



Análise do comportamento cíclico de pórticos de concreto de altíssimo desempenho reforçado por fibras

Luca Fonseca Maciel

Relatório Final de Projeto apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Bragança para
obtenção do **Grau de Mestre em Engenharia da Construção**
no âmbito da **Dupla Diplomação** com a
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – *Campus* Campo Mourão

Bragança, julho de 2023

Análise do comportamento cíclico de pórticos de concreto de altíssimo desempenho reforçado por fibras

Luca Fonseca Maciel

Relatório Final de Projeto apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Bragança para
obtenção do **Grau de Mestre em Engenharia da Construção**
no âmbito da **Dupla Diplomação** com a
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Campo Mourão

Este relatório não inclui as críticas e sugestões feitas pelo Júri

Orientadores:

Manuel Teixeira Braz César (ESTiG-IPB)

Gustavo de Miranda Saleme Gidrão (UTFPR)

Bragança, julho de 2023

Agradecimentos

Agradeço em especial meu pai, Luciano Maciel, por ser suporte em toda minha jornada universitária e por sempre prestar apoio e motivação diante dos desafios que surgiram pelo caminho, tornando possível todas as experiências que pude viver nesse período importante de minha vida. Assim como todos meus familiares que com amor e carinho torceram e prestaram apoio durante toda a graduação.

Quero agradecer imensamente as instituições Universidade Tecnológica do Paraná (UTFPR) e Instituto Politécnico de Bragança (IPB) que por meio desta parceria enriqueceu grandemente minha formação acadêmica por meio de educação, ensino e cultura vasta.

Eu agradeço a todos os colaboradores da cantina do Instituto Politécnico de Bragança que demonstram amor por meio do seu serviço a todos os alunos da instituição. Aos quais tive o prazer de servir ao lado deles sendo recebido com muito carinho, respeito e fraternidade.

Agradeço meu orientador Manuel Teixeira Bras Cesar e meu Coorientador Gustavo de Miranda Saleme Gidrão pela paciência e todo cuidado prestado ao transmitir seus conhecimentos quanto dando o suporte necessário para o desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço grandemente minha namorada, Laís Maríngoli de Vasconcellos Franceloza, por mesmo neste período distante não deixou de demonstrar seu amor por meio carinho e suporte emocional, sempre se fazendo presente em meu período por Portugal.

Agradeço também meus amigos que se fizeram família em toda minha passagem pela vida universitária, compartilhando comigo momentos que guardarei com carinho em meu coração.

Resumo

Este presente estudo traz a análise numérica do comportamento cíclico de um pórtico constituído por concreto de altíssimo desempenho reforçado por fibras (UHPFRC) através do software Midas Civil. O concreto de altíssimo desempenho (UHPC) surgiu na literatura através da pesquisa de Lerrard e Sedran em 1994 quando os pesquisadores otimizaram o traço do concreto de pós reativos (CRP) por meio do método de empacotamento de grãos e obtendo um concreto com a capacidade de atingir valores de resistência a compressão superiores a 150 MPa, porém foi notado que o UHPC apresenta uma frágil e brusca ruptura. A solução encontrada para o problema foi a adição de fibras se tornando assim o UHPFRC.

O UHPFRC mantém uma elevada resistência a compressão com tenacidade e ductilidade maiores comparado ao UHPC, além de apresentar uma resistência a tração que pode chegar a valores superiores a 10 MPa.

A análise do comportamento cíclico do pórtico de UHPFRC foi realizada simulando por meio de um modelo numérico o ensaio experimental realizado por Felicita Pires em 1990 no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) com um pórtico composto por concreto convencional. A simulação segue o mesmo carregamento e geometria do ensaio de Pires, porém atribuindo ao pórtico as leis constitutivas do UHPFRC através do modelo de fibras nas regiões onde se concentra o comportamento não-linear e o módulo de rigidez do UHPFRC nas regiões não plastificadas.

Na análise foi observado um drástico aumento da força aplicada ao pórtico para se obter o mesmo padrão de descolamento e um atraso no surgimento de fissuras conservando um comportamento próximo ao elástico pelo dobro de ciclos quando comparado com o ensaio experimental com concreto convencional. A energia máxima acumulada na simulação foi de 34.490,76 KN.mm, superando por 41% o valor estimado para o ensaio realizado no LNEC.

Palavras-chave: UHPFRC, Comportamento Cíclico, Análise não-linear e Modelo de Fibras.

Abstract

This present study brings the numerical analysis of the cyclic behavior of a frame made of ultrahigh performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) through the Midas Civil software. The ultrahigh performance concrete (UHPC) emerged in the literature through a research by Lerrard and Sedran in 1994, when the researchers optimized the trait of reactive powder concrete (RPC) through of the grain packing method and obtained a concrete with the ability to reach compressive strength values greater than 150 MPa, but was notice that the UHPC presents a fragile and abrupt rupture. The solution found for this problem was the addition of fibers, becoming the UHPFRC.

UHPFRC maintains a high compressive strength with greater toughness and ductility compared to UHPC, in addition to presenting a tensile strength that can reach values greater than 10 MPa.

The analysis of the cyclic behavior of the UHPFRC frame was carried out by simulating, using a numerical model, the experimental test carried out by Felicita Pires in 1990 at the National Civil Engineering Laboratory (LNEC) with a frame composed of conventional concrete. The simulation follows the same loading and geometry of the Pires test, however attributing to the frame the constitutive laws of the UHPFRC through the fiber model in the regions where the non-linear behavior and the stiffness modulus of the UHPFRC are concentrated in the non-plasticized regions.

In the analysis, a drastic increase in the force applied to the frame was observed to obtain the same detachment pattern and a delay in the appearance of cracks, maintaining a behavior close to elastic for twice as many cycles when compared to the experimental test with conventional concrete. The maximum energy accumulated in the simulation was 34,490.76 KN.mm, exceeding by 41% the estimated value for the test carried out at LNEC.

Keywords: UHPFRC, Cyclic response, Nonlinear analysis and Fiber model.

Índice

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Motivação	1
1.2	Objetivos	2
2	UHPFRC	2
2.1	História e estudos do UHPFRC	2
2.2	Módulo de ruptura flexional.....	5
2.3	UHPFRC como reforço estrutural	6
3	Comportamento cíclico	7
3.1	Conceito	7
3.2	Modelo de rotulas plásticas concentradas	8
3.3	Modelo histórico do comportamento não-linear em flexão	9
3.4	Modelo de Fibras	13
3.5	Modelo de Dano-Plasticidade.....	14
3.6	Modelo de Menegotto-Pinto adaptado por Filippou	17
4	Modelo de análise desenvolvido	19
4.1	Referência experimental	19
4.2	Referência de Estudo Numérico.....	22
4.3	Referência numérica experimental UHPFRC.....	23
4.4	Modelagem do pórtico no software.....	27
4.5	Introdução do carregamento no modelo.....	29
4.6	Leis constitutivas do modelo	31
5	Resultados	34
5.1	Força de restauradora	34
5.2	Energia acumulada.....	35
6	Conclusão	36
6.1	Proposta para trabalhos futuros.....	36
	Referências Bibliográficas	37

Índice de figuras

Figura 1 - fissura na interface de contato entre concreto e UHPFRC: (a) direção sul; (b) Leste; (c) detalhamento da inclinação da fissura.	7
Figura 2 - Zonas críticas em pórtico sujeito a deslocamento lateral	8
Figura 3 - Modelo histerético de Clough.....	10
Figura 4 - Curva trilinear base do modelo de Takeda.	10
Figura 5 - Rigidez de descarga apos a cedência	11
Figura 6 - Regra de histerese do modelo de Takeda trilinear	12
Figura 7 - Modelo de histerese tetra-linear de Takeda.	12
Figura 8 - Discretização da secção modelo de fibras	13
Figura 9 - Discretização da secção de um elemento de concreto armado.	13
Figura 10 – Comportamento ao carregamento uniaxial de (a) tração, (b) Compressão do concreto.	14
Figura 11- Diagrama de Menegotto & Pinto	18
Figura 12 - Geometria do pórtico do modelo M1	20
Figura 13 - Lei de deslocamentos aplicado ao pórtico.	21
Figura 14 - Pormenorização das armaduras.	21
Figura 15 - Curva força-deslocamento modelo M1 (Pires, 1990).....	22
Figura 16 - Curva força-deslocamento (Takeda tetra-linear)	22
Figura 17 - Curva força-deslocamento (Modelo de fibras)	23
Figura 18 - Curva de energia acumulada para cada modelo.....	23
Figura 19 - Tensão-deformação característico na compressão.....	24
Figura 20 - Tensão-deformação característica na tração	24
Figura 21 - Seção transversal.....	25
Figura 22 - Fissuras viga de UHPFRC após o 4º ciclo.....	25
Figura 23 – Malha 50 mm e 25 mm	26
Figura 24 - Resumo das propriedades de lei constitutiva	27
Figura 25 - Razão entre modelos numérico e experimental	27
Figura 26 - Pórtico com elementos de barras e nós numerados	28
Figura 27 - Isométrico do pórtico	28
Figura 28 - Cargas concentradas calibradas do pórtico	30
Figura 29 – Regiões seção transversal modelo de fibras.....	32
Figura 30 - (a) Menegotto-Pinto; (b) Nagoya Highway Corporation.....	32

Figura 31 - Força x deslocamento UHPFRC e modelo de fibras de Braz-Cesar 34

Figura 32 - Curva de energia acumulada de cada modelo..... 35

Índice de tabelas

Tabela 1 - Classes de betão.....	3
Tabela 2 - Classificação dos betões de Pliskin	4
Tabela 3 - Classificação de Betões de Harris.	4
Tabela 4 – Detalhamento lei de deslocamento	30
Tabela 5 - Propriedades características aço Menegotto-Pinto.....	32
Tabela 6 - Coeficiente k^* para os diferentes tipos de concreto	33
Tabela 7 - Propriedades características UHPFRC modelo Nagoya Highway corporation.....	33

1 INTRODUÇÃO

1.1 Motivação

Nos tempos atuais a maioria das edificações construídas no sistema convencional de concreto armado e painéis de vedação em alvenaria, adotam como solução estrutural a repetição espacial de pórticos. Sendo rajadas de vento e sismos eventos que podem causar elevadas deformações laterais dos pisos gerando dano e até o colapso da estrutura. Caracterizando estes como itens de grande preocupação para a idealização de estruturas seguras.

Usualmente para verificar e dimensionar a capacidade resistiva de uma estrutura em relação aos seus estados de limites últimos e da deformação em relação aos seus limites de utilização, se tratando de sismos, são usados espectros de respostas obtidos a partir de osciladores lineares simples de apenas um grau de liberdade. Com isso se determinam coeficientes de ductilidade para a estrutura que permitem a redução dos esforços da atuação do sismo em relação aos obtidos em um regime elástico, acomodando assim deformações plásticas (não-linearidade do material) mantendo a estabilidade global da estrutura.

Com tudo há modelos numéricos que permitem realizar uma discretização mais detalhada e precisa da resposta de estruturas expostas a atuação de sismos. Tais modelos tornam possível o mapeamento da evolução do dano através de critérios que governam a resposta do material para diferentes níveis de desempenho, na maioria das vezes essas modelos se aboiam no Método dos Elementos Finitos para suas análises, retornando dados de desempenho mais próximos ao do comportamento real da estrutura, conseqüentemente permitindo um dimensionamento mais seguro da mesma.

Se tratando das metodologias e modelos de análise que se baseiam em critérios e nas propriedades que regem o comportamento dos materiais são uma ótima solução para otimizar a análise, o estudo e a viabilidade que as soluções estruturais menos corriqueiras podem trazer. Com isso quando temos o Ultra High Performance Fiber Reinforcement Concrete (UHPRFC), um tipo de concreto com alto valor financeiro agregado e que ainda não é usado amplamente nas construções contemporâneas, encontramos um modelo de material harmônico para ser alvo desses modelos de análise.

1.2 Objetivos

O principal objetivo desta tese é analisar, frente a um carregamento cíclico, o ganho mecânico que um pórtico terá ao em sua concepção se utilizar UHPFRC ao em vez de um concreto comum.

Tendo também como objetivo levantar resultados de respostas do comportamento do UHPFRC frente a carregamentos cíclicos contribuindo com dados para uma maior compreensão do material e fomentando assim soluções construtivas que adotem o mesmo.

1.3 Estrutura da tese

A dissertação está dividida em seis capítulos, sendo o primeiro utilizado para introduzir o tema e apresentar os objetivos do trabalho.

O Segundo capítulo se destina a apresentar o histórico material UHPFRC, suas propriedades e informações obtidas em pesquisas realizadas com o material.

