreto confinado (ε_1), e o trecho descendente do diagrama, uma reta que tem início no pico do diagrama e inclinação definida pela deformação correspondente a 85% da máxima tensão (ε_8). Para determinar tais deformações são utilizadas as Equações (49) e (50).

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{01} \cdot (1 + 5 \cdot K_3 \cdot K) \quad (49)$$

$$\varepsilon_8 = 260 \cdot K_3 \cdot \rho_c \cdot \varepsilon_1 \cdot [1 + 0,5 \cdot K_2 \cdot (K_4 - 1)] + \varepsilon_{08} \quad (50)$$

Os coeficientes K_3 e K_4 levam em consideração o acréscimo na resistência do concreto e do aço, e K considera o ganho de resistência do conjunto, expressos respectivamente pelas Equações (51), (52) e (53).

$$K_3 = \frac{40}{f_{co}} \leq 1,0 \quad (51)$$

$$K_4 = \frac{f_{yt}}{500} \geq 1,0 \quad (52)$$

$$K = \frac{K_1 \cdot f_{le}}{f_{co}} \quad (53)$$

Para o concreto não confinado na carência de valores experimentais, a deformação para a tensão máxima (ϵ_{01}) e para 85% deste valor (ϵ_{08}) podem ser adotadas conforme as Equações (54) e (55), respectivamente. Todavia mesmo que haja valores experimentais, os mesmos não devem ser superiores aos calculados.

$$\epsilon_{01} = 0,0028 - 0,0008K_3 \quad (54)$$

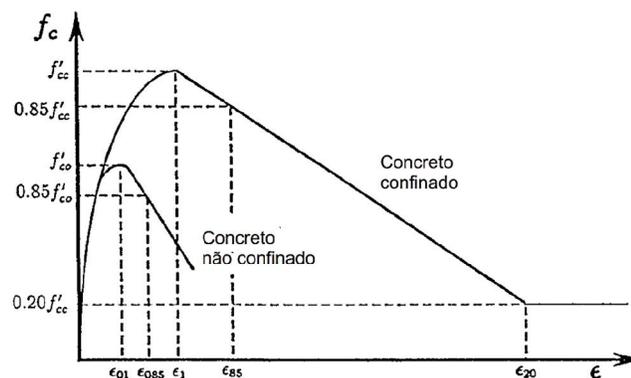
$$\epsilon_{08} = \epsilon_{01} + 0,0018K_3^2 \quad (55)$$

Assim como os outros modelos propostos no trabalho, o trecho ascendente da curva é expresso pela equação de Popovics (1973), apenas com a alteração na equação para determinação do módulo de elasticidade do concreto não confinado, sendo esse expresso pela Equação (56).

$$E_c = 3200 \cdot \sqrt{f_{co}} + 6900 \quad (56)$$

Com a aplicação deste modelo, a curva tensão-deformação obtida é ilustrada na Figura 28.

Figura 28 - Curva tensão-deformação para concretos confinados



Fonte: Razvi e Saatcioglu (1999)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo estão descritos os materiais utilizados na confecção dos pilares, as dimensões dos pilares, configuração dos reforços, montagem e instrumentação, bem como as propriedades dos materiais que compõem os reforços.

3.1 CARACTERÍSTICAS DOS PILARES

Com o intuito de obter uma melhor fundamentação teórica e experimental, os pilares ensaiados foram fabricados com as mesmas dimensões, taxas de armaduras, traços de concreto do núcleo e reforço com UHPFRC utilizado por Enami (2017).

A unidade de análise deste trabalho foram pilares curtos com seção quadrada e circular reforçados por encamisamento, mantendo as dimensões da seção transversal original. Para obter uma melhor análise dos resultados foram produzidos dois pilares para cada configuração, totalizando 12 pilares. Os pilares foram reforçados com concreto de ultra alto desempenho com a adição de fibras de aço, podendo apresentar um acréscimo de armadura passiva, conforme descreve o Quadro 1.

Quadro 1 – Nomenclatura dos pilares

	CÓDIGO	DESCRIÇÃO
Pilares circulares	CRi	Pilar de referência com seção circular
	CUFi	Pilar de seção circular com encamisamento com concreto de ultra alto desempenho e adição de fibra metálica
	CUFAi	Pilar de seção circular com encamisamento com concreto de ultra alto desempenho e adição de fibra metálica, com armadura de reforço
Pilares quadrados	QRi	Pilar de referência com seção quadrada
	QUFi	Pilar de seção quadrada com encamisamento com concreto de ultra alto desempenho e adição de fibra metálica
	QUFAi	Pilar de seção quadrada com encamisamento com concreto de ultra alto desempenho e adição de fibra metálica, com armadura de reforço

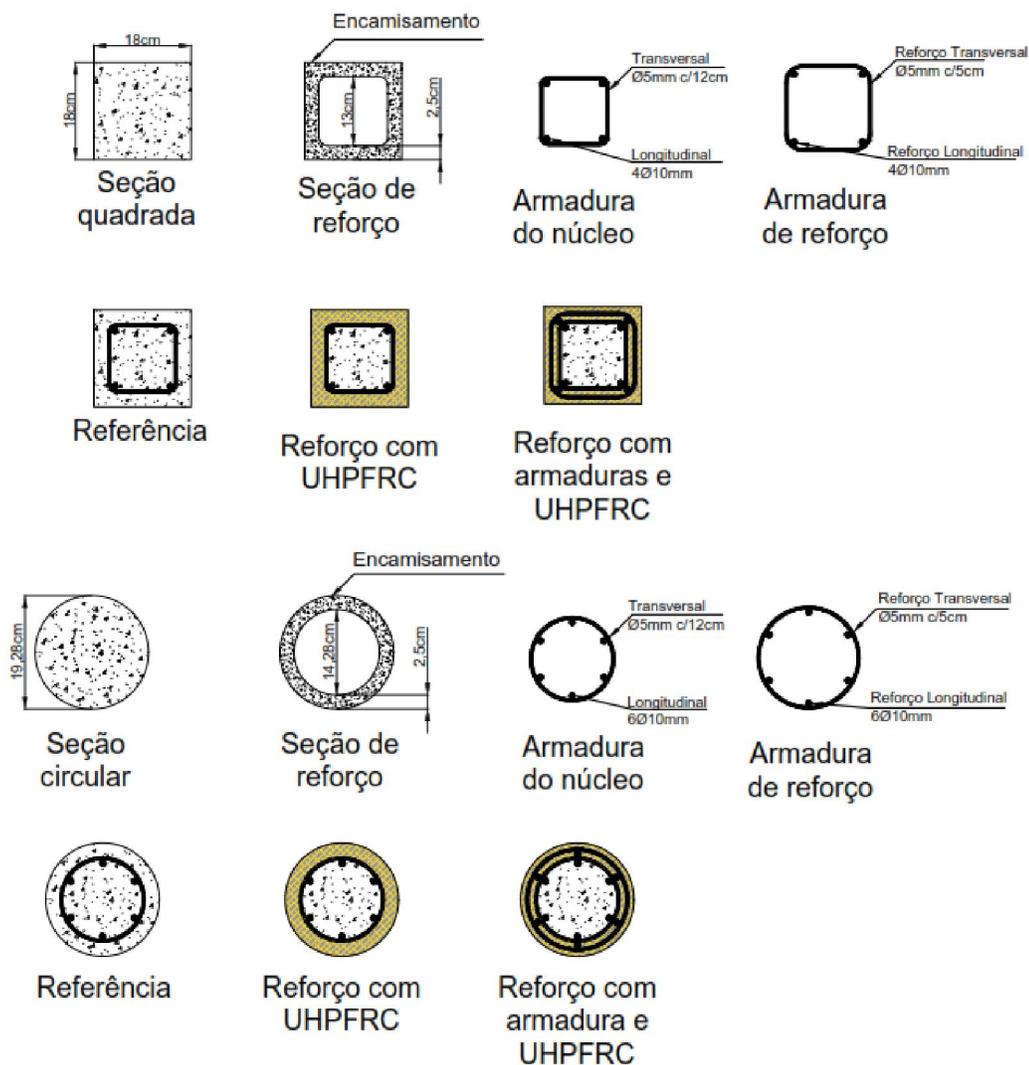
FONTE: O AUTOR (2019)

3.1.1.1 Dimensões dos pilares

As dimensões e taxas de armaduras dos pilares foram as mesmas utilizadas por Enami (2017), conforme apresentado na Figura 29. Os pilares possuem seções transversais e armaduras próximas às especificadas pela ABNT NBR 6118:2014. Todos os pilares foram fabricados com 60 cm de altura e índice de esbeltez inferior a 35, sendo caracterizado como pilar curto.

Outro aspecto relevante na determinação da geometria foram as limitações dos equipamentos para execução dos ensaios e da estrutura de reação existente no Laboratório de Estruturas da UDC (Centro Universitário Dinâmica das Cataratas).

