**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

Keila Leticia Baptista de Souza

# Análise numérica da influência do material de reparação em vigas de concreto armado recuperadas

Rio de Janeiro
2018

Keila Leticia Baptista de Souza

# Análise numérica da influência do material de reparação em vigas de concreto armado recuperadas

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientadores: Prof. Dra. Regina Helena Ferreira de Souza

Prof. Dr. André Tenchini da Silva

Rio de Janeiro

2018

CATALOGAÇÃO NA FONTE

UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S719 Souza, Keila Leticia Baptista de.
Análise numérica da influência do material de reparação em vigas de concreto armado recuperadas / Keila Leticia Baptista de Souza. – 2018.
194f.

Orientadores: Regina Helena Ferreira de Souza e André Tenchini da Silva.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil - Teses. 2. Concreto armado - Teses. 3. Método dos elementos finitos - Teses. 4. Patologias estruturais - Teses. 5. Recuperação estrutural – Teses I. Souza, Regina Helena Ferreira de. II. Silva, André Tenchini da. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.012.45

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

10/04/2018

Data

Keila Leticia Baptista de Souza

**Análise numérica da influência do material de reparação em vigas de concreto armado recuperadas**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovada em: 20 de fevereiro de 2018.

Banca Examinadora:

Profa. Regina Helena Ferreira de Souza – Presidente / Orientadora
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. André Tenchini da Silva - Orientador
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Rodrigo Bird Burgos
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Luis Antonio Vieira Carneiro
Instituto Militar de Engenharia - IME

Rio de Janeiro

2018

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais, base da minha vida.

## AGRADECIMENTOS

A Deus, em primeiro lugar, por ter me escolhido, me capacitado, por ter sido minha fonte de força todos os dias e por cada oportunidade cedida.

Aos meus amados e esforçados pais, Renê e Sandra por todo amor, apoio, dedicação e paciência que têm me proporcionado ao longo de todos esses anos; aos meus irmãos por todo ensinamento, cuidado, carinho e proteção.

Aos pais de coração, que Deus me presenteou, Josedackson e Lilian, por sempre me apoiarem e estarem comigo em todos os momentos.

À querida professora Luciane Ribas por ter me ajudado a desenvolver o estimulo, o gosto e a dedicação às pesquisas acadêmicas e por ter acreditado que eu seria capaz.

Aos meus orientadores por serem excelentes exemplos e colocarem em prática o pensamento da Cora Coralina, que diz: Feliz aquele que transfere o que sabe e aprende o que ensina.

A minha dedicada orientadora Regina Helena por toda preocupação, dedicação, esforço, ensinamento, paciência, pela excelente orientação e estímulo, e por todo conhecimento compartilhado. Agradeço por cada gesto de carinho e incentivo.

Ao meu orientador André Tenchini, pelo tempo disponibilizado, pela orientação e até mesmo pelas broncas, por ter assumido o compromisso de sair da sua zona de conforto e me oferecer total apoio. Agradeço por todo o companheirismo e pela incrível transferência de conhecimento.

Ao PGECIV-UERJ e a todos os professores que colaboraram com este trabalho, em especial à professora Maria Elizabeth, por ceder seu tempo e material de pesquisa em ajuda, e à secretaria Helena Alves, por sempre estar prontamente disposta a ajudar.

À equipe do LABBAS, professora Maria Fernanda e os técnicos Israel e Rodolfo, por toda ajuda e disponibilidade quanto às necessidades técnicas dos computadores utilizados nesta pesquisa.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro (FAPERJ) pelos auxílios financeiros concedidos que viabilizaram a confecção deste trabalho.

Aos queridos companheiros do PGECIV, que compartilharam comigo cada problema e cada conquista ao longo dessa caminhada, Gilmar Batista, Jonathan Gonzalez, Karina Mota, Natália Rodrigues e, especialmente, ao Wando Fortes, por me incentivar todos os dias a não desistir com seu deboche diário. Agradeço a todos pela torcida, pelo apoio e por cada pizza ao final dos dias difíceis.

Às pessoas especiais que a vida me presenteou e que tiveram paciência, compressão e respeito pelo meu afastamento durante essa caminhada, em especial ao Thiago Lourenço que me apoiou durante todos os momentos difíceis.

À Priscila e ao Matheus por acreditarem que eu seria capaz, por me apoiarem e me ajudarem de todos os modos possíveis na fase mais crítica deste trabalho.

A todos que direta ou indiretamente colaboraram na minha formação pessoal e profissional, o meu muito obrigada.

Quero melhorar em tudo. Sempre.
*Ayrton Senna*

Não te mandei eu? Esforça-te, e tem bom ânimo; não te atemorizes, nem te espantes; porque o Senhor teu Deus está contigo, por onde quer que andares.
*Josué 1:9*

## RESUMO

SOUZA, Keila Leticia Baptista de. *Análise numérica da influência do material de reparação em vigas de concreto armado recuperadas.* 2018. 194f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

O concreto é amplamente utilizado na construção devido a inúmeros fatores como o domínio da técnica, a mão de obra disponível, a durabilidade, a extensa disponibilidade dos materiais constituintes e a vasta possibilidade de moldagem. Todavia, mesmo com as tecnologias que foram desenvolvidas ao longo do tempo para prolongar sua vida útil, o concreto está sujeito a sofrer danos que deterioram a sua estrutura e, por isso, a manutenção, o reforço e a reparação tornaram-se atividades significativamente essenciais para o setor da construção civil. A interface e a aderência entre o substrato e o material de reparação são aspectos críticos e de substancial importância no desempenho e sucesso do reparo. Posto isto, o presente trabalho tem como objetivo estudar numericamente a reparação estrutural de vigas de concreto armado utilizando argamassas cimentícias e poliméricas através do Método dos Elementos Finitos, por meio do *software* Abaqus, e comparar com ensaios experimentais anteriormente realizados. As vigas foram reparadas nas zonas comprimidas e tracionadas. Na modelagem, utilizou-se o modelo de dano com plasticidade do concreto e, para avaliar a capacidade portante das vigas, foram realizados estudos da influência da malha de elementos finitos e das leis constitutivas do concreto. Assim como, avaliou-se o desempenho do contato utilizado para permitir a transferência de esforços e a ligação entre o substrato do concreto e as argamassas utilizadas na reparação. Foi possível observar que os resultados gerados pela modelagem numérica das vigas de referência conseguiram reproduzir os resultados encontrados nos ensaios experimentais em termos de carga e fissuração adequadamente, encontrando as leis constitutivas que melhor representaram o comportamento do concreto. Os modelos numéricos referentes às vigas reparadas exibiram excelente comportamento quanto à carga última quando comparadas com as experimentais, porém apresentaram divergências para cargas em serviço, o que pode estar relacionado à melhor definição das características dos materiais de reparação. Em relação à distribuição das fissuras, utilizadas como um dos parâmetros de avaliação da aderência modelada, os resultados foram satisfatórios indicando falhas na sua propagação pela interface material de reparo – substrato de concreto, o que experimentalmente foi verificado através da fissuração de aderência.

Palavras-chave: Concreto Armado; Reparação Estrutural; Modelagem Numérica; Análise não linear.

## ABSTRACT

SOUZA, Keila Leticia Baptista de. *Numerical analysis of repair material influence on repaired reinforced concrete beams*. 2018. 194f. *Master's thesis (Master of Science in Civil Engineering) – Engineering Faculty, Rio de Janeiro State University*, Rio de Janeiro, 2018.

Concrete is widely used in civil construction due to numerous factors such as the knowledge of technology, available manpower, durability, availability of constituent materials and the vast possibility of molding. However, regardless of technologies developed to prolong its useful life, concrete is subject to suffer damages that deteriorate its structure and, therefore, maintenance, strengthening and repair have become significant activities for the construction industry. The interface quality and bond between the substrate and the repair material are critical and aspects in the repair performance and success. Therefore, the present work studies numerically the structural repair of reinforced concrete beams with cementitious and polymeric mortars using the Finite Element Method, applying the Abaqus software and comparing it with previously developed experimental tests. The beams were repaired in the compressed and tensioned zones. In the numerical model, the concrete damage plasticity model was used and studies were carried out on the influence of the finite element mesh and the concrete constitutive laws. Likewise, the performance of the contact used to allow the transfer of stresses and the bond between concrete substrate and mortars repair were evaluated. It was seen that reference beams numerical models results were able to reproduce the results found in the experimental tests in terms of load and cracking properly, finding constitutive laws that best depicted the concrete behavior. The repaired beams numerical models exhibited excellent behavior regarding the ultimate load when compared to experimental ones, but showed differences in service limit state, which may be related to a better definition of characteristics of repair materials. In relation to the cracks' distribution, as one of evaluation parameters of bond, the results showed difficulties in the propagation through the interface repair material - concrete substrate, which was experimentally verified through the adhesion cracking.



Keywords: Reinforced concrete; Structural repair; Numerical models; Finite elements method; Nonlinear analysis.

## LISTA DE FIGURAS


Figura 1 – Edifício A noite. ..... 24
Figura 2 – Etapas do processo de reparação ..... 33
Figura 3 – Fatores que influenciam a compatibilidade dos materiais ..... 41
Figura 4 – Ensaio de arrancamento ..... 43
Figura 5 – *Slant shear test* ..... 44
Figura 6 – Desenvolvimento de tensões de cisalhamento horizontais em vigas compostas ..... 50
Figura 7 – Transferência de esforços por meio da interface ..... 51
Figura 8 – Modelo idealizado de um sistema de reparo superficial ..... 53
Figura 9 – Tensão cisalhante *versus* tensão normal na interface para rugosidades distintas ..... 53
Figura 10 – Transferência por atrito ..... 54
Figura 11 – Transferência por ação mecânica ..... 55
Figura 12 – Efeito de pino ..... 56
Figura 13 – Chumbadores para ligação entre concretos ..... 57
Figura 14 – Conectores soldados para ligação entre armaduras ..... 57
Figura 15 – Viga ligada por conector ..... 58
Figura 16 – Partes da EN 1504 ..... 59
Figura 17 – Viga de referência de Souza (1990) ..... 62
Figura 18 – Esquema dos ensaios de Souza (1990) ..... 63
Figura 19 – Discretização do modelo numérico de Campos Filho *et al*. (2004) e Souza *et al*. (2004) ..... 65
Figura 20 – Comparação dos resultados de Campos Filho *et al*. (2004) e Souza *et al*. (2004) com o experimental de Souza e Appleton (2001) ..... 66
Figura 21 – Detalhamento das armaduras longitudinais e transversais dos reforços ..... 68
Figura 22 – Armação do reforço das vigas VR1, VR2 e VR3 ..... 70
Figura 23 – Computador e rugosímetro para leitura da rugosidade ..... 72
Figura 24 – Placas metálicas ..... 73
Figura 25 – Diferentes perfis de rugosidade para a mesma Rugosidade média ..... 74
Figura 26 – Comparação das leituras de rugosidade ..... 76

Figura 27 – Comparação entre os tipos de tratamento ..... 77
Figura 28 – Geometria do modelo e definição da superfície rugosa ..... 78
Figura 29 – Ensaio *pull off* realizado por Belaidi *et al*. (2015) ..... 82
Figura 30 – Modo de falha das amostras no *pull off test* ..... 82
Figura 31 – Esquema representativo do estudo de Tang *et al*. (2016) sobre o sistema de reparação ..... 83
Figura 32 – Evolução da fissuração em função do tempo de secagem ..... 83
Figura 33 – Viga de concreto ensaiada por Cavaco e Câmara (2017) ..... 85
Figura 34 – Primeira parte concretada da viga de Cavaco e Câmara (2017) ..... 85
Figura 35 – Calibração do algoritmo de Alhadid e Youssef (2017) em termos da curva carga *versus* flecha ..... 87
Figura 36 – Fluxograma das etapas de cálculo do algoritmo desenvolvido pelos autores ..... 88
Figura 37 – Exemplo 1 de discretização do meio contínuo ..... 91
Figura 38 – Exemplo 2 de discretização do meio contínuo ..... 91
Figura 39 – Análise completa no ABAQUS ..... 92
Figura 40 – Detalhes dos modelos experimentais ..... 93
Figura 41 – Vigas reparadas pré e pós-ruptura ..... 97
Figura 42 – Esquemas de instrumentação das vigas de Souza e Appleton (2001) 98
Figura 43 – Vista geral em 3D do modelo ..... 99
Figura 44 – Vista longitudinal do modelo (dimensões em milímetros) ..... 100
Figura 45 – Vista transversal do modelo (dimensões em milímetros) ..... 100
Figura 46 – Curva tensão versus deformação adotada para o aço ..... 102
Figura 47 – Comportamento do concreto sob carga uniaxial de compressão ..... 105
Figura 48 – Comportamento do concreto sob carga uniaxial de tração ..... 105
Figura 49 – Superfícies de escoamento para $0,5 < Kc \leq 1,0$ ..... 108
Figura 50 – Representação esquemática da curva tensão versus deformação para solicitação uniaxial de compressão segundo o EN 1992-1-1: 2004 ... 110
Figura 51 – Representação esquemática da curva tensão *versus* deformação desenvolvida por Hognestad (1951) ..... 112
Figura 52 – Representação esquemática da curva tensão *versus* deformação sob compressão elaborada por Alfarah *et al*. (2017) ..... 113
Figura 53 – Representação esquemática da curva tensão *versus* deformação sob compressão uniaxial sugerida por Wahalathantri *et al*. (2011) ..... 115

Figura 54 – Relação dano à compressão *versus* deformação de Genikomsou e Polak (2015) ..... 117
Figura 55 – Relação dano à compressão *versus* deformação de Alfarah *et al*. (2017) ..... 117
Figura 56 – Representação esquemática da curva tensão *versus* deformação sob tração uniaxial elaborada por Alfarah *et al*. (2017) ..... 119
Figura 57 – Representação esquemática da relação tensão *versus* deformação do *Model Code* (2010) ..... 121
Figura 58 – Representação esquemática da relação tensão *versus* abertura de fissura do *Model Code* (2010) ..... 122
Figura 59 – Curva tensão *versus* deslocamento com energia de fratura ..... 123
Figura 60 – Relação dano à tração *versus* deformação de Alfarah *et al*. (2017) ..... 124
Figura 61 – Relação dano à tração *versus* deformação de Genikomsou e Polak (2015) ..... 125
Figura 62 – Aplicação do carregamento ..... 129
Figura 63 – Condições de contorno ..... 130
Figura 64 – Elementos finitos utilizados nos modelos ..... 131
Figura 65 – Discretização das armaduras longitudinais e dos estribos ..... 132
Figura 66 – Discretização da viga de concreto e do reparo de argamassa ..... 133
Figura 67 – Interação entre o aço e o concreto por *Embedded Constraint* ..... 134
Figura 68 – Tensão de aderência *versus* deslizamento ..... 135
Figura 69 – Relação tração *versus* deslocamento para obtenção das rigidezes ..... 137
Figura 70 – Contato entre a viga de concreto e o reparo em argamassa ..... 137
Figura 71 – Comparações das fissurações do Modelo 1 ..... 142
Figura 72 – Comparação das fissurações do Modelo 2 ..... 146
Figura 73 – Comparação das fissurações do Modelo 3 ..... 149
Figura 74 – Comparação das fissurações do Modelo 4 ..... 153
Figura 75 – Comparações das fissurações do Modelo 5 ..... 157
Figura 76 – Fissuração das vigas reparadas com argamassa A ..... 163
Figura 77 – Fissuração das vigas reparadas com argamassa B ..... 167
Figura 78 – Fissuração da viga reparada com argamassa A de $fctm$ reduzido ..... 172
Figura 79 – Fissuração da viga reparada com argamassa B de $fctm$ reduzido ..... 175
Figura 80 – Fissuração da viga reparada com o mesmo concreto do substrato ..... 179

## LISTA DE GRÁFICOS


Gráfico 1 – Venda interna de cimento no Brasil ..... 23
Gráfico 2 – Fatores que afetam a ligação entre o substrato de concreto e o material de reparação ..... 35
Gráfico 3 – Curva carga *versus* flecha no meio do vão das vigas de Souza e Appleton (2001) ..... 95
Gráfico 4 – Curva carga *versus* flecha do Modelo 1 ..... 140
Gráfico 5 – Curva carga *versus* deformação na armadura tracionada do Modelo 1 ..... 141
Gráfico 6 – Curva carga *versus* flecha do Modelo 2 ..... 144
Gráfico 7 – Curva carga *versus* deformação na armadura tracionada do Modelo 2 ..... 144
Gráfico 8 – Curva carga *versus* flecha do Modelo 3 ..... 148
Gráfico 9 – Curva carga *versus* deformação na armadura tracionada do Modelo 3 ..... 148
Gráfico 10 – Curva carga *versus* flecha do Modelo 4 ..... 151
Gráfico 11 – Curva carga *versus* deformação na armadura tracionada do Modelo 4 ..... 152
Gráfico 12 – Curva carga *versus* flecha do Modelo 5 ..... 154
Gráfico 13 – Curva carga *versus* deformação na armadura tracionada do Modelo 5 ..... 155
Gráfico 14 – Curva carga *versus* flecha da viga reparada com argamassa A ..... 161
Gráfico 15 – Curva carga *versus* deformação na armadura tracionada da viga reparada com argamassa A ..... 162
Gráfico 16 – Curva carga *versus* deformação na armadura comprimida da viga reparada com argamassa A ..... 162
Gráfico 17 – Curva carga *versus* flecha da viga reparada com argamassa B ..... 164
Gráfico 18 – Curva carga *versus* deformação na armadura tracionada da viga reparada com argamassa B ..... 166
Gráfico 19 – Curva carga *versus* deformação na armadura comprimida da viga reparada com argamassa B ..... 166

Gráfico 20 – Carga *versus* flecha da viga reparada com argamassa A de $fctm$ reduzido .....169
Gráfico 21 – Carga *versus* deformação na armadura tracionada da viga reparada com argamassa A de $fctm$ reduzido .....170
Gráfico 22 – Carga *versus* deformação na armadura comprimida das vigas reparadas com argamassa A de $fctm$ reduzido .....171
Gráfico 23 – Carga *versus* flecha da viga reparada com argamassa B de $f\mathrm{ctm}$ reduzido .....173
Gráfico 24 – Relação carga *versus* deformação na armadura tracionada da viga reparada com argamassa B de $f\mathrm{ctm}$ reduzido .....174
Gráfico 25 – Relação carga *versus* deformação na armadura comprimida das vigas reparadas com argamassa B de $f\mathrm{ctm}$ reduzido .....174
Gráfico 26 – Carga *versus* flecha da viga reparada com concreto semelhante ao do substrato .....177
Gráfico 27 – Carga *versus* deformação na armadura tracionada das vigas reparadas com concreto semelhante ao do substrato .....178
Gráfico 28 – Carga *versus* deformação na armadura comprimida das vigas reparadas com concreto semelhante ao do substrato .....178

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Consumo mundial de cimento ..... 22
Tabela 2 – Levantamento das manifestações patológicas em estruturas de concreto armado do estudo de Silva (2011) ..... 27
Tabela 3 – Requisitos das argamassas aplicadas manualmente para reparações estruturais e não estruturais para todos os usos previstos ..... 61
Tabela 4 – Tensão cisalhante média experimental e numérica em MPa ..... 78
Tabela 5 – Comparação dos métodos de quantificação da rugosidade ..... 80
Tabela 6 – Nomenclatura das vigas ensaiadas. ..... 94
Tabela 7 – Propriedades mecânicas do concreto e argamassas ..... 94
Tabela 8 – Propriedades mecânicas do aço ..... 95
Tabela 9 – Tipos de elementos finitos ..... 131
Tabela 10 – Modelos numéricos de calibração ..... 138
Tabela 11 – Impactos da variação do tamanho do elemento finito no Modelo 1 ... 139
Tabela 12 – Impactos da variação do tamanho do elemento finito no Modelo 2 ... 143
Tabela 13 – Impactos da variação do tamanho do elemento finito no Modelo 3 ... 147
Tabela 14 – Impactos da variação do tamanho do elemento finito no Modelo 4 ... 150
Tabela 15 – Impactos da variação do tamanho do elemento finito no Modelo 5 ... 154
Tabela 16 – Modelos numéricos das vigas reparadas ..... 160
Tabela 17 – Modelos das análises complementares com redução do $fctm$ ..... 168
Tabela 18 – Modelo numérico da viga reparada com mesmo material do substrato ... ..... 168

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

| | |
|---|---|
| ASTM | *American Society for Testing and Material* |
| CEB | *Comité Européen du Béton* |
| CDPM | *Concrete Damaged Plasticity Model* |
| EUROCODE | *European Committee for Standardization* |
| EN | *European Standard Norma Internacional* |
| FE | *Finite elements* |
| FIP | *Federation International de la Précontrainte* |
| LiDAR | *Light detection and ranging* |
| LRA | *Laser roughness analyzer* |
| MEF | Método dos Elementos Finitos |
| MTD | *Mean texture depth* |
| NBR | Norma brasileira |
| NP | Norma portuguesa |
| PDI | *Processing of digital image* |
| RC | *Reinforced concrete* |

## LISTA DE SÍMBOLOS

| | |
|---|---|
| $\mu$ | Coeficiente de atrito |
| $f_{cm}$ | Resistência média à compressão do concreto |
| $f_{ctm}$ | Resistência média à tração direta do concreto |
| $E_{cm}$ | Módulo de elasticidade do concreto |
| $\nu$ | Coeficiente de Poisson |
| $\tau_{ad}$ | Tensão de aderência das argamassas ao substrato de concreto |
| $f_{sy}$ | Resistência de escoamento do aço |
| $f_{su}$ | Resistência de ruptura do aço |
| $E_s$ | Módulo de elasticidade do aço |
| $\sigma$ | Tensão |
| $\varepsilon$ | Deformação |
| $E$ | Módulo de elasticidade |
| $f_y$ | Resistência de escoamento do aço |
| $\sigma_{c0}$ | Tensão máxima de compressão do concreto |
| $\sigma_{t0}$ | Tensão máxima de tração do concreto |
| $\bar{\sigma}_c$ | Tensão de compressão uniaxial efetiva do concreto |
| $\bar{\sigma}_t$ | Tensão de tração uniaxial efetiva do concreto |
| $\sigma_c$ | Tensão de compressão uniaxial do concreto |
| $\sigma_t$ | Tensão de tração uniaxial do concreto |
| $E_0$ | Módulo de elasticidade inicial do concreto |
| $\varepsilon_c^{ch}$ | Deformação de esmagamento do concreto |
| $\varepsilon_t^{ck}$ | Deformação de fissuração do concreto |
| $\varepsilon_c^{pl}$ | Deformação plástica de compressão do concreto |
| $\varepsilon_t^{pl}$ | Deformação plástica de tração do concreto |
| $d_c$ | Variavel do dano do concreto à compressão |
| $d_t$ | Variavel do dano do concreto à tensão |
| $\sigma_{b0}$ | Resistência do concreto no estado biaxial |
| $\sigma_{c0}$ | Resistência do concreto no estado uniaxial |
| $\varepsilon$ | Excentricidade |

| | |
|---|---|
| $K_c$ | Relação entre a magnitude da tensão desviadora de tração uniaxial e a de compressão uniaxial |
| $\psi$ | Ângulo de dilatância |
| $\sigma_{c2c}$ | Resistência à compressão no estado biaxial |
| $\sigma_c$ | Resistência à compressão no estado uniaxial |
| $\rho_{t0}$ | Magnitude das tensões desviadoras de tração uniaxial |
| $\rho_{c0}$ | Magnitude das tensões desviadoras de compressão uniaxial |
| $\phi$ | Ângulo de atrito do concreto |
| $\mu$ | Viscosidade |
| $\varepsilon_{cu1}$ | Deformação última do concreto |
| $\varepsilon_{c1}$ | Deformação à compressão do concreto correspondente à tensão máxima |
| $f'_c$ | Resistência média à compressão do concreto |
| $E_{sec}$ | Módulo de elasticidade secante do concreto |
| $\varepsilon_0$ | Deformação à compressão do concreto correspondente à tensão máxima |
| $\varepsilon_{0c}^{el}$ | Deformação elástica inicial do concreto sob compressão |
| $\varepsilon_c^{el}$ | Deformação elástica do concreto sob compressão |
| $E_0$ | Módulo de elasticidade secante do concreto |
| $G_{ch}$ | Energia de esmagamento do concreto |
| $l_{eq}$ | Comprimento característico do elemento finito |
| $\varepsilon_d$ | Deformação última |
| $\varepsilon_{0t}^{el}$ | Deformação elástica de tração não danificada do concreto |
| $\varepsilon_t^{el}$ | Deformação elástica de tração do concreto já danificado |
| $f_{tm}$ | Resistência média à tração do concreto |
| $w$ | Abertura de fissura |
| $w_c$ | Abertura crítica de fissura |
| $G_f$ | Energia de fratura do concreto |
| $\varepsilon_t$ | Deformação de tração do concreto |
| $\varepsilon_{tm}$ | Deformação referente à resistência média à tração do concreto |
| $\sigma_{ct}$ | Tensão de tração uniaxial do concreto |
| $E_{ci}$ | Módulo de elasticidade tangente |
| $w_1$ | Abertura de fissura para $\sigma_{ct} = 0.2\ f_{ctm}$ |
| $sd$ | Desvio padrão |

**SUMÁRIO**


| | | |
|---|---|---|
| | **INTRODUÇÃO** | 22 |
| | MOTIVAÇÃO | 29 |
| | OBJETIVOS | 30 |
| | ESTRUTURA DO TRABALHO | 31 |
| 1. | **FUNDAMENTOS DA REPARAÇÃO** | 32 |
| 1.1. | TÉCNICAS DE PREPARAÇÃO DO SUBSTRATO | 35 |
| 1.2. | MATERIAIS PARA REPARAÇÃO | 37 |
| 1.2.1 | PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO | 41 |
| 1.2.1.1 | ADERÊNCIA | 42 |
| 1.2.1.2 | RETRAÇÃO POR SECAGEM | 44 |
| 1.2.1.3 | COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA | 45 |
| 1.2.1.4 | MÓDULO DE ELASTICIDADE | 45 |
| 1.2.1.5 | VARIAÇÃO DIMENSIONAL | 45 |
| 1.2.1.6 | DURABILIDADE | 46 |
| 1.2.1.7 | FLUÊNCIA | 46 |
| 1.2.1.8 | PROPRIEDADES MECÂNICAS | 47 |
| 1.2.1.9 | PROPRIEDADES CONSTRUTIVAS | 47 |
| 1.2.2 | CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE OS MATERIAIS DE REPARAÇÃO | 48 |
| 1.3. | TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS | 49 |
| 1.3.1 | TRANSFERÊNCIA DE CARGA PELA INTERFACE | 51 |
| 1.3.1.1 | TRANSFERÊNCIA POR ADESÃO | 52 |
| 1.3.1.2 | TRANSFERÊNCIA POR ATRITO | 54 |
| 1.3.1.3 | TRANSFERÊNCIA POR AÇÃO MECÂNICA | 55 |
| 1.3.2 | TRANSFERÊNCIA DE CARGA PELA ARMADURA TRANSVERSAL | 55 |
| 1.3.3 | TRANSFERÊNCIA DE CARGA ATRAVÉS DE CONECTORES | 56 |
| 2. | **REVISÃO BIBLIOGRÁFICA** | 59 |
| 2.1. | NORMAS | 59 |
| 2.2. | ESTUDOS ENCONTRADOS NA LITERATURA | 62 |
| 2.2.1. | ESTUDO DE SOUZA (1990) | 62 |

2.2.2. ESTUDO DE CAMPOS FILHO *ET AL*. (2004) E DE SOUZA *ET AL*. (2004) .....64
2.2.3. ESTUDO DE SANTOS (2006).....67
2.2.4. ESTUDO DE SIMÕES (2007) .....69
2.2.5. ESTUDO DE CEIA (2013).....71
2.2.5.1. PARÂMETROS CALCULADOS ATRAVÉS DO MÉTODO 2D-LRA PARA AS EXPRESSÕES DOS RESULTADOS .....73
2.2.5.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE A RUGOSIDADE .....76
2.2.5.3. MODELAGEM NUMÉRICA DO *SLANT SHEAR TEST* .....77
2.2.6. ESTADO DA ARTE DESENVOLVIDO POR SANTOS E JÚLIO (2013) ...79
2.2.7. ESTUDO DE BELAIDI *ET AL*. (2015).....81
2.2.8. ESTUDO DE TANG *ET AL*. (2016) .....82
2.2.9. ESTUDO DE CAVACO E CÂMARA (2017) .....84
2.2.10. ESTUDO DE ALHADID E YOUSSEF (2017) .....86
2.3. CONSIDERAÇÕES .....89
3. **MODELAGEM NUMÉRICA**.....90
3.1. PROGRAMA EXPERIMENTAL .....93
3.2. GEOMETRIA DO MODELO .....99
3.3. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS.....100
3.3.1. MODELO CONSTITUTIVO PARA O AÇO .....101
3.3.2. MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO .....103
3.3.2.1. CONCRETE DAMAGED PLASTICITY MODEL (CDPM) .....103
3.3.2.2. LEI CONSTITUTIVA DE COMPRESSÃO UNIAXIAL DO CONCRETO .109
3.3.2.2.1. EN 1992-1-1:2004 .....110
3.3.2.2.2. PARÁBOLA DESENVOLVIDA POR HOGNESTAD (1951).....111
3.3.2.2.3. ALFARAH *ET AL*. (2017).....112
3.3.2.2.4. WAHALATHANTRI *ET AL*. (2011).....114
3.3.2.2.5. FORMULAÇÃO DO DANO PARA O CONCRETO EM COMPRESSÃO 116
3.3.2.3. LEI CONSTITUTIVA DE TRAÇÃO UNIAXIAL DO CONCRETO .....118
3.3.2.3.1. ALFARAH *ET AL*. (2017).....119
3.3.2.3.2. *MODEL CODE* (CEB-FIP, 2010).....120
3.3.2.3.3. CRITÉRIO DE ENERGIA DE FRATURA .....122
3.3.2.3.4. FORMULAÇÃO DO DANO PARA O CONCRETO EM TRAÇÃO .....124
3.4. ANÁLISE NÃO LINEAR.....126

3.4.1. ABAQUS/*EXPLICIT* ..... 127
3.5. CARREGAMENTO E CONDIÇÃO DE CONTORNO ..... 129
3.6. DISCRETIZAÇÃO ..... 130
3.7. ADERÊNCIA ..... 133
3.7.1. ADERÊNCIA ENTRE AÇO E CONCRETO ..... 133
3.7.2. ADERÊNCIA ENTRE CONCRETO E ARGAMASSA ..... 136
4. **VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO** ..... 138
4.1. MODELO NUMÉRICO 1 ..... 139
4.1.1. CAPACIDADE RESISTENTE DA VIGA DE REFERÊNCIA NO MODELO 1 ..... 139
4.1.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DO MODELO 1 ..... 141
4.2. MODELO NUMÉRICO 2 ..... 143
4.2.1. CAPACIDADE RESISTENTE DA VIGA DE REFERÊNCIA NO MODELO 2 ..... 143
4.2.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DO MODELO 2 ..... 145
4.3. MODELO NUMÉRICO 3 ..... 146
4.3.1. CAPACIDADE RESISTENTE DA VIGA DE REFERÊNCIA NO MODELO 3 ..... 147
4.3.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DO MODELO 3 ..... 149
4.4. MODELO NUMÉRICO 4 ..... 150
4.4.1. CAPACIDADE RESISTENTE DA VIGA DE REFERÊNCIA NO MODELO 4 ..... 151
4.4.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DO MODELO 4 ..... 152
4.5. MODELO NUMÉRICO 5 ..... 153
4.5.1. CAPACIDADE RESISTENTE DA VIGA DE REFERÊNCIA NO MODELO 5 ..... 154
4.5.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DO MODELO 5 ..... 156
4.6. CONSIDERAÇÕES SOBRE OS MODELOS NUMÉRICOS DE VALIDAÇÃO ..... 157
5. **ESTUDO NUMÉRICO DAS VIGAS REPARADAS** ..... 160
5.1. VIGA REPARADA COM A ARGAMASSA “A” ..... 160
5.1.1. COMPORTAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS REPARADAS COM ARGAMASSA A ..... 161

5.1.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DA VIGA REPARADA COM ARGAMASSA A ..... 163
5.2. VIGA REPARADA COM ARGAMASSA “B” ..... 164
5.2.1. COMPORTAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS REPARADAS COM ARGAMASSA B ..... 165
5.2.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DA VIGA REPARADA COM ARGAMASSA B ..... 167
5.3. ANÁLISES COMPLEMENTARES ..... 168
5.3.1. VIGA REPARADA COM REDUÇÃO DA RESISTÊNCIA MÉDIA À TRAÇÃO DA ARGAMASSA “A” ..... 169
5.3.1.1. COMPORTAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS REPARADAS COM ARGAMASSA A DE $fctm$ REDUZIDO ..... 170
5.3.1.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DA VIGA REPARADA COM ARGAMASSA A DE $fctm$ REDUZIDO ..... 171
5.3.1.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE A VIGA REPARADA COM ARGAMASSA A DE $fctm$ REDUZIDO ..... 172
5.3.2. VIGA REPARADA COM REDUÇÃO DA RESISTÊNCIA MÉDIA À TRAÇÃO DA ARGAMASSA “B” ..... 172
5.3.2.1. COMPORTAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS REPARADAS COM ARGAMASSA B DE $fctm$ REDUZIDO ..... 173
5.3.2.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DA VIGA REPARADA COM ARGAMASSA B DE $fctm$ REDUZIDO ..... 175
5.3.2.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE A VIGA REPARADA COM ARGAMASSA B DE $fctm$ REDUZIDO ..... 176
5.3.3. VIGA REPARADA COM O MESMO CONCRETO DO SUBSTRATO ..... 176
5.3.3.1. COMPORTAMENTO DAS ARMADURAS DA VIGA REPARADA COM O MESMO CONCRETO DO SUBSTRATO ..... 177
5.3.3.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DA VIGA REPARADA COM O MESMO CONCRETO DO SUBSTRATO ..... 179
5.3.3.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE A VIGA REPARADA COM O MESMO CONCRETO DO SUBSTRATO ..... 180
**CONCLUSÃO** ..... 181
**SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS** ..... 184
**REFERÊNCIAS** ..... 186

## INTRODUÇÃO

O crescimento e desenvolvimento constante da população e dos grandes centros urbanos geram uma expressiva utilização de materiais de construção. Em relação aos materiais de construção, o concreto armado é considerado um dos materiais estruturais mais importantes e utilizados da construção civil. Segundo Santos (2015), é estimado um consumo anual de 11 bilhões de toneladas de concreto. A Tabela 1 apresenta o consumo de cimento, que é um dos principais constituintes do concreto, que ultrapassou a marca de 3800 milhões de toneladas no ano de 2012.

Tabela 1 – Consumo mundial de cimento

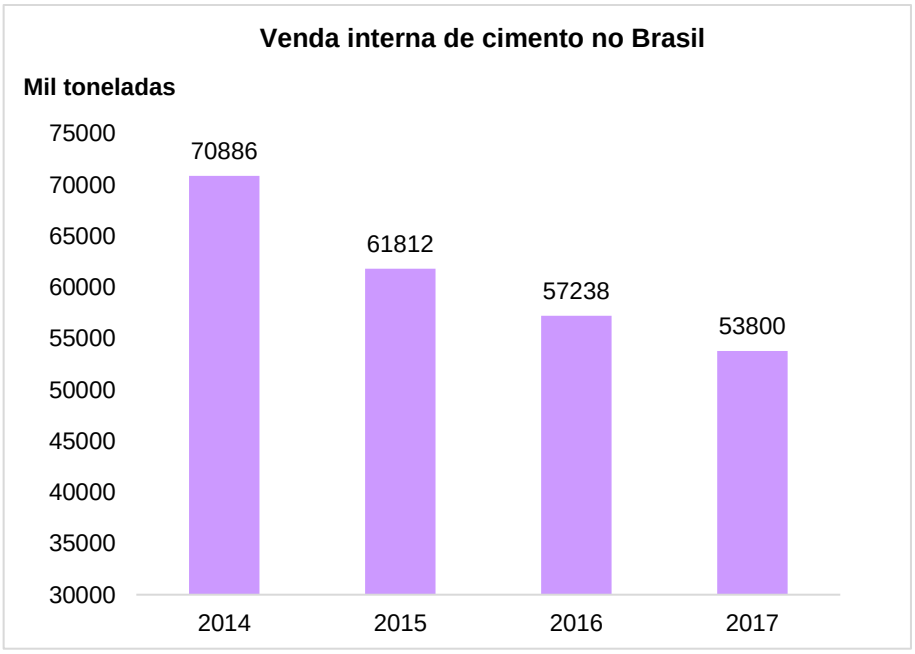
| | PAÍSES | 2006 | 2007 | 2008 | 2009 | 2010 | 2011 | 2012 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1. | China | 1.218,10 | 1.346,50 | 1.375,70 | 1.642,20 | 1.872,90 | 2.053,20 | 2.228,90 |
| 2. | Índia | 152,6 | 166,4 | 181,5 | 185,1 | 218,7 | 229,5 | 237 |
| 3. | Estados Unidos | 127,7 | 116,6 | 96,8 | 71,5 | 71,2 | 72,2 | 77,9 |
| 4. | Brasil | 41 | 45,1 | 51,6 | 51,9 | 60 | 65 | 69,3 |
| 5. | Rússia | 52,5 | 60,8 | 60,9 | 44 | 49,8 | 57,6 | 65,2 |
| 6. | Irã | 34,8 | 40 | 43,5 | 47,8 | 53,9 | 56 | 57,6 |
| 7. | Vietnã | 32,7 | 35,5 | 40 | 47,8 | 55 | 50 | 57,2 |
| 8. | Egito | 34,3 | 36,8 | 39,6 | 47,9 | 53,9 | 53 | 55,7 |
| 9. | Indonésia | 32 | 34,2 | 38,1 | 38,5 | 40,8 | 48 | 55 |
| 10. | Turquia | 41,6 | 42,5 | 40,6 | 40,9 | 47,7 | 52,3 | 53,9 |
| 11. | Arábia Saudita | 25 | 26,6 | 35 | 36,6 | 41,2 | 46 | 52,6 |
| 12. | Japão | 58,6 | 56,8 | 51,4 | 44,3 | 41,8 | 42,1 | 44,3 |
| 13. | Coréia do Sul | 48,4 | 50,8 | 50,6 | 48,5 | 45,5 | 44,7 | 43,9 |
| 14. | México | 35,9 | 36,8 | 35,1 | 34,4 | 33,9 | 34,4 | 34,6 |
| 15. | Tailândia | 26,6 | 24,9 | 23,9 | 23,3 | 25,1 | 25,5 | 28,5 |
| | Total Mundial (Milhões de Toneladas) | 2.593,10 | 2.769,30 | 2.839,20 | 3.035,30 | 3.357,40 | 3.602,70 | 3.809,00 |

Fonte: SNIC (2013).