O terceiro capítulo apresenta e caracteriza o comportamento cíclico trazendo os modelos numéricos mais utilizados para representar a resposta do concreto frente ao carregamento cíclico.

O quarto capítulo traz as considerações utilizadas para a concepção do modelo analisado, assim como o seu detalhamento.

O quinto capítulo trás a comparação dos resultados obtidos no modelo do software com os vistos no modelo experimental de referência.

O capítulo seis traz as conclusões que puderam ser extraídas na análise e propostas de pesquisas para futuros trabalhos sobre o assunto.

2 UHPFRC

2.1 História e estudos do UHPFRC

A demanda por soluções estruturais constituídas por concreto é abundante e devida à sua elevada utilização o material, seus constituintes e as proporções deste em sua mistura são alvos frequentes de pesquisas para se obter a melhora de seu desempenho em suas vastas propriedades. Sendo exemplo destas temos: a trabalhabilidade, a porosidade, a permeabilidade, a resistência a sulfatos, a capilaridade, a resistência a abrasão e a resistência a compressão e tração. Com isso temos uma atenção especial a propriedade de resistência a compressão, tendo em

vista que o histórico crescimento na verticalização das estruturas trouxe cada vez maiores exigências ao desempenho dessa propriedade, fomentando assim um grande foco de pesquisas voltado para se atender tais exigências e com isso trazendo inovação e melhorias para o material nesta e nas suas demais propriedades.

Tão importante a resistência a compressão que se tornou o principal meio de divisão e classificação do desempenho do material, surgindo com isso as classes de resistência. Pego como exemplo um concreto de classe C25/C30 tem-se nessa nomenclatura o primeiro valor como a resistência característica em MPa de um provete cilíndrico do mesmo ao ensaio uniaxial de compressão e no segundo valor a resistência de um provete de formato cúbico submetido ao mesmo ensaio. Tais classes de resistência são apresentadas no Eurocódigo acompanhadas de demais propriedades mecânicas que determinam o comportamento do material em seu regime elástico, como se vê no quadro a seguir.

Tabela 1 - Classes de betão

Fonte: Eurcódigo

Classes de resistência do betão											Expressão analítica Comentários				
f_{td} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ct,labo}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{td} + 8$ (MPa)
f_{td} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{td} = 0,30 f_{cm}^{0,75} \leq 50/60$ $f_{td} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}/100))$ $\rightarrow C50/60$
$f_{ak,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ak,0,05} = 0,75 f_{cm}$ quantilho de 5%
$f_{ak,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ak,0,95} = 1,38 f_{cm}$ quantilho de 95%
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0,3}$ (f_{cm} em MPa)
ϵ_{cs} (%)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	ver a Figura 3.2 $\epsilon_{cs}(f_{cm}) = 0,2 f_{cm}^{0,01} < 2,8$
ϵ_{cs} (%)	3,5								3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ver a Figura 3.2 para $f_{td} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cs}(f_{cm}) = 2,8 + 2,7[(98 - f_{td})/100]^2$	
ϵ_{cs} (%)	2,0								2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ver a Figura 3.3 para $f_{td} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cs}(f_{cm}) = 2,0 + 0,085(f_{td} - 50)^{0,5}$	
ϵ_{cs} (%)	3,5								3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ver a Figura 3.3 para $f_{td} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cs}(f_{cm}) = 2,6 + 3[(90 - f_{td})/100]^2$	
n	2,0								1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{td} \geq 50$ MPa $m = 1,4 + 2,4[(90 - f_{td})/100]^2$	
ϵ_{cs} (%)	1,75								1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ver a Figura 3.4 para $f_{td} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cs}(f_{cm}) = 1,75 + 0,55[(f_{td} - 50)/40]^2$	
ϵ_{cs} (%)	3,5								3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ver a Figura 3.4 para $f_{td} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cs}(f_{cm}) = 2,6 + 3[(90 - f_{td})/100]^2$	

Além da divisão em classes de Resistencia o material é separado em outros 3 classes que são os concretos convencionais, concretos de alto desempenho e concretos de altísimos desempenho tendo-se nessas 3 classes o aumento contínuo da resistência a compressão respectivamente e há ainda literaturas que falam de uma quarta classe que seria a dos concretos excepcionais. A resistência a compressão é uma das características que separa os diferentes tipos de concretos pelas classes anteriormente citadas, porém essa característica não descreve por completo as

propriedades de cada classe [1]. Ainda assim Pliskin em 1992 propõe a seguinte distinção entre tais classes quanto a resistência a compressão:

Tabela 2 - Classificação dos betões de Pliskin

Fonte: Pliskin 1992

Classe betões	f_{ck} (MPa)
Betão convencional	20-50
Betão de elevado desempenho (HPC)	50-100
Betão de ultra elevado desempenho (UHPC)	100-150
Betão excepcional	>150

E diferenciando ainda mais propriedades mecânicas das distintas ordens de desempenho do concreto Harris propôs em 2010 a caracterização a seguir:

Tabela 3 - Classificação de Betões de Harris.

Fonte: Harris 2010

Propriedade	Betão convencional (MPa)	HPC (MPa)	UHPC (MPa)
Resistência à compressão	25-55	76-126	138-228
Resistência à tração	2-5	5-6	12
Módulo de elasticidade	$25 \cdot 10^3$ - $34 \cdot 10^3$	$33 \cdot 10^3$ - $44 \cdot 10^3$	$55 \cdot 10^3$

Em termos de “Concreto de Ultra Alto desempenho” (UHPC) esse aparece pela primeira vez na literatura em 1994, quando dois pesquisadores (Lerrard e Sedran) otimizam o traço do Concreto de Pós Reativos (CRP) através do método de empacotamento de grãos e nomeiam o novo traço obtido com o termo [2], e assim surge o UHPC.

O UHPC se trata de uma mistura cimentícia bastante compacta e densa devido a utilização de sílica de fumo e sua baixa relação água/cimento (inferior a 0,24). Na composição deste modelo de concreto também temos como compostos mais frequentes a areia fina (com o diâmetro inferior a 1 mm [3]), o fíler calcário, superplastificantes a base de carboxilatos modificados e ainda outros [4]. Tal mistura resulta em um comportamento mecânico que apresenta uma resistência a compressão facilmente superior a 150 MPa [3], [5] e uma resistência a tração mínima de 5 MPa. O drástico aumento da resistência e a diminuição das imperfeições da microfissura do material cria uma tendência no material de se romper de forma frágil e brusca [2].

Como medida preventiva a esta situação é comum a adição de fibras ao UHPC, o que altera o nome do material para Concreto de Altíssimo desempenho Reforçado por Fibras (UHPFRC)

O UHPFRC apresenta maiores valores de tenacidade e ductilidade e tem como seu comportamento mecânico mais chamativo a capacidade de alcançar uma resistência ao esforço uniaxial de tração na faixa dos 6 a 10,5 MPa [3]–[6] para teores de fibras mais comuns que variam de 1% a 3% do volume final da mistura, resistência essa que dificilmente é alcançada por outros tipos de concreto. Outra característica do material está ligada à sua heterogeneidade visto que ao se aumentar o teor de fibras incorporadas ao material, além de se elevar suas capacidades mecânicas temos um aumento conjunto do grau de heterogeneidade dentro do material o que demonstrou em ensaios acarretar uma fendilhação precoce nas amostras com maior número de fibras do que nas de menor. Uma possível explicação para isso é o fato que com a maior quantidades de fibras, maior parte do volume será ocupado pela superfície de contato entre matriz cimentícia e as fibras, conseqüentemente um aumento na concentração de micro defeitos e visto que para baixas deformações as fibras não contribuem a resistência do material, pôr as mesmas ainda não terem sido ativadas, temos um adiantamento da fendilhação em amostras com maior teor de fibras e com o decorrer do aumento das deformações se dá a ativação das fibras e uma conseqüente desaceleração no aumento da fendilhação desses tipos de amostras quando comparadas com as de menor teor de fibras [6]. No caso de solicitações de compressão já não se identifica o mesmo processo tendo a fendilhação sendo mais intensa nas amostras com menor teor de fibras.

2.2 Módulo de ruptura flexional

O Módulo de ruptura flexional (MRF) é uma propriedade importante para mensurar o comportamento mecânico do material, sendo este o responsável pela parcela e tração na flexão. Sendo assim o MRF corresponde ao valor máximo de tensão de tração atingida no ensaio de flexão em um corpo de prova prismático. O UHPFRC possui um notável desempenho mecânico ligado ao parâmetro MRF, na literatura normalmente tal parâmetro é avaliado em relação ao f_c , com isso em tal relação temos para o UHPFRC valores que chegam na faixa dos 20 % - 30 % do valor de f_c [7]–[9]. Já para concretos convencionais de resistencia baixa e moderada tem-se para tal relação valores de 10 % á 20 % [10] e temos uma tendencia redução para tal

razão em concretos de alta resistência, com exceção do UHPFRC que apresenta uma boa resistência aos esforços de tração.

2.3 UHPFRC como reforço estrutural

O UHPFRC possui uma ótima aplicação como elemento de reforço estrutural, devido seu alto desempenho mecânico permite com que as camadas de reforço sejam reduzidas e assim geram um impacto menor a utilização da estrutura. O reforço as solicitações de corte é o mais pesquisado dentro dessa área da literatura, visto que esse tipo de carregamento leva a um rompimento do tipo frágil e devido ao seu colapso brusco deve ser evitado ao máximo por expor os utilizadores da edificação a um elevado risco. Com isso o UHPFRC por possuir uma elevada ductibilidade se comparado com outros tipos de concreto gera indícios de ser um ótimo material para reforço nessas situações.

Pautada nessa ideia pesquisas como [11] avaliou o reforço de UHPFRC em vigas de concreto armado e em seus testes evidenciou se tratar de uma eficiente técnica de reforço para melhorar o desempenho ao cisalhamento gerando significativos aumentos na resistência final a esse tipo de esforço, na rigidez, na ductibilidade e tenacidade. Aumentos esses de 1,49; 2,75; 3,37 e 4,77 vezes, respectivamente, quando comparados com os da viga sem receber o reforço.

Outro perigoso tipo de rompimento ligado a tensões cisalhantes é o de lajes apoiadas em pilares sujeitas a falharem por puncionamento, que se trata da perfuração da laje pelo pilar, técnicas de reforço por adição de uma fina camada de UHPFRC na região crítica, próxima ao pilar, demonstraram trazer melhora a resistência ao puncionamento. Porém esse ganho de resistência poderia ser ainda melhor visto que nesses casos de reforço a ruptura por puncionamento não foi desencadeada pela falha dos diferentes tipos de concretos vinculados, mas sim pela falha da interface de contacto entre eles, como representado na figura 1. Com isso a utilização de vínculos mecânicos para gerar maior aderência entre as camadas de concreto elevaria ainda mais a resistência da laje, limitando a resistência da mesma pelo esmagamento do concreto da região inferior da laje próximo ao pilar [12].

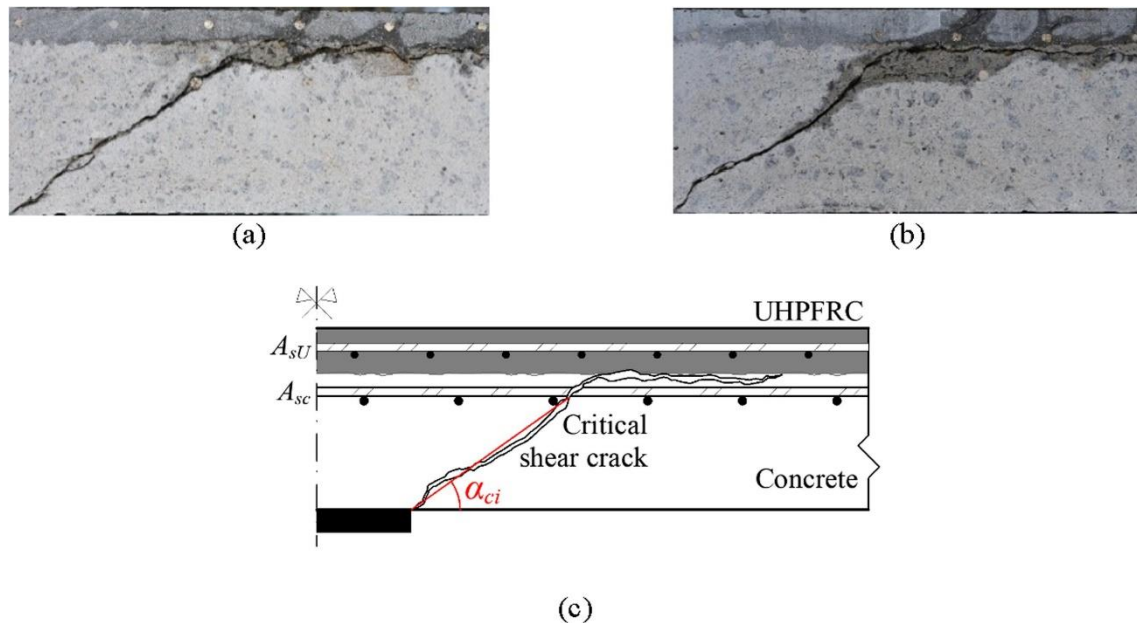


Figura 1 - fissura na interface de contato entre concreto e UHPFRC: (a) direção sul; (b) Leste; (c) detalhamento da inclinação da fissura.