Figura 29 – Configuração dos pilares ensaiados

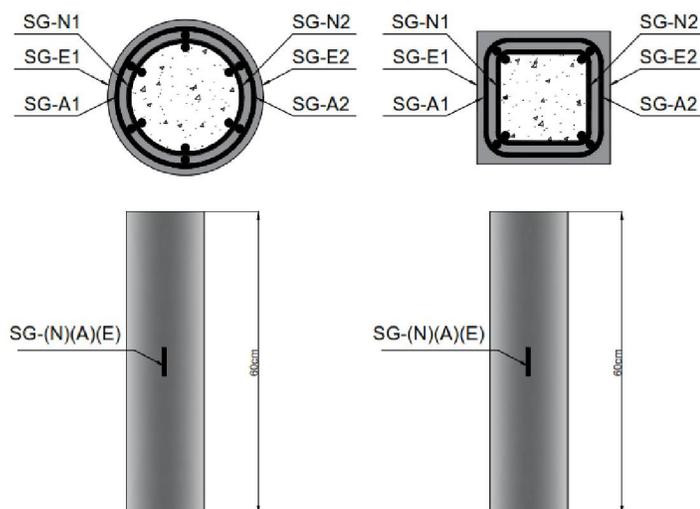


3.1.1.2 Instrumentação

Os instrumentos que foram utilizados nos pilares são extensômetros resistivos instalados nas armaduras transversais, bem como extensômetros instalados na face do concreto do núcleo e na face externa do encamisamento do pilar, no sentido longitudinal. A fim de garantir o monitoramento da aplicação da força foram instalados transdutores de deslocamentos em faces opostas nos pilares ensaiados. Os extensômetros foram posicionados em pares diametralmente

opostos, ou em faces opostas, na região central dos pilares. Todo o esquema de instrumentação dos pilares está ilustrado na Figura 30.

Figura 30 - Instrumentos nos pilares



Os extensômetros instalados nos estribos (SG-A) são do tipo resistivo fornecidos pela fabricante Kyowa com base em filme de poliamida, compensação de temperatura para aço, com comprimento de 10 milímetros e 120 ohms de resistência, com código KFGS-6-120-C1-11 e fator de sensibilidade de 2,1. Os extensômetros instalados no concreto, tanto na face do núcleo (SG-N) como na face externa do reforço (SG-E) são do tipo resistivo fornecidos pela fabricante Kyowa com base em filme de poliamida, compensação de temperatura para aço, com comprimento de 80 milímetros e 120 ohms de resistência, com código KC-70-120-A1-11 e fator de sensibilidade de 2,1. Ambos os modelos são ilustrados na Figura 31.

Figura 31 – Extensômetros posicionados no concreto e armadura



3.1.2 Concreto do Núcleo

Os pilares de referência e os núcleos foram concretados todos no mesmo dia, fabricados a partir do traço 1:2,7:3,7:0,6, (cimento:areia:pedra:água) a mistura foi feita com o emprego de uma betoneira convencional da marca Menegotti com capacidade de mistura de 310 litros. Após a concretagem foram retirados 12 corpos de prova cilíndricos (10 x 20 cm) para obtenção da resistência à compressão e à tração por compressão diametral. Os corpos de prova foram ensaiados aos 44 dias, um dia antes do ensaio dos pilares.

O cimento utilizado para produção do concreto do núcleo, foi do tipo CP V-ARI da marca VOTORAN, cimento Portland de alta resistência inicial. O agregado miúdo utilizado foi a areia quartosa extraída do Rio Paraná, que segundo estudos realizados por SOUZA (2011), das areias comercializadas na região de Foz do Iguaçu, apresenta melhores características para a utilização em concretos. Os agregados graúdos utilizados na produção do concreto são oriundos da britagem de rochas basálticas por britador de impacto de eixo vertical (VSI – Vertical Shaft Impact).

Para a determinação da resistência à tração por compressão diametral foi utilizado a prensa hidráulica com capacidade de 1000 kN da marca EMIC. A resistência à compressão foi obtida com a utilização de uma prensa hidráulica com capacidade de 1500 kN da marca QUANTEQ conforme Figura 32.

Figura 32 – Equipamentos utilizados para ensaio dos corpos de prova



3.1.3 Concreto de Ultra Alto Desempenho Reforçado com Fibras (UHPFRC)

Conforme exposto no capítulo anterior, o traço utilizado para fabricação do UHPFRC foi proposto por Sobuz et al. (2016), o qual é possível a mistura do material sem o misturador planetário, conforme apresentado na Tabela 5.

Tabela 5 – Dosagem UHPFRC

Material	Proporção	Massa (kg)
Cimento CP V – ARI RS	1	50 kg
Areia	1	50 kg
Sílica ativa	0,266	13,30 kg
Fibra metálica	0,233	11,65 kg
Fator a/c	0,2	

Fonte: Sobuz et al. (2017)

O cimento utilizado foi CP V – ARI RS da marca Votoran fornecido em embalagem de 50 kg, o qual possui massa específica entre 2,8 a 3,2 g/cm³ e suas especificações químicas são apresentadas na Tabela 6.

Tabela 6 - Especificações químicas do cimento

Componente	Faixa de Concentração (%)
Silicato tricálcico	20 - 70
Silicato dicálcico	10 - 60
Ferro-aluminato de cálcio	5 - 15
Sulfato de cálcio	2 - 8
Aluminato tricálcico	1 - 15
Carbonato de cálcio	0 - 10
Óxido de magnésio	0 - 6
Óxido de cálcio	0 - 3

Fonte: Fabricante (2019)

Foi utilizada areia normal brasileira n. 50 fornecida pelo IPT em embalagens de 25 kg, em que mais de 95% da massa do material fica retido entre as peneiras 0,6 e 0,3 mm, seguindo os padrões definidos pela ABNT NBR 7412:2012.

A sílica ativa não densificada obtém uma massa específica de acordo com o fabricante, de 150kg/m³ a 350kg/cm³. A Tabela 7 apresenta a análise química fornecida pela fabricante.

Tabela 7 - Especificações da sílica ativa

	Unidade	Limite Inferior	Limite Superior	Resultados
SiO ₂	%	93,00	-	95,32
Perda de Ignição	%	-	6,00	1,42
CaO	%	-	1,00	0,72
MgO	%	-	1,00	0,45
Na ₂ O	%	-	0,50	0,15
K ₂ O	%	-	1,50	1,04
Al ₂ O ₃	%	-	1,00	0,30
Fe ₂ O ₃	%	-	0,50	0,10
pH		-	10,00	7,86
Tamanho de Partícula		-	6,00	2,90
Densidade a 25°C	g/cm ³			0,55
Teor de umidade	%	-	1,50	0,37
Na ₂ O ₃	%			0,84

Fonte: Fabricante (2019)

O aditivo superplastificante utilizado foi o TECFLOW 8000 a base de policarboxilato, o qual apresenta alto poder de redução de água e isenção de cloretos. A quantidade utilizada foi de 4% da massa de cimento, conforme orientação do fabricante. As características do material fornecido pela Empresa Grace Construction estão apresentadas na Tabela 8. O produto em questão atende às determinações de aditivos químicos apresentados na ABNT NBR 11768:2011, classificando o mesmo como SPII.

Tabela 8 - Especificação do superplastificante

Propriedades	
Base Química	Ácido Metacrilato Etileno Glicol
Policarboxilato	
Estado Físico	Líquido
Coloração	Alaranjado
Solubilidade em água	Totalmente Solúvel
Massa específica	1,10g/cm ³
Ph	4±1
Teor de sólidos	47,3±1
Viscosidade	440 mPa.s

Fonte: Fabricante (2019)

A fibra metálica utilizada neste estudo é composta de aço revestido com cobre com relação l/d de 65, comprimento da fibra de 13 mm e diâmetro de aproximadamente 0,2 mm. As fibras metálicas com resistência à tração de aproximadamente 2800 MPa são fornecidas pela empresa Jinzhou Guangya Metal Products Co. Ltda.

A produção do UHPFRC foi feita com a utilização de uma betoneira convencional com capacidade para 200 litros da marca CSM, seguindo as orientações de Sobuz et al (2016) no qual inicialmente foram misturados por 5 minutos os materiais secos, com exceção da fibra metálica. Assim como Enami (2017) foi utilizado uma lona para a vedação da betoneira para evitar a perda de matérias durante a mistura inicial, conforme ilustrado na Figura 33.

Figura 33 – Betoneira convencional vedada



Após a mistura dos materiais secos foi removida a lona e seguindo as orientações de Ma et al. (2018) foi adicionado toda a água e 50% do aditivo superplastificante, colocada novamente a lona e misturado por mais 10 minutos. Passados os 10 minutos foi adicionado o restante do aditivo superplastificante e misturado novamente por mais 10 minutos. No entanto, desta vez a lona de vedação foi retirada, visto que não havia risco de perda dos materiais. Em seguida foram adicionadas as fibras metálicas de maneira gradual, a fim de evitar a aglomeração da fibra na mistura, o processo de adição da fibra e homogeneização do concreto durou em

torno de 8 minutos. O processo de introdução das fibras e o aspecto final da mistura é apresentado na Figura 34.