Segundo dados preliminares do SNIC, as vendas internas de cimento no Brasil totalizaram 53,8 milhões de toneladas em 2017. Esse número representa uma redução de 6% em relação ao ano de 2016, redução esta que não se mostra significativa frente ao estado econômico do país nos últimos anos. Já quando

comparadas, as vendas do triênio 2015-2017 tiveram uma redução de 24% em relação ao ano de 2014. O Gráfico 1 apresenta a venda do cimento nos últimos anos.

Gráfico 1 – Venda interna de cimento no Brasil




Fonte: adaptado de SNIC (2017).

Esta posição quanto ao consumo deve-se ao emprego do material em diversos tipos de construção desde construções mais simples a construções mais complexas, podendo citar como exemplo seu uso em casas de alvenaria, em rodovias, em pontes, em edifícios, mesmo os mais altos do mundo, em torres de resfriamento, em usinas hidrelétricas e nucleares, em obras de saneamento e até mesmo em plataformas de extração petrolífera móveis.

O concreto possui uma série de características e propriedades que o justificam como material estrutural mais utilizado no mundo. São muitas as razões que facilitam a sua utilização frente a outros materiais, como o baixo custo de fabricação e manutenção, sua resistência à água, sua elevada resistência a esforços de compressão e à vibração, a durabilidade e resistência à altas temperaturas, possibilidade de pré-moldagem, a facilidade com a qual os elementos estruturais de concreto podem ser obtidos com infinita variedade de formas e tamanhos, a capacidade de se adequar a variadas condições de produção e a ampla disponibilidade dos seus principais componentes, entre outras (GUERRANTE, 2013

e FIGUEIREDO, 2011). As principais desvantagens são o elevado peso próprio dos elementos estruturais (MARINS NETO, 2007) e o fato de ter sua qualidade aferida apenas depois que a peça estrutural é produzida. Ou seja, pelo controle regular de qualidade, apenas 28 dias após a execução de uma peça é possível verificar com certa confiança se a mesma atende aos requisitos associados ao desempenho estrutural. A Figura 1 apresenta a primeira obra em concreto armado no Brasil, o “Edifício A” noite, no Rio de Janeiro, que foi o maior arranha-céu da América Latina no final dos anos 1920.

Figura 1 – Edifício A noite.

Fonte: Wikipédia (2017).

O concreto armado é a combinação do concreto simples com elementos de aço, que constituem as armaduras. De acordo com Marques (2015), o concreto armado surgiu com a finalidade de unir a sua capacidade de se moldar a qualquer forma às qualidades da brita, resistência à compressão e durabilidade, e às qualidades do aço, elevadas resistências mecânicas.

Até o início do século XX, existia a crença de que o concreto armado poderia alcançar vida útil elevada, isso sem a necessidade de reparação. Existe a possibilidade de ocorrer, caso o projeto e a execução sejam isentos de erros e o ambiente, pouco agressivo. Contudo, como é de intensa complexidade controlar estes fatores construtivos e ambientais, facilmente ocorrem as manifestações patológicas nas estruturas de concreto.

Toda estrutura deve ser executada para ter desempenho satisfatório conforme as finalidades de uso para a qual foi projetada (NBR 6118, 2014). Entretanto, mesmo o concreto sendo considerado um material durável, em alguns casos surgem problemas patológicos que deterioram as estruturas, reduzindo sua vida útil.

Essas deteriorações podem comprometer a capacidade resistente das estruturas, caso não sejam identificadas e tratadas a tempo (SIMÕES, 2007). Alguns fatores que podem contribuir para o surgimento de patologias são: erros e desapreço com aspectos relativos à durabilidade nas etapas de projeto e construção, envelhecimento natural da estrutura, mudança do tipo de utilização, ausência de controle de qualidade, ausência de atividades de manutenção periódica, acidentes de origem natural ou humana, entre outros.

Os problemas patológicos e a necessidade de reabilitação das estruturas não são um problema recente e dependem principalmente da qualidade da construção. Todavia, outros fatores, que não se relacionam à qualidade ou à durabilidade da edificação, como a mudança do uso da estrutura e a má utilização, também podem levar à necessidade de reparação ou reforço estrutural.

O surgimento dos problemas patológicos em uma estrutura pode indicar, geralmente, a ocorrência de uma ou mais falhas durante a execução das etapas construtivas e no sistema de controle de qualidade (SOUZA e RIPPER, 1998). Diversas podem ser as causas dos problemas patológicos, desde a criação do projeto até imperícias e falhas involuntárias.

A NBR 6118 (2014) separa os mecanismos de deterioração em: mecanismos preponderantes de deterioração ao concreto, mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura e mecanismos de deterioração da estrutura propriamente dita.

Em relação aos mecanismos de deterioração relativos ao concreto tem-se a lixiviação, que dissolve e carreia os compostos hidratados da pasta de cimento por

ação da água; a expansão por sulfato, que ocorre através da reação expansiva e deletéria entre a pasta de cimento hidratado e água ou solo contaminados com sulfatos; e a reação álcali-agregado, que se dá pela reação entre os álcalis do cimento e os agregados reativos.

Dentre os mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura citam-se a despassivação por carbonatação, que ocorre através da ação do gás carbônico da atmosfera sobre o aço, e a despassivação por ação dos cloretos, que consiste na ruptura da camada de passivação por ação de elevado teor de íon-cloro. A despassivação do aço das armaduras pode levar à corrosão da barra.

Os mecanismos de deterioração da estrutura propriamente dita são todos aqueles relacionados às ações mecânicas, como impactos, ações cíclicas, retração, fluência, relaxação, movimentações de origem térmica, e qualquer ação que atue sobre a estrutura.

Alguns dos sintomas patológicos de maior ocorrência nos elementos de concreto armado são as eflorescências, as flechas excessivas, a carbonatação, a fissuração, a corrosão do concreto e da armadura, entre outros. No caso da corrosão das armaduras, esta patologia pode estar associada ao cobrimento de concreto insuficiente, à permeabilidade excessiva do concreto ou até a mesmo à deficiência de impermeabilização da estrutura, que permite a percolação da água e a lixiviação do hidróxido de cálcio.

A Tabela 2 apresenta um estudo feito por Silva (2011), onde o autor realizou um levantamento da ocorrência de manifestações patológicas em 30 obras distintas na cidade de Fortaleza. A corrosão das armaduras e a fissuração foram as deteriorações mais presentes.

Para tratar as manifestações patológicas de um elemento estrutural, deve-se conhecer os mecanismos que os provocaram para aplicar a metodologia de solução adequada. Logo, é necessário realizar um diagnóstico completo, definindo as causas, as possíveis consequências e as prováveis formas de solucionar o problema.

O estudo das manifestações patológicas e dos processos de reparação e manutenção das estruturas colabora para o aumento da qualidade de construção. De acordo com Santos (2006) a restauração das condições estruturais originais das edificações, viadutos e pontes e o aumento da sua capacidade resistente consistem, respectivamente, no processo de reparação e reforço.

Tabela 2 – Levantamento das manifestações patológicas em estruturas de concreto armado do estudo de Silva (2011)

| MANIFESTAÇÃO / LOCAL | CORROSÃO DAS ARMADURAS | DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS | DESAGREGAÇÃO | EFLORESCÊNCIA | FISSURAS | FUNGOS | INFILTRAÇÕES | MANCHAMENTO SUPERFICIAL | SEGREGAÇÃO |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| OBRA 1 | X | - | - | - | X | - | - | X | - |
| OBRA 2 | X | - | - | - | X | - | - | - | - |
| OBRA 3 | X | - | X | X | X | - | - | - | - |
| OBRA 4 | X | - | - | - | X | X | X | X | - |
| OBRA 5 | X | - | X | X | X | - | X | - | - |
| OBRA 6 | X | - | X | - | X | - | X | - | - |
| OBRA 7 | X | - | - | - | X | - | X | - | - |
| OBRA 8 | X | X | X | - | X | X | X | X | - |
| OBRA 9 | X | - | X | X | X | X | - | X | - |
| OBRA 10 | X | - | - | - | - | - | - | - | - |
| OBRA 11 | X | - | - | - | - | - | - | - | X |
| OBRA 12 | X | - | X | X | X | - | X | - | - |
| OBRA 13 | X | - | - | - | X | - | - | X | - |
| OBRA 14 | X | - | - | - | - | - | - | - | X |
| OBRA 15 | X | - | - | - | X | - | X | X | - |
| OBRA 16 | X | - | X | X | - | - | X | X | - |
| OBRA 17 | X | - | X | X | X | X | - | - | X |
| OBRA 18 | X | - | X | - | X | - | - | - | - |
| OBRA 19 | X | - | - | - | X | - | - | - | - |
| OBRA 20 | X | - | X | - | X | - | - | X | - |
| OBRA 21 | X | X | X | X | X | X | X | - | X |
| OBRA 22 | X | - | - | - | - | - | - | - | X |
| OBRA 23 | - | X | - | - | X | - | - | - | - |
| OBRA 24 | X | - | - | - | X | - | - | - | - |
| OBRA 25 | X | - | X | - | - | - | - | - | - |
| OBRA 26 | X | - | X | - | - | - | - | - | - |
| OBRA 27 | X | - | X | - | - | - | - | - | - |
| OBRA 28 | X | X | - | - | X | - | - | - | X |
| OBRA 29 | X | - | - | X | - | - | X | - | X |
| OBRA 30 | X | X | X | - | X | - | - | - | X |
| TOTAL | 29 | 5 | 15 | 8 | 20 | 5 | 10 | 8 | 8 |
| % | **96,7%** | **16,7%** | **50,0%** | **26,7%** | **66,7%** | **16,7%** | **33,3%** | **26,7%** | **26,7%** |

Fonte: adaptado de Silva (2011).

Caso seja constatada a necessidade de reparar a estrutura, a escolha da técnica a ser aplicada deve ser feita em função de fatores técnicos e econômicos, como a necessidade de continuidade ou não da utilização da estrutura durante a

obra, as condições e custos da realização da intervenção, a agressividade do meio ambiente e a disponibilidade local de mão-de-obra especializada, materiais e equipamentos (SIMÕES, 2007).

Em resumo, um projeto de reparação deve iniciar com o correto diagnóstico do problema e a tomada de medidas emergenciais, se necessárias. Em seguida, é essencial investigar o estado da estrutura, através de ensaios destrutivos ou não. Com consciência da real situação dos elementos estruturais, deve-se então selecionar a melhor técnica e os materiais mais indicados a utilizar para projetar, calcular e executar a reparação com um rigoroso controle de qualidade (VIANA, 2004 e SANTOS, 2006).

Nas últimas décadas tem-se observado uma grande preocupação com os aspectos relacionados à durabilidade, manutenção e adequação das estruturas a novos usos, o que tem estimulado o desenvolvimento de tecnologias destinadas a solucionar elementos deteriorados, danificados ou tornados obsoletos.

Atualmente ao projetar-se uma estrutura, as características de durabilidade dos materiais devem ser levadas em consideração. Segundo Souza e Ripper (1998) a concepção de construções duráveis implica na adoção de um conjunto de decisões e procedimentos que garantam um desempenho satisfatório ao longo da vida útil da construção. A busca pela durabilidade é extremamente importante, tanto do ponto de vista financeiro, como do ponto de vista de segurança e condições de uso. Quanto mais durável é uma edificação, menos dinheiro o proprietário precisará dispor para manutenção corretiva, a fim de restaurar o material afetado por patologias (MARQUES, 2015).

É comum encontrar na literatura algumas definições para o termo durabilidade. Para a NBR 6118 (2014), a durabilidade é a capacidade da estrutura em conservar sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil, desde que sejam projetadas e construídas sob as condições ambientais previstas quando projetadas e utilizadas conforme descrito em projeto.

Mehta e Monteiro (2006) definem a durabilidade do concreto como sendo a capacidade de resistir à ação das intempéries, agentes agressivos, abrasão ou qualquer outro processo que leve a manifestações patológicas, isto é, o concreto durável deverá manter a sua forma original, qualidade e capacidade de utilização quando exposto ao meio ambiente.

Para Neville e Brooks (2013), a durabilidade é a capacidade de uma edificação resistir aos elementos agressivos do ambiente que afetam para a sua deterioração.

O *Model Code* CEB/FIP (2010) aborda a durabilidade como a capacidade de estruturas, produtos ou materiais em cumprir os requisitos definidos, determinados após um período de tempo e uso específicos.

Nenhum material é eternamente durável, uns mantêm suas características iniciais por mais tempo que outros. O concreto armado, se bem projetado, dosado e executado, é um bom exemplo de material de grande durabilidade, porém, assim como os outros materiais, sofre as ações ambientais e as propriedades dos materiais mudam com o tempo, o que leva a possíveis surgimentos de manifestações patológicas.

Segundo Ferrari (2007), como a demanda por serviços de reparação e reforço estrutural vem aumentando consideravelmente, a aplicação de recursos em serviços deve ser realizada de maneira que garanta o restabelecimento da segurança estrutural e o aumento da vida útil da estrutura. Por isso, muitas pesquisas vêm sendo realizadas não só na área dos materiais, como na avaliação do comportamento dos elementos reparados, tanto experimental como numericamente.

Atualmente, os métodos numéricos de análises e modelagens vêm sendo difundidos largamente no meio profissional e também no acadêmico (GUERRANTE, 2013). Isso pode estar relacionado aos significativos avanços computacionais e tecnológicos.

Um dos objetivos da análise numérica é a reprodução dos ensaios experimentais da maneira mais fiel possível, adotando seus resultados para calibração e comparação com os modelos analíticos desenvolvidos.

## MOTIVAÇÃO

Existem diversos fatores que podem levar à necessidade de reparação das estruturas de concreto armado. Tal fato justifica o aumento de pesquisas desenvolvidas sobre reparação estrutural, com intuito de aprimorar a tecnologia utilizada, diminuir custos, reduzir interferências nos demais elementos, facilitar a

execução e restaurar a capacidade resistente, podendo prolongar a vida útil da estrutura.

Conquanto, existem alguns pontos a serem abordados e pesquisados com maior profundidade, principalmente no que diz respeito à aderência entre o substrato e o material novo, assim como sua influência no desempenho estrutural do conjunto após a reparação.

O dimensionamento apoiado por programas computacionais requer a correta modelagem da superfície de ligação. Esta é uma modelagem complexa, uma vez que precisa traduzir com fidedignidade as características da superfície. Os programas comerciais, de livre acesso ao público, não preveem estas especificidades e, por isso, é preciso fazer várias tentativas. Por outro lado, as superfícies possuem rugosidades variadas e a ligação pode ser feita por meio de adesivos ou simplesmente por contato direto concreto-material de reparação. Este detalhamento é, sem dúvida, o ponto mais complexo e que traz maiores dificuldades ao estudo.

## OBJETIVOS

Este trabalho pretende analisar numericamente o comportamento estrutural de vigas de concreto armado por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), com o intuito de analisar, avaliar e comparar o desempenho estrutural das vigas reparadas. Os modelos numéricos foram calibrados com os resultados de um programa experimental em que foram ensaiadas vigas reparadas por meio de argamassas estruturais. A modelagem numérica proposta aqui tem por objetivo simular o comportamento dos materiais (aço, argamassa e concreto), modelar o reparo nas regiões comprimida e tracionada das vigas e, avaliar o desempenho da interface de ligação entre a argamassa e o concreto.

O *software* utilizado foi o ABAQUS versão 6.14-1, cujas análises ocorrem por meio do MEF. Este programa comercial possui uma interface dinâmica, gráfica e interativa, facilitando os usuários a resolverem desde os problemas estruturais simples até as análises não lineares mais complexas. Ele possui uma vasta

biblioteca de modelos e elementos para simular diversas geometrias e comportamento.

## ESTRUTURA DO TRABALHO

Neste capítulo introdutivo, foram apresentadas de modo sucinto algumas ponderações iniciais, assim como os objetivos da pesquisa.

O capítulo um retrata os fundamentos da reparação, abordando a importância da preparação do substrato, das propriedades dos materiais, dos mecanismos de transferência de esforços e, principalmente, da aderência entre os materiais.

O capítulo dois apresenta a revisão bibliográfica das diretrizes normativas sobre reparação e alguns dos principais estudos que vêm sendo realizados com o intuito de analisar a aderência entre o material de reparação ou reforço e o substrato de concreto.

O capítulo três aborda todas as premissas adotadas para a modelagem numérica das vigas estudadas, incluindo os parâmetros do *Concrete damaged plasticity model*, e apresenta algumas das leis constitutivas para o concreto disponíveis na literatura.

O capítulo quatro expõe a validação dos modelos numéricos para a viga de referência, onde estuda-se a influência de modelos constitutivos do concreto e a sua discretização no comportamento das vigas.

No capitulo cinco são apresentadas as comparações entre as vigas numéricas reparadas e as experimentais, onde é analisada a eficácia da aderência modelada na interface concreto-argamassa.

O último capítulo apresenta as considerações finais desta dissertação, compostas pelas principais conclusões acerca da capacidade portante das vigas modeladas numericamente e do desempenho da aderência.

# 1. FUNDAMENTOS DA REPARAÇÃO

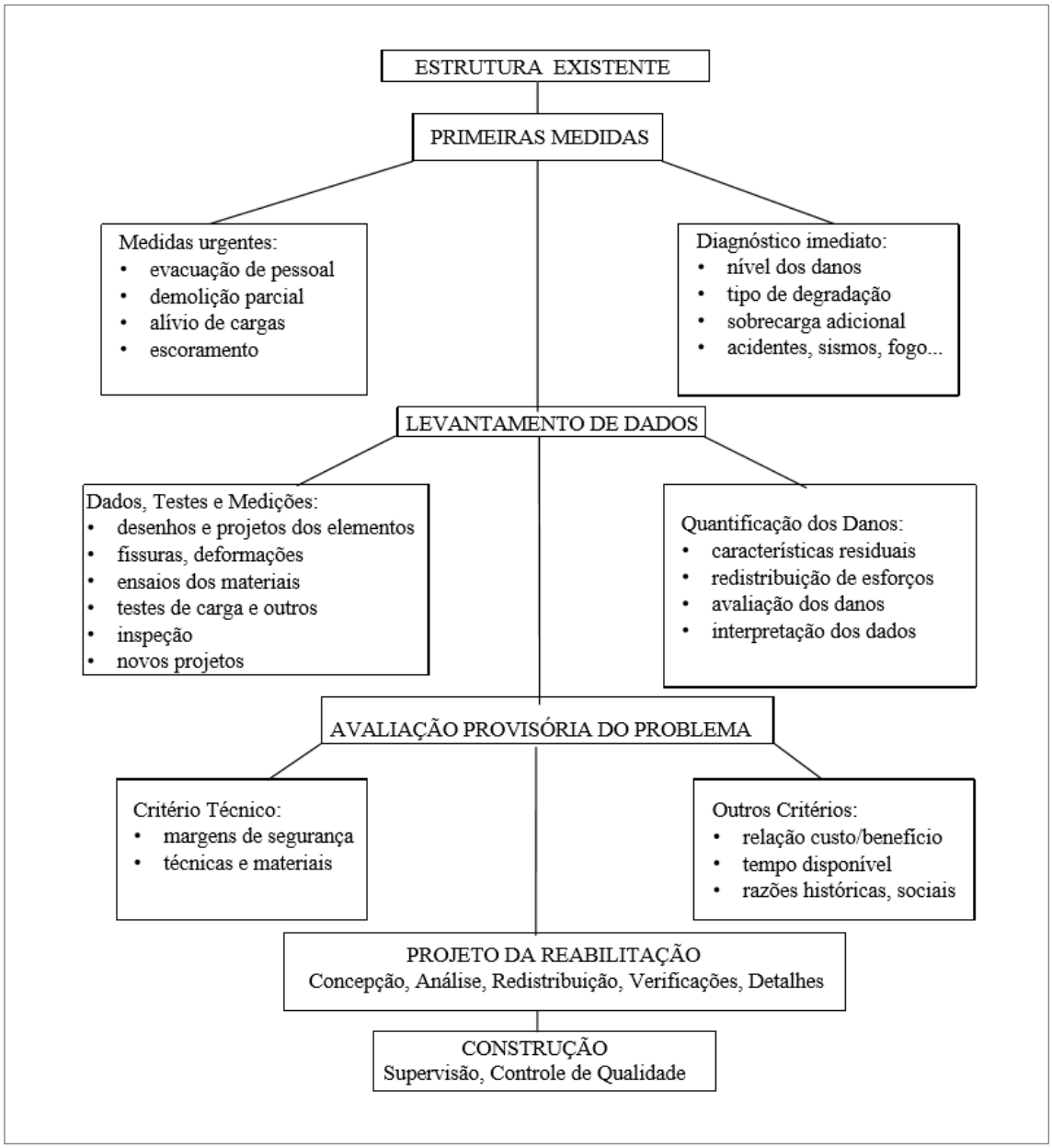
Quando uma construção tem o seu desempenho estrutural comprometido, por razões econômicas, ambientais ou sócio-culturais, o procedimento ideal é buscar recuperá-la e não reconstruí-la. No entanto, a dificuldade é grande e o serviço de reparação é mais complicado do que uma nova construção. A primeira preocupação é a compatibilização do material existente, deteriorado, com o de reparação. Existem outros pontos que trazem complicações também, como o fato de que, a área a ser reparada pode ser de difícil acesso, e a construção em tratamento estar em funcionamento ou até a deficiência das documentações existentes em não retratar a realidade encontrada (TÉCHNE, 2004).

A reparação consiste em recuperar estruturalmente áreas que apresentem manifestações patológicas, com a finalidade de restabelecer as condições mecânicas iniciais e prolongar a vida útil da estrutura. A reparação refere-se, comumente, aos tratamentos das superfícies e das fissuras, à adição localizada de concreto ou armadura, à proteção dos materiais envolvidos, e visam alcançar alguns objetivos, como:

a) restabelecer a capacidade de carga do elemento estrutural.;
b) restabelecer a aderência às armaduras;
c) reduzir a penetração do dióxido de carbono no concreto;
d) permitir proteção contra ataques químicos;
e) restaurar aparência física da estrutura.

A concepção do projeto de reparação baseia-se na avaliação do nível de danos estruturais verificado. Por isso, é primordial proceder-se a uma inspeção detalhada e cuidadosa, observando-se tanto os elementos danificados quanto os íntegros e, se for o caso, poderão ser realizados ensaios específicos para avaliação das características estruturais residuais e/ou das causas de uma eventual degradação. A interpretação das causas dos danos fundamenta o diagnóstico. Ou seja, o primeiro passo é estudar o estado atual da estrutura, identificando o problema que a compromete e a fonte que o originou. Em resumo, a Figura 2 apresenta um esquema do processo de recuperação.

Figura 2 – Etapas do processo de reparação




Fonte: Souza (2009).

Após análises rigorosas para identificar a causa da patologia e diagnosticar o problema, deve ser escolhido o tipo de técnica a ser utilizada no tratamento aplicado. Isso depende, em primeiro lugar, da anomalia detectada, pois o processo de reparo é em função de cada deterioração. Por exemplo, o processo de reparo de fissuras causadas por deficiência de armadura não é o mesmo processo utilizado em uma estrutura com corrosão do concreto e da armadura. Resumindo e complementando o esquema de Souza (2009), os procedimentos a serem seguidos com relação à uma deterioração encontrada são:

a) quantificar e caracterizar os danos quanto ao tipo, extensão, localização e gravidade;
b) investigar as causas, determinando os agentes agressores;
c) analisar o problema tanto do ponto de vista estrutural quanto de durabilidade;
d) definir o tipo de reparação a ser aplicada;
e) realizar inspeção final para avaliar os resultados do tratamento aplicado.

Atualmente, existem diversas técnicas para reparação estrutural, como por exemplo:

a) tratamentos superficiais do concreto;
b) reconstituição da camada superficial do concreto e impermeabilização;
c) proteção das armaduras;
d) tratamento das fissuras com injeção, entre outras.

É importante mencionar que um dos principais aspectos do processo de reparação é o tratamento da superfície do substrato, que pode ser feito através dos seguintes procedimentos:

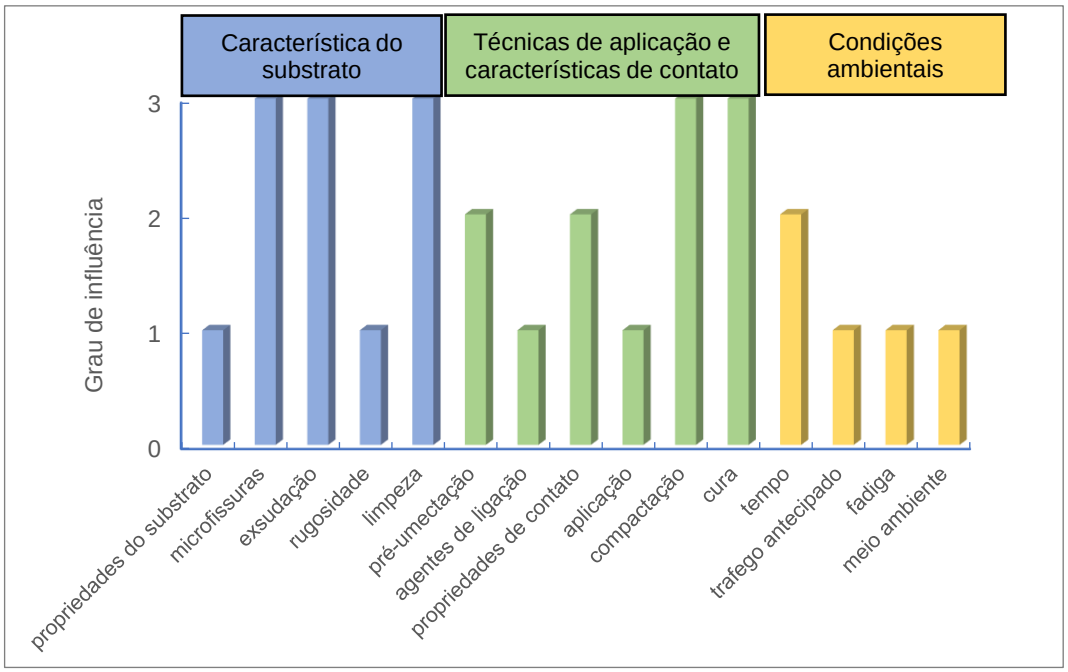
a) localização da área a ser reparada, através da percussão com martelo;
b) retirada do concreto deteriorado (desagregado, carbonatado, mal compactado);
c) limpeza do aço corroído;
d) apicoamento, caso seja necessário aumentar a rugosidade do substrato;
e) remoção de graxas ou gorduras de toda a superfície;
f) remoção de sujeira e pó, de preferência com jato de água ou ar sob pressão.

Em suma, o sucesso da reparação está intimamente relacionado à transferência dos esforços na ligação, ou seja, com a garantia do monolitismo estrutural. Para tal, deve-se considerar as técnicas de preparação e limpeza do substrato de concreto; as características dos materiais a serem aplicados; a garantia da aderência; o tratamento das fissuras e a proteção final da superfície reparada e das armaduras (SOUZA, 2009).

De fato, a garantia da eficiência e durabilidade da reparação depende da qualidade da aderência entre o substrato e o material de reparação (BELAIDI, 2015),

que por sua vez depende das características do substrato, das características do material de reparação e das condições ambientais. Um reparo pode não ser durável a menos que o efeito de todos esses fatores seja considerado durante a fase de projeto e ao selecionar os materiais de reparação. Silfwerbrand (1990) *apud* Courard *et al.* (2014) apresenta, no esquema do Gráfico 2, os fatores que afetam a aderência do substrato de concreto ao material de reparação.

Gráfico 2 – Fatores que afetam a ligação entre o substrato de concreto e o material de reparação




Fonte: adaptado de Silfwerbrand (1990) *apud* Courard *et al*. (2014).

## 1.1. TÉCNICAS DE PREPARAÇÃO DO SUBSTRATO

De modo geral, as regiões deterioradas não são uniformes e muitas vezes geram formas complexas que podem levar a concentrações de tensões de retração e posterior fissuração. Por isso, as áreas de reparo devem ser demarcadas com uma geometria o mais simples possível, em formas retas com auxílio de uma máquina de corte, com controle cuidadoso da profundidade do corte, para não danificar as armaduras internas.

A remoção do concreto pode ser feita por vários métodos como:

a) escarificação manual – pode ser feita com ponteiro ou talhadeira e marreta; indicada para o preparo de pequenas áreas e locais de difícil acesso; prática para pequenas intervenções, devido à baixa produção; causa pouco ruído e não gera poeira excessiva; e não requer instalações específicas de água ou energia;
b) escarificação mecânica – é realizada com o uso de martelete pneumático ou elétrico; indicada para o apicoamento de grandes superfícies; Este método tem a vantagem de apresentar alto rendimento, porém deve ser aplicado com cuidado para não danificar a estrutura.

Após a escarificação é necessário realizar a limpeza com ar comprimido para remoção do pó e de partículas pequenas.

Em concretos sãos, a fim de aumentar a rugosidade da superfície, deve-se retirar a camada superficial do concreto.

A retirada de produtos de corrosão e pinturas no aço das armaduras pode ser feita por lixamento manual ou com o uso de pistola eletromecânica dotada de agulhas que também podem danificar o concreto.

Para executar a limpeza, destacam-se os seguintes métodos:

a) lixamento ou escovamento manual – é um método indicado no preparo de superfícies de dimensões reduzidas, é de baixa produção e requer controle de qualidade criterioso;
b) lixamento elétrico – é realizado por meio de lixadeira eletromecânica e indicado no preparo de superfícies de concreto ou chapas de aço; remove as impurezas da superfície do concreto, abre e limpa os poros, remove eflorescências, regulariza a superfície; é um método de alto rendimento;
c) jato de água sob alta pressão – é ideal para grandes áreas metálicas ou de concreto; elimina nata de cimento, partículas soltas, limpa as amaduras e abre os poros do concreto;
d) jato de ar comprimido – pode ser utilizado para remoção do pó e é uma prática inadequada para superfícies úmidas;
e) lavagens – podem ser feitas com auxílio de vassoura, esfregão, trincha, brocha ou equipamento industrial; a aplicação de soluções

ácidas e alcalinas deve ser muito criteriosa a fim de evitar o risco de infiltração irreversível de agentes agressivos na estrutura.

Após o tratamento e limpeza da superfície do substrato e, dependendo do tipo de material de reparação a ser utilizado (concretos ou argamassas de base mineral), deve-se saturar o substrato de concreto com água, por aproximadamente 12 horas, tendo-se o cuidado de não encharcar a superfície. Antes da aplicação do material de reparação a superfície saturada deverá estar apenas úmida, sem poças de água.

A literatura técnica indica que dentre as características do substrato apontadas do Gráfico 2, a microfissuração, as condições de limpeza e o grau de rugosidade são aquelas que mais afetam a qualidade da aderência. A rugosidade pode ser aferida por meio de ensaios indiretos, como o Ensaio da Mancha de Areia, ou por meio de equipamentos de medição denominados perfilômetros, os quais apresentam um alto custo e cuja utilização é bastante limitada. Com base na tecnologia LiDAR (*Light Detection and Ranging*), a qual utiliza equipamentos de escaneamento tridimensional a *laser*, é possível digitalizar a superfície de um testemunho e seccioná-lo por sucessivos planos transversais, obtendo-se perfis representativos da superfície. Posteriormente, o resultado é analisado por um algoritmo que realiza o cálculo da altura média dos perfis, resultando em um parâmetro que pode ser associado à medida da textura superficial.

O Ensaio da Mancha de Areia, normatizado pela norma ASTM E965 e pela norma EN 1766, é de fácil execução e requer aparato simples. O ensaio determina a macrotextura da superfície através de um parâmetro denominado MTD (*Mean Texture Depth*), o qual representa a rugosidade por meio da altura média de areia que preenche os vazios de um substrato. Resende (2017) avaliou a rugosidade de um pavimento por meio destes dois métodos e concluiu que o método de escaneamento tridimensional a *laser* é bastante promissor.

## 1.2. MATERIAIS PARA REPARAÇÃO

Com relação aos materiais, estes devem possuir propriedades compatíveis com o aço e o concreto, assim como também devem ter baixa retração e permeabilidade, boas durabilidade, resistência, trabalhabilidade, aderência ao

substrato, serem de fácil aplicação. Conforme Souza e Appleton (2001), a ligação entre o substrato e o material de reparo é um aspecto bastante crítico, pois a ligação entre materiais diferentes favorece o surgimento de tensões de tração e possíveis formações de fissuras na ou próximo da interface, o que pode acarretar em perda de aderência.

Existem inúmeros materiais desenvolvidos especificamente para serem empregados na recuperação de estruturas de concreto armado. Por isso, recomenda-se uma seleção cuidadosa, que tenha por base as condições do substrato, as condições de serviço e do meio ambiente a que a estrutura estará exposta.

Os materiais de reparação podem ser constituídos basicamente por ligantes hidráulicos ou por ligantes sintéticos. Dentro do grupo dos materiais constituídos por ligantes hidráulicos, com base cimentícia, tem-se o cimento Portland, que é o material tradicionalmente mais usado como base nos trabalhos de reparos, através dos concretos, grautes e argamassas. Com a finalidade de melhorar o seu desempenho, aditivos ou adições podem ser incorporados à pasta de cimento.

Os materiais constituídos por ligantes sintéticos, com base polimérica, substituem parcial ou totalmente os ligantes hidráulicos utilizados na confecção dos concretos e argamassas. Polímeros são produtos de estrutura sintética, que podem ser termorrígidos ou termoplásticos. Os termorrígidos mais empregados são as resinas epóxi, poliéster e poliuretano, enquanto os termoplásticos mais utilizados são as resinas acrílicas, o estireno-butadieno e o látex. (SOUZA, 1990). A escolha deve ser feita com muita atenção, pois cada material possui algumas particularidades, como a resina epóxi, que é excelente, mas depois de endurecida, não é possível manuseá-la e separá-la, assim como também não é capaz de suportar altas temperaturas.

Dentre os materiais utilizados na reparação estão:

a) o concreto e a argamassa de cimento hidráulico, em geral com a incorporação de aditivos e/ou adições para melhoria do seu desempenho;
b) argamassas de resinas, onde o cimento é totalmente substituído por polímeros;
c) chapas metálicas;

d) compósitos de resina e fibras de vidro e de carbono.

O material a ser utilizado depende da natureza do serviço e das condições a que o elemento estrutural está submetido, como estar exposto a agentes agressivos ou a movimentações, por exemplo. Se o elemento estrutural estiver em meio agressivo, é muito importante que a impermeabilidade seja garantida. Mas, em tese, a escolha é em função da deterioração ocorrida e na qualidade final desejada. Conforme Souza (2009), a escolha do material de reparação mais adequado deve considerar vários aspectos, como:

a) Causas de deterioração;
b) Requisitos do proprietário, como a expectativa de vida após o reparo, a aparência, a necessidade de utilizar a estrutura durante a reparação, o grau de tolerância aos defeitos (fissuração e desagregação) e custo da obra;
c) Condições de serviço, como:
    - tipos e etapas de carregamento;
    - vibrações, fluxo de água, tráfego de veículos e impactos;
    - variações de temperatura;
    - fatores climáticos severos;
    - exposição a agentes agressivos e aos raios UV;
    - condições de umidade;
    - ciclos de congelamento / descongelamento.
d) Condições de aplicação da reparação, tais como:
    - carregamento que é mantido durante o reparo (peso próprio, sobrecargas, cargas móveis, tráfego de pedestres, carregamento estático/dinâmico e reservatórios de líquidos);
    - acesso;
    - tempo para aplicação do material;
    - cronograma de projeto;
    - condições de execução, como as condições climáticas previstas, a velocidade do vento, a temperatura e o grau de umidade do substrato, condições de umidade, temperaturas extremas, atmosfera com gases agressivos, contato com agentes químicos e outras;

- configuração geométrica do reparo, como espessura do reparo, superfície horizontal, vertical ou superior, tamanho das armaduras expostas, espaçamento entre barras, tipo de limpeza entre as barras e o substrato.