Fonte: [12]

3 Comportamento cíclico

3.1 Conceito

O comportamento cíclico de um material está ligado a evolução da sua resposta mecânica quando submetido a solicitações repetitivas (cíclicas) de carregamento e descarregamento ou ainda de carregamento e inversão do carregamento. Este tipo de comportamento ocorre quando a estrutura está exposta a cargas dinâmicas como exemplos temos o tráfego de veículos, o tráfego de pessoas, um motor a funcionar, ao vento e em maior escala a ocorrência de um sismo. Neste último exemplo o procedimento de dimensionamento se baseia em espectros de resposta que permitem a verificação da capacidade resistente, relativa aos estados limites últimos, e da deformação relativa aos estados limites de utilização. Este procedimento se baseia na capacidade da estrutura de acomodar deformações plásticas (não linearidade do material) permitindo obter esforços menores do que os que seriam obtidos em um regime elástico [13].

Porém as atuais metodologias de análise e dimensionamento do desempenho estrutural frente a ocorrência de um sismo possibilitam definir o critério que governa o comportamento da estrutura frente a vários níveis de desempenho, e assim vários

níveis de dano [13]. Dentre as metodologias de análise e modelação numérica do comportamento cíclico de estruturas de concreto as que a literatura mais se apoia são:

- Modelo de rotulas plásticas concentradas;
- Modelo de Fibras;
- Modelo de Dano.

[13], [14].

3.2 Modelo de rotulas plásticas concentradas

No Modelo de rotulas concentradas se adapta uma modelação estrutural com o uso de elementos de barra que seguem um comportamento linear ou não-linear onde os elementos com comportamento não-linear são formados por uma zona centralizada elástica e as zonas próximas das extremidades do elemento com comportamento plástico, como apresentado na figura abaixo.

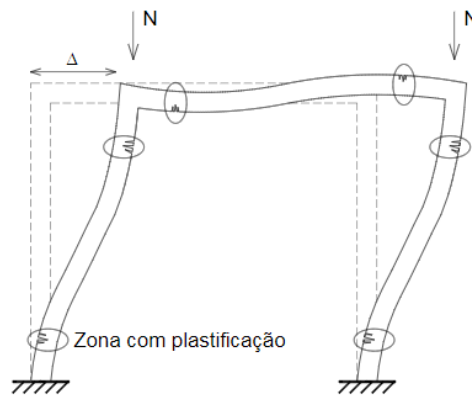


Figura 2 - Zonas críticas em pórtico sujeito a deslocamento lateral

Fonte: [13]

A concentração do comportamento não-linear se dá nas extremidades devido nessas zonas ocorrerem os principais efeitos de fendilhação e plastificação, efeitos esses que não se alongam a um comprimento superior ao de duas alturas da secção do elemento, e essas regiões são tratadas como rotulas plásticas no modelo estrutural [13]. E a ampla divulgação do modelo de rotulas plásticas se deve a possibilidade de se adotar qualquer modelo histerético para descrever a relação momento-curvatura das regiões inelásticas, porém sendo usado na maior parte dos casos os modelos baseados na idealização de Takeda [15], e assim conceber o comportamento monotônico da secção do elemento de acordo com um conjunto de regras histerese de carga, descarga e inversão da carga [14].

3.3 Modelo histórico do comportamento não-linear em flexão

O modelo histórico se trata de maneira simples de uma relação força-deslocamento que é idealizada através de gráfico com seguimentos de reta consecutivos com uma diminuição de seus coeficientes angulares a cada passagem de um segmento para e para chegar desta ilustrada de maneira simples o método leva em conta algumas particularidades para determinar o comportamento, particularidades como:

- Degradação da rigidez com a deformação;
- Degradação de rigidez após a inversão de carregamento;
- Degradação da resistência, consideração do efeito P- Δ ;
- Consideração da influência do esforço transversal, da degradação da aderência e do escorregamento das armaduras;
- Definição de comportamento distinto de acordo com o sinal do esforço instalado, ou seja, comportamento distinto para valores de esforços negativos ou positivos [15].

A idealização do modelo histerético possuem 3 modelos bastante difundidos que são o modelo de Clough (bi-linear), modelo de Takeda tri-linear e tetra-linear, respectivamente ao aumento do grau de complexidade [13].

No modelo de Clough possuem dois pontos chaves para o modelo em que suas coordenadas são determinadas pela força e deslocamento característicos de duas situações, do início da cedência e os referentes ao deslocamento máximo, onde este marca o início da descarga, e assim partindo da origem e através de retas lineares se ligam os 3 pontos obtendo seu modelo bi-linear. Já na fase de descarregamento é incorporada uma perda de rigidez obtida pela equação a seguir.

$$K_R = K_0 \cdot \left| \frac{D_y}{D_m} \right|^\beta \leq K_0$$

Onde K_0 é a rigidez elástica, K_R a rigidez de descarga, D_y o deslocamento de cedência da região onde se inicia a descarga, D_m o deslocamento máximo ainda na mesma região e β é uma constante usada para se obter a rigidez de descarga. E com isso temos um modelo histerético para o comportamento cíclico como se vê a seguir.

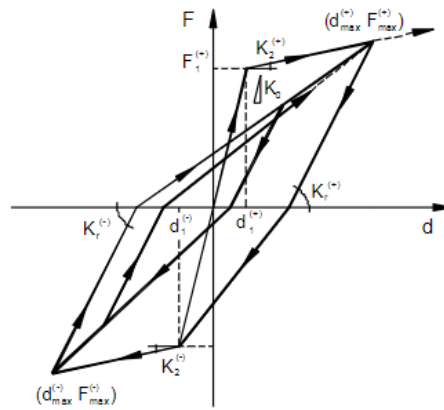


Figura 3 - Modelo histerético de Clough

Fonte: [13]

Já o modelo Tri-linear de Takeda se adiciona um ponto marco ao comportamento histerético em relação ao modelo de Clough que ao invés de apenas separar os troços do comportamento pelo deslocamento referente a cedência agora também temos uma leve perda de inclinação entres os troços ao passar pelo deslocamento referente ao início da fendilhação.

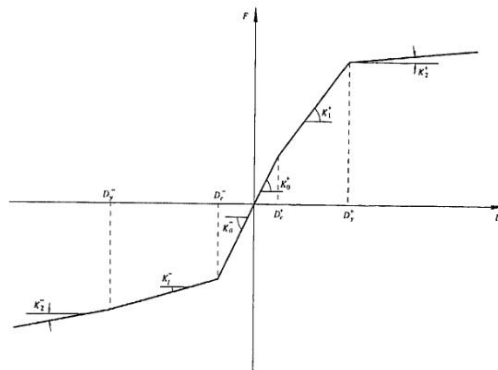


Figura 4 - Curva trilinear base do modelo de Takeda.

Fonte:[15]

Após o aparecimento das primeiras fissuras, temos o surgimento de deformações plásticas, porém quanto ao descarregamento esse se comporta de maneira muito próxima ao da rigidez inicial somente sofrendo uma pequena redução e apenas ao se ultrapassar o deslocamento referente a cedência que se tem perda de rigidez devido a descarga.

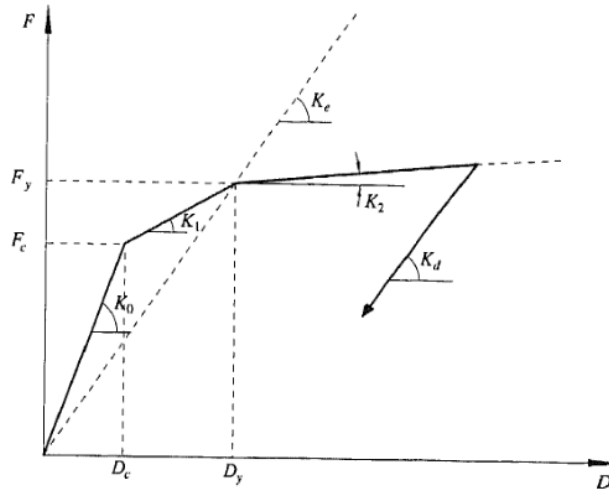


Figura 5 - Rigidez de descarga após a cedência

Fonte: [15]

A rigidez de descarga pós cedência para ser obtida é necessário antes termos o valor de K_e que se trata da rigidez equivalente aos dois primeiros troços que precedem a cedência, e tal valor é obtido como na expressão abaixo:

$$K_e = \frac{K_0 \times D_c + K_1 \times (D_y - D_c)}{D_y} \quad (1)$$

Onde K_1 é a rigidez pós o surgimento de fissuras e antes do início da cedência, D_c o deslocamento referente ao surgimento de fissuras e D_y o deslocamento referente ao início da cedência. Com o valor de K_e definido se obtém a rigidez de descarga (K_d) com a expressão a seguir:

$$K_d = K_e \times \left| \frac{D_y}{D_{m\acute{a}x}} \right|^\alpha \quad (2)$$

Onde $D_{m\acute{a}x}$ se trata do deslocamento máximo alcançado naquele ciclo e α um parâmetro definido para a degradação da rigidez em descarga ao qual se adota valores diferentes de acordo com o sentido das forças generalizadas [15].

Após se atingir a inversão do carregamento ou a recarga se tem também uma nova rigidez que se trata da rigidez de recarga (K_r) obtida pela expressão a seguir:

$$K_r = \frac{F_{m\acute{a}x}}{D_{m\acute{a}x} - D_r} \quad (3)$$

Onde D_r é o deslocamento residual quando o descarregamento é completo e se inicia o recarregamento no sentido contrário e $F_{m\acute{a}x}$ o valor máximo de força alcançado no ciclo anterior para o mesmo sentido de carregamento que se inicia. E assim temos a regra de histerese generalizada expressa pela figura a seguir.

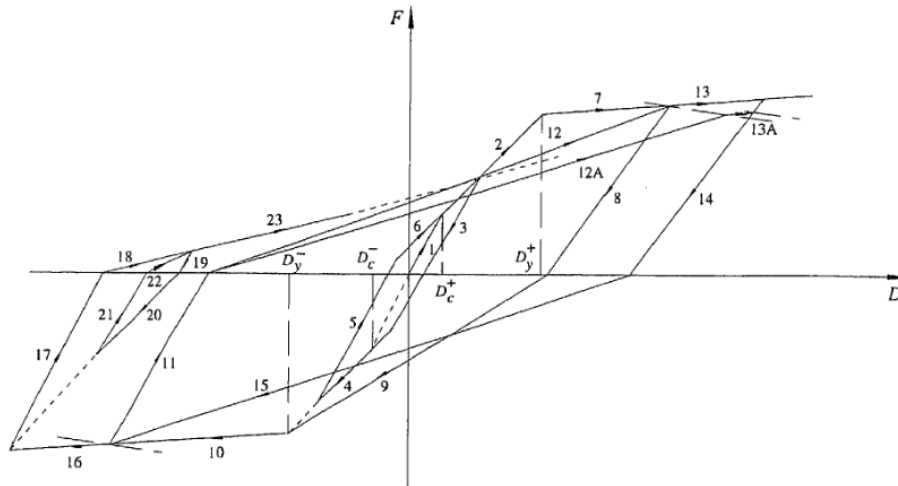


Figura 6 - Regra de histerese do modelo de Takeda trilinear

Fonte:[15]

Ainda para se aproximar mais de um comportamento global a solicitações cíclicas temos a implementação de um modelo tetra-linear de Takeda, onde neste podemos simular com mais pormenor o comportamento frente a grandes deslocamentos com a introdução de um ramo pós cedência decrescente, onde o este possui as regras de descarga idênticas ao modelo tri-linear apenas tendo a adição de um ramo com rigidez igual em modulo a rigidez de cedência porém com sentido negativo, o que gera o comportamento decrescente do ramo.