Figura 34 – Processo de colocação das fibras



Assim como no concreto convencional, os reforços foram executados todos no mesmo dia. Após a concretagem foram retirados 12 corpos de prova cilíndricos (5 x 10 cm) para a execução dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral e resistência à compressão. Foram utilizados respectivamente a prensas da marca EMIC com capacidade de 1000 kN e QUANTEQ com capacidade de 1500 kN

3.1.4 Produção dos pilares

Para a fabricação das fôrmas dos pilares quadrados foram utilizados chapas de compensado plastificado com 14 mm de espessura. Para os pilares circulares foram utilizados tubos de PVC com diâmetros de 150 e 200 mm. Assim como Enami (2017), foram acoplados ao fundo das fôrmas parafusos que serviram de guia no processo de concretagem dos reforços. A Figura 35 apresenta as armaduras utilizadas, nota-se que nas extremidades os estribos foram aproximados a cada 3,5 cm a fim de evitar que os pilares rompessem prematuramente nas extremidades.

Figura 35 – Detalhe das armaduras utilizadas



Após a instrumentação das armaduras e montagem dos pilares os mesmos foram concretados em uma única etapa, sem que houvesse a necessidade de adensamento no momento da concretagem, conforme a Figura 36.

Figura 36 – Pilares após a primeira concretagem



A desforma dos pilares e preparo das superfícies foram realizadas dez dias após a concretagem dos núcleos e pilares de referência. Antes da aplicação do reforço, todos os núcleos foram submetidos a um tratamento superficial com a utilização de disco diamantado acoplado

a uma lixadeira manual, conforme a Figura 37, mesmo equipamento utilizado na retificação das extremidades dos conjuntos posteriormente reforçados.

Figura 37 – Preparo da superfície dos pilares



Após o tratamento da superfície foram instalados os extensômetros na superfície do núcleo, conforme ilustrado na Figura 38.

Figura 38 – Instalação dos extensômetros



A concretagem do reforço de todos os pilares se deu quinze dias após a concretagem dos núcleos e foi realizada em um único dia, no entanto executada em duas etapas, pois o processo de concretagem se mostrou trabalhoso e demorado, fazendo com que o UHPFRC perdesse trabalhabilidade com o passar do tempo. Inicialmente foram concretados os pilares de seção quadrada e posteriormente os pilares de seção circular. A aplicação do encamisamento com UHPFRC foi realizada com o auxílio de ferramentas para aplicação de argamassas de assentamento, chapiscos e rebocos. Para que houvesse um adensamento adequado do concreto da camisa de reforço foi utilizado um vibrador posicionado nas extremidades e laterais das fôrmas, conforme ilustrado na Figura 39.

Assim como nos núcleos não foi realizado nenhum tipo de processo de cura nos reforços, a fim de que houvesse resultados próximos obtidos no canteiro de obra.

Figura 39 – Concretagem da camisa de reforço



3.1.5 Ensaio dos pilares

A aplicação da força foi feita por meio de um cilindro hidráulico de dupla ação, com capacidade nominal de 2500 kN, acionado por uma bomba hidráulica de acionamento manual da marca USIWAL. Para leitura da força aplicada nos pilares foi posicionado uma célula de carga da marca MSI com capacidade de 2500 kN na extremidade superior. O módulo de aquisição de dados utilizado foi o MX840 da marca HBM.

A fim de garantir o nivelamento e uma melhor distribuição de tensões, em ambas extremidades dos pilares foram posicionadas placas de aço com 25 mm de espessura em

conjunto com uma peça de elastômero de 10 mm de espessura, conforme apresentado na Figura 40.

A preparação dos ensaios deu-se da seguinte forma, os pilares eram posicionados no pórtico de reação, fazia-se então a verificação do prumo, procedimento este que se repetiu em todos os ensaios. Após o posicionamento do pilar era aplicado uma força de 10 a 15 kN para o travamento do pilar junto ao pórtico de reação. Após todos estes procedimentos o pilar estava pronto para ser ensaiado.

Figura 40 – Esquema de aplicação de força



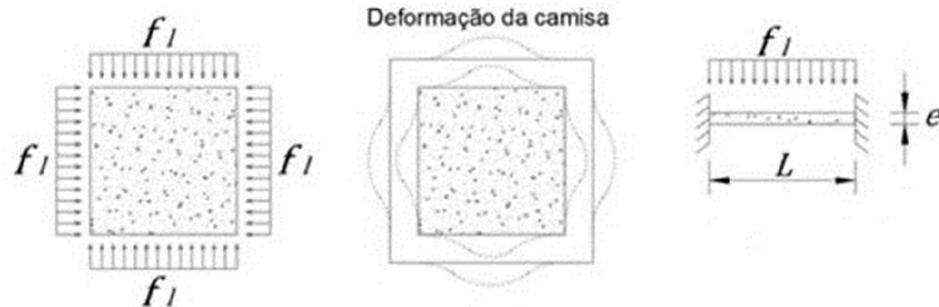
3.2 PREVISÃO ANALÍTICA DA CAPACIDADE RESISTENTE DOS PILARES REFORÇADOS

3.2.1 Previsão do confinamento promovido pelo UHPFRC

De acordo com Enami (2017), para pilares de seção quadrada é possível determinar as pressões laterais provenientes do reforço com UHPFRC considerando para isto uma viga engastada nas duas extremidades, com comprimento igual à dimensão do núcleo a ser reforçado

e espessura da camisa de UHPFRC que será utilizada no reforço, conforme ilustra a Figura 41. A pressão lateral conferida pelo UHPFRC é determinada a partir da Equação (57).

Figura 41 – Pressões laterais UHPFRC



Fonte: Enami (2017)

$$f_l = \frac{\sigma_{m\acute{a}x} \cdot 4 \cdot e^2}{L^2} \quad (57)$$

Em que:

$\sigma_{m\acute{a}x}$ – resist\ecancia \a tra\c7\ao do UHPFRC;

e – espessura da camisa de refor\c7\ao;

L – dimens\ao do n\ucleo refor\c7\ado;

Para determina\c7\ao das press\oes laterais mobilizadas pela camisa de refor\c7\ao com UHPFRC em pilares circulares, ser\a utilizado o modelo estabelecido por Abdollahi et al. (2012), conforme apresentado na Equa\c7\ao (58).

$$f_l = \frac{\sigma_{m\acute{a}x} \cdot e}{R} \quad (58)$$

Em que:

$\sigma_{m\acute{a}x}$ – resist\ecancia \a tra\c7\ao do UHPFRC;

e – espessura da camisa de refor\c7\ao;

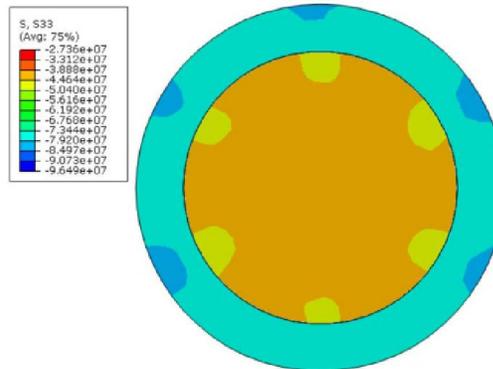
R – raio do n\ucleo do pilar.

Portanto a press\ao lateral dos pilares ser\a dada pela soma das press\oes laterais mobilizadas pelo a\c7\ao, incluindo as press\oes mobilizadas pela camisa de refor\c7\ao.

3.2.2 Simulação numérica de pilares reforçados com UHPFRC

Segundo Enami (2017) que avaliou numericamente pilares reforçados com UHPFRC com o auxílio de software de elementos finitos, o autor concluiu que para pilares circulares, a camisa de reforço não é solicitada integralmente. Em seus estudos o autor avaliou que para pilares de seção circular, a camisa de reforço de UHPFRC era solicitada em torno de 65% da resistência à compressão inserida no software, conforme ilustrado na Figura 42.

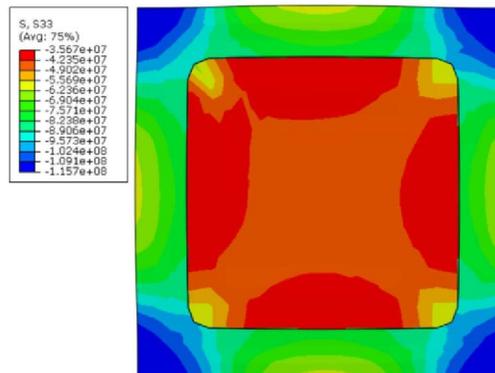
Figura 42 – Distribuição de tensões em pilar circular encamisado com UHPFRC



Fonte: Enami (2017)

Para pilares de seção quadrada o autor verificou que a camisa de reforço não era solicitada de maneira uniforme. E que no caso estudado as tensões variaram entre 56 e 116 MPa, conforme ilustrado na Figura 43.