Dentre as técnicas de reparação pode-se citar:

a) tratamentos superficiais, reconstituição da camada superficial do concreto, impermeabilização, etc;
b) tratamento de fissuras através de injeção ou selagem;
c) proteção das armaduras, como proteção catódica, tintas, membranas, etc;
d) colagem de chapas metálicas;
e) colagem de compósitos;
f) encamisamento com concretos ou argamassas especiais;
g) encamisamento com concreto ou argamassa projetados;
h) adição de armaduras protendidas;
i) incorporação de elementos metálicos;
j) adição de novos elementos ao sistema estrutural.

A fase construtiva da reparação deve ser executada por mão de obra especializada e ser devidamente supervisionada. É necessário efetuar um controle de qualidade criterioso com testes usuais e especiais dos materiais de construção e da eficiência dos métodos construtivos utilizados. Convém salientar que todas as estruturas, quer sejam novas ou reforçadas, devem satisfazer as condições de segurança em relação aos Estados Limites Últimos e de Utilização e os aspectos da durabilidade.

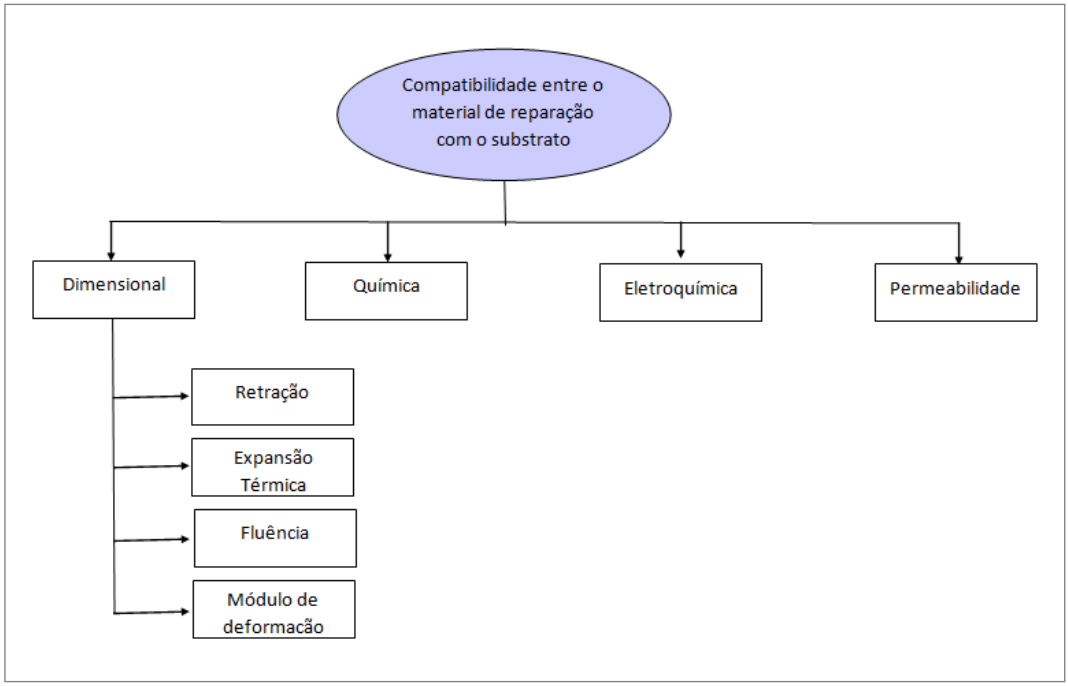
A junção de dois ou mais materiais com propriedades mecânicas diferentes pode acarretar o aparecimento de tensões cisalhantes, o que leva a formação de fissuras na interface, ou próximo dela, causando perda de aderência entre os materiais e, consequentemente, perda de capacidade resistente do elemento.

As propriedades dos materiais possuem uma significativa importância, tal que algumas delas influenciam sobremaneira a qualidade da aderência, como é o caso da retração, que é um dos aspectos de vital relevância no comportamento de uma estrutura reparada e uma das principais premissas de um projeto de reparação.

### 1.2.1 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

A compatibilidade entre o material do substrato e o material de reparação é um aspecto muito complexo, que pode influenciar significativamente o desempenho da recuperação. Por isso, deve-se observar importantes fatores antes da escolha do material a ser utilizado. A Figura 3 apresenta o fluxograma com alguns destes fatores.

Figura 3 – Fatores que influenciam a compatibilidade dos materiais




Fonte: adaptado de Vaysburd *and* Emmons (2006) *apud* Vaysburd *et al*. (2017).

Uma das compatibilidades mais importantes é a dimensional, pois representa as mudanças de volume do material na cavidade do reparo, independentemente da ação do carregamento, o que pode afetar a durabilidade e a eficiência do serviço, tal como a capacidade de transmissão de esforços entre o material de reparo e o substrato. De acordo com Reis (1998), o estudo da compatibilidade química e eletroquímica tem a finalidade de analisar a maneira como o material de reparação interage quimicamente com o concreto, armaduras, revestimentos de proteção e adesivos.

Assim como as demais, a compatibilidade entre a permeabilidade dos materiais também interfere na durabilidade e na eficiência da reparação. Se os materiais apresentarem grandes diferenças de permeabilidade, pode-se impedir a transferência de água e gases na interface, o que pode acarretar na impermeabilidade e na não condutibilidade.

Desse modo, a literatura mostra refere que os materiais de reparação precisam cumprir alguns critérios, com a finalidade da peça reparada funcionar como um elemento monolítico, tais como:

a) ter módulo de elasticidade semelhante ao do substrato, buscando evitar deformações diferenciais nos materiais;
b) ter baixa permeabilidade, para reduzir a penetração de agentes agressivos;
c) ter retração mínima a fim de não comprometer a aderência;
d) ter coeficiente de dilatação térmica semelhante ao do concreto, para evitar diferenças nas variações volumétricas e, consequentemente, perda de aderência;
e) ter fácil aplicação e boa trabalhabilidade, principalmente para elementos com difícil acesso para recuperação;
f) garantir boa aderência ao aço e ao concreto, tendo propriedades compatíveis;
g) garantir maior durabilidade e maior proteção ao aço, através do hidróxido de cálcio, que aumenta a alcalinidade do concreto.

A seguir são descritas as principais propriedades dos materiais de reparação.

#### 1.2.1.1 ADERÊNCIA

Como já referido, a boa aderência entre o material de reparação e o substrato de concreto é o requisito primordial para o sucesso da reparação. A preparação adequada do substrato promove boa resistência de aderência, exceto quando ocorrem deformações térmicas diferenciais ou retração por secagem. Nestes casos, as falhas não são devidas à má aderência.

A aderência deve ser especificada como um requisito de preparação da superfície.

Existem diversos tipos de ensaios para aferir a aderência entre concretos, mas poucos são normatizados. Alguns desses ensaios são:

a) Ensaio de arrancamento

O ensaio de arrancamento (Figura 4) mede a resistência de aderência da superfície do reparo e de suas camadas, pode ser feito em laboratório ou no local. O ensaio é normatizado pela norma ABNT NBR 13528 (1995).

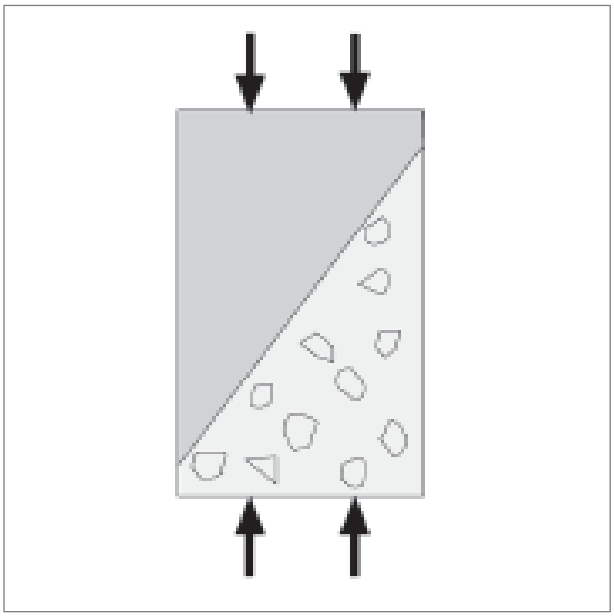
Figura 4 – Ensaio de arrancamento

Fonte: Souza (2009).

*b) Slant shear test*

O ensaio *Slant shear* (Figura 5) mede a resistência de aderência em dois prismas ou em dois cilindros compostos. Este ensaio só pode ser executado em laboratório. O ensaio é normatizado pelas normas BS 6319, ASTM C 1042 e ASTM C 882/C 882M.

Figura 5 – *Slant shear test*



Fonte: Souza (2009).

### 1.2.1.2 RETRAÇÃO POR SECAGEM

A retração por secagem causa fissuras na reparação e, assim, materiais não retráteis são essenciais para a durabilidade da reparação, assim como realizar a cura adequada.

O tempo necessário para que o material de reparação adquira um volume constante depende basicamente de:

a) temperatura ambiente;
b) grau de hidratação;
c) quantidade de material (maiores quantidades levam mais tempo);
d) umidade relativa do ar (ambientes úmidos encurtam o processo);
e) permeabilidade do material de reparação (baixa permeabilidade leva mais tempo).

Na maioria dos casos, a retração por secagem só se completa ao final de 30 dias, mas pode requerer um ano ou mais.

#### 1.2.1.3 COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA

Todos os materiais estão sujeitos à expansão e à contração, sob a ação das variações térmicas. Esta variação volumétrica irá depender do coeficiente de dilatação térmica do material.

Em geral, os materiais de reparação cimentícios apresentam coeficiente de dilatação térmica similar ao do concreto. Entretanto, o mesmo não ocorre com os materiais poliméricos, cujo coeficiente de dilatação térmica é de 4 a 18 vezes maior do que o do concreto, levando-os a expandirem ou retraírem mais do que o substrato de concreto. Este movimento, quando restringido pela aderência entre os materiais, leva ao surgimento de elevadas tensões de tração e consequente fissuração e lascamento do reparo.

A compatibilidade térmica é especialmente importante em grandes reparos e, por isso, materiais poliméricos são, normalmente, recomendados somente nos casos de pequenos volumes ou em camadas superficiais.

#### 1.2.1.4 MÓDULO DE ELASTICIDADE

O módulo de elasticidade está relacionado à rigidez e, portanto, materiais com altos valores de módulo de elasticidade, sob um dado carregamento, deformam-se menos (VAYSBURD *et al.* 2017). O módulo de elasticidade do material de reparação deve ser similar ao do concreto do substrato para garantir distribuição uniforme do carregamento através da seção reparada.

#### 1.2.1.5 VARIAÇÃO DIMENSIONAL

Variações relativas nas dimensões da superfície do reparo e do substrato podem afetar a aderência, a capacidade de transmitir o carregamento, a durabilidade

e a aparência. A variação dimensional é afetada pela retração por secagem, pelo coeficiente térmico, pelo módulo de elasticidade e pela fluência.

As variações dimensionais dos materiais de reparação levam a diversos tipos de ruptura: lascamento, perda da capacidade de transmitir o carregamento, corrosão das armaduras e má aparência.

#### 1.2.1.6 DURABILIDADE

A durabilidade está relacionada à capacidade do material em resistir a ação do tempo, o ataque químico, a abrasão e outros. As propriedades que estão associadas à durabilidade são:

a) a permeabilidade, que depende do fluxo de um líquido ou gás através dos poros do concreto. Materiais pouco permeáveis reduzem a penetração de $CO_2$, cloretos, água;
b) a transmissão do vapor de água, que é essencial para permitir que o vapor de água proveniente do substrato possa ser liberado superficialmente;
c) a resistência aos ciclos de congelamento e descongelamento;
d) a resistência aos sulfatos e às reações álcali-agregado;
e) a resistência à abrasão.

#### 1.2.1.7 FLUÊNCIA

A deformação lenta ou por fluência é a deformação que ocorre ao longo do tempo, sob carregamento constante. Nas reparações estruturais, a deformação por fluência do material de reparação deve ser similar à do concreto do substrato.

#### 1.2.1.8 PROPRIEDADES MECÂNICAS

As propriedades mecânicas necessárias à absorção e distribuição do carregamento são:

a) Resistência à tração

   A resistência à tração é necessária para absorção das tensões de tração devidas à variação volumétrica. A resistência à tração dos materiais de reparação não está diretamente relacionada à resistência à compressão como ocorre nos concretos, pode variar substancialmente, e pode ser aferida através de ensaios descritos pela norma ABNT NBR 13279 (2005).

b) Resistência à flexão

   A resistência à flexão deve sempre ser considerada na reparação de elementos estruturais submetidos à flexão.

c) Resistência à compressão

   A resistência à compressão, na maioria dos casos, deve ser similar à do substrato e está diretamente associada aos valores do módulo de elasticidade. Essa resistência afeta outras propriedades necessárias à durabilidade.

#### 1.2.1.9 PROPRIEDADES CONSTRUTIVAS

As propriedades construtivas necessárias são:

a) Fluidez

   A fluidez está relacionada à capacidade de preencher toda a cavidade do reparo.

b) Ganho rápido de resistência

Essa propriedade é necessária para minimizar o tempo de colocação em carga.

c) Desprendimento de calor
É necessário que o calor liberado nas reações de hidratação seja minimizado.

d) Temperaturas extremas
Deve-se garantir a adequação do material para uso em condições de altas e baixas temperaturas.

e) Tempo de utilização
Essa propriedade se refere ao tempo decorrido entre a mistura e o início do endurecimento. Como é afetado pela temperatura, deve ser cuidadosamente especificado.

f) Compatibilidade com os materiais de tratamento superficial
É imprescindível que o material de reparação seja compatível com os materiais utilizados para o tratamento da superfície do substrato, como membranas, tintas e selantes.

g) Compatibilidade com o substrato
É importante que haja esta compatibilidade a fim de evitar reatividade entre ambos.

### 1.2.2 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE OS MATERIAIS DE REPARAÇÃO

Resumindo, além das características e propriedades dos materiais, é necessário considerar os procedimentos de aplicação do material e as condições do substrato. As condições de exposição em serviço, como ciclos de congelamento e descongelamento, variações de temperatura e umidade e sobrecargas e cargas, são

fatores que devem ser levados em consideração na escolha do material, assim como os aspectos construtivos.

É importante ressaltar que deve haver uma cuidadosa preparação do substrato de concreto para receber o reparo, como citado anteriormente. E não menos importante, deve-se preocupar com o uso de mão de obra e equipamentos especializados, para o bom uso dos materiais, resultando no bom desempenho da reparação.

## 1.3. TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS

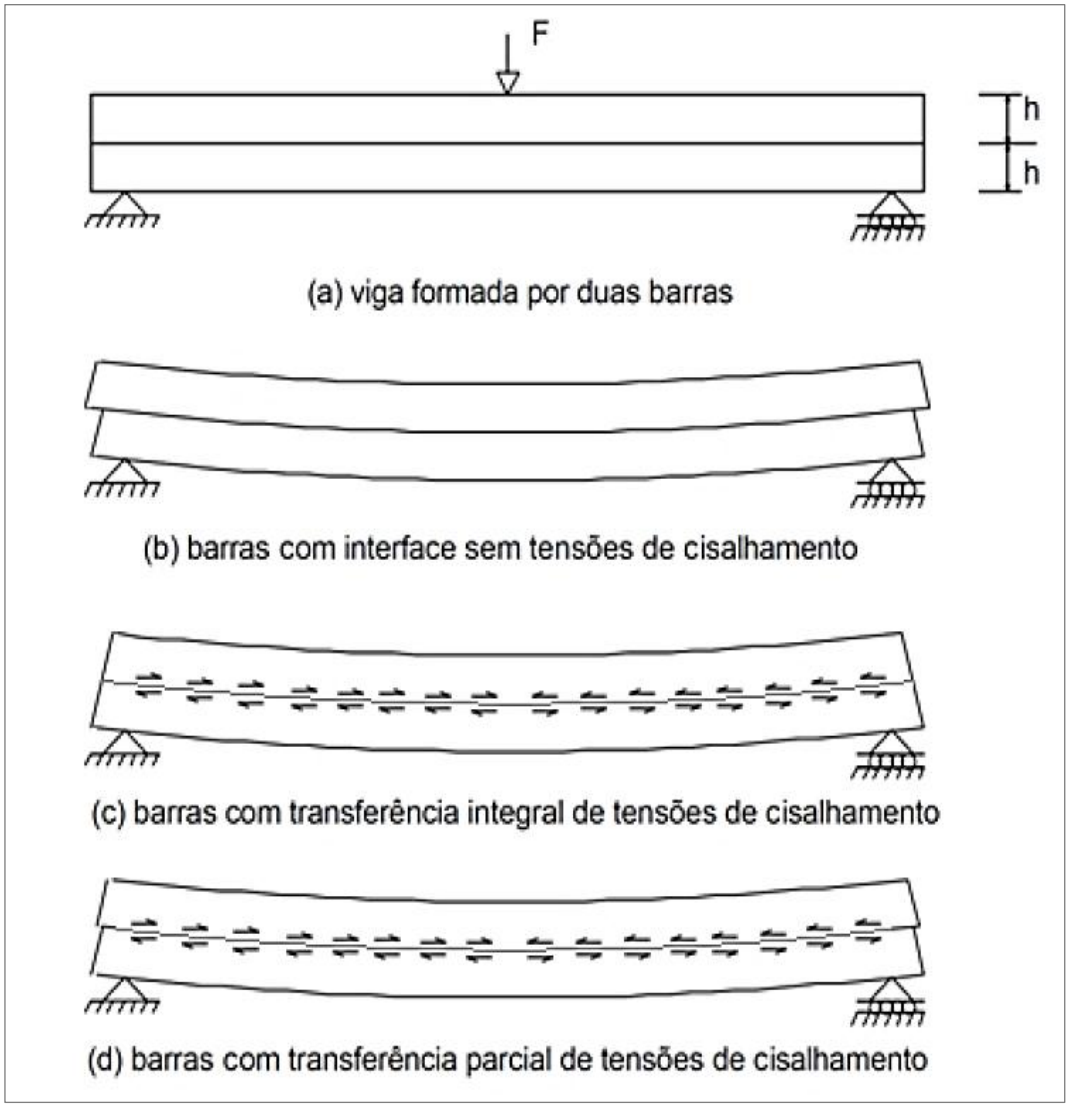
Para que a redistribuição dos esforços se realize, é necessário que a intervenção seja eficiente de modo a promover a transferência de cargas. Guerrante (2013) afirma que a transferência entre o elemento original e o novo é um ponto crucial para a recuperação de estruturas. Quando tensões de cisalhamento são transferidas ao longo de uma interface formada pela ligação de materiais com idades distintas, são desenvolvidas tensões em sentidos contrários que tendem a equilibrar as ações, como apresentado na Figura 6.b. Estas tensões de cisalhamento provocam uma tendência de deslizamento na interface.

Existem inúmeras formas para promover essa transferência. Entretanto, independente da alternativa escolhida, deve-se ter o conhecimento de que a solidarização da ligação será fator determinante no comportamento estrutural do elemento recuperado. Guerrante (2013) expôs didaticamente e exemplificando o que se deseja da seguinte forma:

> Para exemplificar a existência de tensões de cisalhamento horizontais em peças compostas pode-se observar a Figura 6, que em (a), indica uma viga formada por duas barras retangulares iguais de altura “h”, posicionadas uma sobre a outra, sobre apoios simples, e submetidas a uma carga concentrada “F”. Em (b), as fibras longitudinais inferiores da barra superior deslizam em relação às fibras longitudinais superiores da barra inferior, indicando não haver tensões cisalhantes entre as barras. Ou seja, a flexão de uma ocorre independente da outra. Já em (c), para uma barra única de altura “2h”, monolítica, há tensões de cisalhamento ao longo do plano neutro, em magnitude capaz de impedir o deslizamento relativo ocorrido em (b). Essa resistência ao deslizamento faz com que essa barra única de altura “2h” possua maior resistência à flexão que as duas barras de altura “h”.

A Figura 6 apresenta a exemplificação feita por Guerrante (2013).

Figura 6 – Desenvolvimento de tensões de cisalhamento horizontais em vigas compostas




Fonte: Guerrante (2013).

O comportamento de peça monolítica é o que se deseja alcançar em uma atividade de reparo ou de reforço. Contudo, é necessário um mecanismo de transferência de tensões suficientemente infalível para impedir qualquer possibilidade de deslizamento entre as peças, o que é algo difícil de ocorrer e, na prática, o que acaba acontecendo é o indicado na Figura 6.d, uma transferência parcial de tensões.

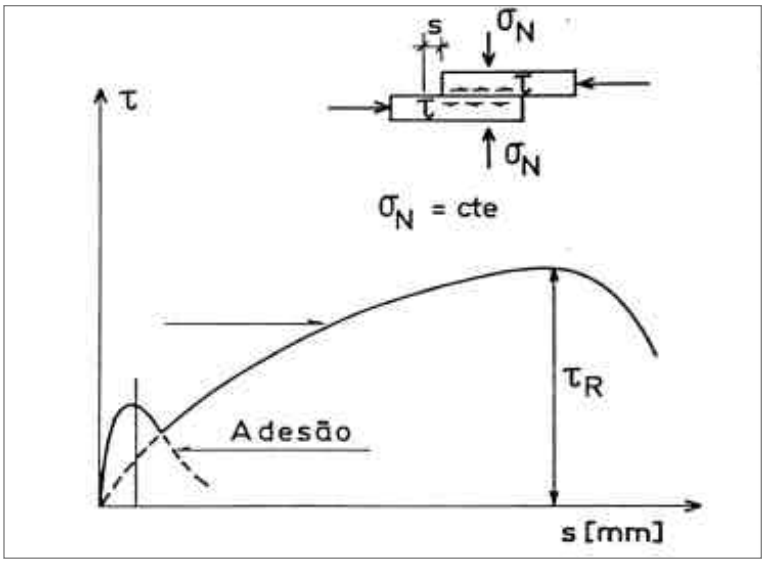
Além das tensões de cisalhamento geradas ao longo da interface, existe ainda uma parcela correspondente às tensões geradas devido às variações volumétricas diferenciais entre os materiais, aos efeitos térmicos e às diferenças entre os módulos de elasticidade.

Em relação aos mecanismos de transferência, quando tensões de cisalhamento são transferidas ao longo de uma junta, há uma tendência de deslizamento entre as superfícies. Como reação a isso, dois mecanismos de transferência de tensões podem ser mobilizados: transferência pela superfície de contato e por armadura transversal ou conectores.

### 1.3.1 TRANSFERÊNCIA DE CARGA PELA INTERFACE

Souza (2009) relacionou as tensões tangenciais existentes na interface de ligação à qualidade do tratamento da superfície de ligação, à forma de aplicação do material de reparação, ao processo de cura adequado do material, ao carregamento atuante, às flutuações do carregamento, ao tempo de aplicação desse carregamento, entre outros fatores. A transferência de esforços de cisalhamento pela interface é análoga à transferência de esforços das barras de aço da armadura para o concreto por aderência e deve-se inicialmente à adesão e posteriormente ao atrito e à ação mecânica. A Figura 7 esquematiza a evolução da tensão de aderência em função do deslocamento entre os materiais com idades diferentes.

Figura 7 – Transferência de esforços por meio da interface




Fonte: Souza (2009).

De acordo com a literatura técnica, nas juntas formadas pela ligação de concretos com idades diferentes, que é o caso da reparação e do reforço estruturais, a primeira parcela de resistência é fornecida pela adesão. Com o aumento do cisalhamento solicitante, surgem fissuras na interface e posterior deslizamento entre os dois materiais em contato, onde deixa de existir a parcela da adesão e a transferência de esforços é feita pelo atrito e pela ação mecânica.

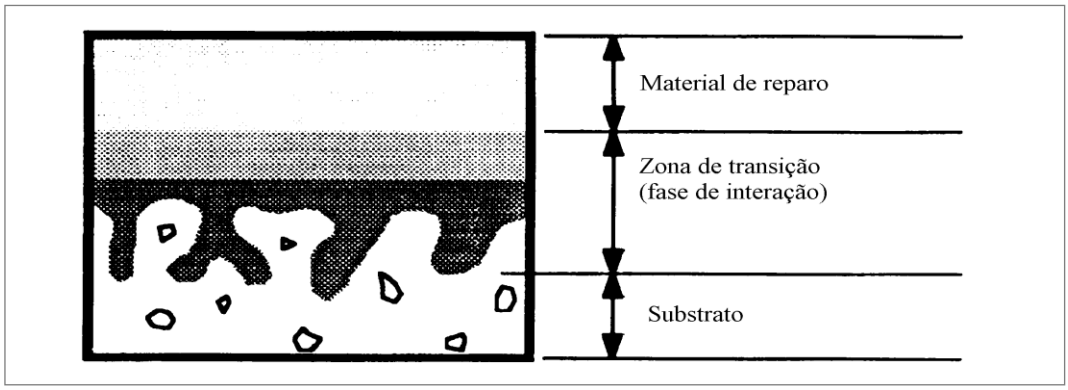
#### 1.3.1.1 TRANSFERÊNCIA POR ADESÃO

Para baixas solicitações, os esforços são resistidos pela adesão entre as partículas internas do aglomerante. Porém, esse fenômeno, isoladamente, não é suficiente para uma boa transferência, pois é destruído no caso de pequenos deslocamentos. Ou seja, de acordo com Gaiga (2008), a adesão é uma parcela quase desprezível, quando comparada com as demais, e pode ser considerada separadamente. Já a aderência mecânica e o atrito estão intimamente ligados, dependentes das propriedades mecânicas da interface aço-concreto.

A adesão entre o material novo, de reparo, e o substrato ocorre dominantemente por intertravamento mecânico. As partículas do material de reparo são paulatinamente confinadas nos poros capilares do concreto, devido ao fenômeno da absorção capilar. Ocorre um enlace físico, com a hidratação do material novo, das irregularidades do concreto velho com o material de reparo, como apresentado na Figura 8.

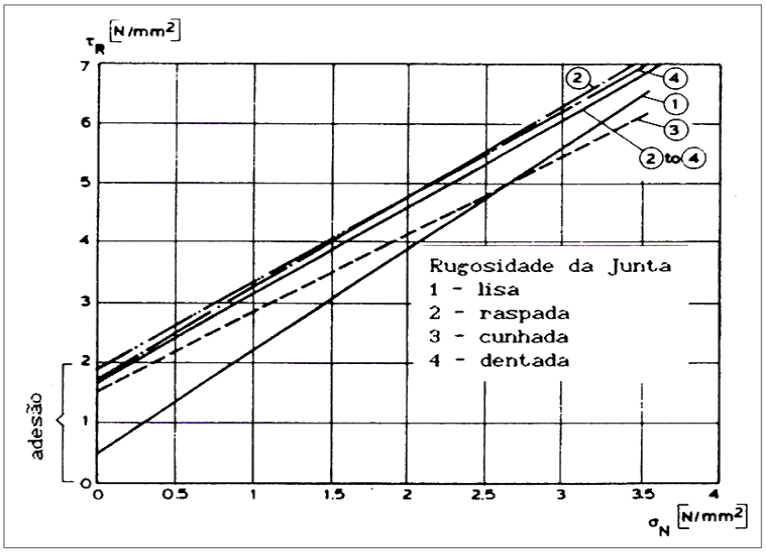
A parcela da adesão é influenciada pela rugosidade e pelo tratamento da superfície de ligação, pelo emprego de agentes adesivos ou concretos e argamassas especiais e, pelo método de aplicação do material de reparo. A rugosidade da superfície pode variar de lisa à rugosa, o que influencia diretamente o coeficiente de atrito da interface e a adesão entre os materiais, novo e velho, como pode ser observado na Figura 9.

Figura 8 – Modelo idealizado de um sistema de reparo superficial




Fonte: Reis (1998).

Figura 9 – Tensão cisalhante *versus* tensão normal na interface para rugosidades distintas




Fonte: Souza (2009).

A qualidade do tratamento da superfície também influencia diretamente a adesão, como por exemplo, a exposição dos agregados e a profunda e correta limpeza do substrato.

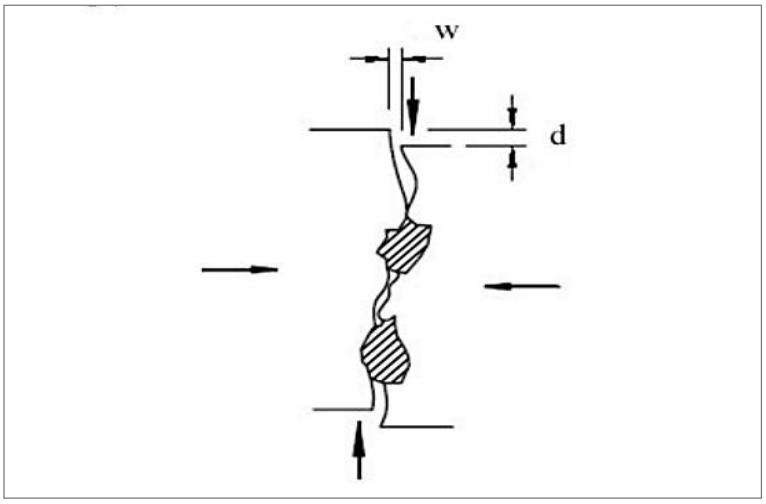
O modo utilizado para aplicação do material ao substrato influencia significativamente a qualidade da aderência. Como, por exemplo, a aplicação de concreto *in situ* é capaz de permitir boa aderência. Assim como o uso do concreto ou argamassa projetados tem apresentado resultados de aderência superiores quando comparados aos do concreto moldado no local. Esse índice pode se dar pela pressão com que o lançamento é feito, que permite o melhor aparecimento dos poros e vazios, assim, assegurando uma melhor compactação.

### 1.3.1.2 TRANSFERÊNCIA POR ATRITO

O atrito é um mecanismo de transferência de tensões que depende de uma força normal, perpendicular à interface aço-concreto, e do coeficiente de atrito (μ), que é em função do grau de rugosidade da superfície, e se manifesta quando há tendência de deslocamento relativo entre os dois materiais (GAIGA, 2008).

Após o rompimento da adesão provocado por qualquer deslizamento relativo entre o reparo e o substrato, mobilizam-se os mecanismos de transferência por atrito entre as superfícies em contato, caso existam tensões transversais à interface. Tensões estas que podem ser oriundas de forças externas, como apresentado na Figura 10, ou da armadura normal à interface.

Figura 10 – Transferência por atrito



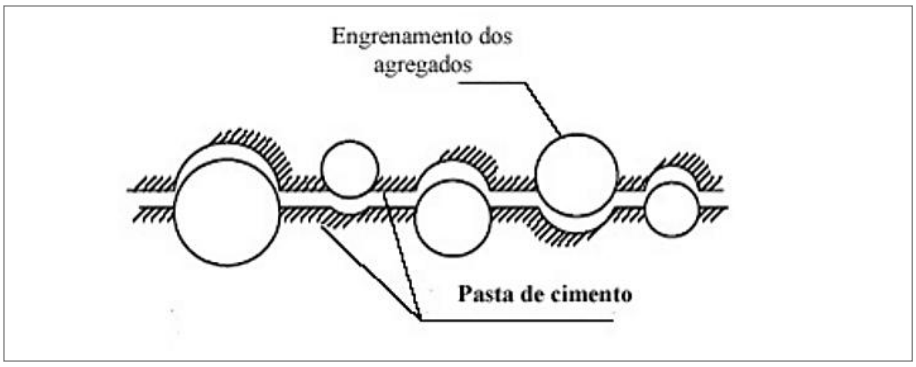

Fonte: Risso (2008).

Essa parcela é diretamente influenciada pela forma e tamanho dos agregados, pela rugosidade da superfície, pela resistência à compressão do concreto, pela tensão de compressão aplicada externamente à interface e pela existência de cargas cíclicas.

#### 1.3.1.3 TRANSFERÊNCIA POR AÇÃO MECÂNICA

Esta transferência ocorre por meio do engrenamento mecânico entre as duas superfícies que estão em contato, formando pequenas estruturas semelhantes a “dentes de engrenagem”, que são solicitados ao cisalhamento quando há o deslizamento relativo entre as superfícies. A Figura 11 apresenta o esquema desta transferência.

Figura 11 – Transferência por ação mecânica



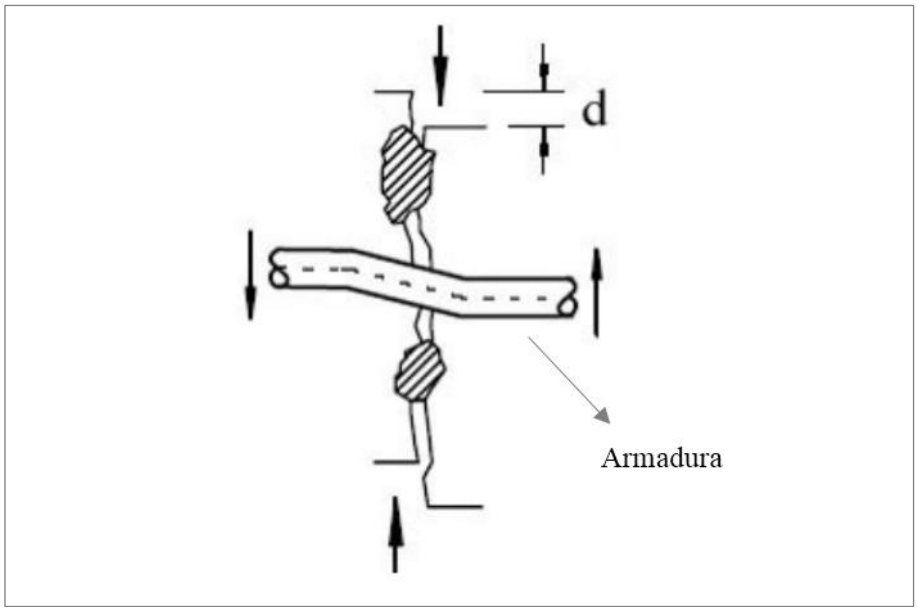

Fonte: Risso (2008).

A transferência em superfície rugosa pode ser garantida pelo agregado graúdo que atravessa a interface de deslizamento, uma vez que ocorre um engrenamento entre os agregados situados em lados opostos da interface (RISSO, 2008).

### 1.3.2 TRANSFERÊNCIA DE CARGA PELA ARMADURA TRANSVERSAL

Esta transferência também é conhecida como transferência pela ação de efeito de pino, e é acionada toda vez que ocorre deslizamento na superfície de cisalhamento, como apresentado na Figura 12.

Figura 12 – Efeito de pino




Fonte: Risso (2008).

A força transmitida pela ação de pino depende de vários parâmetros, como o cobrimento da armadura, o diâmetro da barra e seu comprimento de ancoragem, a qualidade do concreto, a forma de carregamento e outros.

A transferência de esforços pela ligação de novas armaduras também pode ser feita por meio do uso de conectores, chumbadores ou parafusos e de emendas por sobreposição.

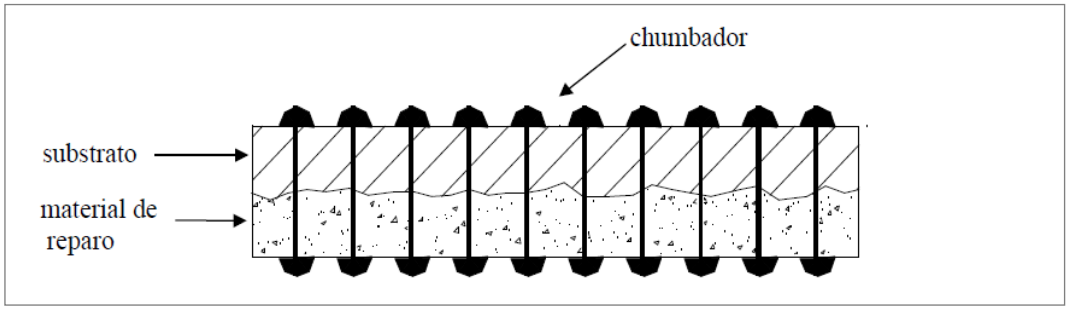
### 1.3.3 TRANSFERÊNCIA DE CARGA ATRAVÉS DE CONECTORES

Os conectores são definidos como qualquer peça capaz de promover a ligação de forma eficiente entre armadura e concreto, armadura e armadura ou até concreto e concreto. Os conectores podem ser divididos como:

a) Chumbadores ou parafusos: são elementos metálicos, fabricados em aço inoxidável, que podem ser fixados na estrutura por meio de expansão química ou mecânica. A Figura 13 apresenta chumbadores mecânicos empregados em ligações entre concretos.

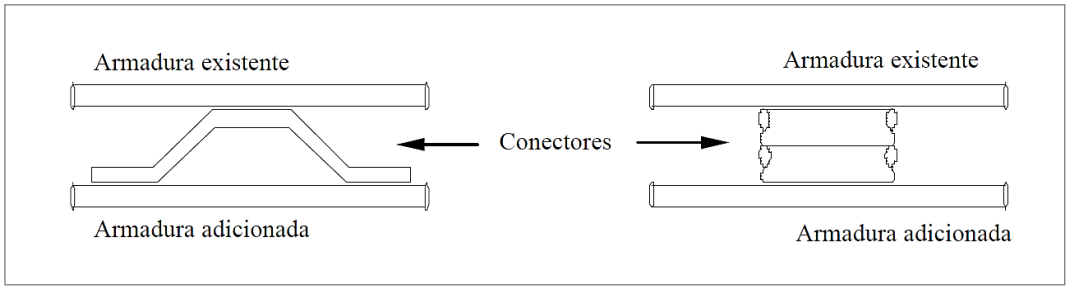
b) Barras soldadas: são elementos metálicos soldados nas armaduras novas e velhas, possibilitando a transferência de carga entre ambas, como mostrado na Figura 14.