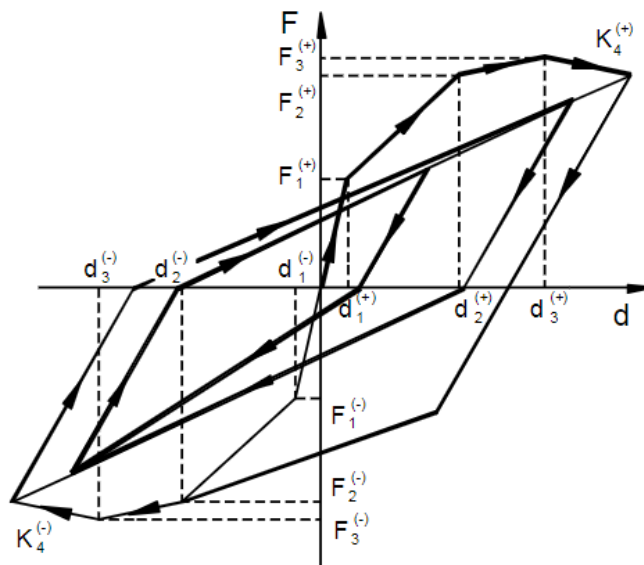


Figura 7 - Modelo de histerese tetra-linear de Takeda.

Fonte: [13]

3.4 Modelo de Fibras

Tal modelo numérico se baseia na subdivisão da secção transversal do elemento em fibras e à essas fibras são atribuídas a lei constitutiva do material que compõem a secção e cujo comportamento somente admite deformações axiais [13].

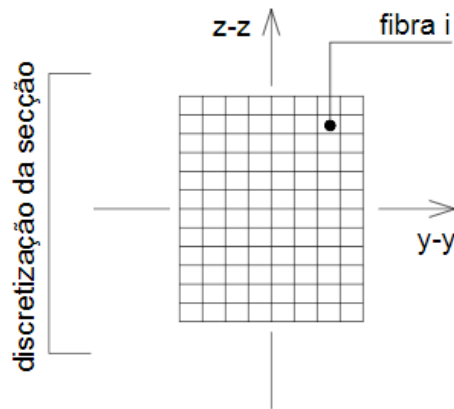


Figura 8 - Discretização da secção modelo de fibras

Fonte: [13]

No caso do concreto armado o modelo de fibras pode-se aplicar atribuindo 3 distintas leis constitutivas em sua secção, que são as Leis constitutivas do aço, do concreto e do concreto cintado e essas leis se aplicam a distintas regiões da secção como se pode ver na figura a seguir.

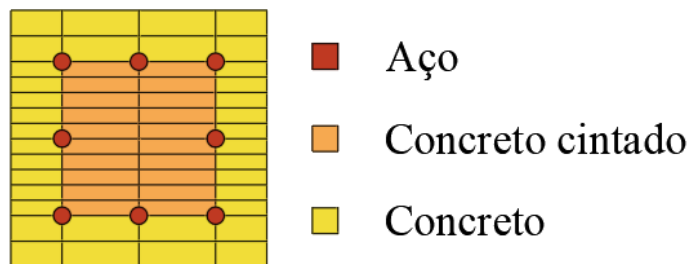


Figura 9 - Discretização da secção de um elemento de concreto armado.

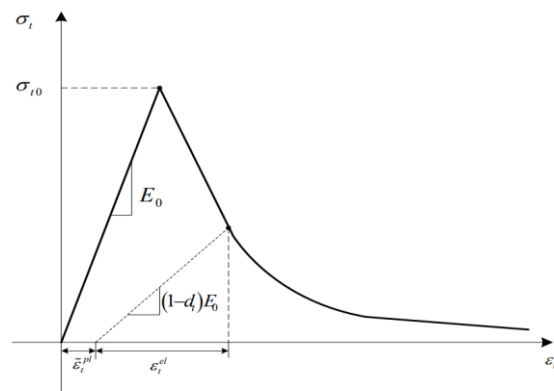
Fonte: Autor

Para cada tipo de material deve ser adotado um modelo de comportamento particular e que leve em consideração suas individualidades e a sua interação com os demais outros materiais presentes na seção. No caso do aço ao analisá-lo quanto a um comportamento cíclico é interessante que se adote um modelo que considere o efeito de Bauschinger e por se tratar de peças de concreto armado onde, devido o processo de fendilhação do concreto e a perda de aderência entre a massa de concreto e o mesmo, o aço se encontra exposto a extensões de tração mais elevados do que as

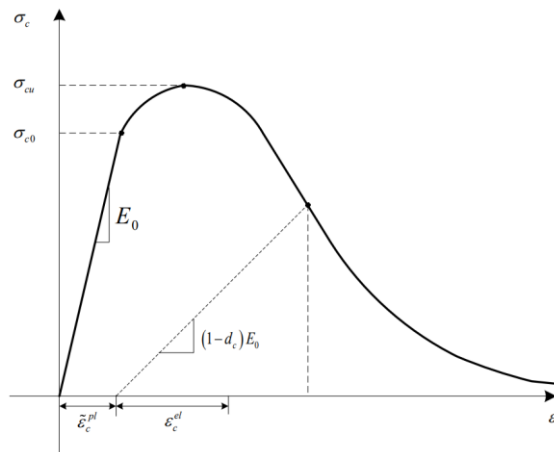
de compressão, visto isso se torna importante que o mesmo não seja tratado como uma peça estrutural individual de aço onde o comportamento sobre tração e compressão são semelhantes[16].

3.5 Modelo de Dano-Plasticidade

Esse modelo de resposta para comportamentos dinâmicos é implementado no Software Midas através Concrete Damaged Plasticity Model, o modelo em questão representa a resposta do concreto frente a um estado de tensão sendo interligados os conceitos de plasticidade e dano[17], e considerando dois modelos de falha: (i) Ruptura por tração e (ii) esmagamento por compressão. Tendo assim o comportamento uniaxial do concreto em tração e compressão representado na figura .. a e b:



(a) Response of concrete to uniaxial loading in tension



(b) Response of concrete to uniaxial loading in compression

Figura 10 – Comportamento ao carregamento uniaxial de (a) tração, (b) Compressão do concreto.

Fonte: MIDAS Analysis Manual – Capítulo 1.

$$\kappa = \begin{bmatrix} \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \end{bmatrix}, \dot{\kappa} = h(\sigma, \kappa) \cdot \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (4)$$

Da figura 10: $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ e $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ são deformações plásticas de tração e compressão respectivamente; ε_t^{el} e ε_c^{el} são deformações elásticas de tração e compressão respectivamente; E_0 o modulo de elasticidade sem danos; d_t e d_c as variáveis de tração e compressão respectivamente do dano (tais variáveis sempre serão maiores ou iguais a zero e menores ou iguais a 1); σ_{c0} e σ_{t0} as tensões no limite de elasticidade para compressão e tração respectivamente; σ_{c0} e σ_{t0} as tensões máximas da compressão e tração uniaxial.

Onde tal comportamento é redigido pela lei constitutiva que relaciona as tensões e deformações da seguinte através da equação (5):

$$\frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} = E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}), \quad (5)$$

$$\frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} = E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}). \quad (6)$$

Em que:

σ_t e σ_c a tensão de tração e compressão atuante.

Tendo assim como tensão efetiva ($\bar{\sigma}$) a expressa na equação (7) e (8):

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} \quad (7)$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} \quad (8)$$

Logo substituindo (5) e (6) em (7) e (8), respectivamente:

$$\bar{\sigma}_t = E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (9)$$

$$\bar{\sigma}_c = E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (10)$$

O modelo ainda exige uma função de resistência, a qual o objetivo é determinar os estados limites de falha ou dano [18], sendo esta modelada em uma superfície contida no espaço de tensões efetivas [19]. Sendo assim tense a equação proposta em [20] para se determinar a resistência de acordo com o estado de dano que a secção se encontra:

$$F = \frac{1}{1 - \alpha} [\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^p)\langle\hat{\sigma}_{max}\rangle - \gamma\langle-\hat{\sigma}_{max}\rangle] - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^p) \quad (11)$$

Onde:

\bar{p} é o tensor de tensão hidrostática efetiva, dado por $\bar{p} = -1/3 \cdot \bar{\sigma} \cdot I$;

I é a invariante do tensor de tensão de tensão efetiva;

\bar{q} é o tensor de tensão equivalente efetivo de Von Mises, dado por $\bar{q} = \sqrt{3/2 \cdot \bar{S} \cdot \bar{S}}$;

\bar{S} é o tensor de tensão desviadora, dado por $\bar{S} = \bar{\sigma} - \bar{p}$;

$\langle \hat{\sigma}_{max} \rangle$ e $\langle -\hat{\sigma}_{max} \rangle$ é o maior valor algébrico entre os autovalores das tensões principais efetivas $\bar{\sigma}$, isto é:

$$\langle \hat{\sigma}_{max} \rangle = \begin{cases} \hat{\sigma}_{max} & \text{se } \hat{\sigma}_{max} \geq 0 \\ 0 & \text{se } \hat{\sigma}_{max} \leq 0 \end{cases} \quad \text{ou} \quad \langle -\hat{\sigma}_{max} \rangle = \begin{cases} \hat{\sigma}_{max} & \text{se } \hat{\sigma}_{max} \leq 0 \\ 0 & \text{se } \hat{\sigma}_{max} \geq 0, \end{cases}$$

$\beta(\bar{\varepsilon}^p)$ é dada por $\beta(\bar{\varepsilon}^p) = (\bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}_c^{pl})/\bar{\sigma}_t(\bar{\varepsilon}_t^{pl})) \cdot ((1 - \alpha) - (1 + \alpha))$;

$\bar{\sigma}_c$ e $\bar{\sigma}_t$ são as tensões efetivas de tração e compressão;

α é um parâmetro experimental dado por:

$$\alpha = ((f_{b0}/f_c) - 1)/(2(f_{b0}/f_c) - 1);$$

f_c é a resistência uniaxial do concreto;

$f_{b,0}$ é a resistência do concreto sob carregamento biaxial;

γ é um parâmetro obtido por meio de K_c , dado por:

$$\gamma = (3(1 - K_c))/(2K_c - 1);$$

K_c é um fator que depende de dois outros que são o espaçamento entre os meridianos de compressão e tração e do formato da superfície de ruptura no plano de tensão desviadora, sendo esse fator contido entre 0,5 e 1;

Assim como modelado o dano do material também se torna necessário determinar o comportamento plástico do mesmo. Com isso, o fluxo plástico é regido pela função potencial de fluxo G , com sentido e direção dado regra de Prandtl-Reuss:

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (12)$$

Onde:

λ Como multiplicador plástico;

E como definida por Drucker-Prager, a função potencial de fluxo G :

$$G = \sqrt{(f_c - m f_t t g \phi)^2 + q^2} + p t g \phi - f_c \quad (13)$$

Onde:

As tensões uniaxiais de tração e compressão respectivamente são f_c e f_t , p e q como os tensores de tensão hidrostática e equivalente de Mises, m a excentricidade

da superfície do potencial plástico e ϕ o ângulo de dilatação no plano $p-q$. Com isso tem-se discretização da implementação do Concrete Damage Plasticity model.

3.6 Modelo de Menegotto-Pinto adaptado por Filippou

O modelo proposto inicialmente por Menegotto e Pinto em 1973 e adaptado por Filippou 10 anos depois, apresenta uma resposta numérica do comportamento histerético do aço atuando como armadura em uma seção de concreto armado. Para propor o modelo é considerado que toda fissuração progressiva da seção de concreto armado se dá linearmente da face superior ou inferior da seção em direção ao centro da mesma, desconsiderando assim a ocorrência de fissuras diagonais[16], e ainda assim representa a cedência do aço, o encruamento e efeito de Bauschinger de maneira muito próxima quando comparado aos resultados obtidos de maneira experimental. O modelo parte da seguinte formulação empírica da relação tensão deformação:

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{[1 + (\varepsilon^*)^R]^{1/R}} \quad (14)$$

Onde σ^* e ε^* são a forma normalizada da tensão e deformação, respectivamente, como:

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_{rev}}{\sigma_0 - \sigma_{rev}}; \varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_{rev}}{\varepsilon_0 - \varepsilon_{rev}}; b = \frac{E_{sh}}{E_s} \quad (15)$$

Onde na equação 14 temos a curva de transição da faixa elástica (com o módulo de elasticidade E_s) para o escoamento (com o módulo de elasticidade E_{sh}). Sendo na equação 15 σ_0 e ε_0 a tensão e deformação, respectivamente, que denota o ponto de intersecção entre as retas assintotas do ramo em consideração como pode ser visto nos pontos B e D da figura a seguir, assim também tendo σ_{rev} e ε_{rev} como a tensão e deformação, respectivamente, do ponto onde se inicia o descarregamento podendo ser visto nos pontos A e C da figura a seguir.