Figura 43 – Distribuição de tensões em pilar quadrado encamisado com UHPFRC



Fonte: Enami (2017)

Sendo assim, para avaliar a capacidade resistente dos pilares reforçados a Equação (3), será reescrita incorporando a contribuição da camisa de reforço no conjunto final, conforme a equação (59). No entanto, devido a não solicitação integral da camisa de reforço, sua resistência será reduzida em 35% com o intuito de obter uma equação que se aproxime aos valores experimentais.

$$F_{ctb,cf} = 0,85f_{cd}A_{cf} + \sigma_s A_s + 0,65f_{uhpfrc}A_{uhpfrc} \quad (59)$$

Em que;

f_{uhpfrc} é a resistência à compressão do UHPFRC;

A_{uhpfrc} é a área da camisa de reforço.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios dos corpos de prova dos concretos utilizados para produção dos pilares bem como os resultados obtidos a partir dos ensaios dos pilares. Primeiramente serão feitas análises isoladas de cada pilar, quanto a força aplicada e modo de ruptura, por fim serão realizados comparativos a fim de avaliar a contribuição do reforço com UHPFRC. A avaliação terá início pelos pilares de seção quadrada e posteriormente os pilares de seção circular.

Assim como Takeuti (1999) os gráficos apresentados foram determinados pela média das deformações obtidas nos extensômetros longitudinais posicionados na face externa e interna do pilar, visto que todos os modelos ensaiados apresentaram comportamento monolítico durante o ensaio.

4.1 ANÁLISE EXPERIMENTAL

4.1.1 Resultados da caracterização dos concretos

Os corpos de prova dos concretos utilizados foram realizados aos 44 dias após a moldagem, um dia anterior aos ensaios dos pilares. Os resultados obtidos nos ensaios de tração por compressão diametral e compressão do concreto convencional são apresentados respectivamente na Tabela 9 e Tabela 10.

Tabela 9 – Resultados do ensaio de resistência à tração - Convencional

CPs	Força última (kN)	Resistência à tração (MPa)
1	95,14	3,03
2	72,24	2,30
3	83,21	2,65
4	75,89	2,42
5	89,94	2,86
6	93,1	2,96
Desvio Padrão	9,40	0,30
Média	84,92	2,70
C.V		11%

Tabela 10 – Resultados do ensaio de resistência à compressão - Convencional

CPs	Força última (kN)	Resistência à compressão (MPa)
1	224,72	28,63
2	216,54	27,58

3	232,28	29,59
4	236,45	30,12
5	219,37	27,95
6	225,89	28,78
Desvio Padrão	7,53	0,96
Média	225,88	28,77
C.V		3%

Na Figura 44 é possível visualizar a ruptura dos corpos de prova após a realização dos ensaios. Outro fato relevante é que a relação entre a resistência à tração e a compressão foi em torno de 11%.

Figura 44 – Modo de ruptura dos CPs de concreto convencional



Os resultados obtidos nos ensaios de tração por compressão diametral e compressão do concreto de ultra alto desempenho são apresentados na Tabela 11 e Tabela 12.

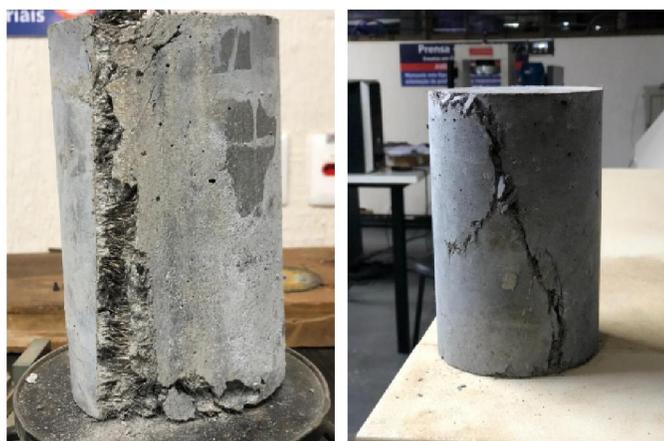
Tabela 11 – Resultados do ensaio de resistência à tração - UPFRC

CPs	Força última (kN)	Resistência à tração (MPa)
1	595,14	18,94
2	579,36	18,44
3	516,44	16,44
4	589,28	18,76
5	525,77	16,74
6	571,55	18,19
Desvio Padrão	33,52	1,07
Média	562,92	17,92
C.V		6%

Tabela 12 – Resultados do ensaio de resistência à compressão - UHPFRC

CPs	Força última (kN)	Resistência à compressão (MPa)
1	987,54	125,80
2	1001,29	127,55
3	963,18	122,70
4	974,83	124,18
5	1005,67	128,11
6	874,98	111,46
Desvio Padrão	48,23	6,14
Média	967,92	123,30
C.V		5%

Quando relacionado a resistência à tração e compressão média, o UHPFRC apresenta valores em torno de 15%. Em ambos os ensaios mesmo após a ruptura do corpo de prova as fibras promovem certa ductilidade aos elementos, isto fica evidenciado na Figura 45.

Figura 45 – Ruptura dos CPs de UHPFRC

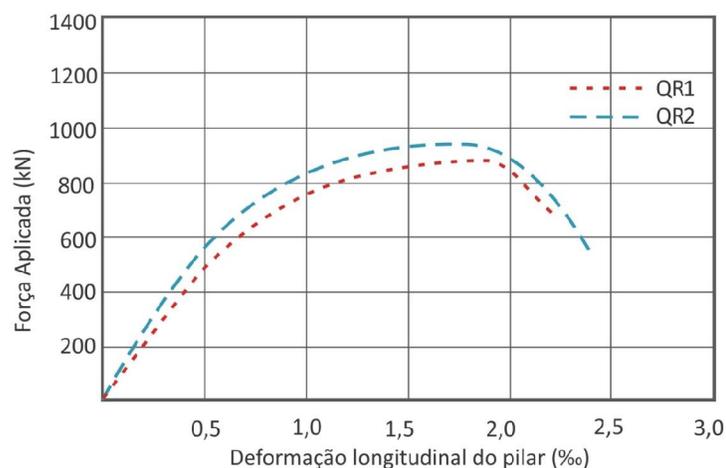
4.1.2 Avaliação dos pilares de seção quadrada

4.1.2.1 Pilares de referência (QRi)

O pilar QR1 atingiu uma força de 889,15 kN. A ruptura do modelo deu-se por flambagem das barras longitudinais e posterior deslocamento do concreto que envolvia estas barras. O pilar QR2 apresentou comportamento e força similares ao QR1. O esgotamento da capacidade resistente deu-se com uma força de 925,14 kN, a ruína ocorreu por flambagem das

barras longitudinais, a redução da força aplicada aconteceu de forma gradual, conforme ilustra a Figura 46.

Figura 46 – Curva força x deformação - QRi



Em ambos os pilares não foi possível evidenciar o surgimento de fissuras, pois a ruptura deu-se de maneira precoce conforme ilustrado na Figura 47. É interessante notar o arqueamento produzido pela expansão do concreto entre os estribos, o que faz lembrar as áreas de concreto efetivamente confinadas.

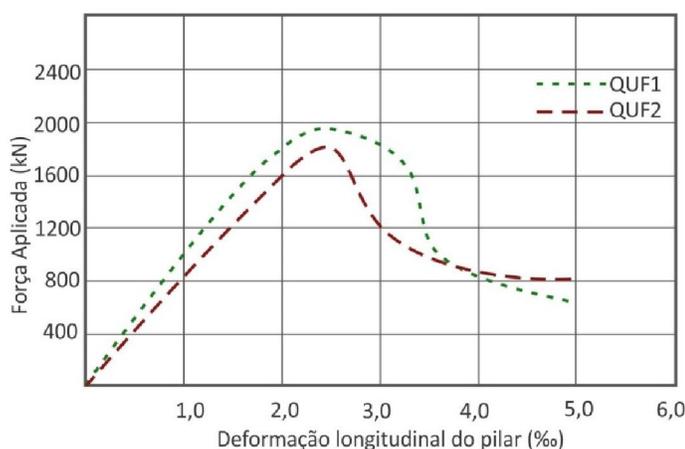
Figura 47 – Modo de ruptura - QRi



4.1.2.2 Pilares de reforçados com UHPFRC (QUFi)

O pilar QUF1 atingiu uma força de ruptura de 1946,83 kN, a queda da força aconteceu de forma gradual, conforme ilustrado na Figura 48. Pode-se observar que as fissuras foram longitudinais, confirmando que a ruptura ocorreu predominantemente por compressão simples. Outro fato relevante foi que após o pico de força aplicada e ruptura do reforço, não houve o deslocamento do mesmo, confirmando a ductilidade promovida pelo reforço com UHPFRC.

Figura 48 – Curva força x deformação - QUFi



O pilar QUF2 atingiu uma força de ruína de 1854,44 kN, a queda de força aconteceu de forma gradual, assim como no QUF1. Pode-se observar que as fissuras ocorreram longitudinalmente na extremidade inferior do pilar e se dissipando ao restante do conjunto, conforme apresentado na Figura 49.

Figura 49 – Modo de ruptura - QUFi



4.1.2.3 Pilares reforçados com UHPFRC e armadura (QUFAi)

Os pilares QUFA1 e QUFA2 foram solicitados por forças de 2232,59 kN e 2043,71 kN, respectivamente (Figura 50). No entanto, ambos os ensaios foram paralisados para evitar danos à estrutura de reação. Mesmo os pilares não atingindo a ruína é possível visualizar na Figura 51 algumas fissuras radiais, evidenciando assim a sollicitação das armaduras transversais pelo efeito da expansão lateral.