Figura 13 – Chumbadores para ligação entre concretos




Fonte: Reis (1998).

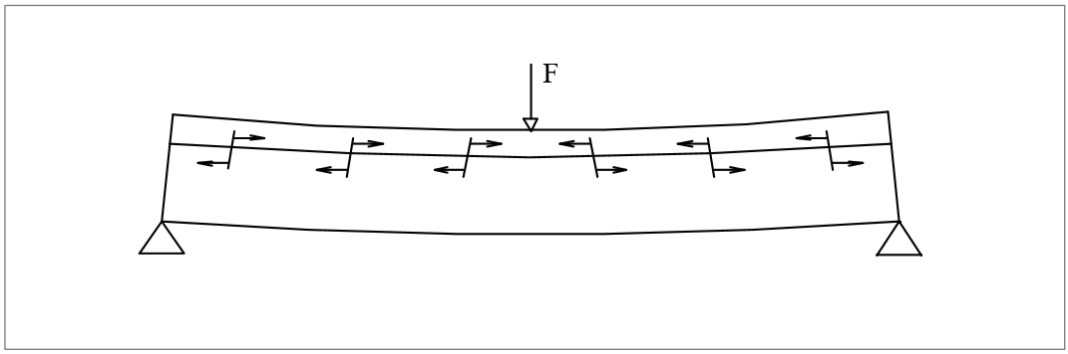
Figura 14 – Conectores soldados para ligação entre armaduras




Fonte: Souza (2009).

Reis (1998) apresentou uma analogia entre o comportamento de peças compostas submetidas à flexão com as peças reparadas e concluiu que suas formas de transferências de esforços são similares. Assim, a parte pré-moldada condiz ao substrato, enquanto a parte moldada no local corresponde ao concreto novo, no caso o material de reparo. Sendo assim, acredita-se ser possível adotar o mesmo processo de dimensionamento de conectores indicado para as peças compostas, como apresentado na Figura 15.

Figura 15 – Viga ligada por conector




Fonte: Reis (1998).

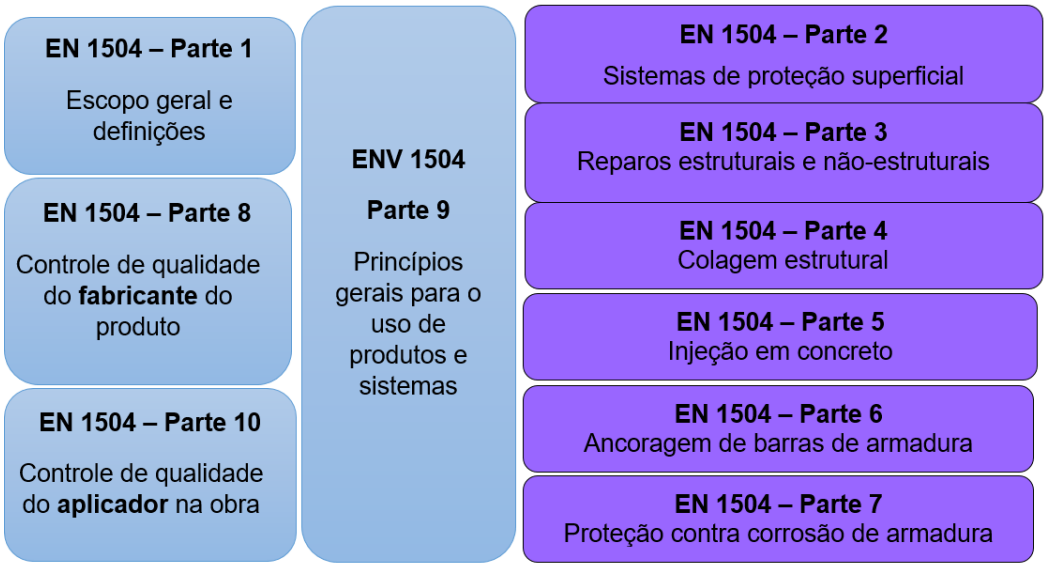
# 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

## 2.1. NORMAS

Todas as estruturas, sejam elas novas, reparadas ou reforçadas, devem atender às normas vigentes utilizadas nas estruturas novas, bem como à norma EN1504 (2006).

A norma europeia EN 1504 (2006) - Produtos e Sistemas para a Proteção e Reparação de Estruturas de Betão reúne informação essencial para o conjunto de atividades de reparação incluindo o diagnóstico, o projeto de reparação, a execução e o controle de qualidade. Esta norma inclui 10 partes, sendo 6 referentes aos produtos, que são as partes de 2 a 7, e as demais consideram os aspectos comuns de forma conjunta, partes 1, 8, 9 e 10. O esquema da Figura 16 exemplifica as partes.

Figura 16 – Partes da EN 1504




O núcleo fundamental desta norma está na parte 9, relativa aos princípios gerais para o uso dos produtos e sistemas de reparação, que trata das seguintes etapas principais de um processo de reparação:

a) avaliação das condições da estrutura;
b) identificação das causas de deterioração;
c) decisão sobre os objetivos da proteção e da reparação;
d) seleção dos princípios adequados para a proteção e reparação;
e) seleção dos métodos a serem utilizados;
f) definição das propriedades dos produtos e sistemas;
g) especificação dos requisitos de manutenção após os trabalhos de proteção e reparação.

A parte 10 estabelece os procedimentos para o controle da qualidade da execução e para o recebimento dos materiais, o que permite garantir que seja alcançado o desempenho previsto para os produtos ou sistemas. O controle da preparação do substrato e a verificação das propriedades dos materiais e da ligação à base depois da sua aplicação são aspectos considerados importantes.

Por exemplo, para o caso de uma argamassa aplicada manualmente, a norma EN 1504-3 (2006) estabelece que o produtor deve realizar ensaios de desempenho sobre o produto e o produto deve satisfazer estes requisitos. A Tabela 3 indica as propriedades e os limites a serem verificados para todos os usos. Para certos usos, pode ser exigida a compatibilidade térmica com a base e, para aplicações especiais, resistência à penetração de cloretos, conforme as condições de exposição.

Tabela 3 – Requisitos das argamassas aplicadas manualmente para reparações estruturais e não estruturais para todos os usos previstos

| N° | Características de desempenho | Substrato de referência (EN 1766) | Método de ensaio | Requisito | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Estrutural | | Não estrutural | |
| | | | | Classe R4 | Classe R3 | Classe R2 | Classe R1 |
| 1 | Resistência à compressão | - | EN 12190 | ≥ 45 MPa | ≥ 25 MPa | ≥ 15 MPa | ≥ 10 MPa |
| 2 | Teor de cloretos | - | EN 1015-17 | ≤ 0,05% | | ≤ 0,05% | |
| 3 | Aderência | MC (0,40) | EN 1542 | ≥ 2,0 MPa | ≥ 1,5 MPa | ≥ 0,8 MPa[q] | |
| 4 | Retração/expansão impedidas[b,c] | MC (0,40) | EN 12617-4 | Resistência de colagem após ensaio [d,e] | | | Sem requisito |
| | | | | ≥ 2,0 MPa | ≥ 1,5 MPa | ≥ 0,8 Mpa[q] | |
| 5 | Resistência à carbonatação [f] | - | EN 13295 | $d_k \leq$ concreto de controle (MC (0.45)) | | Sem requisito [g] | |
| 6 | Módulo de elasticidade | - | EN 13412 | ≥ 20GPa | ≥ 15GPa | Sem requisito | |
| 7 | Compatibilidade térmica [f,h] Parte 1, gelo-degelo | MC (0,40) | EN 13687-1 | Resistência de colagem após 50 ciclos [d,e] | | | Inspeção visual após 50 ciclos [e] |
| | | | | ≥ 2,0 MPa | ≥ 1,5 MPa | ≥ 0,8 MPa[q] | |
| 8 | Compatibilidade térmica [f,h] Parte 2, ciclos térmicos com chuva | MC (0,40) | EN 13687-2 | Resistência de colagem após 30 ciclos [d,e] | | | Inspeção visual após 30 ciclos [e] |
| | | | | ≥ 2,0 MPa | ≥ 1,5 MPa | ≥ 0,8 MPa[q] | |
| 9 | Compatibilidade térmica [f,h] Parte 4, ciclos térmicos a seco | MC (0,40) | EN 13036-4 | Resistência de colagem após 30 ciclos [d,e] | | | Inspeção visual após 30 ciclos [e] |
| | | | | ≥ 2,0 MPa | ≥ 1,5 MPa | ≥ 0,8 MPa[q] | |
| 10 | Resistência ao deslizamento [f,h] | - | EN 13036-4 | Classe I: > 40 unidades ensaiadas molhadas Classe II: > 40 unidades ensaiadas secas Classe III: > 55 unidades ensaiadas molhadas | | Classe I: > 40 unidades ensaiadas molhadas Classe II: > 40 unidades ensaiadas secas Classe III: > 55 unidades ensaiadas molhadas | |
| 11 | Coeficiente de dilatação térmica | - | EN 1770 | Não requerido se forem realizados os ensaios 7, 8 e 9; senão, valor declarado | | Não requerido se forem realizados os ensaios 7, 8 e 9; senão, valor declarado | |
| 12 | Absorção capilar | - | EN 13057 | $\leq 0{,}5\ kg\ m^{-2}\ h^{-0{,}5}$ | | | Sem requisito |

Requisitos para os Princípios de reparação 3, 4 e 7:

Método 3.1: Reconstituição do concreto aplicando a argamassa à mão

Método 3.2: Reconstituição do concreto com concreto novo

Método 3.3: Reconstituição do concreto com concreto ou argamassa projetados

Método 4.4: reforço estrutural com argamassa ou concreto

Método 7.1: Aumento do recobrimento com argamassa ou concreto

Método 7.2: Substituindo concreto carbonatado ou contaminado

[q] Não requere o valor de 0,8 MPa quando ocorre a ruptura coesiva no material de reparação. Se ocorre, requer-se uma resistência à tração mínima de 0,5 MPa.

[b] Não aplicável no método 3.3.

[c] Não aplicável no caso de ciclos térmicos

[d] Valor médio com nenhum valor individual inferior a 75% do requisito mínimo.

[e] A largura média máxima permitida é ≤ 0,05 mm, com nenhuma fissura ≥ 0,1 mm e ausência de lascamento.

[f] Para a durabilidade

[g] Não apropriado para a proteção contra a carbonatação, a menos que o sistema de reparação inclua um sistema de proteção superficial contra a carbonatação (ver EN 1504-2).

[h] A escolha do método depende das condições de exposição. Quando um produto satisfaz a Parte 1, é suposto satisfazer as Partes 2 e a 4.

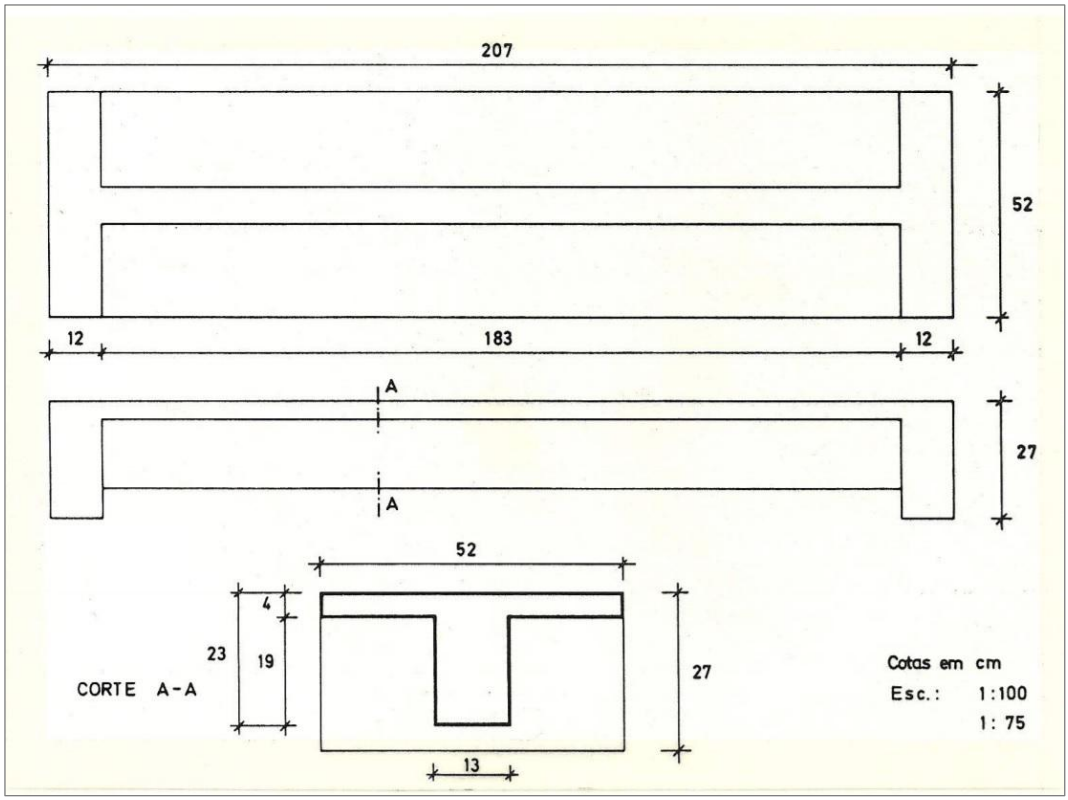
Fonte: adaptado de NP EN 1504-3 (2006).

## 2.2. ESTUDOS ENCONTRADOS NA LITERATURA

### 2.2.1. ESTUDO DE SOUZA (1990)

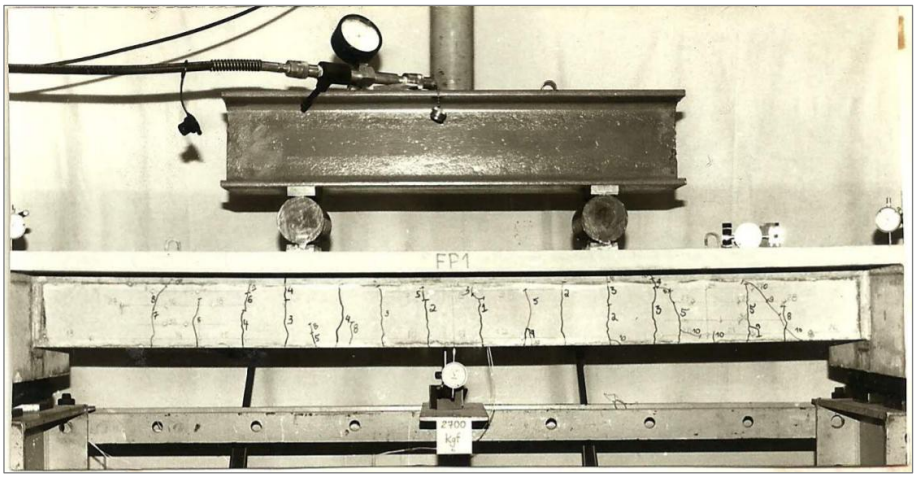
Souza (1990) realizou um programa experimental para avaliar o comportamento de vigas reforçadas por encamisamento à flexão e à força cortante. As vigas de concreto armado eram biapoiadas e foram testadas em ensaios de quatro apoios. A Figura 17 apresenta a geometria de uma das vigas de Souza (1990) e a Figura 18 apresenta o esquema dos ensaios de flexão de quatro pontos realizados pela autora.

Figura 17 – Viga de referência de Souza (1990)




Fonte: Souza (1990).

Figura 18 – Esquema dos ensaios de Souza (1990)




Fonte: Souza (1990).

Antes de realizar o reforço, as vigas foram submetidas a ensaios onde lhes eram aplicados ciclos de carregamento, em um patamar de carga correspondente à carga de serviço, de modo a causar danos. Duas dessas vigas foram levadas à ruptura e tomadas como referência antes do reforço. Após esses danos, as vigas foram reforçadas com armaduras adicionais e encamisadas com dois tipos de materiais: concreto projetado e uma argamassa industrializada (com polímero, fibras e adições). Foram tomadas como referência vigas iguais às reforçadas, ou seja, com as armaduras iniciais e as de reforço, porém monolíticas em concreto. Depois de danificadas e antes de se proceder ao encamisamento o substrato foi apicoado com ponteiro e talhadeira, de modo a se conferir certa rugosidade, e logo após procedeu-se a limpeza.

Os resultados dos ensaios da autora indicaram que, independentemente do material de reforço, as vigas reforçadas apresentaram comportamento monolítico, com deformações na armadura longitudinal do reforço praticamente coincidentes com os valores teóricos previstos. Após descarregar as peças, depois de produzir um determinado nível de dano antes de reforçá-las, constatou-se a existência de deformações residuais nas armaduras longitudinais que correspondiam a 30% da deformação de escoamento das barras na seção de meio do vão. Observando ainda o desenvolvimento das deformações das armaduras longitudinais originais e do reforço, foi possível verificar que ambas funcionaram como a primeira e a segunda camadas de uma viga de concreto armado, já que as tensões existentes nas armaduras foram proporcionais aos respectivos braços de alavanca.

Em relação à fissuração, esperava-se obter uma resistência à fissuração mais elevada nas vigas encamisadas com argamassa, por possuírem maior resistência à tração. Todavia, essas foram as primeiras a fissurar. Diante desse comportamento, percebe-se que, para vigas reforçadas, o valor da resistência à tração do material de reparo deixa de ser o parâmetro mais relevante, passando a qualidade da aderência da ligação a comandar o processo de fissuração. Nos ensaios, apenas as vigas encamisadas com argamassa apresentaram fissuração na junta, confirmando a melhor aderência apresentada pelo concreto projetado. Foi por isso que o concreto projetado, apesar de possuir uma menor resistência à tração em relação à argamassa, forneceu maior resistência à fissuração. Sendo assim, ao escolher o material de reforço, deve-se buscar aquele que promova uma boa aderência, garantindo o monolitismo da peça. Apesar das diferenças verificadas no início da fissuração, os reforços realizados com argamassa não reduziram a capacidade resistente das vigas, ou seja, a qualidade da aderência afetou mais o início da fissuração e o comportamento em serviço do que a resistência das peças.

Comparando as vigas reforçadas entre si, as encamisadas com argamassa apresentaram fissuras de flexão mais abertas e mais afastadas do que aquelas reforçadas com concreto projetado. Isso confirma que o concreto projetado ofereceu melhor aderência na ligação entre os materiais envolvidos, apesar do comportamento no estado limite último ter sido o mesmo para as vigas com os dois tipos de reforço. A qualidade da aderência entre o concreto da viga original e o material de reforço mostrou ser o fator de maior importância na garantia da eficiência do reforço.

### 2.2.2. ESTUDO DE CAMPOS FILHO *ET AL*. (2004) E DE SOUZA *ET AL*. (2004)

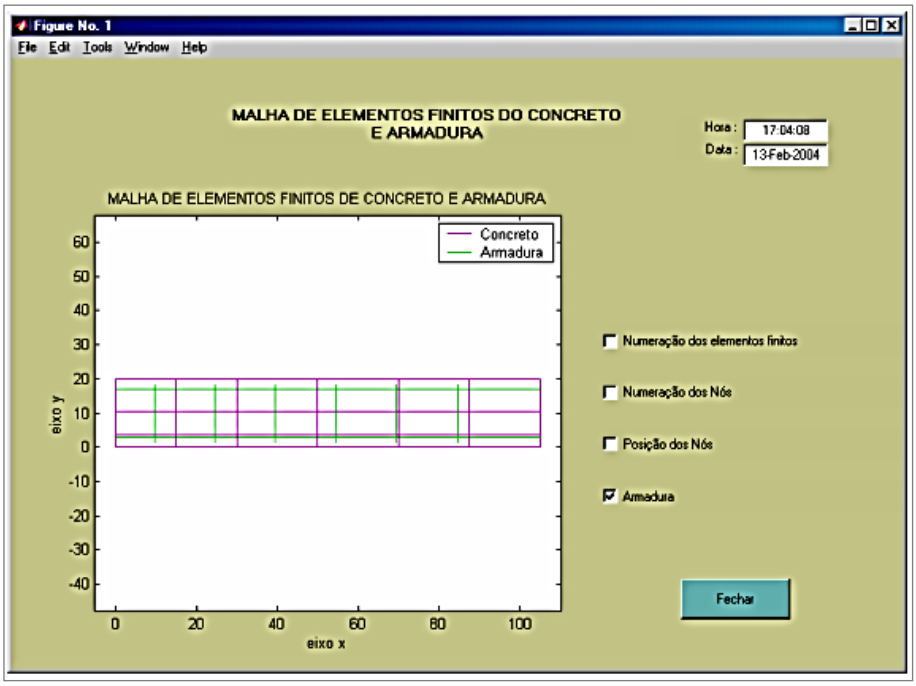
Os autores buscaram, a partir da formulação de um programa computacional próprio, modelar o programa experimental desenvolvido por Souza e Appleton (2001) e realizar comparações sobre o desempenho da reparação.

Os autores, por meio de um modelo reológico, modelaram uma viga de referência (VR), plena em concreto, e duas vigas reparadas com argamassas

especiais (VA e VB), sendo uma de base cimentícia e a outra, modificada por polímeros.

Para fins de diminuição do tempo de processamento das análises e aproveitando a simetria da geometria das vigas, modelou-se apenas a metade de cada viga. A Figura 19 apresenta a interface do programa e a discretização da armadura e do concreto.

Figura 19 – Discretização do modelo numérico de Campos Filho *et al.* (2004) e Souza *et al.* (2004)

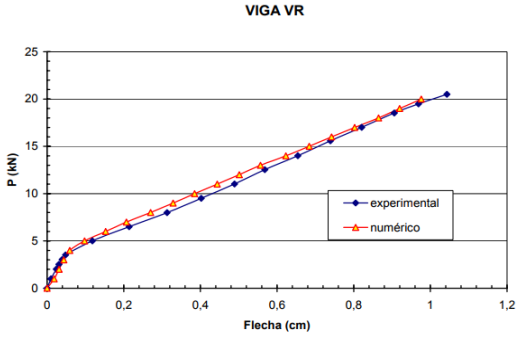



Fonte: Campos Filho *et al*. (2004) e Souza *et al*. (2004).

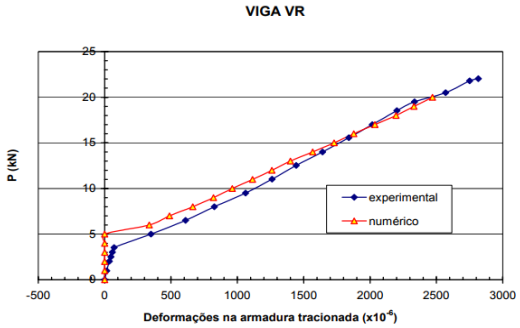
Os autores utilizaram o modelo incorporado para inserir a armadura no concreto. Para a aderência entre o substrato de concreto e a argamassa, material de reparação, os autores admitiram a hipótese de aderência perfeita entre os dois materiais, desconsiderando a ocorrência de um possível deslizamento.

A Figura 20 apresenta as comparações entre os resultados obtidos experimentalmente e por meio do programa de elementos finitos.

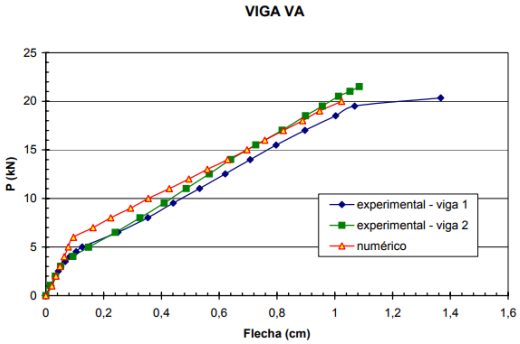
Figura 20 – Comparação dos resultados de Campos Filho *et al.* (2004) e Souza *et al.* (2004) com o experimental de Souza e Appleton (2001)



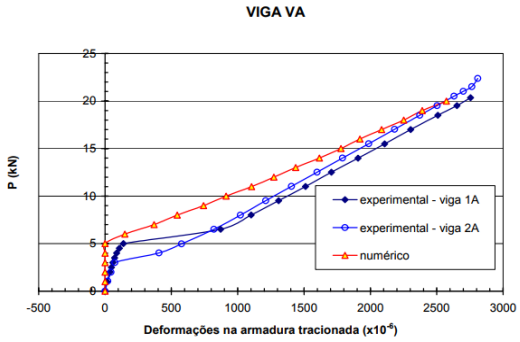

a) Curva experimental e numérica para carga *versus* flecha da VR



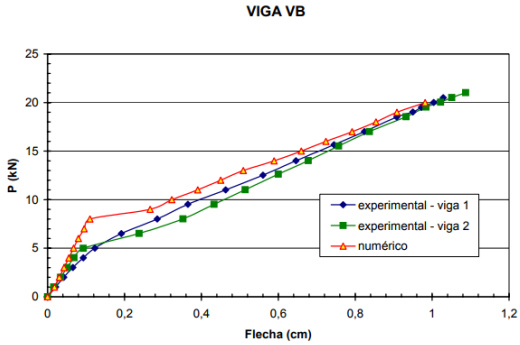

b) Curva experimental e numérica para carga *versus* deformação na armadura tracionada da VR



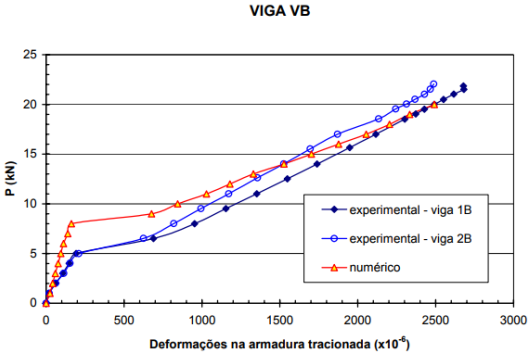

c) Curva experimental e numérica para carga *versus* flecha da VA




d) Curva experimental e numérica para carga *versus* deformação na armadura tracionada da VA




e) Curva experimental e numérica para carga *versus* flecha da VB




f) Curva experimental e numérica para carga *versus* deformação na armadura tracionada da VB

Fonte: Campos Filho *et al.* (2004) e Souza *et al.* (2004).

Segundo os autores, os resultados apresentaram uma ótima concordância, indicando que o método de elementos finitos pode ser aplicado para este tipo de modelagem.

Mostraram, entretanto, que a hipótese adotada de aderência perfeita entre os materiais não introduziu variações significativas nos resultados. Porém, é sugerida a modelagem da aderência, através de elementos de contato, para viabilizar a avaliação do funcionamento do tipo de reparo utilizado por Souza e Appleton (2001).

### 2.2.3. ESTUDO DE SANTOS (2006)

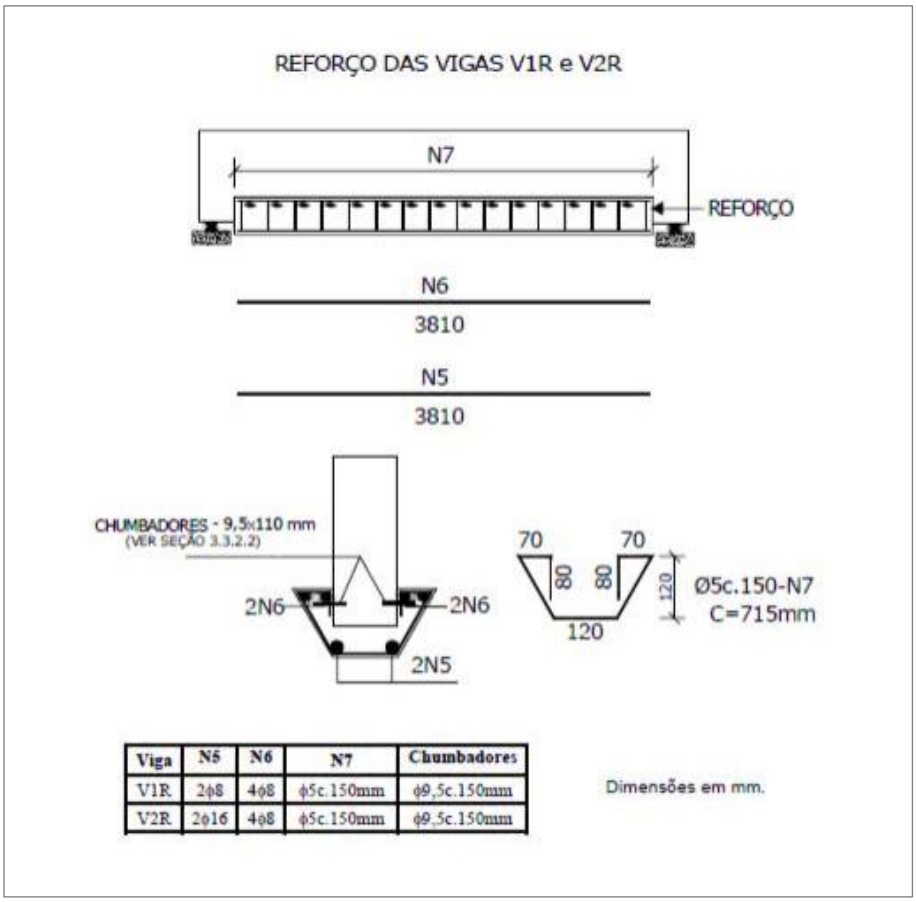
O intuito do trabalho de Santos (2006) foi investigar o comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas à flexão pela adição de concreto e aço apenas na zona mais tracionada da viga, técnica aqui denominada de encamisamento parcial. O programa experimental consistiu no ensaio de quatro vigas biapoiadas, com seção transversal retangular de 150 mm x 400 mm e comprimento de 4500 mm. Duas destas vigas foram reforçadas à flexão por encamisamento parcial, enquanto as outras duas não foram reforçadas e serviram como referência. A taxa de armadura de flexão destas vigas variou entre 1,08% e 2,33% (próxima à taxa balanceada).

Visando o aumento da capacidade portante à flexão das vigas V1R e V2R, foi incorporado na zona tracionada desses elementos um talão de concreto armado com seção transversal trapezoidal e comprimento de 3840 mm (Figura 21). Chumbadores de expansão na zona lateral da área de contato viga-reforço colaboraram para melhorar a ligação viga-reforço e serviram para posicionar a armadura do reforço.

Objetivando evitar a ruptura por cisalhamento da interface de ligação entre viga e reforço, calculou-se a área necessária para essa ligação, a partir de valores de resistência ao cisalhamento propostos em alguns estudos.

Todas as vigas foram biapoiadas e carregadas no meio do vão. O comportamento estrutural das vigas foi avaliado em termos de flechas, deformações do concreto e da armadura original e do reforço, e carga de ruptura.

Figura 21 – Detalhamento das armaduras longitudinais e transversais dos reforços




| Viga | N5 | N6 | N7 | Chumbadores |
|---|---|---|---|---|
| V1R | 2ϕ8 | 4ϕ8 | ϕ5c.150mm | ϕ9,5c.150mm |
| V2R | 2ϕ16 | 4ϕ8 | ϕ5c.150mm | ϕ9,5c.150mm |

Fonte: Santos (2006).

A partir dos ensaios realizados e das análises efetuadas, constatou–se:

a) O excelente desempenho da técnica de encamisamento parcial para reforço de flexão de vigas;
b) Todas as vigas tiveram comportamento dúctil antes da ruína, que ocorreu por flexão;
c) O fato de não terem sido observadas fissuras na interface entre os concretos da viga e do reforço, aliado ao comportamento dos elementos reforçados em termos de flechas, deformações nas armaduras e no concreto, carga de ruptura e modos de ruína, são indicadores do comportamento monolítico dos elementos reforçados;

d) O preparo da superfície (apicoamento até a exposição do agregado graúdo e umedecimento), a área de contato viga-reforço propiciado pelas abas do talão, estendendo-se até as laterais da zona mais tracionada da viga, e as dimensões admitidas para essa interface foram fundamentais na integração eficaz da viga com o reforço. Vale ainda salientar a parcela de contribuição dos chumbadores de expansão resistência da seção de ligação às tensões cisalhantes;
e) Foi constatado, neste trabalho, que uma eficiente aderência pode ser obtida nas seções de ligação entre os concretos da viga e do reforço, sem o uso de agentes adesivos, estando a superfície do concreto da viga devidamente apicoada e apenas umedecida (molhagem leve com esponja);
f) Houve aumento de rigidez e a capacidade resistente das vigas foi aumentada em até 81 % com a adição do reforço de flexão, com a ruptura ocorrendo por escoamento do aço tracionado seguido de esmagamento do concreto;
g) Houve diminuição nas deformações da armadura longitudinal original devido à ação conjunta desta com a do reforço;
h) Desde que se observem todas as condições necessárias para garantir uma integração eficaz entre a viga e o reforço, a capacidade resistente das vigas reforçadas pode ser avaliada pela teoria da flexão simples.

### 2.2.4. ESTUDO DE SIMÕES (2007)

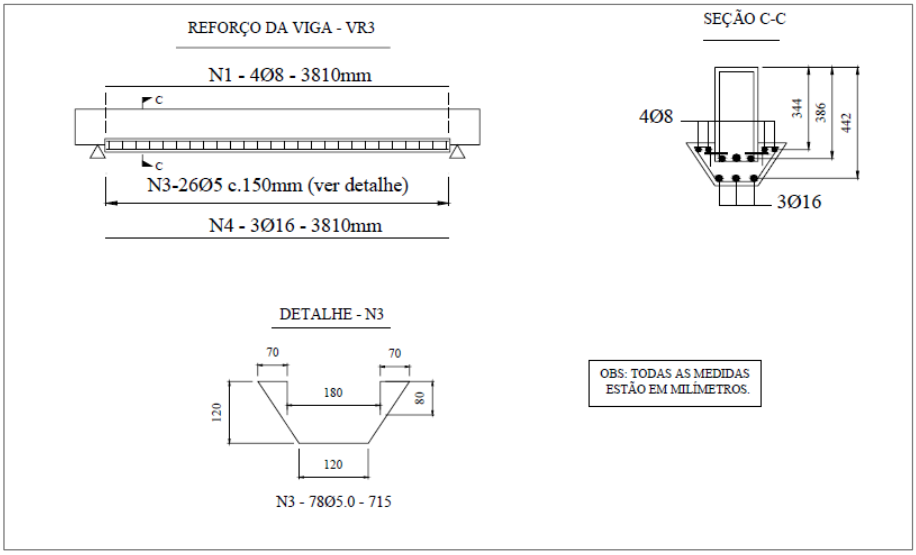
O programa experimental teve por finalidade avaliar o comportamento de vigas de concreto armado, com vão de 400 mm e seção retangular 150x400 mm, reforçadas à flexão por encamisamento parcial, ou seja, adição de barras de aço, envolvidas por concreto, no banzo tracionado.

Foram ensaiadas 4 vigas de concreto armado, biapoiadas, sendo três reforçadas com aumento das seções de concreto e de aço e uma de referência sem reforço. Todas as vigas foram submetidas a dois ciclos de carregamento antes de

serem carregadas até a ruptura. A viga de referência foi carregada até a ruptura. Nas outras vigas, o carregamento até a ruptura só ocorreu alguns dias após a execução do reforço.

O reforço consistiu na adição de um talão de concreto armado de seção trapezoidal na zona tracionada das vigas originais. Na zona lateral da área de contato viga-reforço foram utilizados chumbadores de expansão que serviram tanto para posicionar a armadura do reforço quanto para melhorar a ligação viga-reforço. A Figura 22 apresenta o detalhamento dos reforços.

Figura 22 – Armação do reforço das vigas VR1, VR2 e VR3




Fonte: Simões (2007).

O carregamento consistiu na aplicação de uma carga concentrada no meio do vão. Durante os ensaios, foram feitas medições de flechas, deformações nas armaduras longitudinais originais e do reforço, deformações no concreto e deslocamento relativo entre a viga original e o reforço. Os resultados obtidos permitiram a avaliação do comportamento das vigas. Dentre as conclusões citadas, com base na análise dos resultados obtidos, a autora verificou que:

a) A eficiência do reforço ficou comprovada pelo fato de sua armadura longitudinal ter atingido o escoamento em todas as vigas ensaiadas. Nesse momento, a integridade do talão do reforço não estava comprometida, pois o deslocamento relativo entre ele e a viga original não foi significativo, atingindo no máximo 0,37 mm;

b) Os valores desprezíveis dos deslocamentos horizontais, no estado limite de utilização, juntamente com a constatação de que não houve uma queda brusca da resistência das vigas reforçadas no momento em que ocorreu o rompimento da adesão, permitiu comprovar, embora não quantitativamente, a eficiência dos chumbadores de expansão utilizados na ligação viga original-reforço;

c) A teoria da flexão simples pode ser utilizada para avaliar a capacidade resistente das vigas reforçadas por encamisamento parcial, desde que se tomem os cuidados necessários para garantir uma adequada ligação viga-reforço. Dentre eles destacam-se: preparação adequada das superfícies de contato e corretos posicionamento das armaduras do reforço e adensamento do concreto.

### 2.2.5. ESTUDO DE CEIA (2013)

Ceia (2013) avaliou o desempenho mecânico de concretos com incorporação de agregados graúdos reciclados de concreto e também avaliou a influência do tipo de rugosidade e do uso dos agregados reciclados de concreto na ligação entre concreto convencional e concreto com os agregados reciclados.