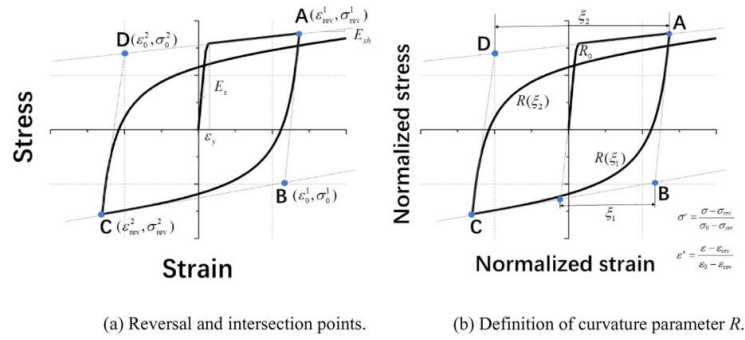


Figura 11- Diagrama de Menegotto & Pinto

Fonte: [21]

Como visto na figura temos novos valores de σ_0 , ε_0 , σ_{rev} e ε_{rev} para cada reversão de carregamento. O fator R de curvatura é onde o efeito de Bauschinger é considerado para formato da curva de transição, através da seguinte equação:

$$R = R_0 - \frac{cR_1 \cdot \xi}{cR_2 + \xi} \text{ com } \xi = \left| \frac{\varepsilon^m - \varepsilon_0}{\varepsilon_y} \right| \quad (16)$$

Onde R_0 é o parâmetro de curvatura do primeiro carregamento; cR_1 e cR_2 parâmetros determinados experimentalmente, sendo esses valores sugeridos por Menegotto e Pinto em [22] como: $R_0=20$, $cR_1=18,5$ e $cR_2 = 0,15$. E ξ é o coeficiente de forma que é alterado para cada descarregamento, sendo ε^m a deformação máxima ou mínima à depender se a tensão atual esta crescendo ou diminuindo, respectivamente, e ε_y como a deformação de cedência do aço.

Para o cálculo do ponto de intersecção das assintotas (σ_0 , ε_0) é necessário o valor do incremento de deformação $\Delta\varepsilon$, sendo que se $\Delta\varepsilon$ muda de um valor positivo para um negativo, temos as seguintes equações para se obter o ponto:

$$\begin{aligned} \sigma_0 &= -\sigma_y \cdot \Delta^- + E^{tan}(\varepsilon_0 + \varepsilon_y \cdot \Delta^-) \\ \varepsilon_0 &= \frac{-\sigma_y \cdot \Delta^- + E^{tan} \cdot \varepsilon_y \cdot \Delta^- - \sigma_{rev} + E_s \varepsilon_{rev}}{E_s - E^{tan}} \end{aligned} \quad (17)$$

E se $\Delta\varepsilon$ muda de um valor negativo para um positivo, temos as seguintes equações para obter o ponto de intersecção:

$$\begin{aligned} \sigma_0 &= -\sigma_y \cdot \Delta^+ + E^{tan}(\varepsilon_0 + \varepsilon_y \cdot \Delta^+) \\ \varepsilon_0 &= \frac{-\sigma_y \cdot \Delta^+ + E^{tan} \cdot \varepsilon_y \cdot \Delta^+ - \sigma_{rev} + E_s \varepsilon_{rev}}{E_s - E^{tan}} \end{aligned} \quad (18)$$

Onde para os valores de são obtidos da seguinte forma:

$$\begin{aligned}\Delta^- &= 1 + a_1 \left(\frac{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}}{2 \cdot a_2 \cdot \varepsilon_y} \right)^{0,8} \\ \Delta^+ &= 1 + a_3 \left(\frac{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}}{2 \cdot a_4 \cdot \varepsilon_y} \right)^{0,8}\end{aligned}\quad (19)$$

Sendo a_1 , a_2 , a_3 e a_4 parâmetros do endurecimento isotrópico [21].

4 Modelo de análise desenvolvido

Para a análise do comportamento cíclico de uma estrutura porticada composta de concreto de altíssimo desempenho reforçado por fibras (UHPRFC), foi utilizado da união em principal de três estudos sendo um deles um estudo experimental de um pórtico submetido ao comportamento cíclico, outro uma validação numérica de distintos modelos hysteréticos do comportamento cíclico do pórtico anteriormente citado e o terceiro que se trata de um estudo numérico e experimental de vigas I compostas por UHPFRC.

Sendo assim foi modelado e simulado um pórtico constituído de UHPFRC com teor de fibras metálicas de 2 % no software Midas. Utilizando como geometria do pórtico, pormenor de armaduras e lei de deslocamento as mesmas seguidas pelo estudo experimental do pórtico submetido ao comportamento cíclico. Seguindo como referencia para conceber um modelo de pórtico dentro software o estudo que validou diferente modelos hysteréticos do comportamento cíclico do pórtico ensaiado no estudo experimental e para obter as propriedades características do UHPFRC, necessárias para o software representar seu comportamento frente a solicitações cíclicas, foi utilizado o estudo numérico e experimental de vigas I compostas por UHPFRC.

4.1 Referência experimental

Como referência de modelo experimental foi utilizado o ensaio realizado no LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) por Felicita Pires em 1990, onde a campanha de ensaios visava avaliar a influencia do preenchimento em alvenaria sobre estruturas porticadas de betão armado, neste programa experimental envolveu o ensaio de uma serie de pórticos com e sem a presença de um preenchimento de

alvenaria. Como referência para a análise foi selecionado o modelo sem preenchimento em alvenaria (modelo M1) [23].

O modelo M1 se trata de um Pórtico de betão armado erguido sobre um maciço de betão ao qual nascem as armaduras dos pilares, conferindo assim uma ligação que pode ser considerada como um encastramento perfeito.

A figura 12 apresenta a geometria e dimensões do modelo M1, com todas os valores de comprimento em metros.

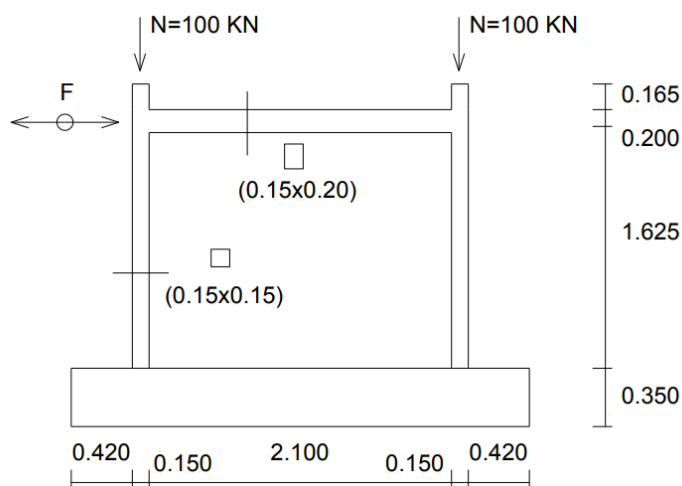


Figura 12 - Geometria do pórtico do modelo M1

Fonte:[13]

No ensaio o pórtico foi carregado com uma carga vertical de 100 kN no topo de cada pilar, como na figura 12, e na altura do nível da viga a estrutura foi submetida a cíclicos deslocamentos laterais, deslocamentos esses que gradativamente progrediram até um deslocamento máximo de 100 mm, como pode-se ver na lei de deslocamento rerepresentada na figura 13.

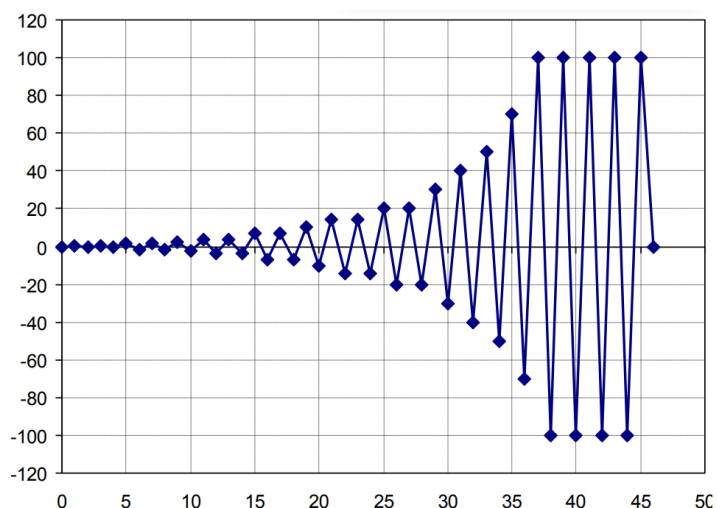


Figura 13 - Lei de deslocamentos aplicado ao pórtico.

Fonte: [13]

Os materiais utilizados no modelo ensaiado foram submetidos a ensaios obtendo assim uma resistência de compressão de 33,1 MPa para o betão e para o aço se obteve uma resistência última de 552 MPa para as barras com diâmetro de 4 mm e de 519 MPa para as barras de 8 mm, onde o detalhamento destas armaduras nas seções do pórtico pode-se ver na figura 14.

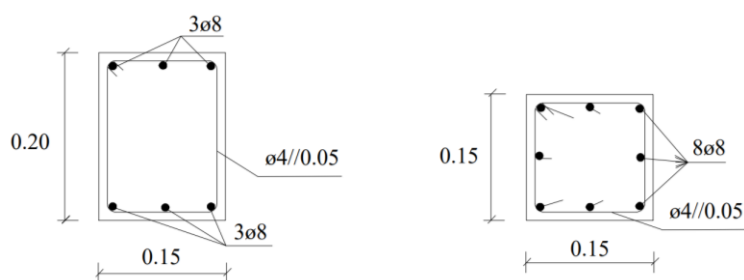


Figura 14 - Pormenorização das armaduras.

Fonte: [24]

Neste modelo o ensaiado foi mapeado a variação da força horizontal aplicada ao pórtico para que o mesmo pudesse obter os deslocamentos conforme a lei de deslocamento presente na figura 15, obtendo assim os seguintes resultados:

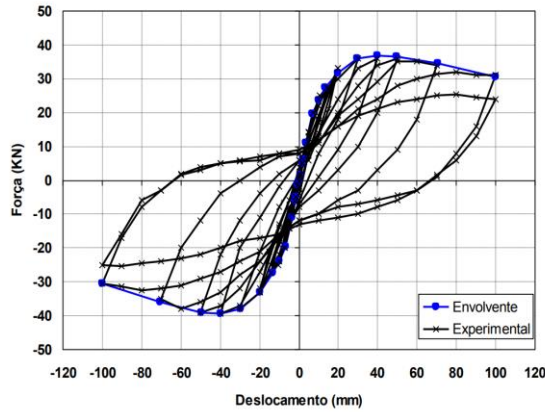


Figura 15 - Curva força-deslocamento modelo M1 (Pires, 1990)

Fonte: [13]

4.2 Referência de Estudo Numérico

O estudo numérico que norteou a presente tese foi o estudo realizado pelo professor Braz César, M.T. (orientador) junto de Oliveira, D.V e Carneiro de Barros, R. [13]. Onde neste artigo foi realizado a validação numérica de uma série de modelos histeréticos a partir do modelo M1 de pórtico ensaiado por Pires em 1990.

Dos modelos validados os que obtiveram resultados mais próximos com a envolvente do ensaio experimental foram o que se utilizou do modelo histerético de Takeda tetra-linear e o modelo de fibras onde para o concreto a lei de comportamento histerético foi a de Kent e Park e para o aço o modelo de Menegotto e Pinto adaptado por Filippou obtendo os resultados presentes nas figuras 18 e 19, respectivamente.

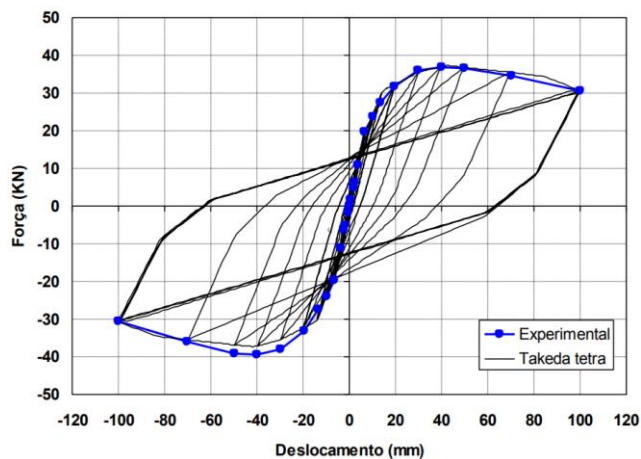


Figura 16 - Curva força-deslocamento (Takeda tetra-linear)

Fonte: [13]

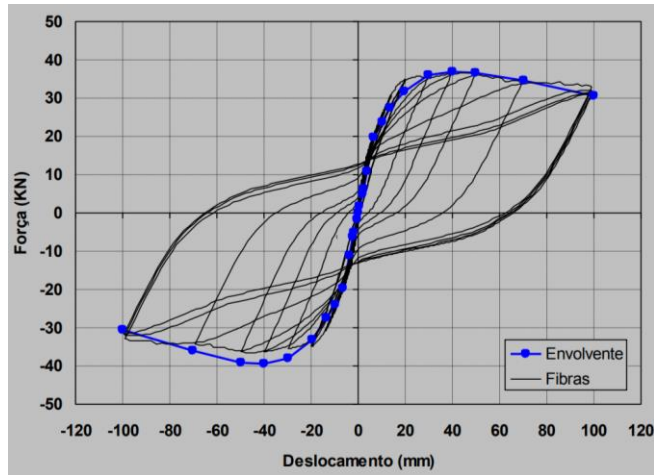


Figura 17 - Curva força-deslocamento (Modelo de fibras)

Fonte: [13]

Com objetivo de realizar a comparação de todos os modelos utilizados no estudo foi elaborado um gráfico que mapeou a energia associada a cada curva força-deslocamento obtida, e o resultado pode-se ver na figura 18.