Figura 50 – Curva força x deformação - QUFAi

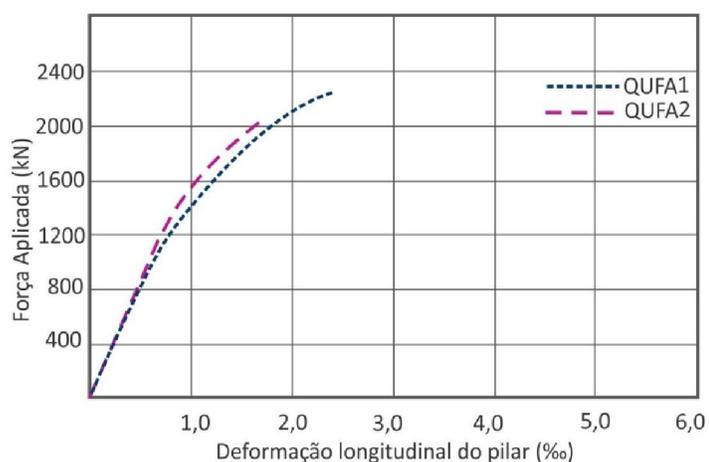


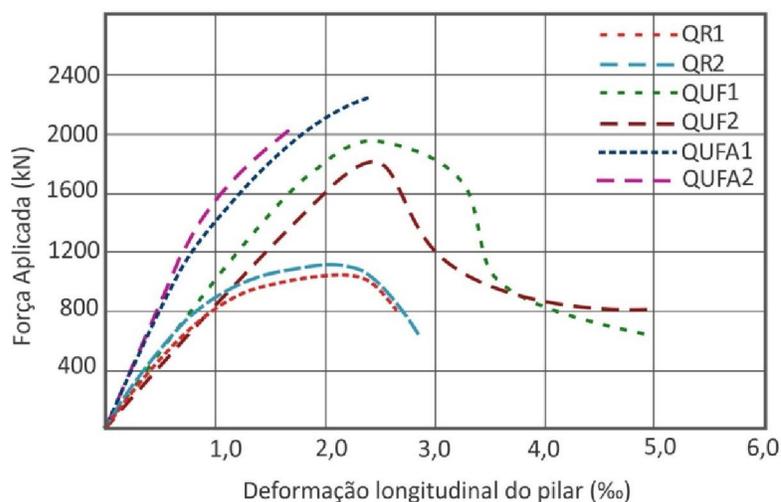
Figura 51 – Modo de ruptura - QUFAi



4.1.2.4 Análise geral dos pilares de seção quadrada

A Figura 52 apresenta a curva força x deformação de todos os pilares ensaiados apresentados anteriormente.

Figura 52 – Curva força x deformação - Geral



Analisando a Figura 52 é possível notar que todos os pilares se comportaram de maneira similar aos seus pares, com exceção do QUFA2, que apresentou a ruína na extremidade inferior do elemento.

Outro dado relevante a ser observado é a similaridade das deformações últimas entre todos os modelos, ou seja, deformação onde ocorre o pico de tensão.

Como constatado por Enami (2017), todos os pilares quadrados reforçados com UHPFRC apresentaram ductilidade na ruptura da camisa de reforço.

Observa-se também que os pilares QUFA1 e QUFA2 apresentaram deformações iniciais inferiores aos outros, isso se deve ao fato do acréscimo de rigidez promovido pela armadura adicional.

A Tabela 13 apresenta o ganho de resistência relacionando os pilares reforçados com os pilares de referência, bem como os pilares reforçados com e sem adição de armadura.

Tabela 13 – Resultados dos pilares quadrados ensaiados

	QR1	QR2	QUF1	QUF2	QUFA1	QUFA2
Força Máxima (kN)	889,15	925,14	1946,83	1854,44	2232,59	2043,71
QUF1	119%	110%	-----	-----	-----	-----
QUF2	109%	100%	-----	-----	-----	-----
QUFA1	151%	141%	15%	20%	-----	-----
QUFA2	130%	121%	5%	10%	-----	-----

Relacionando os pilares de referência com os pilares reforçados, todos apresentaram um aumento de resistência maior que 100%. Entre QR1 e QUFA1 houve o maior incremento de resistência, em torno de 151% (de 889,15 kN para 2232,59 kN).

Os pilares QUFA1 e QUFA2 quando relacionados aos pilares QUF1 e QUF2, apresentaram ganhos de resistência na ordem de 5 a 20%, diferença essa relativamente baixa visto a dificuldade encontrada na execução do reforço com a adição de armadura.

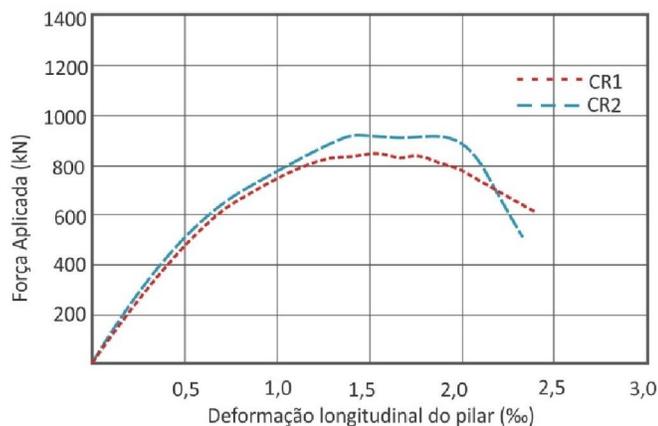
Quando avaliado o ganho de resistência e ductilidade o reforço com UHPFRC com ou sem armadura adicional para pilares de seção quadrada o mesmo mostrou-se satisfatório.

4.1.3 Avaliação dos pilares de seção circular

4.1.3.1 Pilares de referência (CRi)

O pilar CR2 atingiu uma força de 923,89 kN. A ruptura do modelo ocorreu por esmagamento do concreto, e a força aplicada reduziu-se gradualmente. O pilar CR1 apresentou força de ruptura de 828,73 kN. A ruptura ocorreu por flambagem das barras longitudinais, a redução da força aplicada aconteceu de forma gradual, conforme ilustra a Figura 53.

Figura 53 – Curva força x deformação - CRi



Avaliando visualmente o pilar CR2 é possível concluir a partir das fissuras radiais, que os estribos estavam impedindo a expansão lateral, promovendo assim o efeito do confinamento. No entanto o modo de ruptura e a inclinação das fissuras em CR1 (Figura 54) evidenciam que no momento do ensaio houve uma pequena excentricidade, fazendo com o pilar fosse solicitado à flexo-compressão.

Figura 54 – Modo de ruptura - CRi

4.1.3.2 Pilares reforçados com UHPFRC (CUFi)

Os pilares CUF1 e CUF2 tiveram resistência e comportamento semelhantes. As forças de ruptura foram 1742,37 kN para CUF1 e 1722,99 para CUF2, a queda da força aconteceu de forma gradual, conforme ilustrado na Figura 55.

Pode-se observar na Figura 56 que as fissuras foram longitudinais, confirmando que a ruptura ocorreu predominantemente por compressão simples. Outro fato relevante foi que após o pico de força aplicada e ruptura do reforço, não houve o deslocamento do mesmo, comportamento semelhante aos pilares de seção quadrada reforçados com UHPFRC.

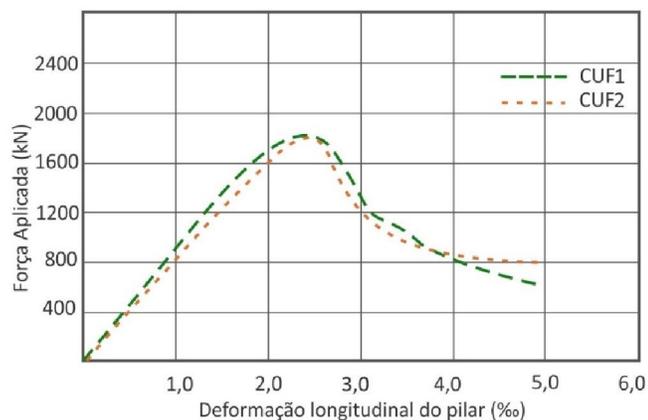
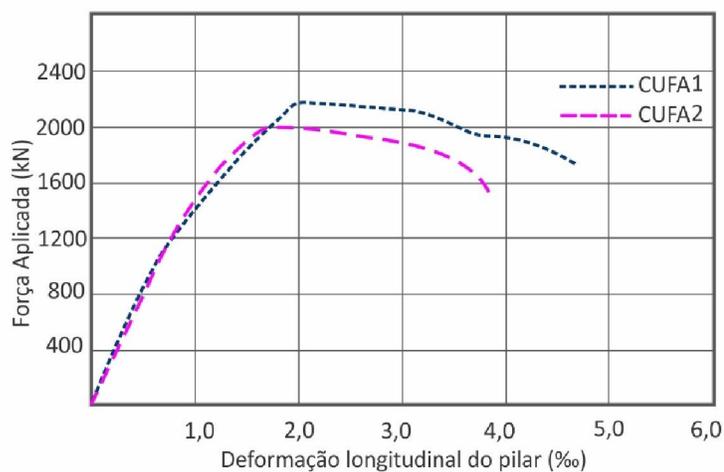
Figura 55 – Curva força x deformação – CUFi

Figura 56 – Modo de ruptura - CUFi

4.1.3.3 Pilares de reforçados com UHPFRC e armadura (CUFAi)

Os pilares CUFA1 e CUFA2 foram solicitados por forças de 2180,76 kN e 2006,22 kN, respectivamente, a queda da força aconteceu gradualmente (Figura 57), no entanto, ambos os ensaios foram paralisados para evitar danos à estrutura de reação.