O autor estudou as resistências à compressão e à tração por compressão diametral, o módulo de elasticidade, a resistência à abrasão e a resistência ao corte pelo ensaio *slant shear*. O programa experimental consistiu na produção de quatro tipos distintos de concreto, com variação da taxa de substituição de agregados graúdos pelos agregados reciclados de concreto.

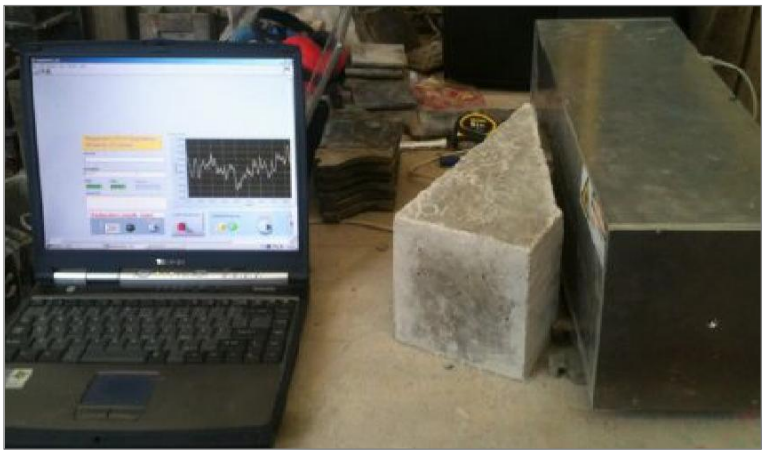
Para o ensaio de resistência ao corte, o autor executou três tipos de rugosidade na superfície de interface: concretado contra superfície de madeira sem tratamento; tratamento com escova de aço; tratamento com martelo de agulhas. Relativamente às condições de rugosidade foi observada uma resistência superior para condições mais rugosas. Segundo o autor, a resistência ao corte depende dos

agregados graúdos reciclados de concreto, devido à diferença de propriedades entre o concreto do substrato e o adicionado.

O método utilizado para a leitura das rugosidades foi o 2D-LRA (*laser roughness analyzer*), com o objetivo de determinar todos os parâmetros de rugosidade da interface do concreto, para cada um dos tratamentos citados anteriormente. Importante observar que o presente método não está descrito em nenhuma norma. Assim, procedeu-se à definição dos passos a seguir, antes da execução do método, de modo a garantir que todas as amostras fossem medidas de forma igual. Para executar tais atividades, o autor utilizou os seguintes equipamentos:

a) rugosímetro, com sensor *laser* com alcance entre 30 e 50 mm e resolução de 10 μm, com um comprimento de avaliação de 220 mm (Figura 23);
b) computador ligado ao rugosímetro e com o *software* “Surftex”, para análise das leituras da rugosidade (Figura 23);
c) placas metálicas (Figura 24).

Figura 23 – Computador e rugosímetro para leitura da rugosidade



Fonte: Ceia (2013).

Figura 24 – Placas metálicas

Fonte: Ceia (2013).

Os seguintes passos foram definidos pelo investigador:

a) limpeza e secagem da superfície de leitura;
b) definição do comprimento de análise
c) posicionamento da superfície do espécime;
d) início da primeira leitura e registro dos valores, através do software;
e) posicionamento do espécime 15 mm acima do anterior, recorrendo a uma placa metálica;
f) repetição da leitura, do registro e do novo posicionamento;
g) término da operação após nove leituras, espaçadas entre si de 15 mm.

### 2.2.5.1. PARÂMETROS CALCULADOS ATRAVÉS DO MÉTODO 2D-LRA PARA AS EXPRESSÕES DOS RESULTADOS

Os parâmetros calculados através deste método são a rugosidade média ($R_a$), a altura média dos picos ($R_{pm}$), a profundidade média das depressões ($R_{vm}$) e a máxima amplitude ($R_{max}$).

A rugosidade média ($R_a$) é o parâmetro mais usual de utilização e é definida como sendo o desvio médio do perfil em relação à sua linha média.

$$R_a \approx \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} |z_i| \quad (1)$$

Onde:

n é o número de medições;

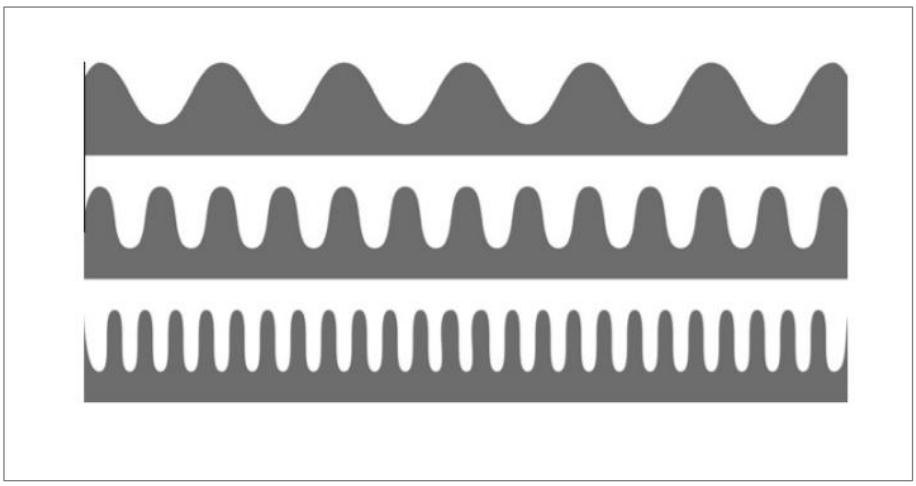
$z_i$ é a amplitude de cada medição.

O próximo parâmetro estudado é a raiz quadrada da média da rugosidade ao quadrado ($R_q$) e é utilizado por ser mais sensível ao picos e depressões do perfil medido.

$$R_q \approx \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} z_i^2} \quad (2)$$

Os parâmetros da rugosidade média ($R_a$) e da raiz quadrada da média da rugosidade ($R_q$) não apresentam qualquer informação de variabilidade local do perfil, sendo que, perfis diferentes podem apresentar valores para estes dois parâmetros semelhantes (Santos e Júlio, 2012 *apud* Ceia, 2013), como apresentado na Figura 25.

Figura 25 – Diferentes perfis de rugosidade para a mesma Rugosidade média



Fonte: Santos e Júlio (2013).

Os valores da altura médio dos picos ($R_{pm}$) e da profundidade média das depressões ($R_{vm}$) são determinados para cada parcela do comprimento da leitura. As expressões para a altura média dos picos ($R_{pm}$) e a profundidade média das depressões ($R_{vm}$) são dadas pelas Equações (3) e (4).

$$R_{pm} = \frac{1}{5}\sum_{i=1}^{5} p_i \tag{3}$$

$$R_{vm} = \frac{1}{5}\sum_{i=1}^{5} v_i \tag{4}$$

Onde:

$p_i$ e $v_i$ são, respectivamente, o máximo valor de pico e o máximo valor da depressão.

A média das amplitudes máximas ($R_{z\,(DIN)}$) pode ser obtida através da Equação (5) e a média da soma dos cinco pinos mais elevados com as cinco depressões mais profundas, em todo o comprimento da leitura, ($R_{Z(ISO)}$), através da Equação (6).

$$R_{z\,(DIN)} = \frac{1}{5}\sum_{i=1}^{5}(p_i + v_i) \tag{5}$$

$$R_{Z(ISO)} = \frac{1}{5}\left(\sum_{i=1}^{5} p_i + \sum_{i=1}^{5} v_i\right) \tag{6}$$

Os parâmetros de altura máxima de pico ($R_p$) e profundidade máxima de depressão ($R_v$) permitem avaliar se o perfil de leitura, ou seja, a superfície de interface, é uniformemente rugosa ou suficientemente uniforme para ser considerada como tal. Podem ser calculados através das seguintes expressões:

$$R_p = max\{p_i\} \tag{7}$$

$$R_v = max\{v_i\} \tag{8}$$

A máxima amplitude ($R_{max}$) e a altura entre o pico mais alto e a depressão mais profunda ($R_y$) são dadas pelas Equações (9) e (10).

$$R_{max} = max\{p_i + v_i\} \quad (9)$$

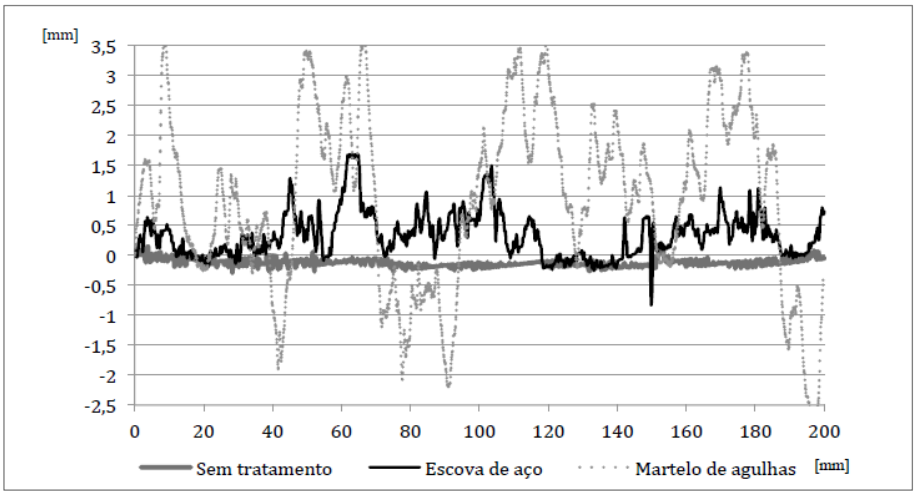
$$R_y = max\{p_i\} + max\{v_i\} \quad (10)$$

### 2.2.5.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE A RUGOSIDADE

Antes da realização do *slant shear* e da concretagem da segunda metade do corpo de prova, foram realizadas leituras de rugosidade na superfície da interface. Nas Figura 26 e Figura 27 são apresentadas uma comparação entre as diferentes leituras efetuadas e uma comparação entre os diferentes tipos de superfície, respectivamente.

Na Figura 26, é possível observar a grande diferença de rugosidade que existe entre cada tipo de tratamento.

Figura 26 – Comparação das leituras de rugosidade




Fonte: Ceia (2013).

Para a superfície sem tratamento, a rugosidade é tão pequena, comparativamente com as restantes, que, à escala representada, não é possível detectar os pequenos altos e baixos. Para o tratamento com escova de aço, começa-se a notar alguns altos e baixos, representativos de uma maior rugosidade conseguida com este tratamento. O tratamento com martelo de agulhas é o que

apresenta a maior rugosidade, atingindo picos que o destacam dos restantes tratamentos, o que pode ser visto na Figura 27.

Figura 27 – Comparação entre os tipos de tratamento

a) sem tratamento b) escova de aço c) martelo de agulhas

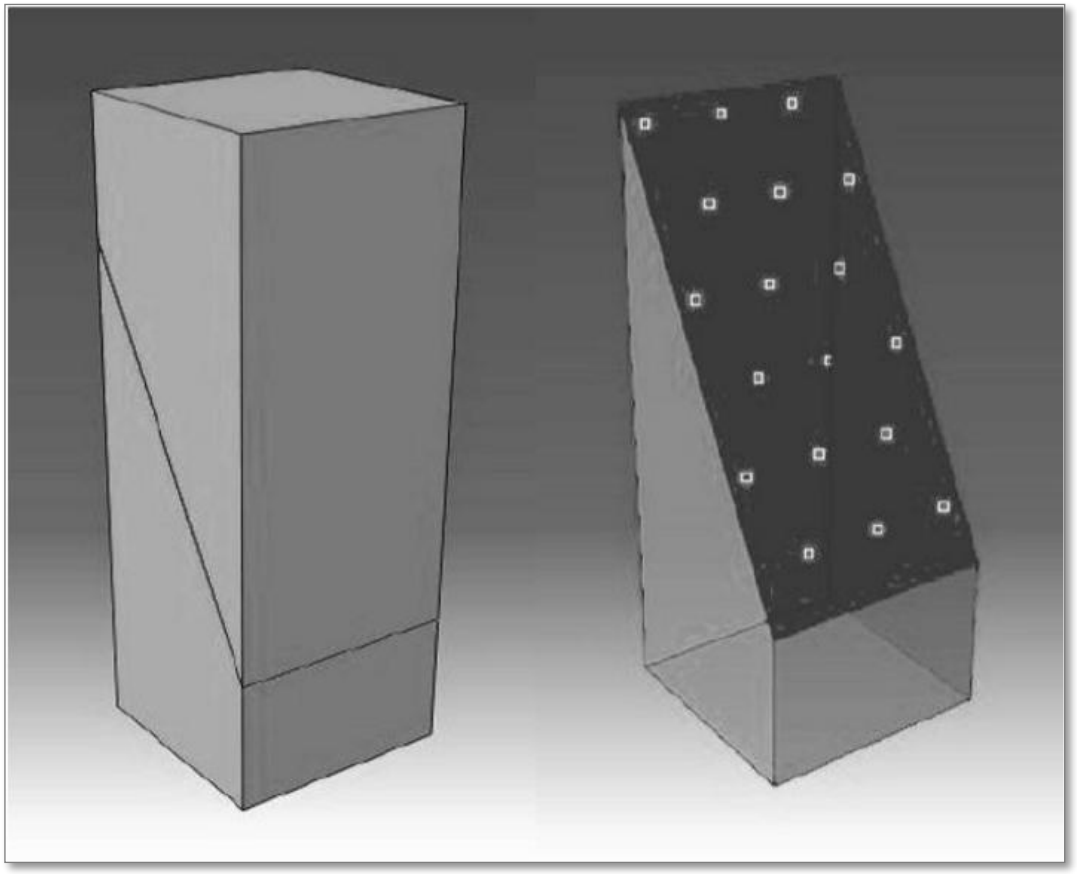
Fonte: adaptado de Ceia (2013).

### 2.2.5.3. MODELAGEM NUMÉRICA DO SLANT SHEAR TEST

Com o intuito de compreender melhor o programa experimental, o autor calibrou numericamente, por meio do *software* ABAQUS, o ensaio *slant shear*. A geometria foi modelada separadamente, em duas peças, e quando o autor as posicionou foi criada uma superfície de contato, modelada com propriedades de uma ligação coesiva.

A Figura 28 apresenta a geometria e a superfície de contato. As condições de contorno e o carregamento foram modeladas de modo a simular as condições do ensaio, sendo todos os deslocamentos da base restritos e no topo apenas o deslocamento horizontal.

Figura 28 – Geometria do modelo e definição da superfície rugosa



Fonte: Ceia (2013).

A Tabela 4 apresenta a comparação entre os valores da tensão cisalhante média aferidos experimentalmente e pelo *software*. É possível concluir que as tensões obtidas pelo ABAQUS e pelos ensaios experimentais são praticamente iguais, ou seja, o modelo numérico de Ceia (2013) foi calibrado com as condições de ensaio.

Tabela 4 – Tensão cisalhante média experimental e numérica em MPa

| Tipo de Ligação | Tipo de tratamento | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Sem tratamento | | Escova de aço | | Martelo de agulhas | |
| | Experimental | Abaqus | Experimental | Abaqus | Experimental | Abaqus |
| BR-BR | 6,27 | 6,26 | 8,59 | 8,59 | 12,43 | 12,42 |
| BR-B20 | 6,11 | 6,10 | 6,99 | 6,99 | 13,27 | 12,78 |
| BR-B50 | 6,46 | 6,47 | 6,65 | 6,66 | 8,43 | 8,44 |
| BR-B100 | 4,75 | 4,75 | 5,76 | 5,77 | 7,11 | 7,11 |

Fonte: adaptado de Ceia (2013).

Em uma ligação entre concretos semelhantes, as tensões encontram-se uniformemente distribuídas ao longo da superfície. Porém, o estudo realizado utilizou concretos com propriedades distintas. Assim, o autor afirmou que a distribuição de tensões foi afetada pela diferença de propriedades entre o concreto do substrato e o concreto adicionado posteriormente.

### 2.2.6. ESTADO DA ARTE DESENVOLVIDO POR SANTOS E JÚLIO (2013)

Antes de colocar uma nova camada de concreto, é comum verificar o nível de rugosidade por inspeção visual. No entanto, este procedimento pode levar a conclusões imprecisas, uma vez que é influenciado pela opinião do técnico e, portanto, é subjetivo. De acordo com os autores, os códigos de projeto das estruturas de concreto implicitamente propõem este tipo de avaliação, uma vez que não há um método ou dispositivo especificado para verificar as condições da superfície do substrato.

Para superar as desvantagens desta metodologia qualitativa, uma abordagem quantitativa deve ser adotada. Assim, é necessário medir a rugosidade da superfície e, a partir disso, calcular os parâmetros de rugosidade.

A adoção de uma abordagem quantitativa completa para caracterizar a rugosidade da superfície requer a seleção de um método de quantificação de rugosidade e, em geral, a definição de alguns parâmetros de rugosidade.

A implementação dessa abordagem de avaliação, quantitativa em vez de qualitativa, apresenta a vantagem de promover a padronização dos métodos de quantificação da rugosidade e a definição do método mais adequado para uma superfície específica. Também pode ajudar a explicar por que as interfaces entre concretos com a superfície do substrato preparadas por diferentes métodos apresentando uma rugosidade similar, levam a forças de ligação muito diferentes. Os parâmetros de rugosidade mais comuns pesquisados e descritos pelos autores foram citados no item 2.2.5.1.

Segundo os autores, o método ideal seria quantitativo, em vez de qualitativo, e não seria destrutivo, ou seja, não deveria exigir contato com a superfície

inspecionada. Um método de quantificação de rugosidade com estas características corresponde a evitar qualquer dano do dispositivo de medição devido ao seu uso; superar as limitações de tamanho em áreas de acesso restrito; obter uma avaliação não subjetiva da rugosidade da superfície, uma vez que uma avaliação não qualitativa é realizada; e obter uma ausência total de danos na superfície inspecionada.

Os autores realizaram uma revisão sobre os métodos quantitativos da rugosidade e os comparou na Tabela 5. O *Sand Patch Test* e os Perfis de Superfície de Concreto estão entre os mais utilizados. No entanto, esses métodos apresentam algumas desvantagens como o campo de aplicação ser limitado, no primeiro caso, variabilidade dos resultados ser alta, em ambos os casos, e ser baseado em uma avaliação qualitativa, no segundo caso.

Tabela 5 – Comparação dos métodos de quantificação da rugosidade

| Método de quantificação da rugosidade | Avaliação quantitativa | Não destrutivo | Custo | Acessibilidade | Trabalho intenso | Contato com a superfície |
|---|---|---|---|---|---|---|
| *Concrete Surface Profiles* | Não | Sim | Baixo | Sim | Não | Não |
| *Sand Patch Test* | Sim | Sim | Baixo | Sim | Não | Sim |
| *Outflow Meter* | Sim | Sim | Baixo | Sim | Não | Sim |
| *Mechanical Stylus* | Sim | Não | Médio | Não | Sim | Sim |
| *Circular Track Meter* | Sim | Sim | Médio | Sim | Não | Não |
| *Digital Surface Roughness Meter* | Sim | Sim | Médio | Sim | Não | Não |
| *Microscopy* | Sim | Não | Alto | Não | Sim | Não |
| *Ultrasonic Method* | Não | Sim | Médio | Sim | Não | Não |
| *Slit-Island Method* | Sim | Não | Baixo | Não | Sim | Sim |
| *Roughness Gradient Method* | Sim | Não | Baixo | Não | Sim | Sim |
| *Photogrammetric Method* | Sim | Sim | Médio | Sim | Sim | Não |
| *Shadow Profilometry* | Sim | Sim | Baixo | Sim | Sim | Sim |
| *Air Leakage Method* | Não | Sim | Baixo | Sim | Não | Sim |
| *PDI Method* | Sim | Não | Baixo | Não | Sim | Sim |
| *2D-LRA Method* | Sim | Sim | Médio | Sim | Não | Não |
| *3d Laser Scanning Method* | Sim | Sim | Alto | Sim | Não | Não |

Fonte: adaptado de Santos e Júlio (2013).

Para superar as desvantagens referidas, é possível usar métodos de quantificação melhorada da rugosidade, que são, geralmente, baseados em técnicas ópticas, como os dispositivos à base de *laser* (*Circular Track Meter, Digital Surface*

*Roughness Meter*, *2D-LRA Method* e *3d Laser Scanning Method*) apresentando vantagens óbvias em relação aos métodos restantes, como serem suficientemente precisos, completamente não destrutivos, portáteis e, portanto, eles podem ser usados em laboratório e *in situ*. Além disso, eles não requerem contato com a superfície e apresentam um custo acessível.

### 2.2.7. ESTUDO DE BELAIDI *ET AL*. (2015)

Os autores estudaram as propriedades físicas e mecânicas de argamassas prontas para reparação, disponíveis no mercado local da Argélia. O estudo experimental foi realizado em três tipos de argamassas de reparação: argamassas à base de cimento, com e sem fibras.

As propriedades dessas argamassas em estado endurecido foram analisadas em termos de resistências à compressão e à flexão, adesão, absorção de água capilar e retração.

Foi avaliado o efeito da cura úmida na resistência à compressão em ambiente quente e seco. Os resultados mostraram que a argamassa de reparação contendo microssílica e fibras sintéticas apresentaram as maiores resistências em todos os ambientes de cura. O estudo mostrou também o efeito negativo do ambiente quente e seco em todos os tipos de argamassa de reparação pré-misturada, provavelmente devido à hidratação acelerada, o que resulta em produtos de hidratação mais grosseiros e não uniformes, e demonstrou a importância da cura úmida nas primeiras idades. Os autores aconselharam um mínimo de três dias de cura por via úmida.

A adesão foi aferida pelo ensaio *pull off*, como apresentado na Figura 29.

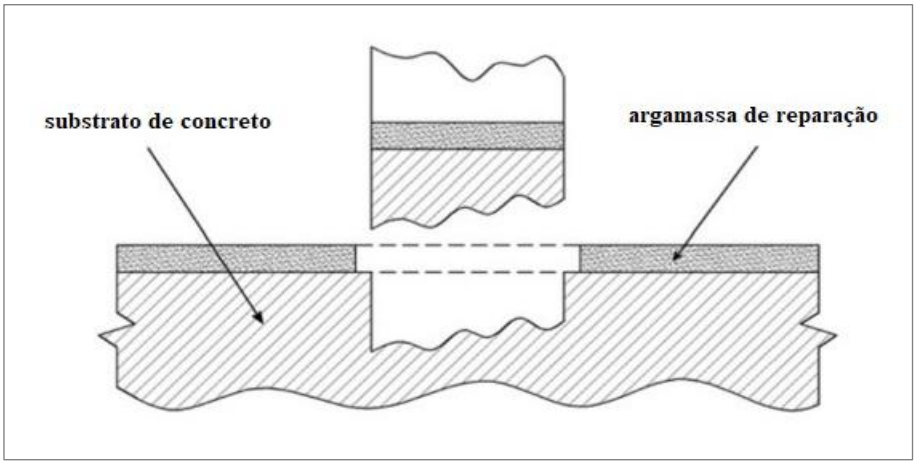
Conforme mostrado na Figura 30, o ponto de ruptura das amostras era geralmente no interior do substrato de concreto, o que mostra que a adesão entre os dois materiais era adequada.

Assim, para os autores, o principal fator que influencia a durabilidade do reparo é a resistência da ligação entre o concreto do substrato e o material de reparação.

Figura 29 – Ensaio *pull off* realizado por Belaidi *et al.* (2015)

Fonte: Belaidi *et al*. (2015).

Figura 30 – Modo de falha das amostras no *pull off test*




Fonte: adaptado de Belaidi *et al*. (2015).

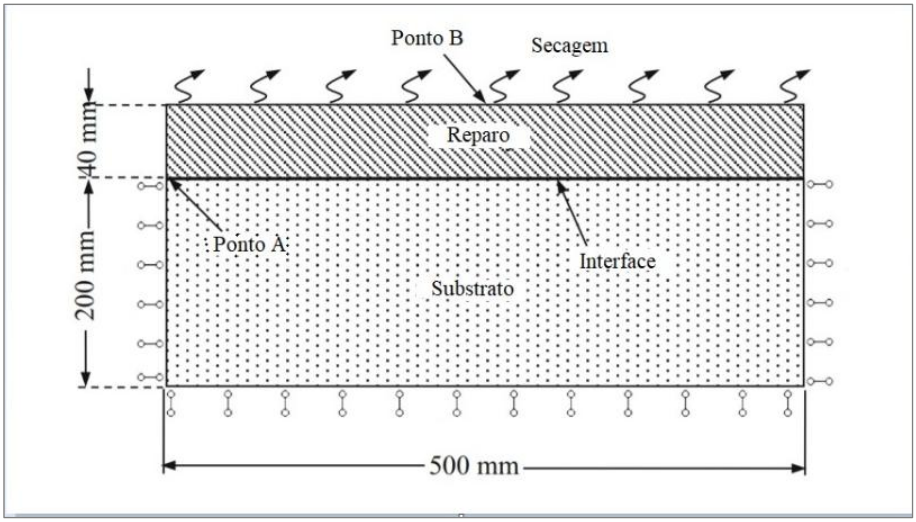
### 2.2.8. ESTUDO DE TANG *ET AL*. (2016)

Os autores estudaram numericamente os processos de fissuração por retração em um compósito à base de cimento, com o uso de um modelo numérico mecânico para entender melhor os mecanismos de crescimento da fissuração por retração e os efeitos das fissuras na difusão de umidade.

A análise dos processos de iniciação e crescimento da fissuração por retração foi feita em uma camada de reparo de argamassa, moldada no topo de um substrato

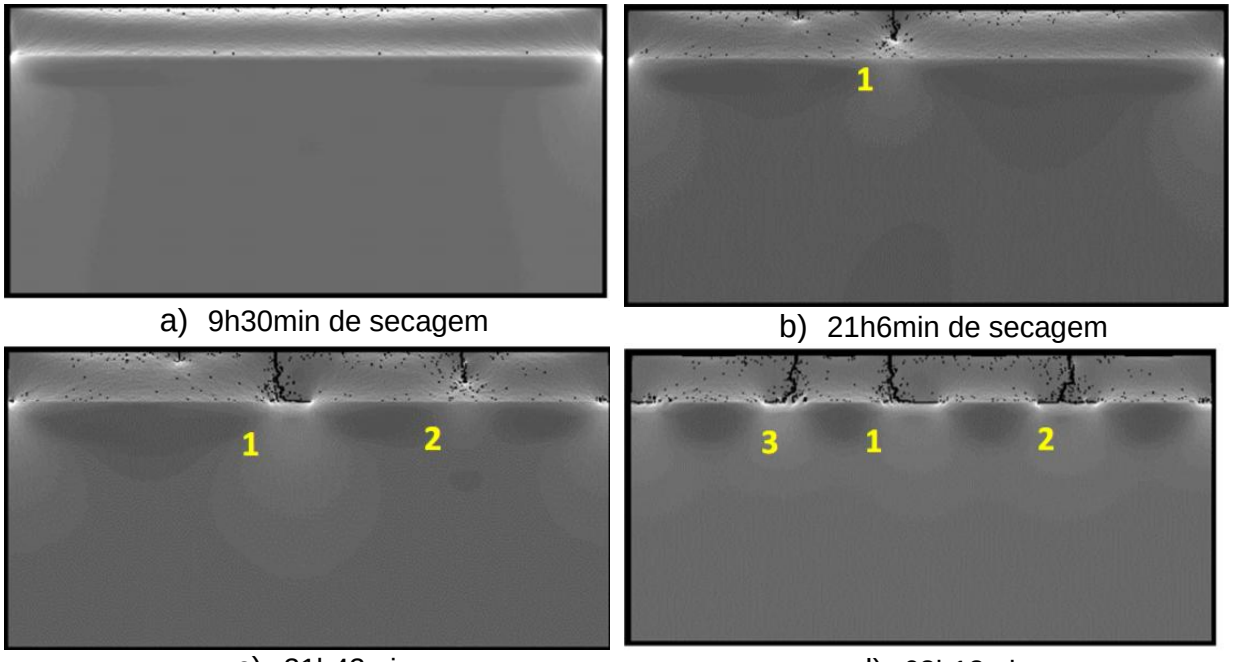
de concreto, inicialmente saturado de água. O esquema do estudo é apresentado na Figura 31, enquanto o desenvolvimento da fissura, na Figura 32.

Figura 31 – Esquema representativo do estudo de Tang *et al.* (2016) sobre o sistema de reparação




Fonte: adaptado de Tang *et al*. (2016).

Figura 32 – Evolução da fissuração em função do tempo de secagem




a) 9h30min de secagem
b) 21h6min de secagem
c) 31h42min
d) 63h18min

Fonte: Tang *et al.* (2016).

O potencial de desenvolvimento da fissura de retração é conduzido pelo processo de secagem associado. Os resultados mostraram os processos de

preenchimento, saturação e delaminação da fratura no sistema de reparo pelo decréscimo da resistência de aderência de 4 à 1MPa.

O desenvolvimento das fissuras (Figura 32) inicia-se na argamassa de reparação e propaga-se para a interface. Entretanto, a perda de aderência é verificada para baixos valores de tensões.

Segundo os autores, o modelo numérico desenvolvido se mostrou como uma ferramenta viável para análises de danos sob cargas mecânicas e gradientes híbridos.

### 2.2.9. ESTUDO DE CAVACO E CÂMARA (2017)

Os autores usaram a "teoria do atrito-cisalhamento", desenvolvido na década de 1960 para ligações em pré-moldados, para prever a resistência ao cisalhamento da interface concreto-concreto submetida ao cisalhamento ou a forças normais perpendiculares à interface. A "teoria do atrito-cisalhamento" foi desenvolvida considerando a ruptura por cisalhamento como deslizamento puro, e não em combinação com uma fissura de tração, e esta foi adotada na maioria dos códigos de projeto em todo o mundo. Embora nas últimas décadas tenham sido feitas várias melhorias para a teoria original, poucas abordaram o comportamento das interfaces sujeitas a uma combinação de cisalhamento e flexão, onde um deslizamento por cisalhamento pode ocorrer ao longo de uma fissura de tração ou em uma zona de compressão.

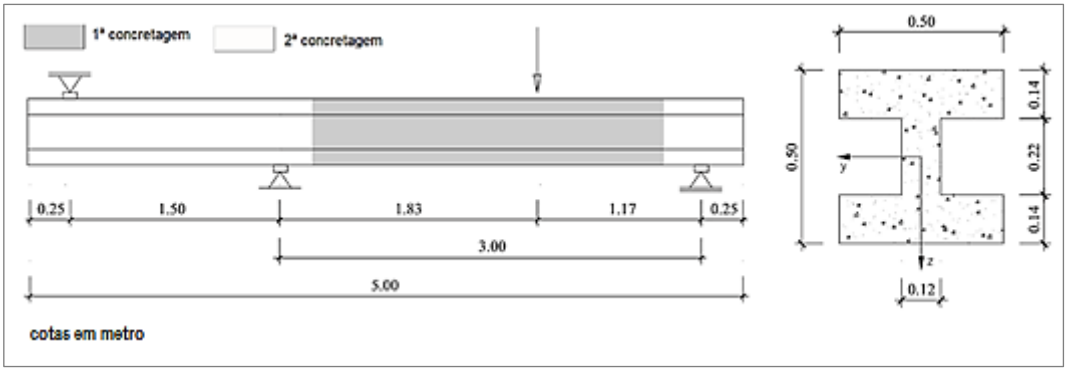
A pesquisa experimental desenvolvida abordou a influência da interface no comportamento global e dos esforços de cisalhamento e de flexão de uma viga, também como a aplicação das expressões normativas. Os autores avaliaram a transferência de esforços de cisalhamento através da interface entre dois concretos de idades diferentes, quando simultaneamente submetidos a um momento de flexão e investigaram o efeito causado pela solicitação simultânea de cisalhamento e flexão na interface da seção transversal da viga. A Figura 33 apresenta a vista longitudinal da viga e através dela é possível identificar a diferença entre as concretagens. Já, a

Figura 34 apresenta a primeira parte já concretada e a armadura aguardando a segunda concretagem.

Os resultados mostraram que a capacidade de transferência de carga em toda a interface foi reduzida devido ao momento fletor e a abertura de fissura, mas não tem influência no cisalhamento e na resistência à flexão da viga.

No entanto, a ductilidade de flexão foi parcialmente reduzida devido a um deslizamento de cisalhamento ocorrido depois da formação de uma rótula plástica e o colapso da zona de compressão.

Figura 33 – Viga de concreto ensaiada por Cavaco e Câmara (2017)




Fonte: Cavaco e Câmara (2017).

Figura 34 – Primeira parte concretada da viga de Cavaco e Câmara (2017)

Fonte: Cavaco e Câmara (2017).

Os autores não conseguiram avaliar a precisão das expressões de projeto para prever a força máxima de atrito na interface. A aplicação geral das expressões normativas a esta situação é duvidosa, pois são incapazes de prever a perda de resistência ocorrida após o escoamento da armadura longitudinal.

### 2.2.10. ESTUDO DE ALHADID E YOUSSEF (2017)

Os autores citaram que a análise do efeito do deslizamento da interface em vigas de concreto armado encamisadas é um problema complexo. Na prática atual, o deslizamento é negligenciado na análise e o comportamento monolítico é assumido na seção de ligação, resultando em maiores estimativas de rigidez e/ou capacidade. Segundo os autores, os engenheiros precisam de ferramentas simplificadas e robustas para prever o comportamento real dessas vigas.

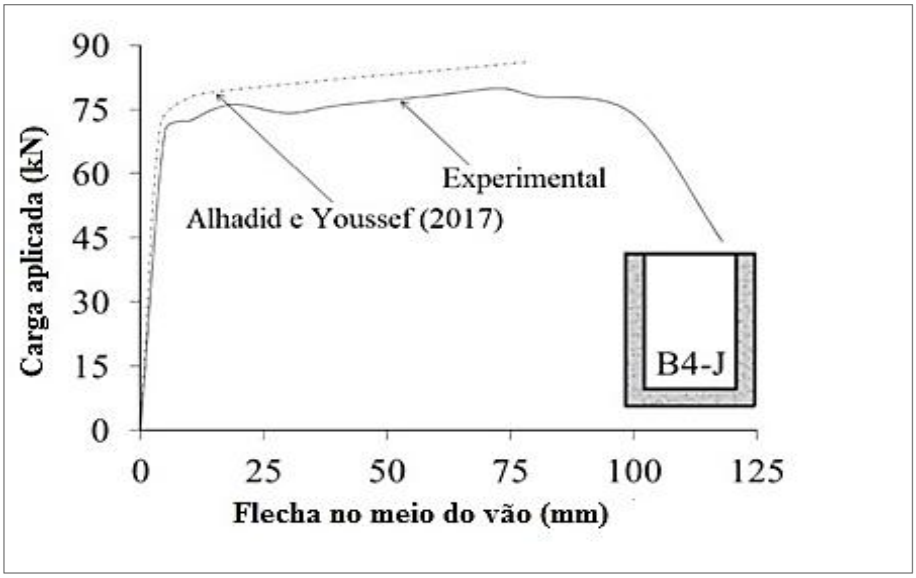
O estudo fornece um método simplificado para analisar a interface, tendo em conta a distribuição das tensões cisalhantes que promovem o deslizamento interfacial e o comportamento não linear real do concreto e do aço. Para tal, os autores desenvolveram um algoritmo de cálculo iterativo para determinar as curvas momento *versus* curvatura e carga *versus* flecha de vigas encamisadas. O procedimento introduz a influência do deslizamento da interface entre o substrato original e a camada de concreto adicionada.

O método estabelecido permite a avaliação da distribuição do deslizamento e das tensões cisalhantes na interface, possibilitando a avaliação da influência das condições de rugosidade superficial.

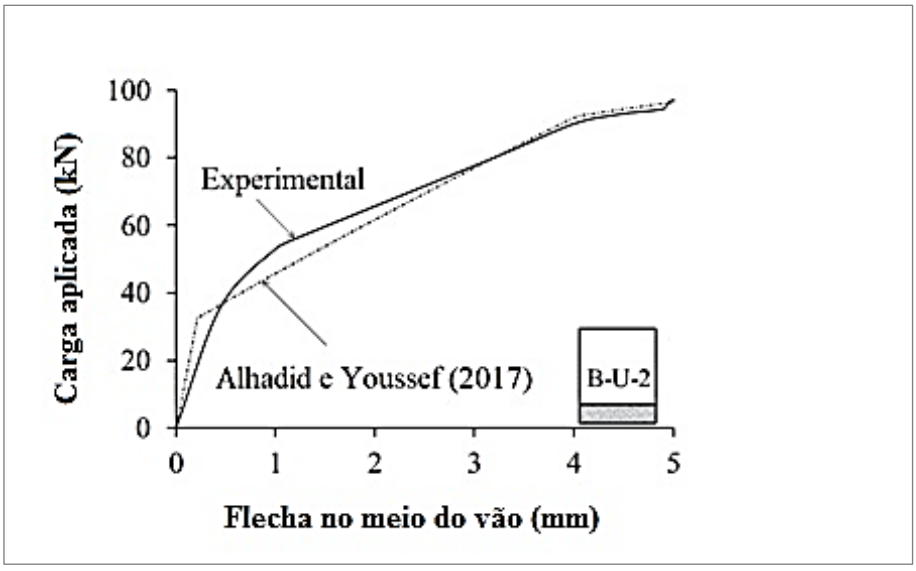
O modelo foi validado a partir de resultados experimentais relevantes na literatura e, apesar das curvas não coincidirem completamente, houve uma boa concordância na calibração em termos da relação carga *versus* flecha (Figura 35) e também do deslizamento interfacial máximo.