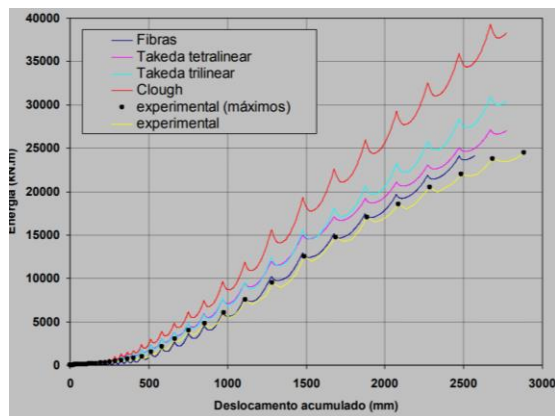


Figura 18 - Curva de energia acumulada para cada modelo

Fonte:[13]

Com a análise do modelo acima pode se ver que o modelo de fibras se aproximou mais ao modelo experimental do que o de Takeda terá-linear. Sendo o modelo de fibra o que melhor traduziu o comportamento da estrutura [13].

4.3 Referência numérica experimental UHPFRC

O material UHPFRC foi o foco do estudo de autoria do Professor Gidrão, G. M. S. (coorientador), no estudo se encontra um apanhado completo de informações sobre o UHPFRC que o mesmo acumulou em sua linha de pesquisa sobre o material e em porte dele realizou o estudo numérico e experimental do comportamento cíclico de vigas I protendidas de concreto de altíssimo desempenho.

Para o controle das características mecânicas dos materiais utilizados no ensaio experimental realizado com a viga I, foram moldados 5 corpos de prova na geometria “dog bone” para se realizar o ensaio a tração e 5 cilíndricos de 5 centímetros de diâmetro por 10 centímetros de altura para o ensaio a compressão para cada lote de concreto produzido. Como resultado deste controle realizado quando as características mecânicas dos concretos produzidos foram obtidas quanto a compressão do material uma resistência média aos 28 dias de 120 MPa (com ajuste experimental), quanto ao módulo de elasticidade tangencial inicial um valor médio de 42GPa e para a resistência a tração se chegou a um valor médio de 10,67 MPa. Vale ressaltar que os valores apresentados foram obtidos do ensaio de amostras de lotes de UHPFRC produzidos com um fator de adição de fibras de 2% do volume total, visto que no estudo também foram produzidos lotes de UHPC.

São apresentados a seguir os gráficos representando o comportamento mecânico à compressão e tração dos lotes ensaiados.

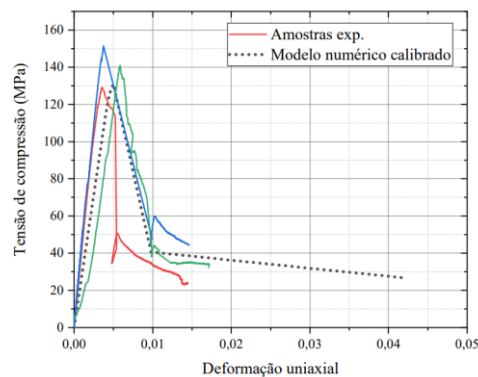


Figura 19 - Tensão-deformação característico na compressão

Fonte: [25]

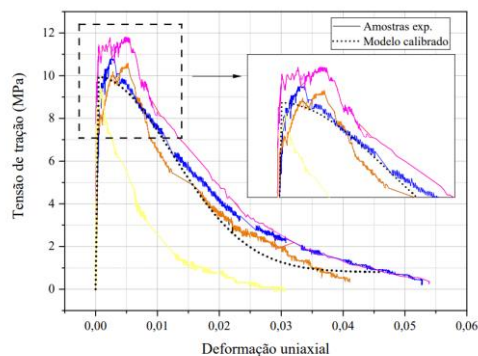


Figura 20 - Tensão-deformação característica na tração

Fonte: [25]

Dando seguinda ao estudo foi moldada uma viga I de 3000 milímetros de comprimento em uma forma metálica de secção transversal como na figura 21 contendo armadura de protensão em seu interior.

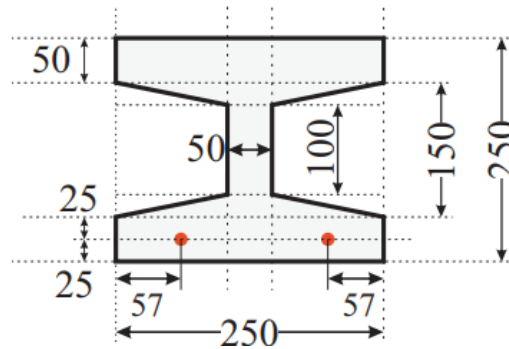


Figura 21 - Seção transversal

Fonte: [25]

Tal viga foi testa em um ensaio de flexão em 3 pontos com aplicação de carregamento cíclico. Na viga foram fixados roletes metálicos para simularem a condição de apoios fixos e móveis deixando um vão livre entre apoios de 2500 milímetros, na face inferior da viga forma posicionados 3 LVTDs (linear variable differential transformer) que acompanharam o deslocamento da peça durante a aplicação de toda carga cíclica. Além disso durante os intervalos entre os ciclos de carregamento foi realizado o ensaio de ultrassonografia longitudinal no intuito de se estimar o dano nas regiões da seção transversal da viga, assim como também um ensaio dinâmico de impacto monitorando a evolução da frequência natural e o coeficiente de amortecimento da peça a cada ciclo de carga.

Durante todo o ensaio a peça foi monitorada por uma estação total que acompanhou os deslocamentos de vários pontos de interesse ao longo da viga. Assim como também foi realizada a fotogrametria a cada ciclo de carga que com o auxílio da demarcação por qr codes dos mesmos pontos de interesse acompanhados pela estação total foi possível fazer o mapeamento do aparecimento das fissuras assim como medir o comprimento das mesmas e o comprimento da peça que sofreu o processo de fissuração.

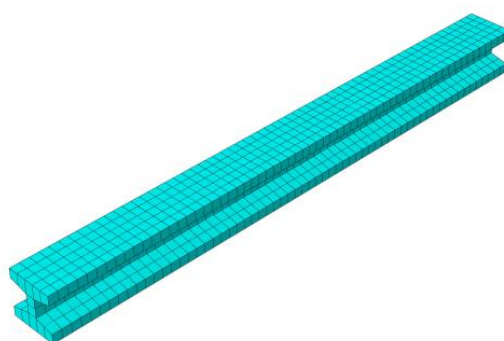


Figura 22 - Fissuras viga de UHPFRC após o 4º ciclo

Fonte: [25]

Em parte de todos os dados obtidos por meio de todos os ensaios experimentais o modelo numérico foi calibrado para obter o comportamento mais próximo possível do visto nos ensaios experimentais.

O modelo numérico foi concebido por meio do modelo de elemento finitos no software ABAQUS se utilizando malhas regulares de tamanho médio de 50mm e 25 mm na intenção de se obter a sensibilidade do problema, os modelos de malhas podem ser vistos na figura 23



(a) Malha de 50 mm



(b) Malha de 25 mm

Figura 23 – Malha 50 mm e 25 mm

Fonte: [25]

Com a utilização do modelo de dano plástico (CDP) seguindo como referência de modelo constitutivo de dano proposto por [6] se aplicando as correções necessária de acordo com os resultados obtidos tanto nos ensaios dos corpos de prova e o da viga, foi concebida a lei constitutiva de comportamento do modelo numérico calibrado resumidamente com os parâmetros de entrada apresentados na figura a seguir.

(a) UHPFRC

Propriedade	Valor
W_t (MPa)	0,457
I_p	0,049
$\epsilon_{0,c}$	0,005
ϵ_{pico}	0,000279
E_0 (GPa) ¹	28,66
b_c	0,7
b_t	0,3
f_c (MPa)	135 MPa
f_{ct} (MPa)	8,0 MPa
Ψ (°)	50
m	0.1
$f_{c,0}/f_{b,c0}$	1.07
K	0,667
β	11.6244
k_1 e k_2	1
Viscosidade	0,0005

Figura 24 - Resumo das propriedades de lei constitutiva

Fonte: [25]

Os resultados de força máxima aplicada ao meio do vão na viga obtidos nos ensaios experimentais com a viga e nos modelos numéricos com malha de 25 e 50 mm foram comparados chegando a seguinte relação entre os valores.

ID	Nome	$F_{max,num,25mm}/F_{max,exp}$	$F_{max,num,50mm}/F_{max,exp}$
V1	UHPFRC-P (Flex)	-	1,051
V2	UHPFRC-P (Flex)	1,11	1,044
V3	UHPFRC (Flex)	1,10	1,011
V4	UHPC-P	1,07	0,92
V5	UHPFRC-P (Flex-cis)	1,11	1.10
V6	CPR-P (Flex-cis)	1.10	1.10

Figura 25 - Razão entre modelos numérico e experimental

Fonte: [25]

4.4 Modelagem do pórtico no software

Para realizar a análise ao comportamento cíclico de um pórtico composto de UHPFRC foi utilizada como designe geométrico o apresentado na figura 12 e ensaiado por Pires em 1990, porém utilizando concreto convencional como apresentado no tópico 4.1 deste trabalho. A modelagem numérica do pórtico de UHPFRC foi realizada dentro do software Midas Civil a entrada da estrutura no mesmo foi realizada por meio de elementos de barra totalizando assim 11 elementos de barra delimitados e vinculados por meio de 12 nós, na figura 26 pode se ver o modelo do pórtico dentro do software estando os elementos de barras numerados na cor azul e os nós na cor vermelha.

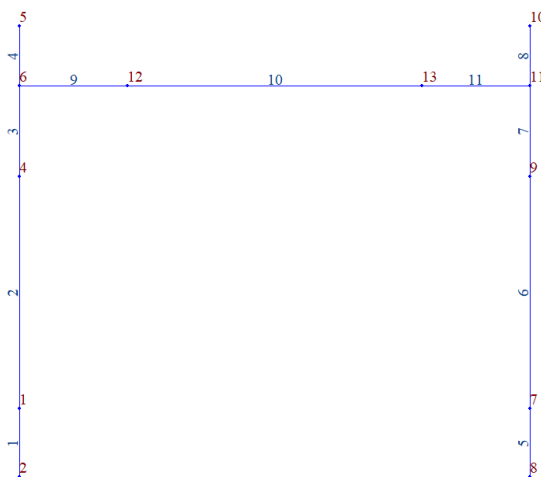


Figura 26 - Pórtico com elementos de barras e nós numerados

Fonte: Autor

Para os elementos de barra que pertencem aos pilares foi atrelado uma seção de 15x15 centímetros e aos pertencentes a viga uma seção de 12x20 centímetros, como pode ser percebido na figura 27 que demonstra uma visão isométrica do pórtico.

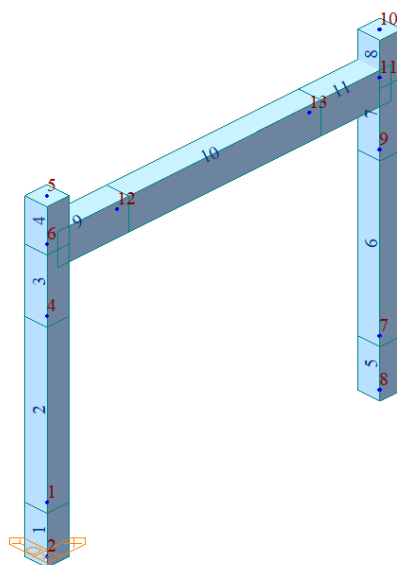


Figura 27 - Isométrico do pórtico

Fonte: Autor

Como pode se notar, nas 2 figuras anteriores, os pilares e a viga estão subdivididos por meio de 3 elementos de barras. O motivo da subdivisão se deve por no região central ocorrer a predominância do comportamento elástico linear enquanto nas extremidades há a concentração do comportamento não-linear, sendo assim nos pilares os elementos de barras contidos nas extremidades se estendem até uma distância de 30cm (2x15cm) da face inferior da viga, na extremidade superior, e 30

cm (2 alturas do pilar) da base do pilar, para a extremidade inferior, já para viga as barras de comportamento não linear se estende até uma distância de 40 cm (2 alturas da viga) das faces internas dos pilares. Todas as vinculações entre barras e o apoio dos pilares são engastes perfeitos, sendo as considerações adotadas para o pórtico até esta etapa as mesmas validadas em [13].