Figura 57 – Curva força x deformação - CUFAi

A Figura 58 apresenta o modo de ruptura de ambos os pilares, no entanto vale destacar que o pilar CUFA2, possuía imperfeições de construção devido à dificuldade de concretagem do reforço com a adição de armaduras extras.

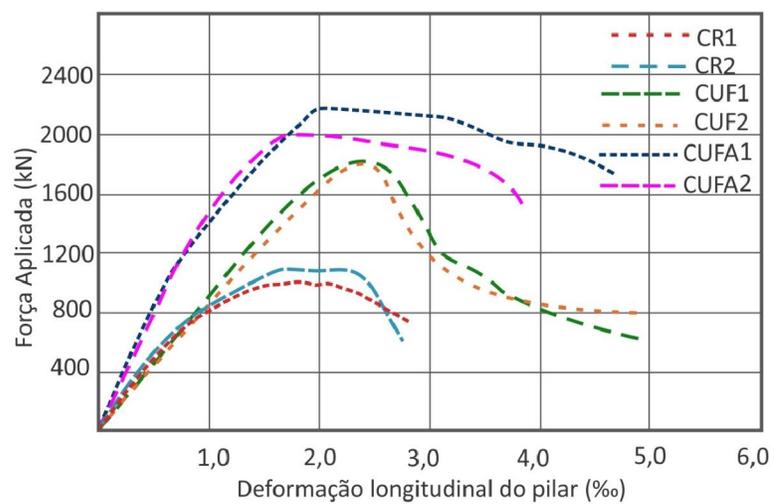
Figura 58 – Modo de ruptura - CUFAi



4.1.3.4 Análise geral dos pilares de seção circular

A Figura 59 apresenta a curva força x deformação de todos os pilares ensaiados apresentados anteriormente.

Figura 59 – Curva força x deformação - Geral



Analisando a Figura 59 é possível notar que os pilares CUF1 e CUF2 apresentaram comportamento muito semelhante, quanto a força aplicada e deformação última.

Da mesma maneira nos pilares de seção quadrada, todos os pilares circulares reforçados com UHPFRC apresentaram ductilidade na ruptura da camisa de reforço.

Assim como nos modelos QUFA1 e QUFA2 os pilares CUFA1 e CUFA2 apresentaram deformações iniciais inferiores aos outros, isso se deve ao fato do acréscimo de rigidez promovido pela armadura adicional.

A Tabela 14 apresenta o ganho de resistência relacionando os pilares reforçados com os pilares de referência, bem como os pilares reforçados com e sem adição de armadura.

Tabela 14 – Resultados dos pilares circulares ensaiados

	CR1	CR2	CUF1	CUF2	CUFA1	CUFA2
Força Máxima (kN)	828,73	923,89	1742,37	1722,99	2180,76	2006,22
CUF1	110%	89%	-----	-----	-----	-----
CUF2	108%	86%	-----	-----	-----	-----
CUFA1	163%	136%	25%	27%	-----	-----
CUFA2	142%	117%	15%	16%	-----	-----

Relacionando os pilares de referência com os pilares reforçados, os pilares reforçados apresentaram um aumento de resistência entre 86 a 163%. Entre CR1 e CUFA1 houve o maior incremento de resistência, em torno de 163% (de 828,73 kN para 2180,76 kN).

Os pilares CUFA1 e CUFA2 quando relacionados aos pilares CUF1 e CUF2, apresentaram ganhos de resistência na ordem de 15% a 27%, sendo esta relação superior aos pilares de seção quadrada. Tal diferença é facilmente compreendida, devido ao fato que o confinamento da seção circular apresenta melhor eficiência do que o confinamento da seção quadrada.

Quando avaliado o ganho de resistência e ductilidade, o reforço com UHPFRC com ou sem armadura adicional para pilares circulares mostrou-se satisfatório.

4.2 PREVISÃO TEÓRICA

Neste capítulo serão apresentados os valores de força última prevista, calculados segundo expostos no Capítulo 2, e compará-los entre os valores experimentais.

4.2.1 Capacidade Resistente dos Modelos de Referência

Nos modelos de referência foi aplicado a equação(3), pois tratam-se de pilares de concreto armado convencional, cujos valores obtidos são apresentados na tabela 15.

Tabela 15 – Capacidade resistente pilares de referência

Pilar	Fck (kN/cm ²)	Força de Ruptura (kN) (experimental)	Valor de $F_{m\acute{a}x}$ (kN) (calculada)	Relação ($\frac{F_r}{F_{m\acute{a}x}}$)
QR1	2,877	889,15	921,23	0,965
QR2	2,877	925,14	921,23	1,004
CR1	2,877	828,73	906,94	0,914
CR2	2,877	923,89	906,94	1,018

Avaliando os resultados obtidos verifica-se que os modelos de referência obtiveram valores experimentais muito próximos aos valores calculados, confirmando assim o comportamento coerente dos modelos ensaiados.

4.2.2 Capacidade resistente dos modelos reforçados

Nos modelos reforçados foi utilizada a equação (59), definida como equação calibrada, em conjunto aos modelos de previsão de confinamento promovido pelo aço e pelo UHPFRC. Em seguida apresentam os resultados obtidos pelos métodos considerados, conforme apresentado nas tabelas 16, 17 e 18.

Tabela 16 – Capacidade resistente obtida pelo modelo de Mander et. al

Modelo	f_{ck} (kN/cm ²)	$f_{ck_{uhpfrc}}$ (kN/cm ²)	Força de Ruptura (kN) (experimental)	Valor de $F_{m\acute{a}x}$ (kN) (teórica)	Relação ($\frac{F_r}{F_{m\acute{a}x}}$)
QUF1	2,877	12,33	1946,83	1975,98	0,985
QUF2	2,877	12,33	1854,44	1975,98	0,938
QUFA1	2,877	12,33	2232,59	2167,22	1,030
QUFA2	2,877	12,33	2043,71	2167,22	0,943

CUF1	2,877	12,33	1742,37	1998,49	0,871
CUF2	2,877	12,33	1722,99	1998,49	0,862
CUFA1	2,877	12,33	2180,76	2079,87	1,048
CUFA2	2,877	12,33	2006,22	2079,87	0,964

Tabela 17 – Capacidade resistente obtida pelo modelo de Cusson e Paltre

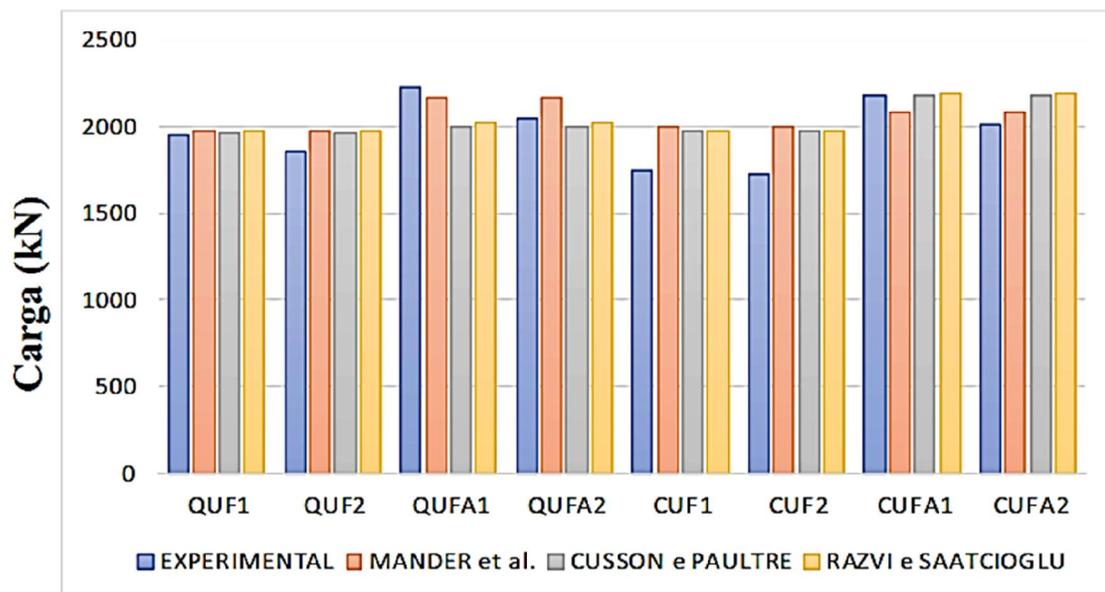
Modelo	f_{ck}	$f_{ck_{uhpfrc}}$	Força de Ruína (kN) (experimental)	Valor de $F_{m\acute{a}x}$ (kN) (calculada)	Relação $(\frac{F_r}{F_{m\acute{a}x}})$
QUF1	2,877	12,33	1946,83	1967,46	0,989
QUF2	2,877	12,33	1854,44	1967,46	0,942
QUFA1	2,877	12,33	2232,59	2004,02	1,114
QUFA2	2,877	12,33	2043,71	2004,02	1,019
CUF1	2,877	12,33	1742,37	1978,47	0,880
CUF2	2,877	12,33	1722,99	1978,47	0,870
CUFA1	2,877	12,33	2180,76	2173,19	1,003
CUFA2	2,877	12,33	2006,22	2173,19	0,923