O modelo proposto pelos autores é aplicável para vigas submetidas a cargas uniformes, porém a literatura não possui resultados experimentais relacionados a tal condição de carregamento. Por isso, os autores julgam necessária a realização de um trabalho experimental adicional para validação adicional.

Figura 35 – Calibração do algoritmo de Alhadid e Youssef (2017) em termos da curva carga *versus* flecha




a) Comparação entre modelo numérico de Alhadid e Youssef (2017) e experimental de Chalioris e Pourzitidis (2012)




b) Comparação entre modelo numérico de Alhadid e Youssef (2017) e experimental de Hussein *et al*. (2012)

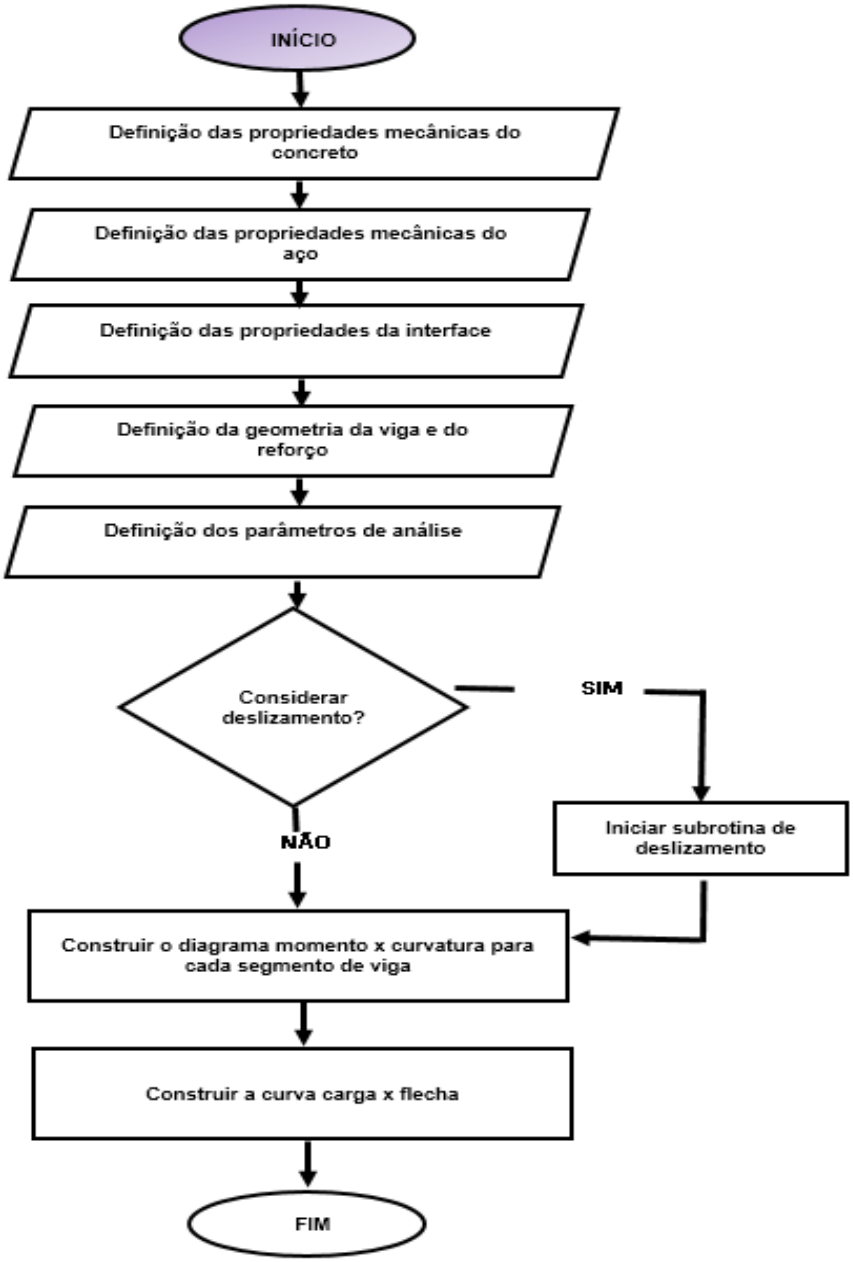
Fonte: adaptado de Alhadid e Youssef (2017).

Foi realizada uma análise paramétrica, considerando propriedades mecânicas do material, condições de tratamento de superfície, comprimento da viga e suas dimensões transversais, o que permitiu obter fatores de modificação para cálculo da

capacidade resistente de vigas encamisadas, tendo em conta o deslizamento interfacial.

O fluxograma apresentado na Figura 36 apresenta o algoritmo de cálculo desenvolvido pelos autores.

Figura 36 – Fluxograma das etapas de cálculo do algoritmo desenvolvido pelos autores




Fonte: adaptado de Alhadid e Youssef (2017).

## 2.3. CONSIDERAÇÕES

Com relação aos estudos encontrados na literatura, verifica-se a preocupação dos autores com a eficiência da ligação. Muitas pesquisas vêm sendo realizadas a fim de aprimorar e entender melhor os aspectos que condicionam a boa aderência na interface entre o substrato de concreto e o material de reparação. Dentre eles, a maioria aborda a importância de uma correta e eficaz preparação da superfície, para fins de conferir apropriada rugosidade ao substrato.

# 3. MODELAGEM NUMÉRICA

Graças aos avanços computacionais, a utilização de modelos matemáticos se expandiu intensamente tanto no meio acadêmico quanto no meio profissional, se transformando em uma das formas mais usuais de análise de estruturas. Estes modelos surgiram a fim de proporcionar a eficiência em termos de tempo para o cálculo e detalhamento das estruturas. Assim como, da dificuldade de usar apenas os ensaios experimentais como meio de compreender e determinar o comportamento exato das estruturas, devido à tamanha complexidade dos materiais e suas particularidades. Pois, tais ensaios demandam muito investimento, tempo e recursos, além da possibilidade dos seus resultados serem limitados ou de dificultosas interpretações, o que justifica a necessidade das análises numéricas para complementar as experimentais.

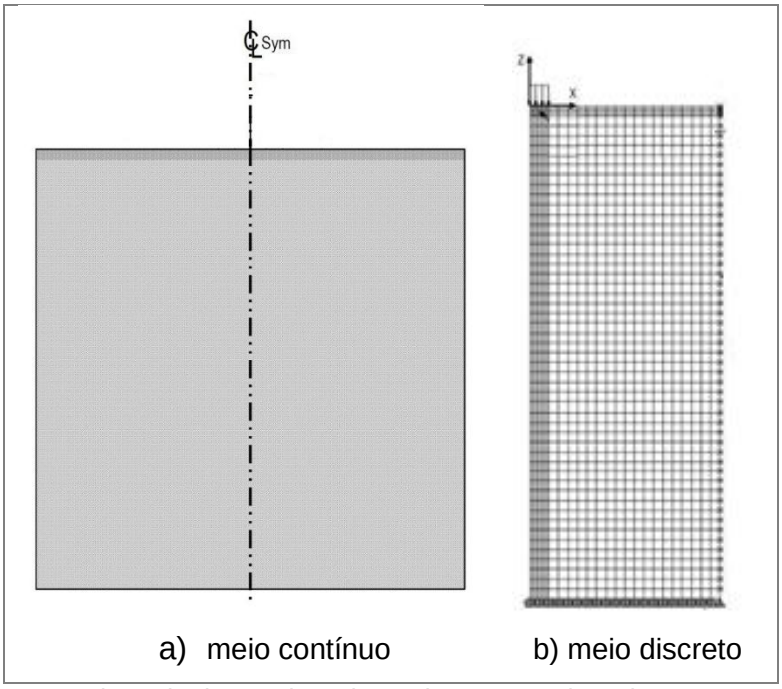
Sendo assim, um dos objetivos das análises numéricas é reproduzir os experimentos de modo mais fiel possível e proporcionar seus resultados como forma de calibração e comparação com modelos analíticos existentes.

O Método dos Elementos Finitos surgiu na década de 50 e graças aos avanços tecnológicos se tornou popular na década de 90. No momento atual, o método se consolidou e é amplamente utilizado em projetos de engenharia e em pesquisas acadêmicas, estando entre as principais, senão a principal, ferramenta com vasta disponibilidade no mercado por intermédio de numerosos *softwares*.

Sua formulação de análises consiste, fundamentalmente, na divisão do domínio, que seria um meio contínuo, em uma quantidade finita de pequenas áreas, que seriam os elementos finitos, o que faria do domínio um meio discreto. As dimensões e as formas dos elementos ficam estabelecidas por intermédio dos seus nós (GUERRANTE, 2013). A Figura 37 apresenta o meio contínuo e o meio discreto, assim como a Figura 38.

Os problemas possuem soluções aproximadas e, em geral, com precisão, dependendo, substancialmente, da qualidade da discretização utilizada.

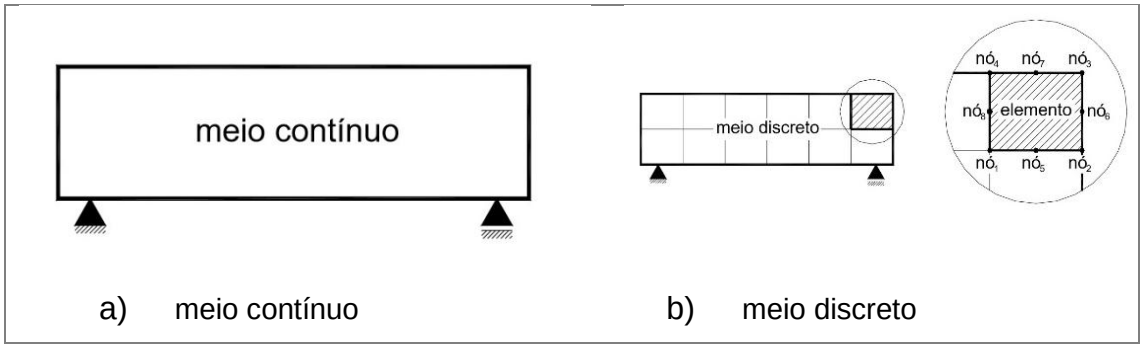
Figura 37 – Exemplo 1 de discretização do meio contínuo




a) meio contínuo b) meio discreto

Fonte: adaptado de CSI (2008) *apud* Guerrante (2013).

Figura 38 – Exemplo 2 de discretização do meio contínuo




a) meio contínuo b) meio discreto

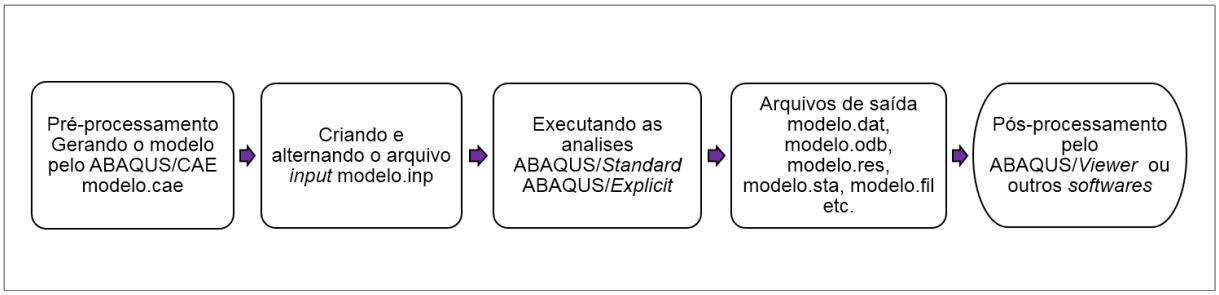
Fonte: Marins Neto (2007).

Este trabalho foi desenvolvido a partir da construção de um modelo numérico com base no Método dos Elementos Finitos (MEF) para simular numericamente os experimentos descritos na literatura e realizados por Appleton e Souza (2001). O programa experimental engloba na reparação de vigas de concreto armado, por meio de argamassas estruturais. Uma melhor descrição do programa experimental é feita no item 3.1.

O ABAQUS, *software* utilizado para simular os ensaios, é baseado no MEF e altamente indicado para análises estruturais. Possui um pré-processador gráfico,

ABAQUS/CAE, que é um ambiente com uma interface simples e consistente, onde é gerado o arquivo de entrada, e um pós-processador. No entanto, o arquivo de entrada gerado pelo ABAQUS/CAE é posteriormente alterado para definir propriedades e parâmetros que não são suportados pelo mesmo, usando um editor de texto. O procedimento analítico completo no ABAQUS, apresentado graficamente na Figura 39, geralmente, consiste em três etapas: pré-processamento, análise e pós-processamento.

Figura 39 – Análise completa no ABAQUS




Fonte: adaptado de Ahmed (2014).

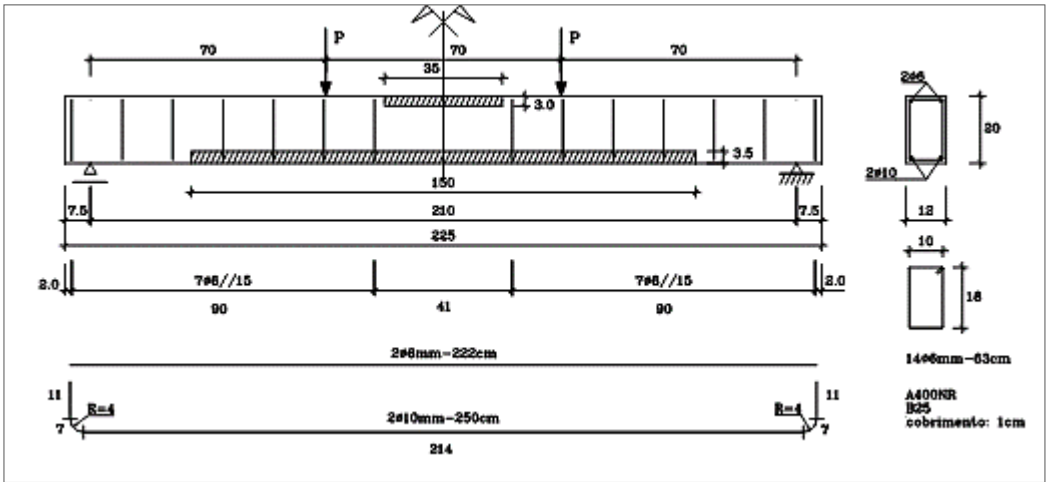
O ABAQUS possui um *solver* capaz de executar análises lineares ou não lineares, estáticas ou dinâmicas. Outrossim, o *software* dispõe de uma vasta biblioteca de elementos finitos, o que é extremamente importante, pois viabiliza a elaboração de diversos tipos de modelos.

É possível, através do *software*, modelar numericamente problemas de engenharia complexos, envolvendo diferentes tipos de geometrias, leis constitutivas não lineares, carregamentos complexos, interações entre materiais, entre outros fatores de difícil modelagem. As análises aqui apresentadas foram realizadas no ABAQUS/*Explicit* versão 6.14-4. Assim, buscou-se, com auxílio do ABAQUS, representar as características dos materiais e o comportamento das vigas reparadas ensaiadas para a condição do estado limite de serviço.

## 3.1. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental de Souza e Appleton (2001) constituiu-se da moldagem de vigas em concreto armado com 2250 mm de comprimento e seção transversal de 120 x 200 mm, como apresentado na Figura 40. Duas dessas vigas se mantiveram originais para fins de futuras avaliações e comparações. Outras quatro foram cortadas, apicoadas, com a finalidade de ganhar rugosidade, e reparadas na zona de compressão e na zona de tração das vigas, como indicado na região hachurada da Figura 40.

Figura 40 – Detalhes dos modelos experimentais




Fonte: Appleton e Souza (2001).

Os autores avaliaram o mecanismo de transferência das cargas de compressão através da camada de reparação nas vigas fletidas e reparadas simultaneamente nas zonas de compressão e tração. Foram analisados os comportamentos das vigas tanto na ruptura quanto em serviço, o comportamento da aderência e da compatibilidade entre os materiais.

A reparação das vigas foi realizada por meio da aplicação de argamassas estruturais, uma modificada por polímeros, denominada por Argamassa A, e outra de base cimentícia, denominada de Argamassa B. Todas as vigas foram submetidas à flexão em ensaios de curta duração. A Tabela 6 apresenta a nomenclatura utilizada pelos autores.

A argamassa A é a Monotop 612 da SIKA, argamassa cimentícia modificada por polímeros, com fibras sintéticas, de consistência tixotrópica e altamente indicada para reparos estruturais. A argamassa B, a Emaco S88 CI, é uma argamassa cimentícia, com aditivos e fibras sintéticas, tixotrópica de alta resistência, com retração compensada, elevada aderência, resistente a sulfatos, longo tempo de trabalhabilidade e sem segregação, recomendada para reparos estruturais.

Tabela 6 – Nomenclatura das vigas ensaiadas.

| NOMENCLATURA | VIGAS |
|---|---|
| VR | Plena de concreto |
| V1A e V2A | Reparada na zona comprimida e tracionada com argamassa A |
| V1B e V2B | Reparada na zona comprimida e tracionada com argamassa B |

Fonte: adaptado de Appleton e Souza (2001).

A Tabela 7 apresenta as propriedades do concreto e das argamassas utilizados, como a resistência média à compressão em cilindros ($f_{cm}$), a resistência média à tração simples ($f_{ctm}$), o módulo de elasticidade ($E_{cm}$), o coeficiente de Poisson ($\nu$) e a tensão de aderência das argamassas ao substrato de concreto ($\tau_{ad}$).

Tabela 7 – Propriedades mecânicas do concreto e argamassas

| | Idade (dias) | $f_{cm}$ (MPa) | $f_{ctm}$ (MPa) | $E_{cm}$ (GPa) | $\nu$ | $\tau_{ad}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Concreto | 28 | 25 | 2,6 | 28 | 0,10 | |
| Concreto | 90 | 30 | 2,9 | 30 | | |
| Argamassa A | 28 | 41 | 6,2 | 21 | 0,19 | 1,22 |
| Argamassa A | 90 | 43 | 5,3 | 22 | | |
| Argamassa B | 28 | 64 | 5,5 | 29 | 0,18 | 0,81 |
| Argamassa B | 90 | 68 | 5,3 | 31 | | |

Fonte: adaptado de Appleton e Souza (2001).

A Tabela 8 apresenta as características mecânicas do aço, como a tensão de escoamento ($f_{sy}$), a tensão de ruptura ($f_{su}$) e o módulo de elasticidade ($E_s$). Todos os valores contidos nas tabelas foram extraídos de ensaios de caracterização feitos pelos autores.

Tabela 8 – Propriedades mecânicas dos aços

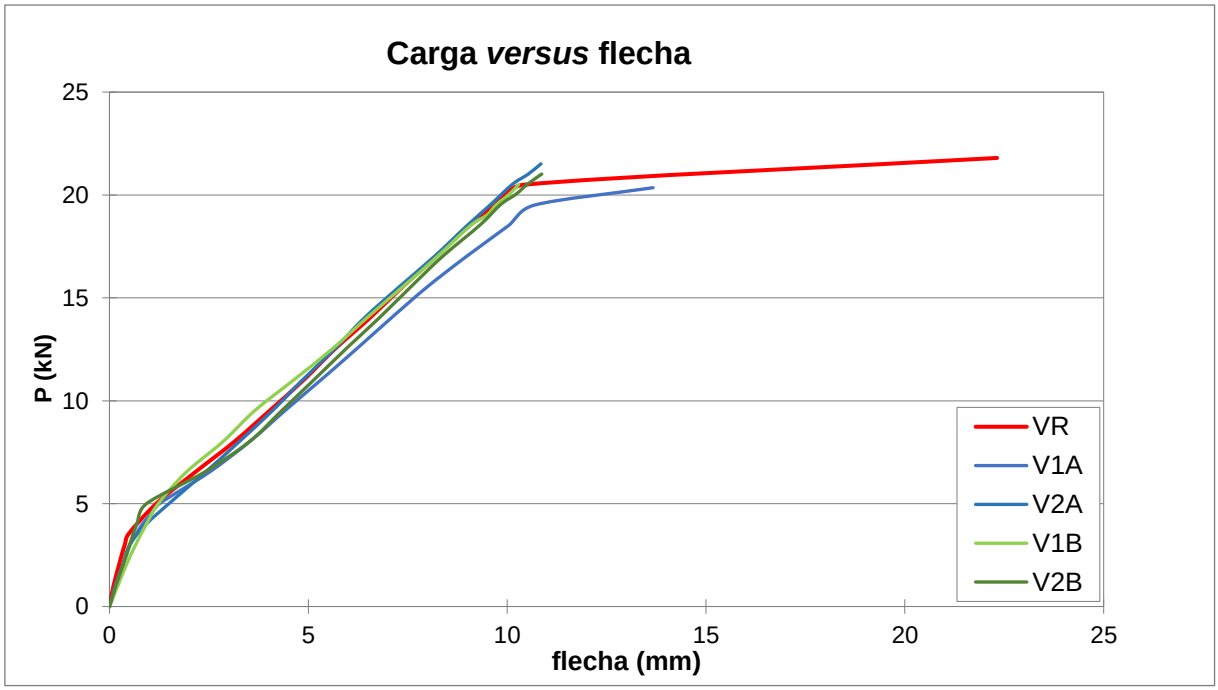
| Diâmetro (mm) | Tipo | Seção (mm²) | $f_{sy}$ (MPa) | $f_{su}$ (MPa) | $\varepsilon_{su}$ (%) | $E_s$ (GPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6 | 400 NR | 28,3 | 557 | 700 | 29 | 207 |
| 10 | 400 NR | 78,5 | 544 | 613 | 27 | 215 |

Fonte: adaptado de Appleton e Souza (2001).

É importante acrescentar que a reparação foi realizada com as vigas descarregadas, ou seja, estavam exclusivamente sob ação do peso próprio.

A diminuição da rigidez pode ser observada através da flecha ou da curvatura das vigas, assim, o aumento de ambos corresponde à diminuição da rigidez à flexão. Deste modo, de acordo com o Gráfico 3, não houve diminuição significativa da rigidez das vigas reparadas.

Gráfico 3 – Curva carga *versus* flecha no meio do vão das vigas de Souza e Appleton (2001)




Fonte: adaptado de Appleton e Souza (2001).

Quanto à análise do programa experimental, os autores encontraram bons resultados para ambas as vigas, referência e reparadas, tanto em serviço quanto na ruptura.

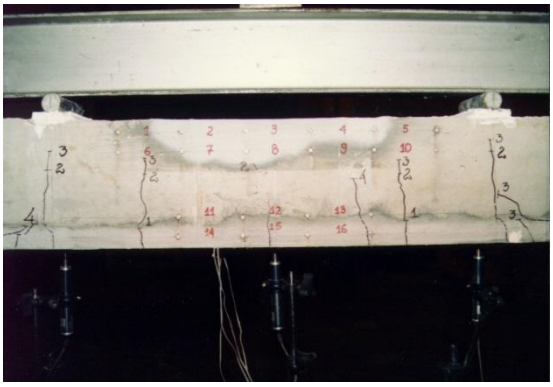
De modo geral, o comportamento à flexão das vigas reparadas não foi alterado pela reparação, independentemente do surgimento da fissuração de aderência, o que pode estar relacionado com os baixos valores da tensão de aderência. Mas Souza e Appleton (2001) consideraram que as V1A e V2A se comportaram melhor em serviço quando comparadas com as vigas reparadas a partir do sistema de reparação B. Com relação às deformações, não foram verificadas divergências significativas mesmo com os diferentes módulos de elasticidade.

Segundo os autores, os altos valores de retração do material de reparação e as baixas tensões resistentes de aderência influenciaram a fissuração na interface de ligação.

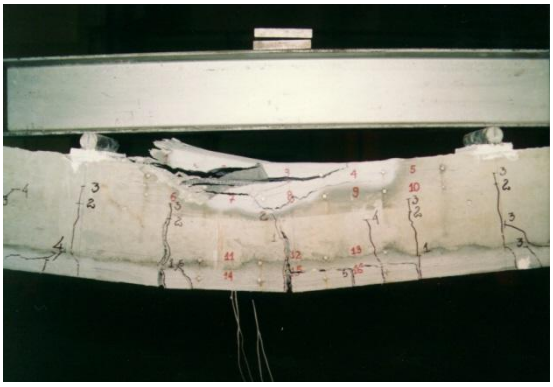
O desplacamento das vigas reparadas na zona comprimida foi mais intenso do que na zona tracionada, como observado na Figura 41, onde pré-ruptura significa pouco antes da ruptura. Desplacamento este que só ocorreu após a ruptura das vigas.

Assim, foram adotados para a simulação dos modelos neste trabalho, a geometria, os parâmetros, as propriedades dos materiais e a nomenclatura dos ensaios definidas no programa experimental referenciado aqui. Também é importante mencionar o esquema de instrumentação para cada viga estudada (Figura 42), onde as flechas foram medidas através de transdutores elétricos, as deformações pontuais através de extensômetros colados nas armaduras e as deformações médias através de alongâmetros. Neste trabalho serão utilizados os mesmos pontos para extração dos resultados, a fim de aprimorar as comparações entre o experimental e a modelagem.

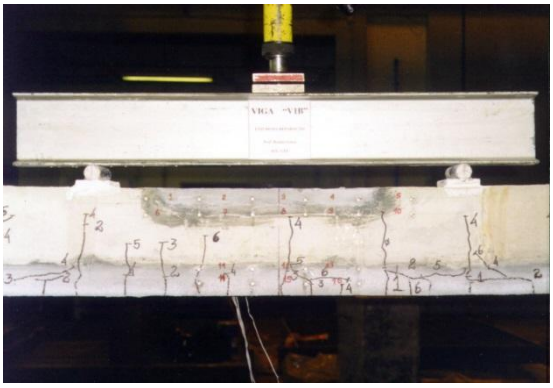
Figura 41 – Vigas reparadas pré e pós-ruptura



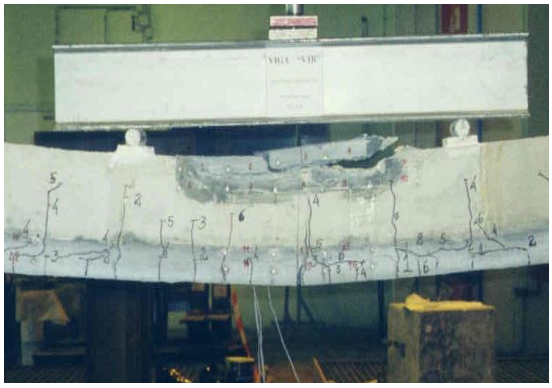
a) Viga V1A – pré-ruptura



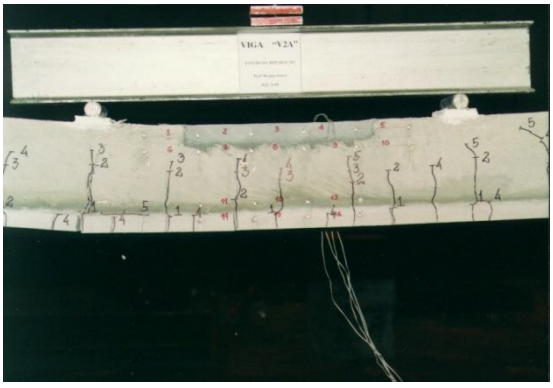
b) Viga V1A – pós-ruptura



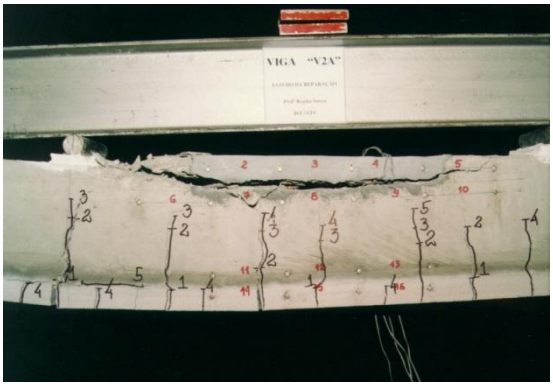
c) Viga V1B – pré-ruptura



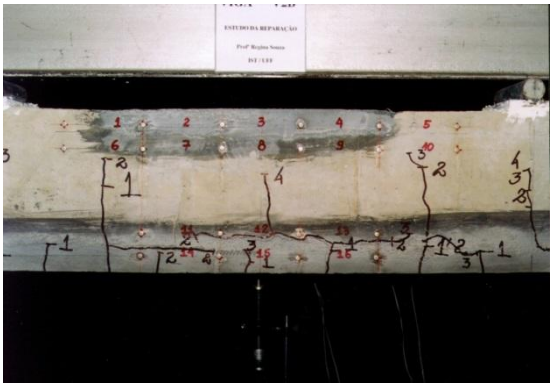
d) Viga V1B – pós-ruptura



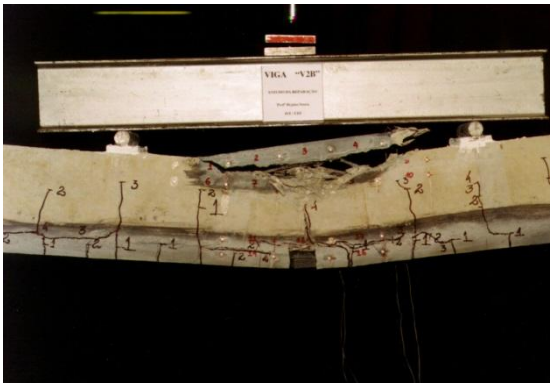
e) Viga V1B – pré-ruptura



f) Viga V1B – pós-ruptura



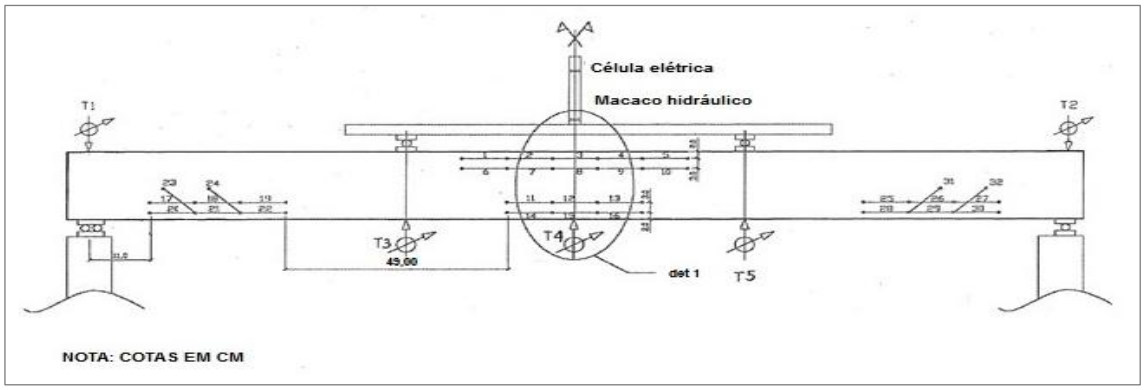
g) Viga V2B – pré-ruptura



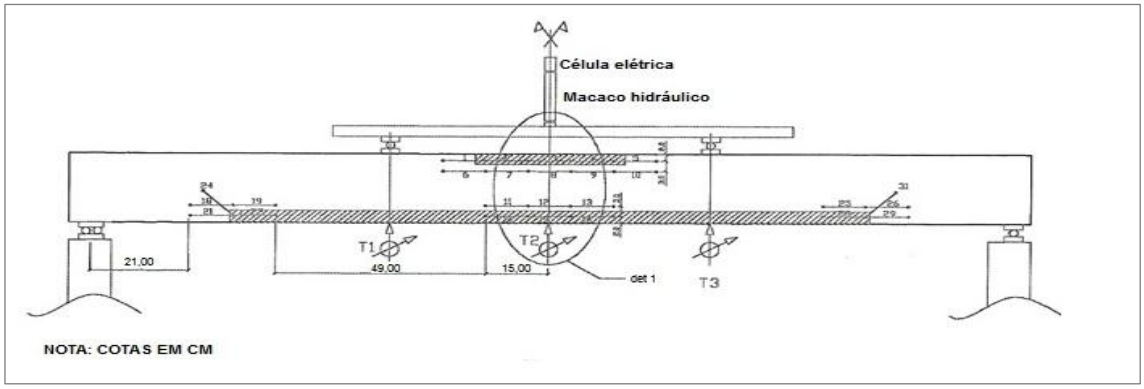
h) Viga V2B – pós-ruptura

Fonte: Souza e Appleton (2001).

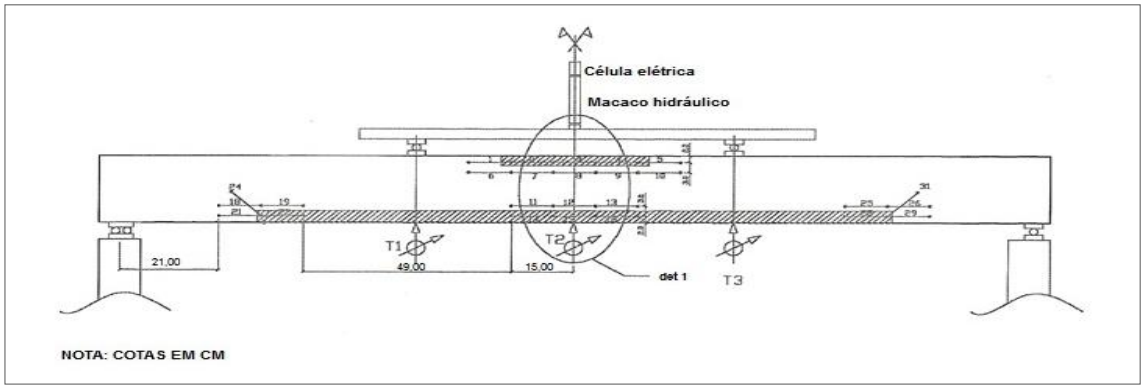
Figura 42 – Esquemas de instrumentação das vigas de Souza e Appleton (2001)



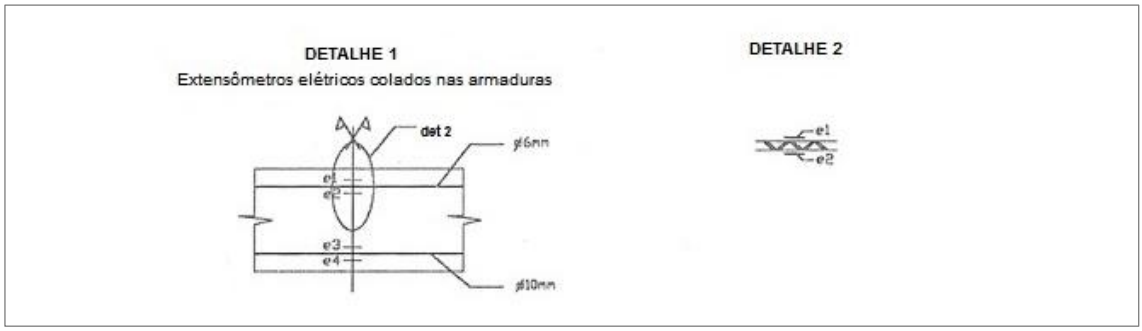

a) Esquema de instrumentação da viga de referência (VR)




b) Esquema de instrumentação das vigas reparadas com argamassa A (V1A e V2A)




c) Esquema de instrumentação das vigas reparadas com argamassa B (V1B e V2B)



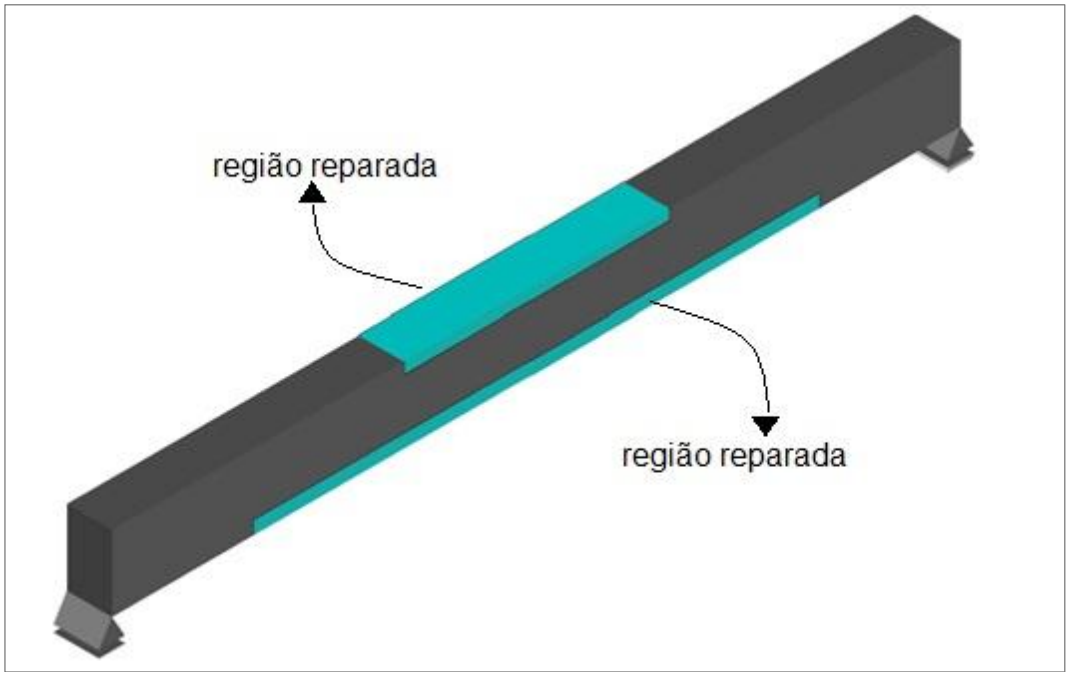

d) Detalhes do extensômetros elétricos colados nas armaduras

Fonte: adaptado de Souza e Appleton (2001).