4.5 Introdução do carregamento no modelo

O pórtico foi carregado com 3 tipos de cargas, o peso próprio, as cargas concentradas no topo dos dois pilares e o deslocamento cíclico imposto a conexão da viga com o pilar a esquerda.

Para chegar ao peso próprio vinculado a estrutura foram feitas as seguintes considerações. De acordo com o item 8.2.2 da NBR 6118 a massa específica que deve se adotar o valor de 2400 kg/m^3 para o concreto e de 2500 kg/m^3 para o concreto armado, considerando como massa específica do aço de 7850 kg/m^3 como considerado na NBR 7480 obtemos como taxa de aço (t_a) um valor de 1,83% como pode ser visto na equação 20.

$$2400 \text{ kg/m}^3 * (100\% - t_a) + 7850 \text{ kg/m}^3 * t_a = 2500 \text{ kg/m}^3 \quad (20)$$

$$t_a = 1,83\%$$

O valor de massa específica para o UHPFRC adotado no estudo de referência do material foi de 2450 kg/m^3 [25], sendo assim seguindo as considerações anteriores temos como massa específica para uma estrutura de UHPFRC armado o valor de $2549,08 \text{ kg/m}^3$, assim como apresentado na equação 21.

$$2450 \text{ kg/m}^3 * (100\% - 1,83\%) + 7850 \text{ kg/m}^3 * 1,83\% \quad (21)$$

$$= 2549,08 \text{ kg/m}^3$$

Sendo essa massa específica atrelada a todos os elementos de barras do pórtico.

As cargas concentradas aplicadas no topo dos pilares de acordo com o apresentado pela referência experimental foram de 100 KN [23], porém na validação numérica realizada por Braz, Cesar [13] foi observado que quando este valor era calibrado para 110 KN os resultados obtidos pelo software eram mais próximos aos observados no ensaio experimental. Com base nisso para a atual análise foi optado por utilizar como carga de topo dos pilares o valor de 110 KN.

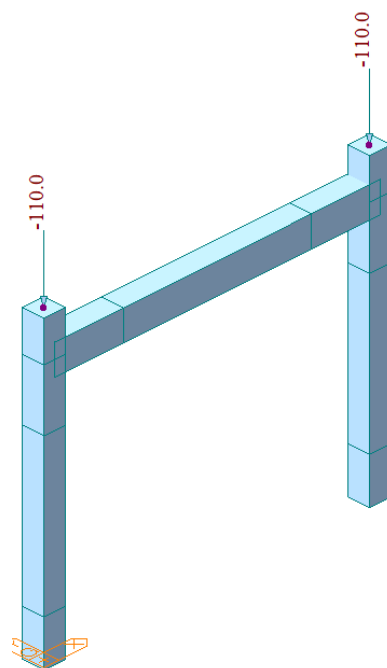


Figura 28 - Cargas concentradas calibradas do pórtico

Fonte: Autor

O carregamento cíclico foi aplicado ao nó de número 6 do pórtico, nó referente a união do pilar esquerdo com a viga, podendo esse ser localizado na figura 26. A cada ciclo de deslocamento o nó parte de seu ponto inicial se desloca uma amplitude para a direita, uma amplitude para e esquerda e então retorna ao ponto inicial concluindo assim um ciclo. A lei de deslocamento seguiu aplicada ao nó foi a mesma utilizada no ensaio experimental, sendo a mesma detalhada na tabela a seguir:

Tabela 4 – Detalhamento lei de deslocamento

Amplitude (mm)	Ciclos (qt)	Ciclo de início (nº)	Ciclo de término (nº)
0,60	2	1	2
1,75	2	3	4
2,20	1	5	5
3,50	2	6	7
7,00	2	8	9
10,50	1	10	10
14,00	2	11	12
20,00	2	13	14
30,00	1	15	15
40,00	1	16	16
50,00	1	17	17
70,00	1	18	18
100,00	4	19	22

Assim como no ensaio experimental os deslocamentos foram aplicados ao pórtico de maneira controlada e quase estática [26], para que assim seja possível capturar apenas a força restauradora exercida pelo pórtico enquanto o mesmo é deslocada. Para isso no modelo numérico desenvolvido no software toda a lei de deslocamento foi aplicada a estrutura em um intervalo de tempo de 4000 segundos, ou seja, os 22 ciclos em 1 hora, 6 minutos e 40 segundos.

4.6 Leis constitutivas do modelo

Quantas as leis constitutivas que regem o comportamento mecânico do pórtico, ele foi dividido em dois. No caso mais simples foi atribuído um comportamento linear elástico para as regiões centrais dos elementos estruturais, sendo esse comportamento linear por um módulo de elasticidade de 45 GPa e um coeficiente de Poisson de 0,2, assumindo que não a ativação das armaduras nessas regiões.

Para as regiões onde há a concentração do comportamento não-linear o modelo de fibras foi utilizado para discretizar a resposta de cada material presente na seção transversal. Desta maneira a seção foi dividida em fibras as quais admite apenas a deformação axial em seu comportamento, sendo tal comportamento governado pela lei constitutiva atrelada ao material presente na região da seção ao qual ela pertence. Dentro do software Midas Civil o modelo de fibras não considera o deslizamento das armaduras, pois para esse modelo é considerado que a seção se mantém plana ao longo de toda a deformação da estrutura e perpendicular ao eixo neutro, sendo o estado de cada fibra avaliado através das deformações axiais e as leis constitutivas vinculadas aos diferentes materiais presentes na seção transversal do elemento estrutural [27].

Para as seções transversais onde há a concentração do comportamento não-linear foram considerados 4 distintos matérias, sendo os materiais: O concreto de cobrimento, o concreto confinado no Pilar, o concreto confinado e o aço referente as armaduras longitudinais. Sendo a distribuição desses materiais na seção do pilar e da viga como representado na figura 29.

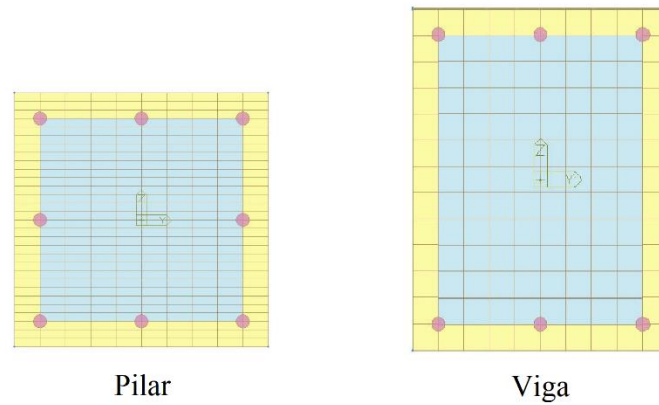


Figura 29 – Regiões seção transversal modelo de fibras

Fonte: Autor

Para os materiais presentes na seção transversal foram atribuídas leis constitutivas. Sendo adotado como modelo hysterético para o comportamento do aço o modelo de Menegotto-Pinto e para o UHPFRC o modelo da Nagoya Highway Corporation, a escolha do modelo da Nagoya se deu devido o mesmo considerar a resistência a tração do concreto em sua formulação como se perceber na figura 30.

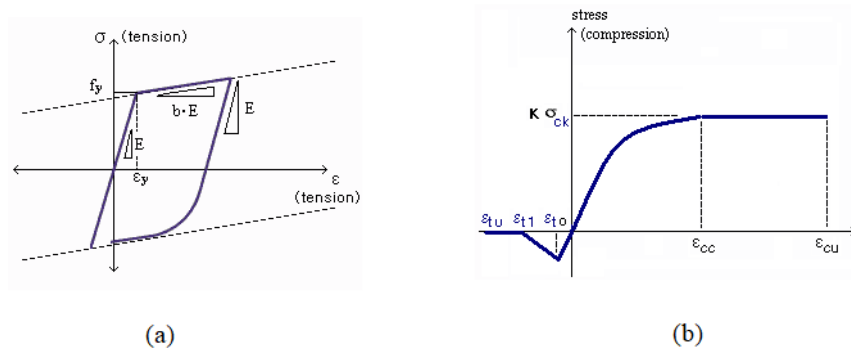


Figura 30 - (a) Menegotto-Pinto; (b) Nagoya Highway Corporation

Fonte: Midas Civil

As propriedades características de entrada do aço para o modelo de Menegotto-Pinto foram as obtidas no modelo validado por Braz-Cesar, Manuel e apresentadas na tabela 5.

Tabela 5 - Propriedades características aço Menegotto-Pinto

Propriedades características aço	
f_y (MPa)	325
E (GPa)	100
b	0,025
R_0	20
a_1	18,5
a_2	0,15

Para o UHPFRC, as propriedades características foram obtidas por meio de resultados de corpos de prova de UHPFRC, com teor de fibras igual a 2%, ensaiados quanto a carregamentos uniaxiais. Tais resultados foram cedidos pelo professor Gidrão, Gustavo e passaram por um tratamento de calibragem que possibilitou semelhança entre os resultados obtidos com os vistos em [13] e permitiu o software analisar a estrutura a todos os ciclos de deslocamentos.

Os dados de entrada utilizados no modelo da Nagoya para os 3 tipos de concretos foram iguais, exceto pelo coeficiente K^* que reflete o aumento a resistência a compressão, o coeficiente foi utilizado para representar o efeito de confinamento e não confinamento dos distintos tipos de concreto contidos nas seções sujeitas ao comportamento não-linear. Os valores para K^* utilizados nos 3 tipos de concreto são os presentes na tabela 6.

Tabela 6 - Coeficiente k^* para os diferentes tipos de concreto

	Concreto de cobrimento	Concreto confinado (pilar)	Concreto confinado (pilar)
K^*	0,8	1,4	1,2

As demais propriedades características do UHPFRC utilizadas no modelo da Nagoya Highway Corporation podem ser vistos na tabela 7.

Tabela 7 - Propriedades características UHPFRC modelo Nagoya Highway corporation

Propriedades características UHPFRC	
σ_{ck} (MPa)	131
ε_{cc}	0,00424
ε_{cu}	0,013
ε_{t0}	0,0005
ε_{t1}	0,00682
ε_{tu}	0,025

Onde:

σ_{ck} Resistência à compressão do corpo de prova cilíndrico;

ε_{cc} Deformação referente a resistência máxima à compressão;

ε_{cu} Deformação última de compressão

ε_{t0} Deformação referente a resistência máxima à tração;

ε_{t1} Deformação de ruptura do corpo de prova a tração;

ε_{tu} Deformação última de tração.

5 Resultados

Os resultados apresentados a seguir são referentes a modelagem numérica feita por meio do software Midas Civil utilizando o modelo de fibras para a simulação do comportamento não linear nas rotulas plásticas de um pórtico com as geometrias idênticas ao ensaiado em [23] e composto por UHPFRC com um teor de fibras de 2%.

5.1 Força restauradora

Foi realizado o mapeamento da força aplicado ao nó de número 6 do pórtico para que o nó sofresse os deslocamentos conforme a lei de deslocamento. Como os deslocamentos foram aplicados de maneira gradativa e bastante lenta, pode se assumir que a força exercida para se obter o deslocamento é igual a força de reação realizada pela estrutura para retornar a sua posição de equilíbrio interno, ou seja, força restauradora.

No gráfico a seguir é possível ver a relação força x deslocamento do pórtico de UHPFRC modelado no presente trabalho com a obtida na análise numérica por meio do modelo de fibras validada por Braz-Cesar, Manuel em [13].