Tabela 18 – Capacidade resistente obtida pelo modelo de Razvi e Saatcioglu

Modelo	f_{ck}	$f_{ck_{uhpfrc}}$	Força de Ruína (kN) (experimental)	Valor de $F_{m\acute{a}x}$ (kN) (calculada)	Relação $(\frac{F_r}{F_{m\acute{a}x}})$
QUF1	2,877	12,33	1946,83	1971,45	0,988
QUF2	2,877	12,33	1854,44	1971,45	0,941
QUFA1	2,877	12,33	2232,59	2018,63	1,106
QUFA2	2,877	12,33	2043,71	2018,63	1,012
CUF1	2,877	12,33	1742,37	1971,81	0,884
CUF2	2,877	12,33	1722,99	1971,81	0,874
CUFA1	2,877	12,33	2180,76	2187,25	0,997
CUFA2	2,877	12,33	2006,22	2187,25	0,917

A fim de se obter uma melhor visualização dos resultados obtidos através dos modelos analíticos, fez-se um gráfico comparando a capacidade resistente teórica determinada nos cálculos com a força de ruptura em cada pilar, conforme ilustrado na figura 60.

Figura 60 – Comparativo Teórico x Experimental



Analisando o gráfico é possível visualizar que o modelo de cálculo calibrado apresentou uma boa aproximação, no entanto para os pilares em que havia reforço por armadura e UHPFRC, QUFAi e CUFAi, os valores teóricos ficaram próximos dos valores experimentais, oferecendo assim valores a favor da segurança.

Em relação a utilização dos modelos, a análise mostrou que os três apresentam resultados satisfatórios, sendo as diferenças obtidas entre eles praticamente irrelevantes, visto que os métodos abordados utilizam a mesma base teórica.

5 CONCLUSÃO

A presente pesquisa teve o intuito de aprofundar e contribuir em alguns aspectos a respeito de pilares curtos reforçados com UHPFRC, dentre os resultados obtidos pode-se destacar os seguintes pontos:

Todos os pilares avaliados, independente da seção obtiveram um acréscimo de resistência, promovido em partes pela resistência à compressão do UHPFRC aplicado no encamisamento, assim como pela contribuição da camisa de reforço frente ao aumento das tensões de confinamento.

Quando comparado aos pilares de referência, os valores máximos do acréscimo de resistência aos pilares de seção quadrado foram de 119% (1946,83 kN) para pilares reforçados apenas por encamisamento com UHPFRC e 151% (2232,59 kN) para pilares reforçados com UHPFRC e acréscimo de armadura. Os pilares de seção circular apresentaram valores máximos de acréscimo de resistência de 110% (1742,37 kN) para pilares reforçados por encamisamento com UHPFRC e 163% (2180,76 kN) para pilares reforçados com UHPFRC e acréscimo de armadura. Os valores obtidos vão de encontro aos valores de Enami (2017), o qual obteve acréscimos máximos 106,4% e 83,6% para pilares de seção circular e quadrado reforçados com UHPFRC. Para pilares com encamisamento com UHPFRC e acréscimo de armadura o autor obteve incremento de resistência de 154,3% e 111,7%).

Em relação ao comportamento dos pilares, todos obtiveram boa solidarização entre o núcleo e a camisa de reforço, não apresentando destacamento da camada de reforço junto ao núcleo original.

Assim como Enami (2017), o traço proposto por Sobuz et al. (2016) resultou em um concreto com fluidez suficiente para concretagem das camisas de reforço. Entretanto, para pilares com acréscimo de armadura adicional o método de reforço se mostrou dificultoso devido a dificuldade de adensamento da camada de reforço.

Outro fato relevante a respeito do UHPFRC é a velocidade ao qual o mesmo perde trabalhabilidade, isso se dá pelo baixíssimo fator a/c , portanto no caso de reforços com grandes volumes deve-se avaliar o tempo para execução do mesmo.

Ao avaliar a capacidade resistente dos pilares ensaiados por meio de diversos modelos teóricos, foi possível verificar que os modelos para previsão do confinamento mobilizado por aço e UHPFRC expressaram resultados considerados satisfatórios para os pilares reforçados, visto que a relação entre os valores obtidos nos ensaios aproxima-se dos valores determinados teoricamente. Observou-se que o método proposto obteve boas aproximações, confirmando

assim o estudo de Enami (2017), no qual concluiu por meio de simulações numéricas que a camisa de reforço não era solicitada integralmente.

Portanto conclui-se que a técnica de reforço de pilares utilizando encamisamento com UHPFRC apresenta excelentes resultados, no que se diz respeito a acréscimo de resistência, ductilidade e aumento da rigidez do conjunto.

São apresentadas a seguir algumas sugestões para trabalhos futuros.

- Análise experimental de pilares curtos variando a espessura da camisa de UHPFRC;
- Estudo de pilares reforçados com UHPFRC previamente carregados;
- Análise de pilares reforçados parcialmente com UHPFRC, ou seja, uma, duas ou três faces, não levando em consideração o efeito do confinamento.
- Avaliar a utilização de pinos de cisalhamento (chumbadores) em pilares reforçados com UHPFRC solicitados a flexo-compressão.

REFERÊNCIAS

- AGOSTINI, L. R. S. **Pilares de concreto de alta resistência**. 1992. 215 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.
- AHLBORN, T.; PENSE, E.; MISSON, D.; **Ultra-High-Performance-Concrete for Michigan Bridges Material Performance** – Phase I, Report No. RC-1525, Michigan Department of Transportation, November 2008.
- AITCIN, P.C.; LACHEMI, M.; RÉGIS, A.; RICHARD, P. **The Sherbrooke Reactive Powder Concrete Footbridge**, Structural Engineering Intl, IABSE, p. 140-144, 1998.
- AITCIN, P.C. Cements of yesterday and today. **Cement And Concrete Research**, [s.l.], v. 30, n. 9, p.1349-1359, set. 2000.
- ANDRADE, T. C. C. S. **Avaliação do tipo de cura nas propriedades de concreto de pós reativos**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2015.
- AZMEE, N.m.; SHAFIQ, N.. Ultra-high performance concrete: From fundamental to applications. **Case Studies In Construction Materials**, [s.l.], v. 9, p.197-207, dez. 2018. Elsevier BV.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- BACCIN, A. G. C. **Fundamentos do concreto de alto desempenho e sua aplicação no projeto de pilares**. 1998. 176 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.
- BEHLOUL, M.; LEE, K. C. **Ductal@ Seonyu footbridge**. Structural Concrete. 4:4, p. 195-201, 2003.
- BONNEAU, O.; VERNET, C.; MORANVILLE, M.; AITCIN, P.C. **Reactive powder concrete influence of superplasticizers on the hydration of reactive powder concrete**. Industria Italiana del Cemento, v.71, p. 416-421, 2001.
- CÁNOVAS, M. F.. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: Pini, 1988.
- CARRAZEDO, R.. **Mecanismos De Confinamento e Suas Implicações no Reforço de Pilares de Concreto por Encamisamento com Compósito de Fibras de Carbono**. 2002. 208 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- CHEYREZY, M. **Structural applications of RPC**. Concrete, London. v. 33, 1999.
- CUSSON, D.; PAULTRE, P. Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete. **Journal Of Structural Engineering**, [s.l.], v. 121, n. 3, p.468-477, mar. 1995. American Society of Civil Engineers (ASCE).

DINTEN, C.; A.; M. **Contribuição da adição de sílicas nas propriedades do concreto.** Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2000.

DUGAT, J.; ROUX, N.; BERNIER, G.; **Mechanical properties of reactive powder concretes.** *Material and Structures.* v. 29, p. 233-240, 1996.

EIDE, M. B.; HISDAL, J. M. **Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPC) – State of the art.** Sintef Building And Infrastructure, 2012. 67 p.

ENAMI, R. M. **Reforço de pilares curtos de concreto armado por encamisamento com concreto de ultra-alto desempenho.** 2017. 138 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

ENAMI, R. M.; CARRAZEDO, R. Reforço de pilares de concreto com camisas de concreto de ultra alto desempenho. **Cadernos de Engenharia de Estruturas.** São Carlos, v. 15, n. 65, p. 17-20. jun. 2013.

FEHLING, E.; BUNJE, K.; SCHMIDT, M.; SCHREIBER, W. **Ultra High Performance Composite Bridge across the River Fulda in Kassel - Conceptual Design, Design Calculations and Invitation to Tender.** In: International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, Alemanha, 2004.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: Solicitações normais.** 2. ed. Rio de Janeiro: Guanabara Dois S/A, 1989.