## 3.2. GEOMETRIA DO MODELO

As geometrias utilizadas nos modelos são as mesmas apresentadas no programa experimental de Souza e Appleton (2001) referenciado anteriormente. São vigas biapoiadas com 2250 milímetros de comprimento, seção transversal de 120 milímetros de largura e 200 milímetros de altura e reparo nas regiões indicadas na coloração verde na Figura 43. As Figuras a seguir exibem a vista geral (Figura 43), longitudinal (Figura 44) e a transversal (Figura 45) dos modelos, respectivamente. Todas as vigas tiveram a mesma configuração geométrica, porém a viga de referência, não reparada, era íntegra em concreto.

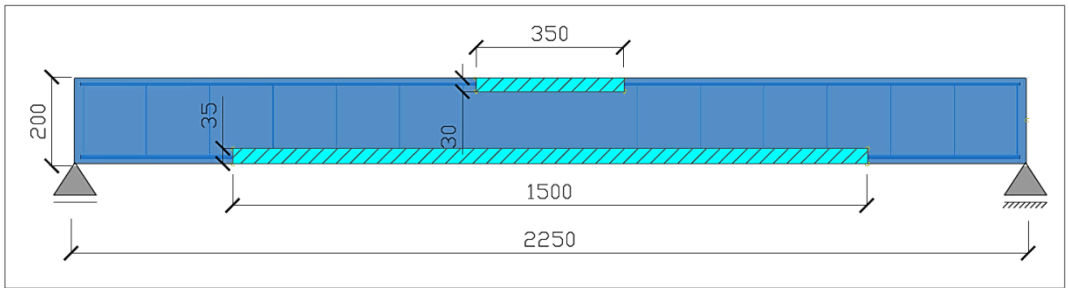
Figura 43 – Vista geral em 3D do modelo




Fonte: a autora.

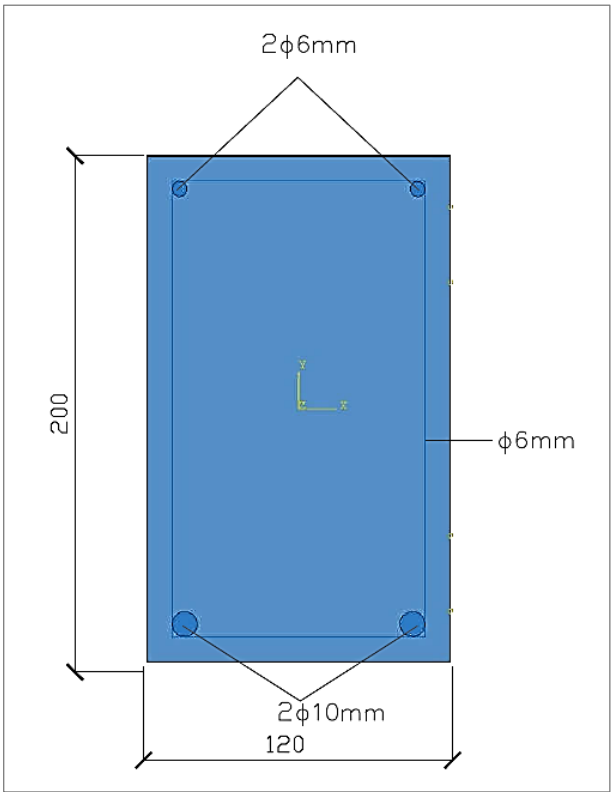
A geometria da argamassa, da armadura longitudinal e do concreto foi modelada como sólida e em 3D. O estribo foi modelado como *wire* e foi-lhe atribuído as propriedades de um elemento de treliça. As demais propriedades dos materiais associados às geometrias criadas são apresentadas no item 3.3.

Figura 44 – Vista longitudinal do modelo (dimensões em milímetros)




Fonte: a autora.

Figura 45 – Vista transversal do modelo (dimensões em milímetros)




Fonte: a autora.

## 3.3. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

O concreto é um material heterogêneo, cujo complexo desempenho é governado pelo comportamento de todos os seus constituintes. Logo, uma

modelagem realística se torna muito trabalhosa devido aos diversos dados necessários que devem ser conhecidos e ao comportamento, que é difícil de definir.

O comportamento do concreto é frágil, mas no Estádio II, sob a inversão da tensão, as fissuras provenientes da tração podem fechar. Já o aço possui comportamento dúctil, com fraturas extremamente raras. Portanto, o comportamento estrutural do concreto armado é significativamente complexo devido à operação concomitante do aço e do concreto. Sendo assim, o comportamento do concreto pode ser melhor descrito com modelos de danos, enquanto os modelos de plasticidade representam melhor o comportamento do aço, que é considerado um material homogêneo com as propriedades bem definidas. Ainda assim, uma vez que o aço “cede” ductilidade adicional ao concreto, o comportamento do concreto pode ser ainda mais satisfatoriamente representado por meio de modelos que combinam danos e plasticidade. Modelos estes que são particularmente adequados para reproduzir modos de falha que são baseados na fissuração por tração e no esmagamento por compressão (ALFARAH *et al.*, 2017).

Neste trabalho, o comportamento do aço é simulado com um modelo de plasticidade uniaxial e o concreto é descrito com um modelo multiaxial que considera a combinação paralela de elasticidade escalar (isotrópica) e plasticidade multi-endurecimento não associada.

Como o objetivo do trabalho é avaliar a capacidade portante das vigas reparadas por meio de argamassas estruturais, é de importância a modelagem das argamassas, que foi feita de maneira similar à modelagem do concreto, assim como feito por Bolhassani *et al*. (2015) e Paleteiro e Corrêa (2007). Ou seja, os modelos constitutivos empregados para simular o comportamento do concreto também foram utilizados para caracterizar as argamassas.

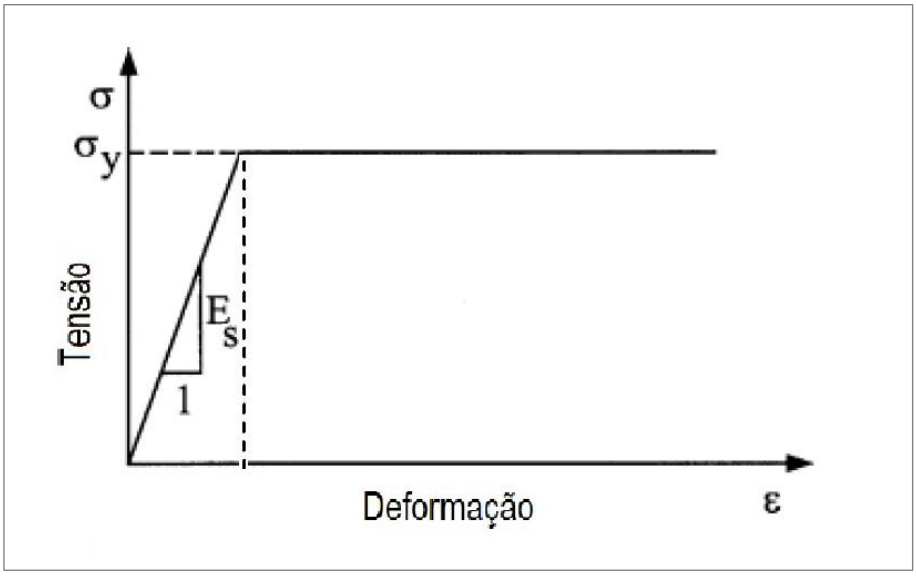
### 3.3.1. MODELO CONSTITUTIVO PARA O AÇO

Uma lei constitutiva ou modelo constitutivo é um modelo mecânico-matemático que descreve o comportamento tensão *versus* deformação, na maioria dos casos, do material. Em geral, é complexo encontrar uma lei constitutiva que

reproduza o comportamento de um material em função de um tipo qualquer de solicitação.

Devido à maneira como o aço é utilizado nas peças de concreto, é suficiente conhecer o seu comportamento uniaxial. O modelo adotado para representar o comportamento do aço, tanto da armadura longitudinal quanto dos estribos, é elastoplástico perfeito, ou seja, elastoplástico sem encruamento, associado ao critério de escoamento de von Mises. A Figura 46 apresenta a curva tensão *versus* deformação ($\sigma$ x $\varepsilon$) adotada para o aço.

Figura 46 – Curva tensão *versus* deformação adotada para o aço




Fonte: adaptado de Sümer e Aktas (2015).

É possível observar que com baixas magnitudes de deformação, o comportamento do aço segue elástico linear, enquanto a rigidez, introduzida pelo módulo de elasticidade, segue constante até a tensão de escoamento ser atingida. Para maiores magnitudes de deformação, o comportamento passa a ser não linear, inelástico, dando início à plasticidade do aço. A mudança do comportamento elástico para o plástico ocorre no ponto de escoamento, que pode ser visto na curva tensão *versus* deformação do material apresentada. Até atingir o limite de escoamento, são criadas apenas deformações elásticas no aço, que podem ser totalmente recuperadas se a carga aplicada for removida. Porém, uma vez que a tensão de escoamento é excedida, a deformação passa a ser permanente, conhecida como

deformação plástica. Ambas deformações, elástica e plástica, se acumulam à medida que o aço se deforma na região pós-escoamento.

Os parâmetros necessários para especificar o comportamento do aço no ABAQUS são o módulo de elasticidade ($E$), o coeficiente de Poisson ($\nu$) e a tensão de escoamento ($f_y$).

### 3.3.2. MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO

Devido à intensa complexibilidade do comportamento do concreto, torna-se difícil formular modelos constitutivos para análises numéricas. Com o gradativo avanço das tecnologias e da demanda de ferramentas numéricas capazes de modelar e analisar com êxito elementos em concreto armado, o volume de trabalho abordando diferentes leis constitutivas para o concreto vem crescendo signigicativamente.

O ABAQUS fornece a capacidade de simular o comportamento do concreto usando qualquer um desses três modelos de fissuração: *Concrete smeared cracking model*, *Brittle cracking model* e *Concrete damaged plasticity model*, sendo este último adotado no presente estudo.

#### 3.3.2.1. *CONCRETE DAMAGED PLASTICITY MODEL* (CDPM)

O *Concrete Damaged Plasticity Model* é destinado à análise de estruturas de concreto ou outros materiais frágeis, como rochas, argamassas e cerâmica; é útil para a análise de estruturas sob quaisquer combinações de carga, incluindo carregamento cíclico, estático e dinâmico. Sendo também capaz de representar o comportamento inelástico completo do concreto quando submetido à compressão e à tração, incluindo as características de danos, e é o único modelo que pode ser aplicado no ABAQUS/*Standard* e ABAQUS/*Explicit* (WAHALATHANTRI *et al.*, 2011).

Este modelo foi proposto por Lubliner *et al.* (1989) e foi desenvolvido por Lee e Fenves (1998).

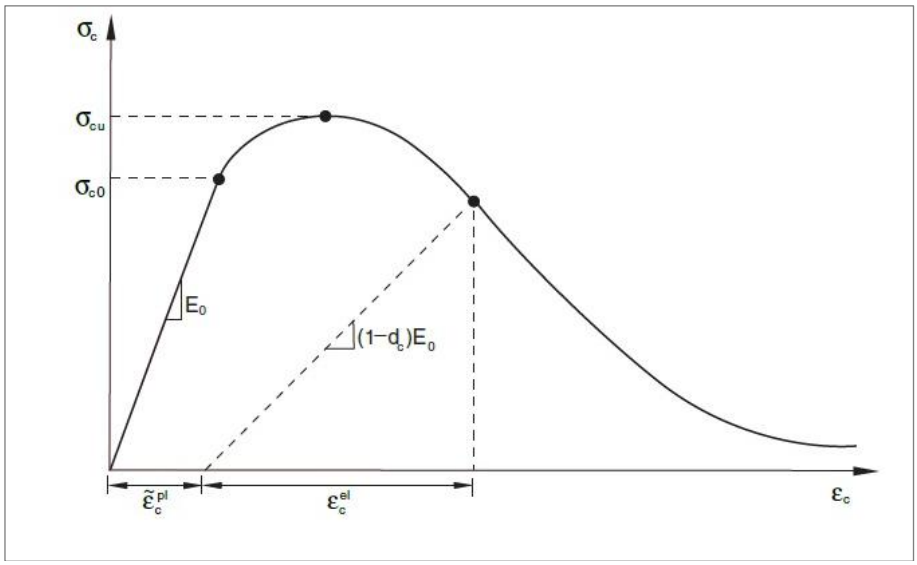
O concreto se comporta fragilmente sob baixas pressões de confinamento, sendo assim, o *concrete damaged plasticity model* considera o esmagamento na região comprimida e a fissuração na região tracionada como os principais mecanismos de falha do concreto. Porém, este comportamento tende a não ocorrer quando as pressões de confinamento estão/são significantemente elevadas para evitar a propagação de fissuras. Nestas circunstâncias, a ruptura é impulsionada pela microporosidade do concreto, levando a uma resposta que se assemelha à de um material dúctil com encruamento, há um relevante aumento da rigidez do material através do processo de *work hardening* (ABAQUS, 2014).

O objetivo do CDPM é tornar irreversíveis os efeitos dos danos associados aos mecanismos de falha do concreto quando sujeitos a baixas pressões confinantes (SILVA, 2013) e descrever a degradação progressiva das propriedades mecânicas de diversos materiais. Segundo Alfarah *et al*. (2017), o *concrete damaged plasticity model* apresenta um bom desempenho em estados de tensão uniaxial e biaxial, mas não deve ser usado em caso de significativas tensões de compressão triaxiais.

A Figura 47 apresenta o comportamento do concreto sob compressão uniaxial, que é linear até a tensão atingir o valor $\sigma_{c0}$. Após esta tensão ($\sigma_{c0}$), na zona plástica, o comportamento do concreto é caracterizado por *stress hardening*, onde ainda há ganho de resistência, até a tensão de compressão atingir a resistência máxima do concreto, caracterizando um comportamento de *strain softening*. No ponto onde a máxima resistência à compressão é atingida, o concreto começa a escoar e a tensão passa a diminuir enquanto a deformação aumenta, dando início ao esmagamento do concreto.

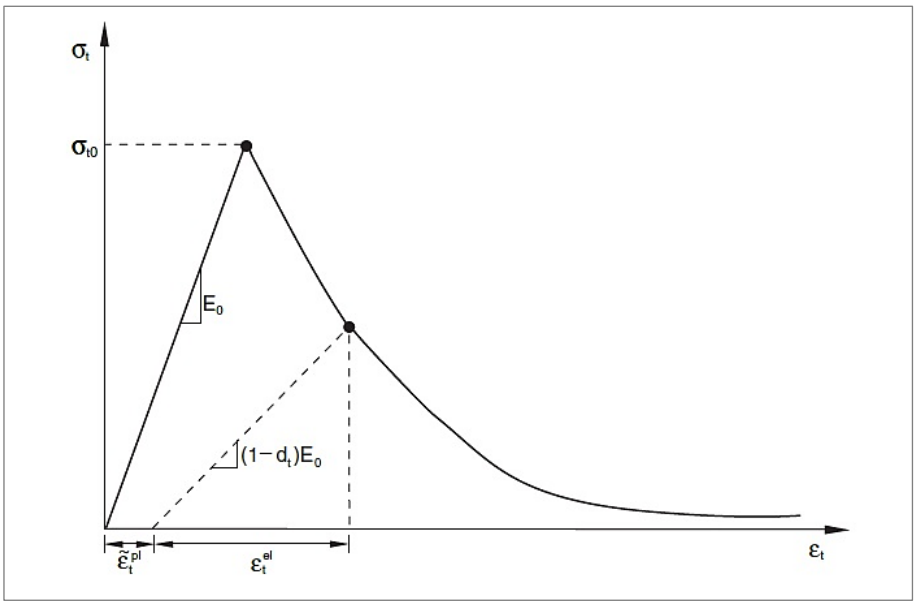
Sob tração uniaxial, a relação tensão *versus* deformação é no início linearmente elástica até atingir a tensão de ruptura $\sigma_{t0}$, como apresentado na Figura 48. Após, o comportamento do concreto é designado por *strain softening*, com uma brusca queda de resistência e aumento da deformação. Assim, quando a tensão de tração atinge a máxima resistência, o concreto inicia o processo de fissuração. O concreto armado fissurado ainda mantém certa rigidez, pois o aço assume parte da transferência de tensão entre os planos de fissura (MARINS NETO, 2007).

Figura 47 – Comportamento do concreto sob carga uniaxial de compressão




Fonte: Abaqus (2014).

Figura 48 – Comportamento do concreto sob carga uniaxial de tração




Fonte: Abaqus (2014).

A fissuração se propaga na direção transversal à direção da tensão de tração quando o material está sob carregamento uniaxial. Essa propagação causa uma redução da área de transferência de carga, que acaba acarretando no aumento das tensões efetivas. Sob carga uniaxial de compressão, o efeito é menos nítido, uma

vez que as fissuras se propagam em direção paralela ao carregamento. Porém, se atingido um esmagamento significativo, há uma expressiva redução da área de transferência da carga efetiva. As tensões de coesão uniaxiais efetivas, $\bar{\sigma}_c$ e $\bar{\sigma}_t$, que determinam a superfície de falha, podem ser obtidas através das Equações (11) a (14):

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} \tag{11}$$

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} \tag{12}$$

onde, as tensões $\sigma_c$ e $\sigma_t$ são:

$$\sigma_c = (1 - d_c) * E_o * \left(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon_c^{pl}}\right) \tag{13}$$

$$\sigma_t = (1 - d_t) * E_o * \left(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon_t^{pl}}\right) \tag{14}$$

sendo $E_o$ o módulo de elasticidade inicial, relacionado à rigidez inicial, não danificada, do material, e, $d_c$ e $d_t$ as variaveis do dano relacionadas à compressão e à tração, respectivamente.

O comportamento pós-ruptura do concreto armado é representado por meio da tensão pós-ruptura em função da deformação de esmagamento e fissuração, $\varepsilon_c^{ch}$ e $\varepsilon_t^{ck}$, que são definidas como a deformação total menos a deformação elástica correspondente ao material não danificado. Por conseguinte, quando os dados de descarregamento estão disponíveis, a programação converte automaticamente os valores de deformação de esmagamento e fissuração, $\varepsilon_c^{ch}$ e $\varepsilon_t^{ck}$, em valores de deformação plástica usando as expressões das Equações (15) e (16) (AHMED, 2014):

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{ch} - \frac{d_c}{(1 - d_c)} * \frac{\sigma_c}{E_o} \tag{15}$$

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1 - d_t)} * \frac{\sigma_t}{E_o} \tag{16}$$

Para utilização do *concrete damaged plasticity model* é indispensável o conhecimento do modelo constitutivo, das curvas do comportamento do concreto à

compressão e à tração, e das características de plasticidade do concreto. Porém, o CDPM requer a definição adicional de um modelo elástico para sua posterior utilização. Para definir este modelo elástico, é necessário alimentar o programa com o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, que são os parâmetros que definem o domínio elástico do concreto.

Com relação às características de plasticidade, o comportamento do concreto depende de quatro parâmetros constitutivos ($\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$, ψ, $K_c$ e ε). Estes parâmetros são a razão entre as resistências no estado biaxial e uniaxial ($\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$), o ângulo de dilatância (ψ), a excentricidade e a viscosidade.

Segundo o *Model Code* (2010), é possível encontrar a resistência à compressão biaxial em função da resistência à compressão no estado uniaxial, conforme apresentado na Equação (17):

$$\sigma_{c2c} = \left(1 - \frac{\sigma_c}{1000}\right) * \sigma_c \tag{17}$$

Sendo assim, a razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial é dada por:

$$\frac{\sigma_{c2c}}{\sigma_c} = \left(1 - \frac{\sigma_c}{1000}\right) \tag{18}$$

O ângulo de dilatância mede a inclinação do potencial plástico para atingir altas tensões de confinamento. Segundo Malm (2009), que estudou e analisou várias opções do ângulo para modelagens em concreto, baixos valores do ângulo de dilatância acarretam em um comportamento frágil no concreto, enquanto os concretos modelados com altos valores do ângulo apresentaram comportamento dúctil. Após a avaliação, o autor concluiu que utilizando valores entre 30º e 40º a diferença no comportamento é singela, e que o valor ideal está na faixa entre 35º e 38º.

De acordo com López-Almansa *et al.* (2014), Kc é a relação entre a magnitude da tensão desviadora de tração uniaxial e a de compressão uniaxial, como descrito na Equação (19), e deve satisfazer $0{,}5 < K_c \leq 1{,}0$. O valor considerado pelo ABAQUS é $2/3$. É possível determinar o valor de Kc através da

função da superfície de escoamento de Mohr-Coulomb conforme indicado na Equação (20).

$$K_c = \frac{\rho_{t0}}{\rho_{c0}} \tag{19}$$

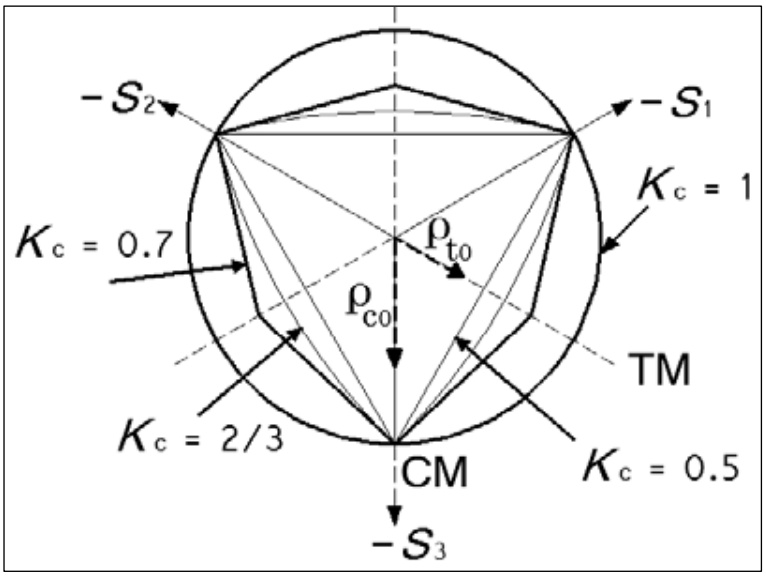
$$F(\rho, \zeta, \theta, \phi, c) = \sqrt{2}\,\zeta sin\phi + \sqrt{3}\rho sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) + \rho cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) sin\phi - \sqrt{6}c cos\phi = 0 \tag{20}$$

Segundo os autores, para $\xi = 0$ e $\theta = \pi/6$ e $\theta = -\pi/6$, que são os planos meridianos de tração e de compressão, respectivamente, pode-se obter as magnitudes das tensões desviadoras de tração $(\rho_{t0})$ e compressão uniaxial $(\rho_{c0})$, como apresentado nas Equações (21) e (22). A Figura 49 apresenta as superfícies de escoamento para 0,5 <Kc ≤ 1,0.

$$\rho_{t0} = \frac{2c\sqrt{6}\,cos\phi}{3 + \sin\phi} \tag{21}$$

$$\rho_{c0} = \frac{2c\sqrt{6}\,cos\phi}{3 - \sin\phi} \tag{22}$$

Figura 49 – Superfícies de escoamento para 0,5 <Kc ≤ 1,0




Fonte: Alfarah *et al*. (2017).

Posto isto, admitindo o ângulo de atrito do concreto ($\phi$) igual a 32 graus, é possível determinar o valor de $K_c$ como:

$$K_c = \frac{3 - \sin\phi}{3 + \sin\phi} \quad (23)$$

$$K_c \cong 0{,}67 \quad (24)$$

Em relação à viscosidade, uma vez que o concreto exibe o comportamento *softening* e a degradação da rigidez, que muitas vezes dificultam a convergência, uma técnica de regularização visco-plástica foi adicionada ao CDPM para permitir que as tensões fiquem fora da superfície de escoamento usando o parâmetro de viscosidade $\mu$ (ABAQUS, 2014).

A excentricidade (ε) será adotada como 0,1 de acordo com indicações de alguns autores como Genikomsou e Polak (2015), López-Almansa *et al.* (2014) e Pavlovic (2013).

Em função da dificuldade em representar o comportamento do concreto, citada anteriormente, estudaram-se aqui algumas leis constitutivas a fim de encontrar a que melhor definisse o comportamento final do material e contribuisse para a calibração dos modelos numéricos em função do estudo experimental realizado anteriormente por Souza e Appleton (2001). Isto posto, nos próximos subitens são apresentadas as leis constitutivas de compressão e tração para o concreto.

#### 3.3.2.2. LEI CONSTITUTIVA DE COMPRESSÃO UNIAXIAL DO CONCRETO

A não linearidade do comportamento do concreto à compressão pode ser representada por meio de uma curva uniaxial tensão *versus* deformação ($\sigma_c$ x $\varepsilon_c$). Quando a tensão de compressão atinge a resistência máxima do concreto à compressão ($f_{cm}$), é iniciada a perda de resistência do concreto, ou seja, a tensão é reduzida, porém a deformação continua a aumentar. Isto ocorre devido à perda de

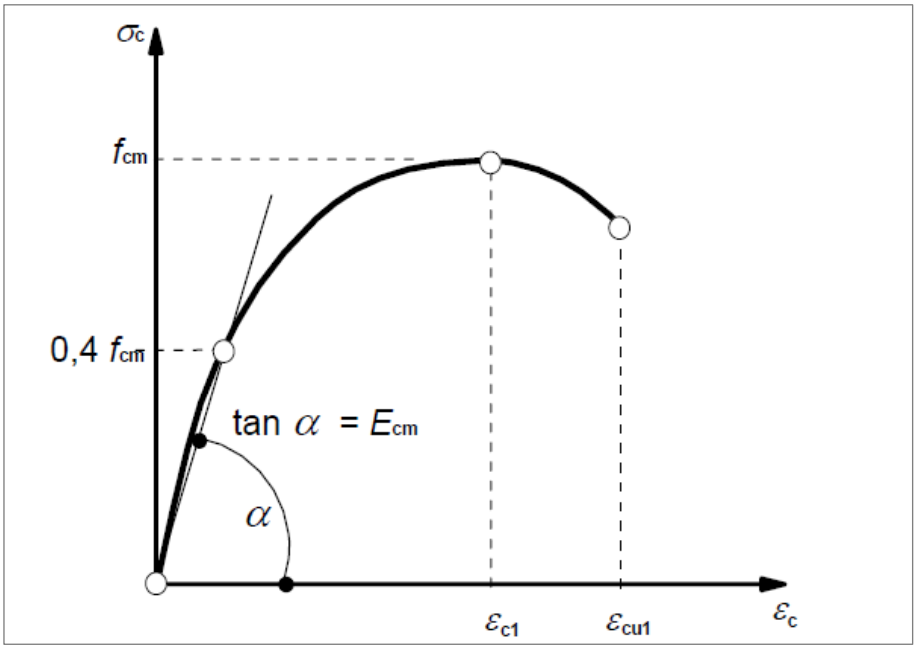
rigidez, provocando um descarregamento até ser atingida uma deformação limite, a partir da qual é considerado que o concreto perdeu sua capacidade portante.

A seguir são apresentadas algumas curvas propostas por normas ou autores que vêm estudando modelos constitutivos para o concreto.

3.3.2.2.1. EN 1992-1-1:2004

Na Figura 50 está apresentada a curva uniaxial tensão *versus* deformação extraída do *Eurocode* (2004).

Figura 50 – Representação esquemática da curva tensão *versus* deformação para solicitação uniaxial de compressão segundo o EN 1992-1-1: 2004




Fonte: EN 1992-1-1 (2004).

É possível analisar que o primeiro seguimento da curva refere-se a um comportamento elástico linear até atingir cerca de 40% da resistência média à compressão do concreto ($0{,}4f_{cm}$), de acordo com a Lei de Hooke. O segundo seguimento é descrito por uma função parabólica do segundo grau, como

apresentada na Equação (25), que atinge a resistência média e se estende até atingir a deformação última do concreto ($\varepsilon_{cu1}$).

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \tag{25}$$

onde:

$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$

$k = 1{,}05\, E_{cm}\, \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$

e $\varepsilon_{c1}$ é a deformação à compressão do concreto correspondente à tensão máxima

Os parâmetros de entrada no ABAQUS são os pares de tensão (σ) e deformação inelástica (ε).

3.3.2.2.2. PARÁBOLA DESENVOLVIDA POR HOGNESTAD (1951)

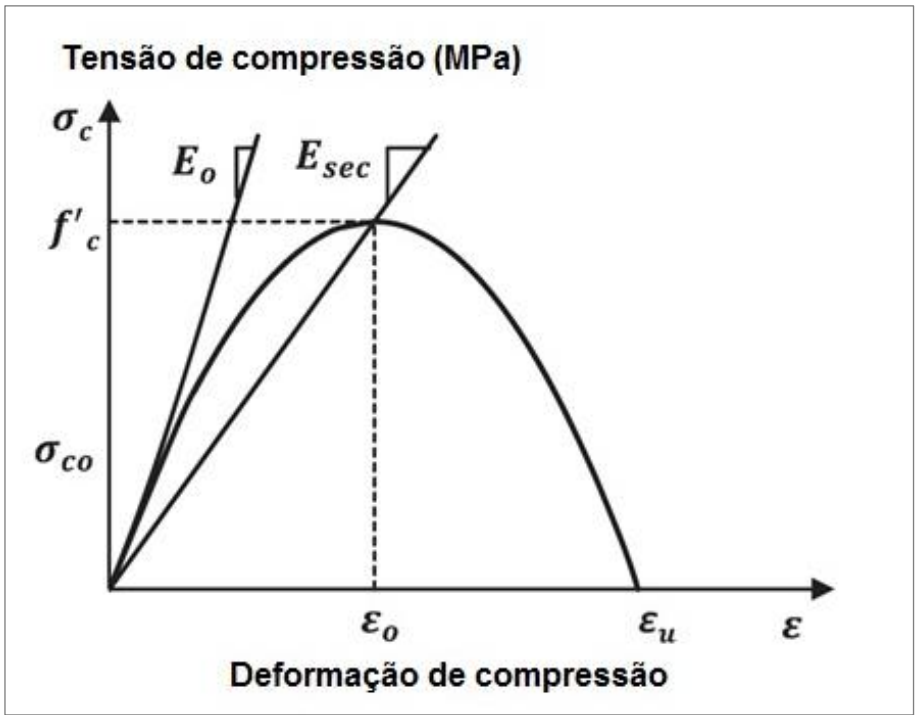
A Figura 51 apresenta o comportamento tensão *versus* deformação do concreto sob compressão uniaxial descrito por uma parábola proposta por Hognestad (1951). Este comportamento pode ser dividido em três partes, onde a primeira representa o domínio elástico linear até o nível de tensão $\sigma_{co}$, que segundo Genikomsou e Polak (2015) equivale a $0{,}4f'_c$. A segunda parte descreve o ramo ascendente de carregamento do concreto sob compressão uniaxial até a tensão máxima, onde a deformação correspondente pode ser calculada através da Equação (26). A terceira e última parte compreende o ramo do descarregamento, trecho entre a tensão de pico e a deformação última ($\varepsilon_u$).

$$\varepsilon_0 = 2\,\frac{f'_c}{E_{sec}} \tag{26}$$

onde $E_{sec}$ é o módulo de elasticidade secante e pode ser definido pela Equação (27):

$$E_{sec} = 5000\,\sqrt{f'_c} \tag{27}$$

Figura 51 – Representação esquemática da curva tensão *versus* deformação desenvolvida por Hognestad (1951)




Fonte: adaptado de Genikomsou e Polak (2015).

A Equação (28) descreve a segunda e a terceira parte da parábola.

$$\sigma_c = f'_c \left[2\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^2\right] \quad (28)$$

onde:

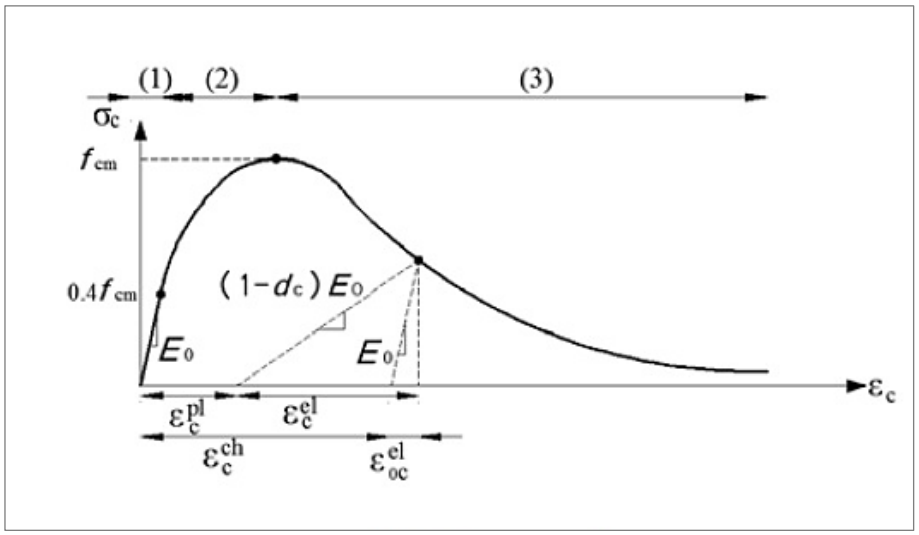
$f'_c$ é a resistência média à compressão do concreto

$\varepsilon_0$ é a deformação à compressão do concreto correspondente à tensão máxima

3.3.2.2.3. ALFARAH *ET AL*. (2017)

A Figura 52 representa o modelo de comportamento à compressão uniaxial desenvolvido por Alfarah *et al.* (2017).

Figura 52 – Representação esquemática da curva tensão *versus* deformação sob compressão elaborada por Alfarah *et al*. (2017)




Fonte: Alfarah *et al*. (2017).

A linha espessa apresenta a lei constitutiva e as tracejadas, os ramos de descarregamento e recarregamento. Os segmentos ascendentes seguem as recomendações do *Model Code* (2010) e o descendente, de Krätzig e Pölling (2004).

De acordo com a Figura 52, $\varepsilon_c^{ch}$ e $\varepsilon_{0c}^{el}$ são as deformações intactas de esmagamento e elástica, respectivamente, enquanto $\varepsilon_c^{pl}$ e $\varepsilon_c^{el}$ são as componentes plásticas e elásticas do concreto já fissurado. A resistência média à compressão do concreto e a variável do dano referente ao esforço de compressão são representadas por $f_{cm}$ e $d_c$, respectivamente. Como é perceptível, o primeiro segmento da curva, até atingir a tensão de $0{,}4\, f_{cm}$, é linear, como apresentado na Equação (29). O segundo é ascendente, que compreende o trecho entre as tensões de $0{,}4\, f_{cm}$ e $f_{cm}$, e pode ser descrito através da função quadrática representada na Equação (30).

$$\sigma_{c(1)} = E_0 \varepsilon_c \tag{29}$$

$$\sigma_{c(2)} = \frac{E_{ci}\,\frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}}\right)^2}{1 + \left(E_{ci}\,\frac{\varepsilon_{cm}}{f_{cm}} - 2\right)\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}}}\, f_{cm} \tag{30}$$

onde, $\varepsilon_{cm}$ é a deformação correspondente à resistência média ($f_{cm}$); $E_0$ é o módulo de elasticidade secante, correspondente à tensão de $0{,}4\ f_{cm}$ e pode ser determinado pela Equação (31).

$$E_0 = \left(0.8 + 0.2\ \frac{f_{cm}}{88}\ E_{ci}\right) \tag{31}$$

O terceiro segmento é descrito pela Equação (32). Este segmento descendente se aproxima assintoticamente de zero. Por conseguinte, deve-se escolher uma tensão máxima fictícia para fins de cálculo.

$$\sigma_{c(3)} = \left(\frac{2 + \gamma_c\ f_{cm}\ \varepsilon_{cm}}{2\ f_{cm}} - \gamma_c\ \varepsilon_c + \frac{\varepsilon_c^2\ \gamma_c}{2\ \varepsilon_{cm}}\right)^{-1} \tag{32}$$

A constante $\gamma_c$ depende diretamente da energia de esmagamento do concreto, das características da malha de elementos finitos e dos parâmetros de resistência. O modelo proposto pelos autores considera o tamanho do elemento finito na sua formulação, a fim de restringir a posterior influência da malha na deformação dos elementos de concreto.

A deformação máxima deve cumprir o crtitério no qual a energia de esmagamento $(G_{ch})$ se iguale à área sob a curva constitutiva de tensão *versus* deformação multiplicada pelo comprimento característico $(l_{eq})$.