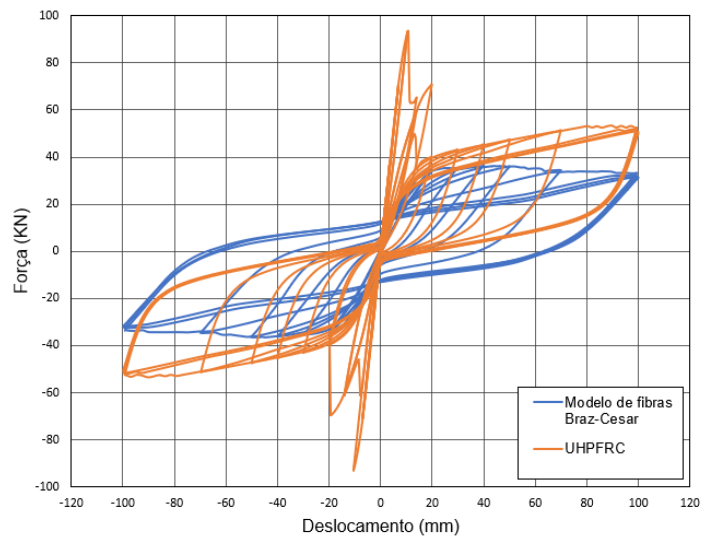


Figura 31 - Força x deslocamento UHPFRC e modelo de fibras de Braz-Cesar

Fonte: Autor

Como se observa no gráfico os valores picos de força observados no comportamento do UHPFRC foram drasticamente mais altos do que os observados no pórtico de concreto comum, alcançando a força restauradora máxima de 93,38 kN no ciclo de número 11 em um deslocamento de 10,74 mm após este marco se intensifica a plastificação do pórtico concluindo o deslocamento de 14 mm, amplitude máxima do ciclo 11, com uma força restauradora que decaiu para o valor de 65,10 kN. Ocorrendo um aumento de 145 % quando substituído o concreto convencional do pórtico pelo UHPFRC.

Tal fato se deve tanto pela elevada rigidez do material quanto também pela sua resistência a tração o que retardou o surgimento de fissuras conservando a rigidez da estrutura até uma amplitude maior de deslocamentos elevando assim também o acúmulo de energia. Também se percebe o maior estreitamento no gráfico do UHPFRC em direção da origem, o que caracteriza um melhor retorno da estrutura ao seu ponto inicial durante o carregamento, isso se deve as elevadas resistências de tração e compressão apresentadas pelo material o que retardou o surgimento de fissuras e limitou o prolongamento das mesmas em direção as fibras mais internas das seções.

5.2 Energia acumulada

No âmbito de realizar uma comparação entra o modelo numérico do pórtico concebido neste trabalho, o modelo numérico validado por Braz-Cesar e os resultados experimentais obtidos no LNEC por Pires em 1990. Foi representada a energia associada a cada uma das curvas força-deslocamento dos modelos anteriormente citados, estando as 3 reunidas no gráfico apresenta na figura 34.

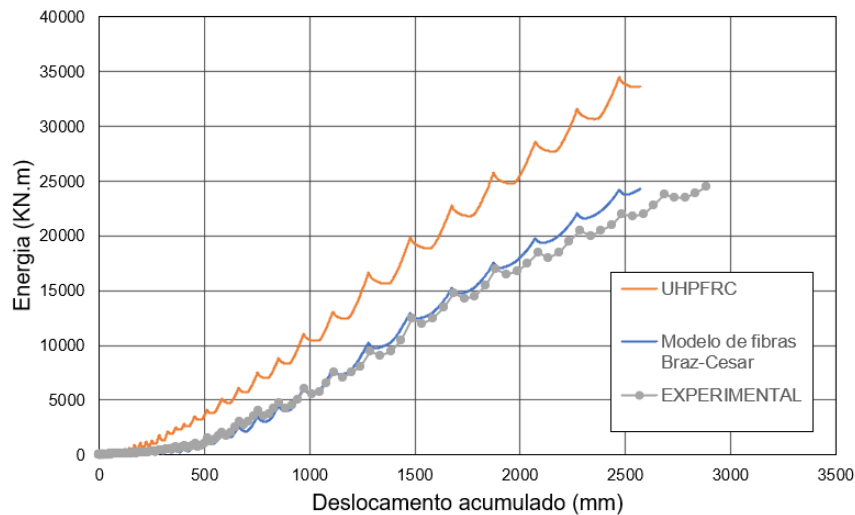


Figura 32 - Curva de energia acumulada de cada modelo

Fonte: Autor

A energia de pico máxima acumulada pelo modelo de UHPFRC foi de 34.490,76 KN.mm, superando por 42% a máxima obtida no modelo numérico de Braz-Cesar e 41% a máxima relatada no ensaio de Pires. Tendo em vista que o módulo de elasticidade do UHPFRC é bastante elevado quando comparado com o do concreto convencional tornando assim o pórtico mais rígido conseqüentemente exigindo uma força maior para se obter o mesmo deslocamento resultando em um trabalho maior, ou seja, envolvendo mais energia ao movimento.

6 Conclusão

Assim como visto na literatura as fibras presentes no UHPFRC exercem um papel importante impedindo a evolução das fissuras assim que são ativadas. Tal fenômeno foi observado no modelo numérico alcançado por esse trabalho, considerando a elevada redução na plastificação das fibras que puderam ser observadas pelo modelo de fibras durante os ciclos. O início da fissuração na região mais plastificada, que se trata da região próxima a base do pilar esquerdo, ocorreu apenas no oitavo ciclo, para o pórtico constituído de UHPFRC, enquanto para o modelo de Braz-César já se tem fissuração desde o terceiro ciclo.

Visto que a força restauradora pico ter sofreu o drástico aumento de 145 % ao se utilizar o concreto de altíssimo desempenho reforçado por fibras no pórtico pode-se concluir que o material quando utilizado confere o aumento de resistência da estrutura frente a deslocamentos laterais, sendo necessárias ações de magnitude muito superior para que a estrutura sofra o mesmo deslocamento lateral que sofreria caso fosse utilizado o concreto convencional na sua fase de construção. Com isso reduzindo a amplitude de deslocamento lateral que uma estrutura estaria exposta a sofrer, gerando assim consequentemente a redução da plastificação e da não linearidade de resposta da mesma, tendo uma estrutura mais segura e previsível devido retorno em partes da linearidade de resposta da mesma.

A complexidade e o detalhamento do modelo de fibras nos permitem obter a resposta da estrutura de maneira bastante detalhada, se avaliando de fibra a fibra o comportamento não linear, porém o mesmo é bastante delicado sendo essencial a calibração dos dados de entrada para se obter um comportamento global da estrutura fidedigno.

6.1 Proposta para trabalhos futuros

Para uma maior validação numérica do comportamento cíclico de pórticos de UHPFRC e até para uma melhor calibragem do modelo aqui presente, seria de grande valia um ensaio experimental de um pórtico composto pelo material. Tendo na literatura um foco maior na análise do material como reforço estrutural ou em um elemento estrutural individual deixando uma brecha de ensaios estruturais que vinculam mais de um elemento estrutural no ensaio, como é o caso de um pórtico.

Referências Bibliográficas

- [1] A. F. L. C. Azevedo, “Betões de elevado desempenho com incorporação de cinzas volantes”, Universidade de Minho, 2002.
- [2] D. D. Rompa e G. M. S. Gidrão, “Caracterização mecânica da rigidez e resistência do concreto de ultra-alto desempenho reforçado por fibras (UHPFRC)”, *Ambiente Construído*, vol. 20, p. 73–88, 2020, doi: 10.1590/s1678-86212020000200388.
- [3] A. M. Matos, S. Nunes, J. L. Barroso-Aguiar, e C. Costa, “Durabilidade de um material cimentício de ultraelevado desempenho reforçado com fibras metálicas”.
- [4] A. Abrishambaf, M. Pimentel, e S. Nunes, “Caracterização do comportamento à tração do UHPFRC: influência da dosagem e orientação das fibras”, 2017.
- [5] P. Máca, R. Sovják, e T. Vavříník, “Experimental investigation of mechanical properties of UHPFRC”, *Procedia Eng*, vol. 65, p. 14–19, 2013, doi: 10.1016/J.PROENG.2013.09.004.
- [6] P. A. Krahl, R. Carrazedo, e M. K. El Debs, “Mechanical damage evolution in UHPFRC: Experimental and numerical investigation”, *Eng Struct*, vol. 170, p. 63–77, set. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.05.064.
- [7] V. Corinaldesi e G. Moriconi, “Mechanical and thermal evaluation of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concretes for engineering applications”, *Constr Build Mater*, vol. 26, n° 1, p. 289–294, jan. 2012, doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2011.06.023.
- [8] R. D. Toledo Filho, E. A. B. Koenders, S. Formagini, e E. M. R. Fairbairn, “Performance assessment of Ultra High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites in view of sustainability”, *Materials & Design (1980-2015)*, vol. 36, p. 880–888, abr. 2012, doi: 10.1016/J.MATDES.2011.09.022.
- [9] Z. Yunsheng, S. Wei, L. Sifeng, J. Chujie, e L. Jianzhong, “Preparation of C200 green reactive powder concrete and its static–dynamic behaviors”, *Cem Concr Compos*, vol. 30, n° 9, p. 831–838, out. 2008, doi: 10.1016/J.CEMCONCOMP.2008.06.008.

- [10] P. Metha e P. Monteiro, “Concreto: estruturas, propriedades e materiais (Concrete: Structure, Properties and Materials)”, 2008.
- [11] A. Said, M. Elsayed, A. A. El-Azim, F. Althoey, e B. A. Tayeh, “Using ultra-high performance fiber reinforced concrete in improvement shear strength of reinforced concrete beams”, *Case Studies in Construction Materials*, vol. 16, p. e01009, jun. 2022, doi: 10.1016/J.CSCM.2022.E01009.
- [12] A. Sine, M. Pimentel, e S. Nunes, “Experimental investigation on punching shear behaviour of RC-(R)UHPFRC composite flat slabs without transverse reinforcement”, *Eng Struct*, vol. 255, p. 113951, mar. 2022, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2022.113951.
- [13] M. T. Braz-César, D. V. Oliveira, e R. Carneiro de Barros, “Validação numérica da resposta cíclica experimental de pórticos de betão armado”, in *CMNE 2008 - 7º Congresso Nacional de Mecânica Experimental. Vila Real, Portugal, 2008*.
- [14] J. Pedrosa *et al.*, “Metodologias de simulação do comportamento cíclico de elementos de betão armado: estudo comparativo e validação experimental”, *Sismica 2007 - 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2007*.
- [15] H. S. A. Varum, “Modelo numérico para a análise sísmica de pórticos planos de betão armado”, Universidade do Porto (Portugal), 1995.
- [16] F. C. Filippou, E. P. Popov, e V. V Bertero, “Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints”, University Of California, 1983.
- [17] S. Jhonson, “Comparison of nonlinear finite element modeling tools for structural concrete”, University of Illinois, 2006.
- [18] T. Jankowiak e T. Lodygowski, “Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model”, *Foundations of civil and environmental engineering*, vol. 6, nº 1, p. 53–69, 2005.
- [19] J. Lee e G. L. Fenves, “Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures”, *Journal of engineering mechanics*, vol. 124, nº 8, p. 892–900, 1998.
- [20] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, e E. Oñate, “A plastic-damage model for concrete”, *Int J Solids Struct*, vol. 25, nº 3, p. 299–326, jan. 1989, doi: 10.1016/0020-7683(89)90050-4.

- [21] T. Tong, J. Wang, H. Lei, e Z. Liu, “UHPC jacket retrofitting of reinforced concrete bridge piers with low flexural reinforcement ratios: experimental investigation and three-dimensional finite element modeling”, *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 17, n° 10, p. 1315–1337, 2021, doi: 10.1080/15732479.2020.1817107.
- [22] M. Menegotto, “Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal”, em *IASBE Preliminary Report for Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated*, 1973, p. 15–22.
- [23] F. Pires, “Influência das paredes de alvenaria no comportamento de estruturas reticuladas de betão armado sujeitas a acções horizontais”, LNEC, Lisboa, 1990.
- [24] H. Varum e A. G. Costa, “Modelo não-linear para a Análise Estática e/ou Dinâmica de Pórticos de Betão Armado”, *3º Encontro Sobre Sismologia e Engenharia Sísmica*, 1997.
- [25] G. M. S. Gidrão, “Estudo numérico e experimental do comportamento cíclico de vigas I protendidas de concreto de altíssimo desempenho”, Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, 2020.
- [26] P. L. O. Folhento, R. Barros, e M. Braz-César, “Parametric study on a Bouc-Wen model with degradation features for the study of cyclic behavior of a reinforced concrete frame”, *AIMS Materials Science*, 8(6), p. 899–916, 2021, doi: 10.3934/materci.2021055.
- [27] P. L. O. Folhento, M. Braz-César, e R. Barros, “Cyclic response of a reinforced concrete frame: Comparison of experimental results with different hysteretic models”, *AIMS Materials Science*, 8(6), p. 917–931, 2021, doi: 10.3934/materci.2021056.