GRAYBEAL, B. A. Compressive Behavior of Ultra-High-Performance Fiber- Reinforced Concrete. **Aci Materials Journal.** [s. L.], p. 146-152. mar. 2007.

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 (UHPC). **Construction and Building Materials,** v. 37, p. 874–882, dez. 2012.

HECHT, M. **Practical use of fibre-reinforced UHPC in construction - production of precast elements for Wild-Brücke in Völkermarkt.** In: 3RD INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UHPC AND NANOTECHNOLOGY FOR HIGH PERFORMANCE CONSTRUCTION MATERIALS, Kassel, Alemanha, 2012.

HELENE, P. R. L. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto.** São Paulo: Pini, 1992.

HUH, S.-B.; BYUN, Y.-J. **Sun-Yu Pedestrian Arch Bridge,** Seoul, Korea, Structural Engineering Intl, IABSE, p. 33-34, 2005.

JAYKUMAR, K. **Role of Silica fume Concrete in Concrete Tchnology.** In: International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, Alemanha, 2004.

KAEFER, L. F. **A evolução do concreto armado.** PEF 5707 – Concepção, Projeto e Realização das estruturas: aspectos históricos – 1998.3. São Paulo, 1998.

KUSUMAWARDANINGSIH, Y.; FEHLING, E.; ISMAIL, M.; ABOUBAKR, A.; A.; M. Tensile Strength Behavior of UHPC and UHPFRC. **Procedia Engineering**. v. 125, p. 1081-1086, 2015.

LEE, N.P.; CHISHOLM, D. H. **Reactive Powder Concrete**. Study Report SR 146. Judgeford: BRANZ, 2005.

LEE, M. G.; WANG, Y. C.; CHIU, C. T. A preliminary study of reactive powder concrete as a new repair material. **Construction and Building Materials**. v. 21, issue 1, p. 182-189, 2007.

LIMA, F. B. **Pilares de concreto de alto desempenho: fundamentos e experimentação**. 1997. 169 f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

LIU, J.; SONG, S.; WANG, L. Durability and micro-structure of reactive powder concrete. **Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed.** v. 24, issue 3, p. 506-509, 2009.

MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. **Journal Of Structural Engineering**, [s.l.], v. 114, n. 8, p.1804-1826, set. 1988. American Society of Civil Engineers (ASCE).

MATOS, A. M. et al. Retração autogénea em betão de ultra-elevado desempenho reforçado com fibras (Autogenous shrinkage of ultra-high performance fibers reinforced concrete). **Encontro Nacional de Betão Estrutural**, Coimbra, Portugal, p.1-10, nov. 2016.

MEDEIROS, A. **Estudo do comportamento à fadiga em compressão do concreto com fibras**. 2012. 201 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto. Microestrutura, Propriedades e Materiais**. São Paulo: IBRACON 2014.

MINDLESS, S. **Fibre Reinforced Cementitious Composites**. 2. ed. Nova York: Taylor & Francis, 2007.

OMAR, M. Y. M. **Análise experimental de pilares de concreto armado reforçados com concreto auto-adensável**. 2006. 266 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2006.

PAULTRE, P.; PROULX, J.; LÉGERON, F.; LE MOINE, M.; ROY, N. **Dynamic Testing of the Sherbrooke Pedestrian Bridge**. In: 16TH CONGRESS OF IABSE, Lucerne, Suíça, 2000.

PLANK, P. R.; MURTHY, A. R.; BHARATKUMAR, B. H.. Influence of curing regime and steel fibres on the mechanical properties of UHPC. **Magazine Of Concrete Research**, [s.l.], v. 67, n. 18, p.988-1002, set. 2009. Thomas Telford Ltd..

QUEIROGA, M. V. M. **Análise experimental de pilares de concreto de alto desempenho submetidos à compressão simples**. 1999. 180 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

QUEIROGA, M. V. M.; GIONGO, J. S. Análise experimental de pilares de concreto de alto desempenho submetidos à compressão simples. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**. São Carlos, p. 107-130. jun. 2003.

RANDL, N.; PICHLER, A.; SCHNEIDER, W.; JUHART, J. **Study on the Application of UHPC for Precast Tunnel Segments**. In: 3RD International Symposium on UHPC and Nanotechnology For High Performance Construction Materials, Kassel, Alemanha, 2012.

RAZVI, S.; SAATCIOGLU, M. Confinement Model for High-Strength Concrete. **Journal Of Structural Engineering**, [s.l.], v. 125, n. 3, p.281-289, mar. 1999. American Society of Civil Engineers (ASCE).

RICHARD, P. **Reactive Powder Concrete: a new ultra-high-strength cementitious material**. In: International Symposium of High Strength/High Performance Concrete, 4, 1996, Paris, France, p. 1343-1349, 1996.

RICHARD, P.; CHEYREZY, M. Composition of Reactive Powder Concretes. **Cement and Concrete Research**. v. 25, p. 1501-1511, 1995.

RICHART, F. E.; BRADTZAEG, A.; BROWN, R. L. **A study of the failure of concrete under combined compressive stresses**. Bull No. 185, University of Illinois, Engineering Experimental Station, Urbana, III., 104, 1928.

RIGAZZO, A O. **Reforço de pilares de concreto armado por cintamento externo com mantas flexíveis de fibras de carbono**. 2003. 143 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2003.

ROBSON, Colin. **Real World Research: a resource for social scientists and practitioner researches**. 2 ed. Blackwell. 2002.

ROSSI, P. et al. Bending and compressive behaviours of a new cement composite. **Cement And Concrete Research**, [s.l.], v. 35, n. 1, p.27-33, jan. 2005.

SAHANI, B. S.; RAY, N.H.S. **A Comparative Study of Reactive Powder Concrete (RPC) and Ordinary Portland Cement (OPC) by Ultra High Strength Technology**. International Journal of Research (IJR), v. 1, p. 524-534, 2014.

SCHMIDT, M.; KRELAUS, R.; TEICHMANN, T.; LEUTBECHER, T.; FEHLING, E. Fügen von Bauteilen aus UHPC durch Kleben. **Beton-und Stahlbetonbau** 102, Heft 10, p. 681-690, 2007.

SCHMIDT, M.; FEHLING E.; **Ultra-High Performance Concrete: Research Development and Application in Europe**. The 7th International Symposium on the Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, ACI, Washington DC, USA, 2005. 51-78.

SHEIKH, S.A.; UZUMERI, S. M. Analytical model for concrete confinement in tied columns. **Journal of the Structural Division**, v. 108, p. 2703-2722, December, 1982.

SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998. 256 p.

SILVA, A. S. **Comportamento de pilares curtos confinados por compósitos de fibras de vidro e carbono.** 2002. 194 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

SOBUZ, H. R. et al. Manufacturing ultra-high performance concrete utilising conventional materials and production methods. **Construction and Building Materials**, v. 111, p 251-261, 2016.

SOUZA, V. C. M. de; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto.** São Paulo: Pini, 1998. 256 p.

SUDANO, A. L. **Desenvolvimento de estratégias híbridas de reforço de pilares de concreto armado por encamisamento com compósitos de alto desempenho.** 2010. 250 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Departamento de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

TAKEUTI, A. R. **Reforço de pilares de concreto armado por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho.** 1999. 205 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Departamento de Estruturas, Universidade de São Carlos, São Carlos, 1999.

TAYEH, B. A. *et al.* Utilization of ultra-high performance fibre concrete (UHPFC) for rehabilitation a review. **Procedia Engineering**, v. 54, p. 525–538, jan. 2013.
The Footbridge of Peace, Seoul-Korea. In: **Project References**. The VSL, ref. 1014, 2012.

TUTIKIAN, B. F.; ISAIA, G. C.; HELENE, P. **Concreto de Auto e Ultra-Alto Desempenho. Concreto: Ciência e Tecnologia.** G.C. Isaia. 1. ed. São Paulo, IBRACON, 2011. 2v.

UYGUNOGLU, T. Investigation of microstructure and flexural behavior of steel-fiber reinforced concrete. **Materials And Structures**, [s.l.], v. 41, n. 8, p.1441-1449, 4 abr. 2008.

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.

WANG, W. *et al.* Durability of an Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) under progressive aging. **Cement and Concrete Research**, v. 55, p. 1–13, jan. 2014.

WANG, D.; SHI, C.; WU, Z.; XIAO, J.; HUANG, Z.; FANG, Z. A review on ultra high performance concrete: Part II. Hydration, microstructure and properties. **Construction and Building Materials**, v. 96, p. 368-377, 2015.

YOUNG, W. F.; BOPARAI, J. **Whiteman Creek Bridge: A synthesis of accelerated bridge construction, ultra-high-performance concrete, and fiber-reinforced polymer.** In: PCI Journal, Spring, p.37-47, 2013.

YOUNG, W. F.; BOPARAI, J.; PERRY, V.; ARCHIBALD, B. I.; SALIB, S. **Whiteman Creek Bridge - A Synthesis of Ultra High Performance Concrete and Fibre Reinforced Polymers for Accelerated Bridge Construction.** In: 3RD INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON

UHPC AND NANOTECHNOLOGY FOR HIGH PERFORMANCE CONSTRUCTION MATERIALS, Kassel, Alemanha, 2012.

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