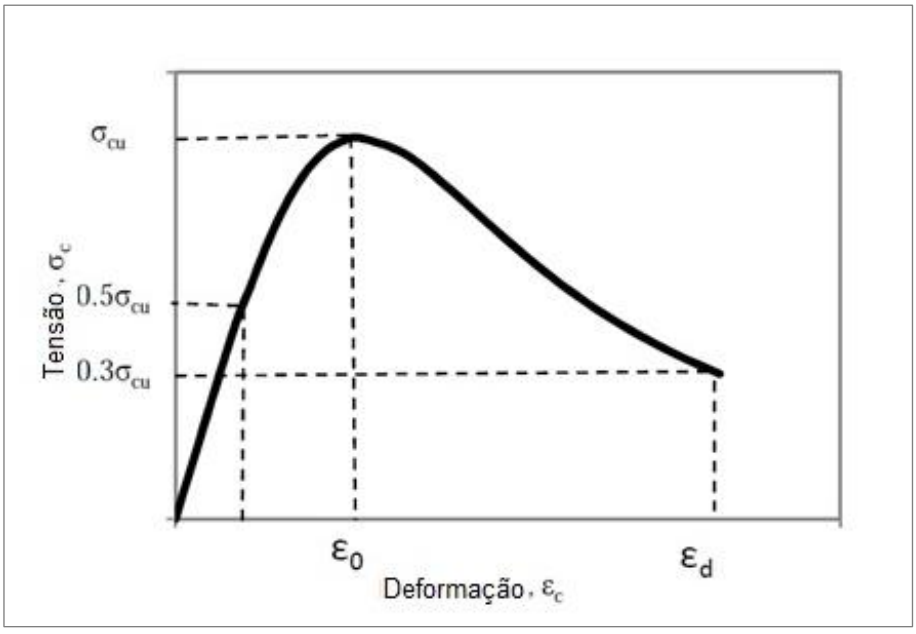
#### 3.3.2.2.4. WAHALATHANTRI *ET AL*. (2011)

A curva de tensão *versus* deformação para o concreto sob compressão recomendada por Wahalathantri *et al.* (2011) é derivada do método numérico validado experimentalmente por Hsu e Hsu (1994).

A Figura 53 apresenta a curva sugerida pelos autores, onde $\sigma_{cu}$ é a resistência máxima à compressão uniaxial do concreto, $\varepsilon_0$ sua deformação correspondente e $\varepsilon_d$, a deformação última.

O modelo desenvolvido pelos autores descreve a relação tensão *versus* deformação sob compressão uniaxial até $0.3\,\sigma_{cu}$ no segmento descendente da curva. O primeiro segmento da curva obedece à lei de Hooke, assumindo um comportamento elástico linear até atingir a tensão de $0.5\,\sigma_{cu}$. O segundo e o terceiro segmentos obedecem à lei descrita na Equação (33). Sendo o segundo segmento ascendente e compreende o trecho entre $0.5\,\sigma_{cu}$ e a resistência máxima à compressão ($\sigma_{cu}$). O terceiro segmento é descendente e descarrega até o valor de $0.3\,\sigma_{cu}$.

Figura 53 – Representação esquemática da curva tensão *versus* deformação sob compressão uniaxial sugerida por Wahalathantri *et al*. (2011)




Fonte: adaptado de Wahalathantri *et al*. (2011).

$$\sigma_c = \left[\frac{\beta\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)}{\beta - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^{\beta}}\right]\sigma_{cu} \tag{33}$$

onde:

$$\beta = \frac{1}{1 - \left(\frac{\sigma_{cu}}{\varepsilon_0\, E_0}\right)} \tag{34}$$

$$\varepsilon_0 = 8{,}9 * 10^{-5}\ \sigma_{cu} + \ 2{,}114 * 10^{-3} \quad (35)$$

sendo $E_0$ o módulo de elasticidade inicial.

É necessário atentar-se que nas equações propostas pelos autores, $\sigma_c$, $\sigma_{cu}$ e $E_0$ estão em $^{kip}/_{in^2}$ para realizar as devidas conversões.

### 3.3.2.2.5. FORMULAÇÃO DO DANO PARA O CONCRETO EM COMPRESSÃO

A formulação de dano à compressão associada aos modelos constitutivos do EN 1992-1-1:2004, da parábola desenvolvida por Hognestad (1951) e de Wahalathantri *et al.* (2011) foi proposta por Genikomsou e Polak (2015). Os autores assumem que o dano ao concreto ocorre na zona de *softening* tanto para a solicitação de compressão quanto para a de tração.

O dano à compressão ($d_c$) é introduzido após o concreto alcançar a sua resistência máxima à compressão (Figura 54) e pode ser descrito como apresentado na Equação (36).

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{E_0\ (\varepsilon_c - \ \varepsilon^{pl}{}_c)} \quad (36)$$

onde:

$\sigma_c$ é a tensão de compressão do concreto no ponto onde se deseja determinar o dano

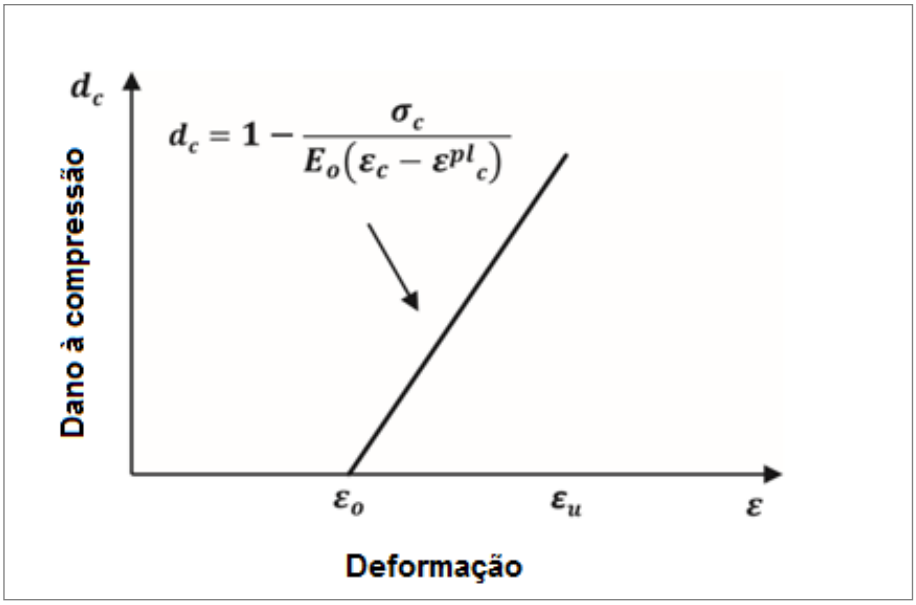
$\varepsilon_c$ é a deformação total de compressão do concreto no ponto onde se deseja determinar o dano

$\varepsilon^{pl}{}_c$ é a parcela da deformação plástica de compressão do concreto no ponto onde se deseja determinar o dano

$E_0$ é o modulo de elasticidade inicial e pode ser obtido por meio da Equação (37):

$$E_O = 5500\sqrt{f'_c} \quad (37)$$

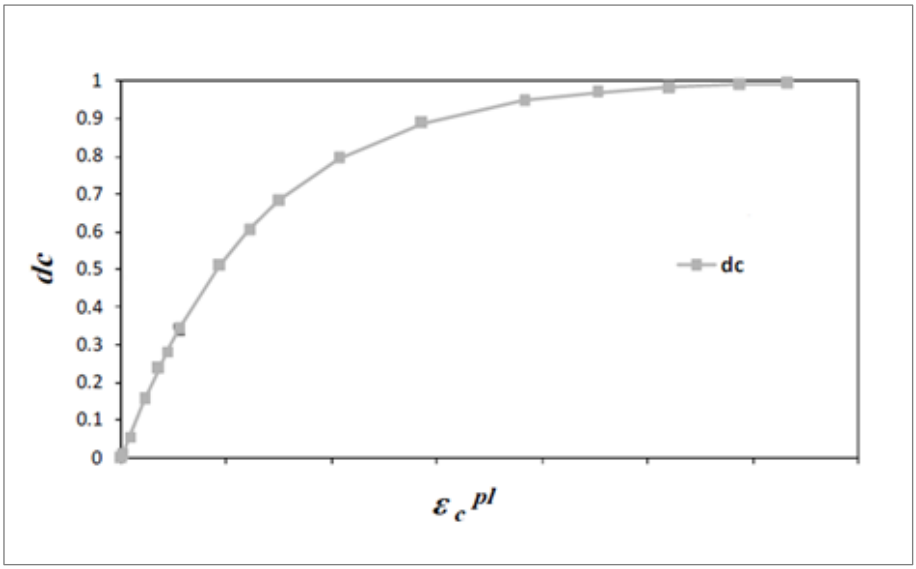
Figura 54 – Relação dano à compressão *versus* deformação de Genikomsou e Polak (2015)




Fonte: adaptado de Genikomsou e Polak (2015).

Já o dano à compressão utilizado junto ao modelo constitutivo de Alfarah *et al.* (2017) foi formulado pelos próprios autores e está apresentado na Figura 55 e descrito na Equação (38).

Figura 55 – Relação dano à compressão *versus* deformação de Alfarah *et al.* (2017)




Fonte: adaptado de López-Almansa *et al.* (2014).

$$d_c = 1 - \frac{1}{2 + a_c}[2\,(1 + a_c)\exp(-b_c\,\varepsilon_c^{ch}) - a_c\,\exp(-2\,b_c\,\varepsilon_c^{ch})] \quad (38)$$

onde os coeficientes $a_c$ e $b_c$ são determinados como:

$$a_c = 2\left(\frac{f_{cm}}{f_{c0}}\right) - 1 + 2\sqrt{\left(\frac{f_{cm}}{f_{c0}}\right)^2 - \left(\frac{f_{cm}}{f_{c0}}\right)} \quad (39)$$

$$b_c = \frac{f_{c0}\,l_{eq}}{G_{ch}}\left(1 + \frac{a_c}{2}\right) \quad (40)$$

Sendo:

$f_{cm}$ a resistência média à compressão do concreto

$f_{c0}$ a tensão correspondente à 40% do $f_{cm}$

$l_{eq}$ o comprimento característico do elemento finito

$G_{ch}$ a energia de esmagamento do concreto

### 3.3.2.3. LEI CONSTITUTIVA DE TRAÇÃO UNIAXIAL DO CONCRETO

A não linearidade do comportamento do concreto à tração pode ser representada por meio de uma curva tensão *versus* deformação ($\sigma_t$ x $\varepsilon_t$) ou tensão *versus* deslocamento ($\sigma_t$ x $u_t$).

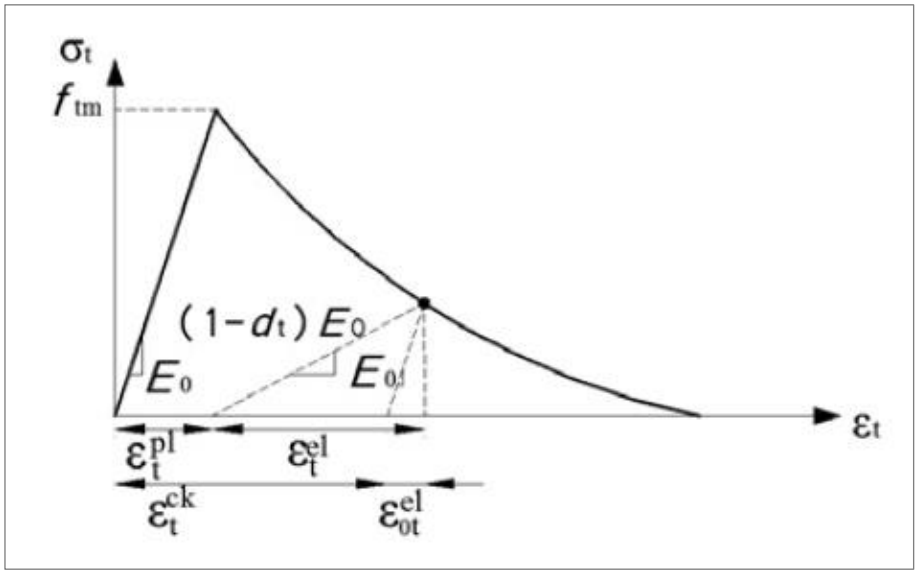
O modelo constitutivo do concreto à tração é um dos mais importantes para a análise numérica não linear, pois representa o comportamento da fissuração. Quando o concreto é tracionado, surgem fissuras na região onde a resistência máxima à tração é superada pela tensão, retratando, muitas das vezes, um comportamento linear elasto-frágil (GUERRANTE, 2013).

A seguir são apresentadas algumas curvas propostas por normas ou autores que vêm estudando modelos constitutivos para o concreto.

3.3.2.3.1. ALFARAH *ET AL*. (2017)

No modelo desenvolvido por Alfarah *et al.* (2017), a deformação inclui a abertura de fissura e a deformação de tração real entre as fissuras. Como apresentado na Figura 56, a relação tensão *versus* deformação consiste em um primeiro segmento linear e um segundo, descendente e não linear, que são descritos pelas Equações (41) e (44).

Figura 56 – Representação esquemática da curva tensão *versus* deformação sob tração uniaxial elaborada por Alfarah *et al*. (2017)




Fonte: Alfarah *et al*. (2017).

Na Figura 56, $\varepsilon_t^{ck}$ e $\varepsilon_{0t}^{el}$ são as componentes elástica e de fissuração da deformação não danificada, respectivamente, ao passo que $\varepsilon_t^{pl}$ e $\varepsilon_t^{el}$ são as componentes plásticas e elásticas do concreto já danificado. A resistência média à tração do concreto, a variável do dano referente ao esforço de tração e o módulo de elasticidade secante são representados por $f_{tm}$, $d_t$ e $E_0$, nesta ordem.

A Equação (41) apresenta a relação entre a tensão de tração $[\sigma_t(w)]$, em função da largura da fissura *w*, e a resistência média à tração ($f_{tm}$).

$$\frac{\sigma_t\,(w)}{f_{tm}} = \left[1 + \left(c_1\,\frac{w}{w_c}\right)^3\right] e^{-c_2\frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c}\,(1 + c_1^3)\,e^{-c_2} \quad (41)$$

É possível verificar na Equação (41) que $\sigma_t(0) = f_{tm}$ e $\sigma_t(w_c) = 0$. Segundo Hordijk (1992), os melhores valores para as constantes apresentadas nesta equação são $c_1 = 3$ e $c_2 = 6.93$. Ainda segundo o autor, a abertura crítica de fissura ($w_c$) pode ser determinada através da Equação (42).

$$w_c = 5.14\,\frac{G_f}{f_{tm}} \quad (42)$$

onde, $G_f(N/mm)$ é a energia de fratura do concreto e, segundo *Model Code* (2010), é dada pela Equação (43), onde $f_{cm}$ é expresso em MPa.

$$G_f = 0.073\,{f_{cm}}^{0.18} \quad (43)$$

Ainda em relação ao trecho descedente da curva, a deformação pode ser expressa em termos de abertura de fissuras, de acordo com a Equação (44).

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{tm} + \frac{w}{l_{eq}} \quad (44)$$

onde $l_{eq}$ é o comprimento característico do elemento finito.

3.3.2.3.2. *MODEL CODE* (CEB-FIP, 2010)

O comportamento frágil do concreto é muitas vezes melhor caracterizado em resposta a uma relação tensão *versus* deslocamento, por meio da abertura de fissura, em vez de uma relação tensão *versus* deformação.

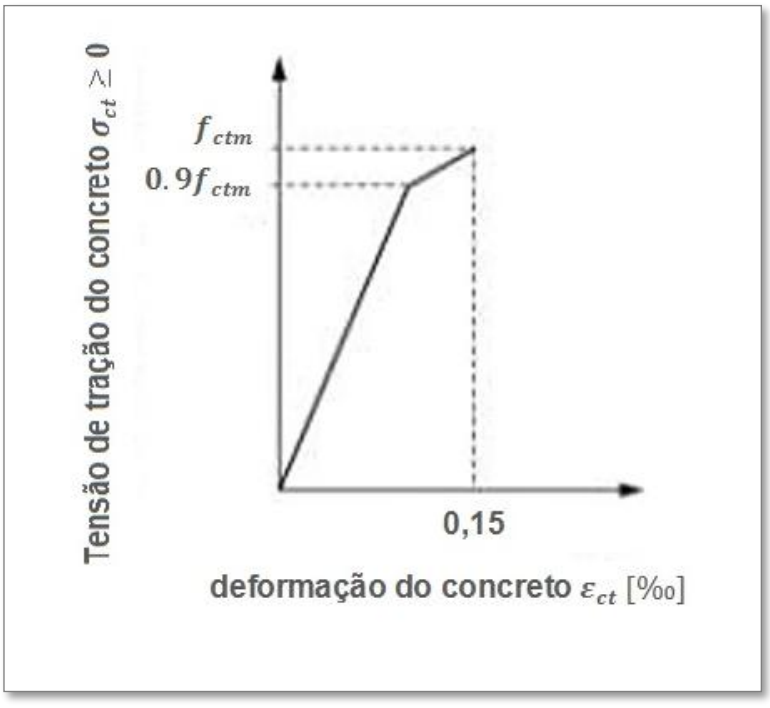
O *Model Code* (2010) sugere que para o concreto não fissurado, uma relação tensão *versus* deformação define bem o comportamento do concreto sob tração uniaxial, como descrito nas Equações (45) e (46) e representado na Figura 57.

$$\sigma_{ct} = E_{ci}\,\varepsilon_{ct} \quad \text{para } \sigma_{ct} \leq 0.9\,f_{ctm} \tag{45}$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}\left(1 - 0.1\,\frac{0.00015 - \varepsilon_{ct}}{0.00015 - 0.9\,\frac{f_{ctm}}{E_{ci}}}\right) \quad \text{para } 0.9\,f_{ctm} < \sigma_{ct} < f_{ctm} \tag{46}$$

onde, $f_{ctm}$ é a resistência média à tração do concreto e $E_{ci}$, o módulo de elasticidade tangente.

Figura 57 – Representação esquemática da relação tensão *versus* deformação do *Model Code* (2010)




Fonte: adaptado de *Model Code* (2010).

Com relação ao concreto já fissurado, é sugerido a utilização de uma relação tensão *versus* abertura de fissura, como apresentado nas Equações (47) e (48) e na Figura 58.

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}\left(1 - 0.8\,\frac{w}{w_1}\right) \quad \text{para } w \leq w_1 \tag{47}$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}\left(0.25 - 0.05\,\frac{w}{w_1}\right) \quad \text{para } w_1 < w \leq w_c \tag{48}$$

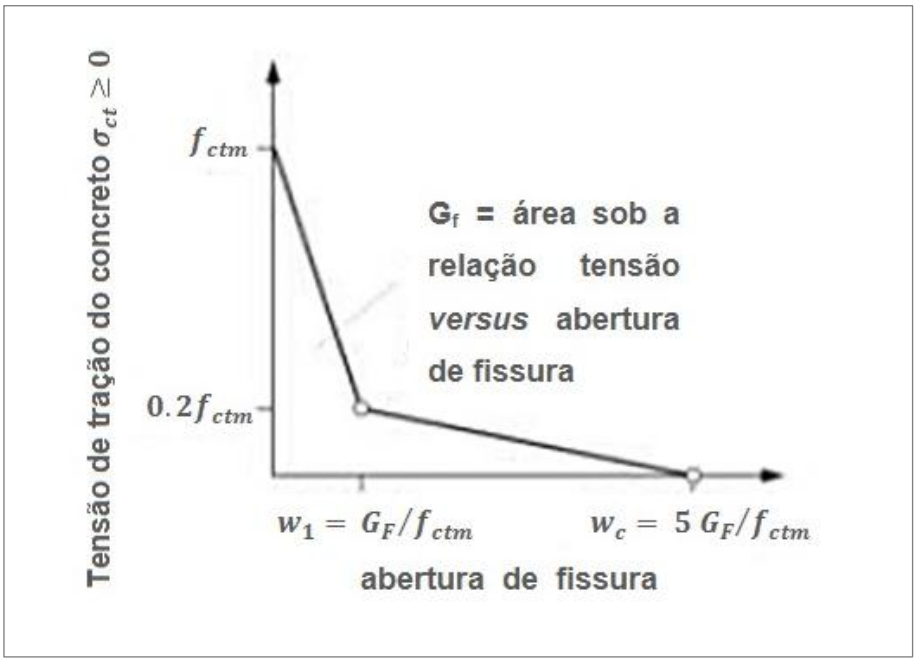
onde:

$w$ é a aberturua de fissura

$w_1$ é a abertura de fissura para $\sigma_{ct} = 0.2\, f_{ctm}$ e pode ser determinada pela razão entre a energia de fratura e a resistência média à tração.

$w_c$ é a abertura de fissura para tensão residual $\sigma_{ct} = 0$ e pode ser determinada como cinco vezes $w_1$.

Figura 58 – Representação esquemática da relação tensão *versus* abertura de fissura do *Model Code* (2010)




Fonte: adaptado de *Model Code* (2010).

### 3.3.2.3.3. CRITÉRIO DE ENERGIA DE FRATURA

Existe um problema de sensibilidade à deformação da malha de elementos finitos quando a fissuração não é uniformemente distribuída. Segundo Ahmed (2014), esse fenômeno existe quando não há armadura em regiões significativas do modelo, como por exemplo com relevante concentração de tensão. Para superar

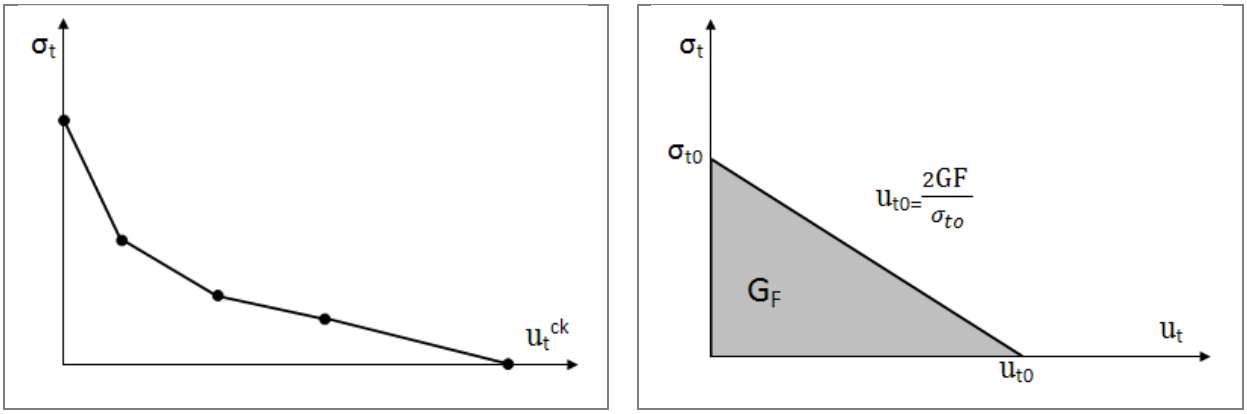
isto, o método de energia de fratura pode ser usado em vez da relação tensão *versus* deformação.

Sendo assim, a energia de fratura ($G_f$) necessária para formar uma área unitária de superfície de fissurada é assumida como uma propriedade do material. Isto posto, o comportamento do concreto à tração passa a ser definido por tensão *versus* deslocamento em vez de tensão *versus* deformação. A curva apresentada na Figura 59 é suficiente para descrever essa abordagem.

O único inconveniente de admitir a energia de fratura ($G_f$) como propriedade do material é a admissão de uma perda linear de resistência, como apresentado na Figura 59.b.

De acordo com o *Model Code* (2010), a energia de fratura ($G_f$) pode ser calculada através da Equação (43) apresentada anteriormente, caso seja inserida no ABAQUS como propriedade do material. Porém, a mesma pode ser calculada como a área da curva tensão *versus* deslocamento pelo *software*. Ou seja, existem dois modos de utilização da energia de fratura para definir o comportamento à tração do concreto. O primeiro é inserindo a energia ($G_f$) como propriedade do material e o segundo, é através da inserção da relação tensão *versus* deslocamento, pois o ABAQUS faz a conversão e calcula a área abaixo da curva.

Figura 59 – Curva tensão *versus* deslocamento com energia de fratura




a) Energia de fratura calculada através da curva tensão *versus* deslocamento

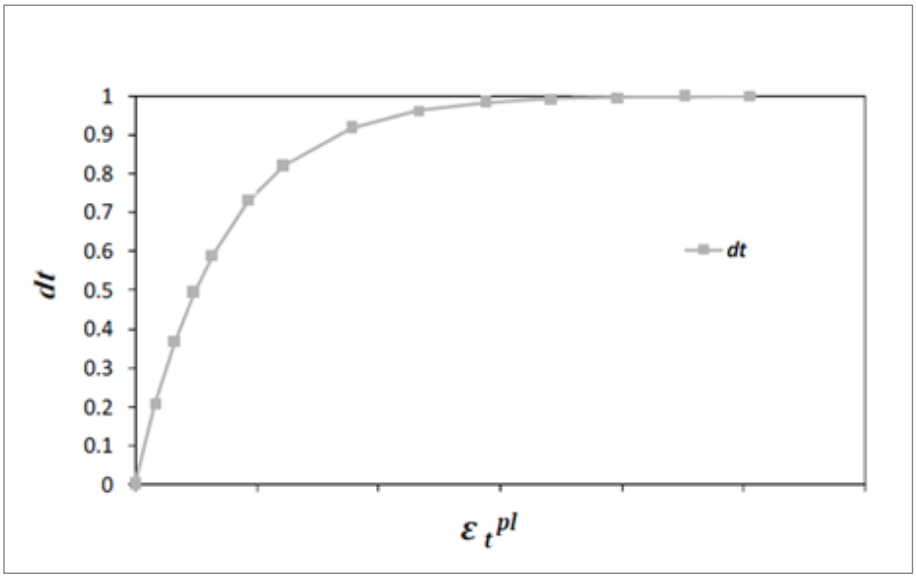
b) Energia de fratura como propriedade do material

Fonte: Sümer e Aktas (2015).

### 3.3.2.3.4. FORMULAÇÃO DO DANO PARA O CONCRETO EM TRAÇÃO

A formulação do dano associada ao modelo constitutivo de tração do concreto de Alfarah *et al.* (2017) foi desenvolvida pelos próprios autores, está apresentada na Figura 60 e obedece ao descrito nas Equações (49), (50) e (51).

Figura 60 – Relação dano à tração *versus* deformação de Alfarah *et al*. (2017)




Fonte: adaptado de López-Almansa *et al.* (2014).

$$d_t = 1 - \frac{1}{2 + a_t}\left[2\,(1 + a_t)\exp\left(-b_t\,\varepsilon_t^{ck}\right) - a_t\,\exp(-2\,b_t\,\varepsilon_t^{ck})\right] \tag{49}$$

onde os coeficientes $a_t$ e $b_t$ são determinados como:

$$a_c = 2\left(\frac{f_{tm}}{f_{t0}}\right) - 1 + 2\sqrt{\left(\frac{f_{tm}}{f_{t0}}\right)^2 - \left(\frac{f_{tm}}{f_{t0}}\right)} \tag{50}$$

$$b_t = \frac{f_{t0}\,l_{eq}}{G_f}\left(1 + \frac{a_t}{2}\right) \tag{51}$$

Sendo:

$f_{tm}$ a resistência média à tração do concreto

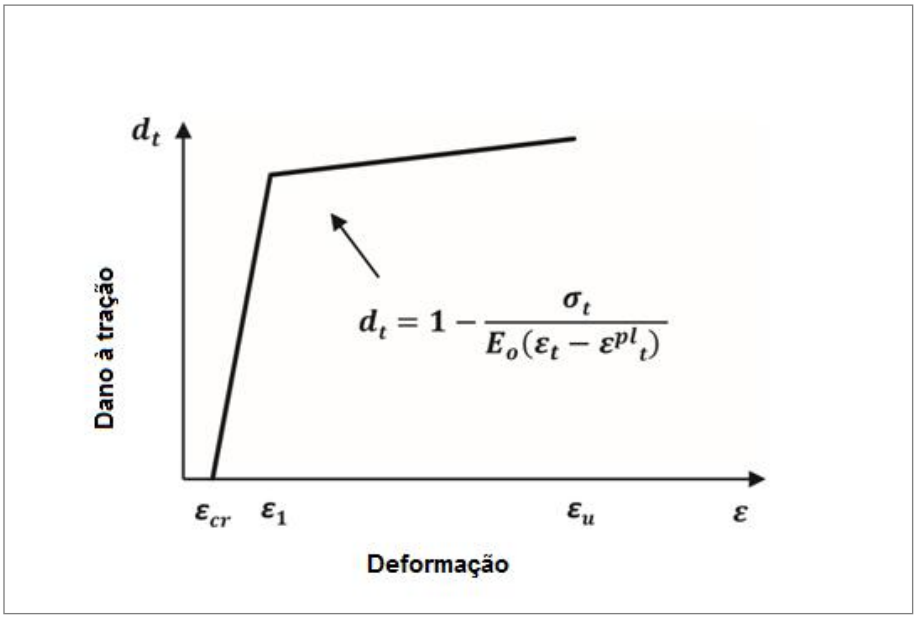
$f_{t0}$ a tensão de tração correspondente ao início da fissuração

$l_{eq}$ o comprimento característico do elemento finito

$G_f$ a energia de fratura do concreto

Para a lei constitutiva de tração do *Model Code* (2010) utilizou-se o dano proposto por Genikomsou e Polak (2015) (Figura 61). É importante salientar que a relação utilizada foi tensão *versus* deslocamento, porém, para definir o dano associado à esta relação, transformou-se o deslocamento em deformação através do comprimento característico do elemento finito ($l_{eq}$).

Figura 61 – Relação dano à tração *versus* deformação de Genikomsou e Polak (2015)




Fonte: adaptado de Genikomsou e Polak (2015).

A expressão da evolução do dano à tração de Genikomsou e Polak (2015) é apresentada na Equação (52).

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{E_0\,(\varepsilon_t - \varepsilon^{pl}{}_t)} \tag{52}$$

onde:

$\sigma_t$ é a tensão de tração do concreto no ponto onde se deseja determinar o dano

$\varepsilon_t$ é a deformação total de tração do concreto no ponto onde se deseja determinar

o dano

$\varepsilon^{pl}{}_{t}$ é a parcela da deformação plástica de tração do concreto no ponto onde se deseja determinar o dano

$E_0$ é o modulo de elasticidade inicial

## 3.4. ANÁLISE NÃO LINEAR

Quando as condições de carregamento permitiam e para simplificar processos de análises, era considerado que o comportamento da estrutura de concreto armado assumia uma descrição física linear. Segundo Silva (2013), a Lei de Hooke foi aplicada durante multo tempo para dimensionar estruturas em geral e determinar cargas de colapso. Contudo, a teoria da elasticidade linear tem limitações, pois inúmeros fatores podem provocar um comportamento não linear das estruturas, como por exemplo:

a) a não linearidade do material, tais como os modelos constitutivos do aço e do concreto e, de acordo com Campos Filho (2003), a propagação das microfissuras no concreto, durante o carregamento, produz o comportamento não-linear do mesmo;

b) a não linearidade geométrica, como os casos em que a configuração geométrica inicial, a partir de certo deslocamento ou deformação, não pode ser utilizada para expressar as condições de equilíbrio;

c) a não linearidade de contato, tendo como exemplo possíveis alterações de aplicação de carga ou condições de contorno, onde não possam mais ser utilizadas para representar as condições iniciais.

A análise não-linear completa é a forma mais realista de cálculo estrutural, incluindo etapas sucessivas, desde a ausência de cargas, passando pelo comportamento em serviço, considerando o comportamento não-linear até que se atinja a ruptura. Assim, é possível simular o comportamento do modelo durante

todas as fases do carregamento, considerando o comportamento dos materiais por meio dos respectivos modelos constitutivos e a influência dos deslocamentos sobre as solicitações, à medida que o carregamento é introduzido.

A não linearidade é solucionada numericamente através de um procedimento incremental-iterativo, onde, para cada incremento do carregamento aplicado, ocorre uma verificação do equilíbrio da estrutura, a partir de ciclos de aproximações iterativas, até as equações de equilíbrio atingirem uma precisão satisfatória. Ou seja, conforme Dutra *et al*. (2014), o problema da não linearidade é de natureza substancialmente incremental. A deformação final é encontrada por meio da soma de todas as parcelas de deformação em cada incremento de carga, enquanto a matriz de rigidez do modelo é atualizada de acordo com as leis constitutivas dos materiais utilizados.

Como citado anteriormente, todas as análises do presente estudo foram não lineares, devido principalmente à não linearidade dos materiais utilizados, modeladas no ABAQUS/*Explicit.* A seguir são apresentadas algumas diretrizes do ABAQUS/*Explicit.*

### 3.4.1. ABAQUS/*EXPLICIT*

O ABAQUS oferece dois métodos de integração no tempo: o implícito (ABAQUS/*Standard*) e o explícito (ABAQUS/*Explicit*).

O ABAQUS/Standard é o método de solução mais geral, com a capacidade de resolver problemas lineares e não lineares de maneira implícita, ou seja, o método revolve os sistemas de equações a cada incremento do processo de solução da matriz de rigidez do modelo. Este demanda demasiado tempo computacional para resolução de problemas, por ser um método mais exato, e é indicado para análises dinâmicas e estáticas.

O ABAQUS/*Explicit* é desenvolvido para soluções mais rápidas de problemas dinâmicos com grandes deformações e deslocamentos. Ao contrário do ABAQUS/Standard, que realiza iterações para determinar a solução, o ABAQUS/*Explicit* determina a solução sem iterações, através de um método de integração explícita. Este necessita de menores esforços computacionais, pois as

matrizes globais de massa e rigidez não precisam ser transformadas e invertidas. Assim, cada incremento necessita menos da máquina. No entanto, pode apresentar dificuldades sobre a real convergência das análises.

O método utilizado nos modelos deste trabalho foi o ABAQUS/*Explicit,* seguindo recomendações de vários autores na literatura, que indicam o método para análises de estruturas de concreto armado, e pela facilidade em convergir os resultados quando comparado com o método implícito, *Standard*. Segundo Pavlovic (2013), o problema de um *solver* dinâmico explícito é o tamanho do menor elemento finito do modelo, haja vista que dividido por uma velocidade de propagação de onda representa o máximo incremento de tempo para a integração. A velocidade de cálculo pode ser alterada pelo *time scaling* ou o método *mass scaling*. Porém, ambos os métodos tendem a aumentar as forças de inércia do modelo, o que pode, por vezes, levar a resultados incoerentes. Deve-se, por meio de análises de calibração, encontrar uma relação aceitável entre o tempo de computação das análises e os resultados gerados.

Portanto, por ter sido escolhido um método explícito, foi preciso controlar alguns parâmetros para diminuir o efeito dinâmico. Deste modo, para submeter uma análise quase-estática, em seu tempo natural, é necessária uma quantidade significativa de incrementos de tempo, o que foi feito através do *mass scaling*. De acordo com Gomes (2017), o *mass scaling* pode reduzir significativamente o tempo de processamento da análise, através do aumento artificial da densidade do material, que leva ao acréscimo do incremento de tempo.

Ainda com o interesse de controlar os efeitos dinâmicos das análises é aconselhável monitorar a razão entre as energias cinética e interna. Caso a energia cinética total final for de 5% a 10% da energia interna do modelo, pode-se considerar que foi desprezado o efeito dinâmico da resposta estrutural (ABAQUS, 2014).

Outro fator relevante a fim de reduzir o efeito dinâmico é a possibilidade de aplicação dos esforços de maneira gradual partindo de zero (ABAQUS, 2005), o que foi feito aqui através da curva de amplitude *smooth*, tal qual foi feito nos ensaios.

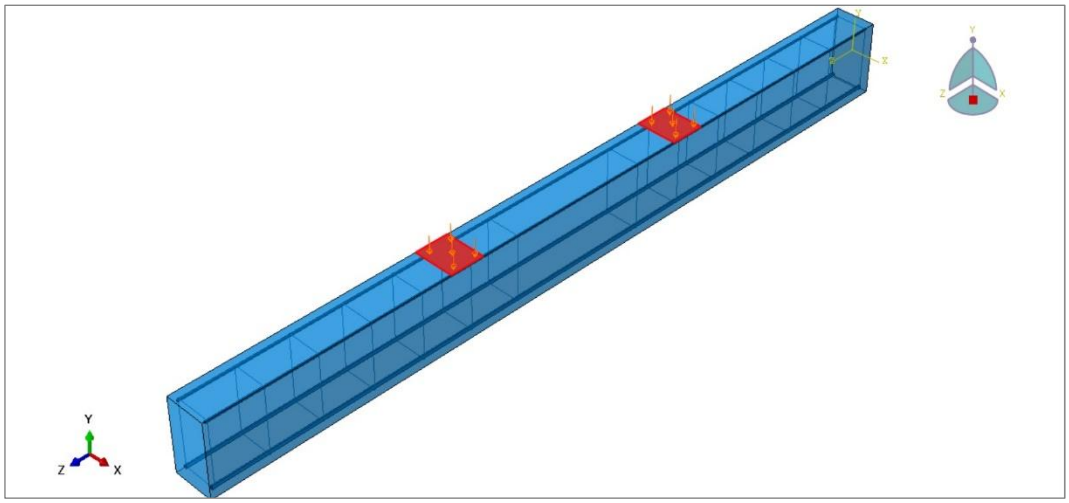
É relevante citar que caso se almeja reduzir drasticamente o tempo de análise, deve-se reduzir o tempo de aplicação do carregamento. Ou seja, quanto menor o tempo de carregamento, mais rápida é a análise. Contudo, quanto menor for o tempo de aplicação da carga, mais dinâmica será a análise, levando a um

resultado diferente de uma análise quase-estática, que é a intenção dos modelos desenvolvidos neste trabalho.

## 3.5. CARREGAMENTO E CONDIÇÃO DE CONTORNO

As vigas ensaiadas no programa experimental foram submetidas a esforços de flexão em ensaios de curta duração. A fim de se assemelhar aos ensaios e visando o estudo do estado limite de serviço, o carregamento foi aplicado a um terço e a dois terços do comprimento da viga, simulando um ensaio de quatro pontos. A Figura 62 apresenta a condição de carregamento da viga.

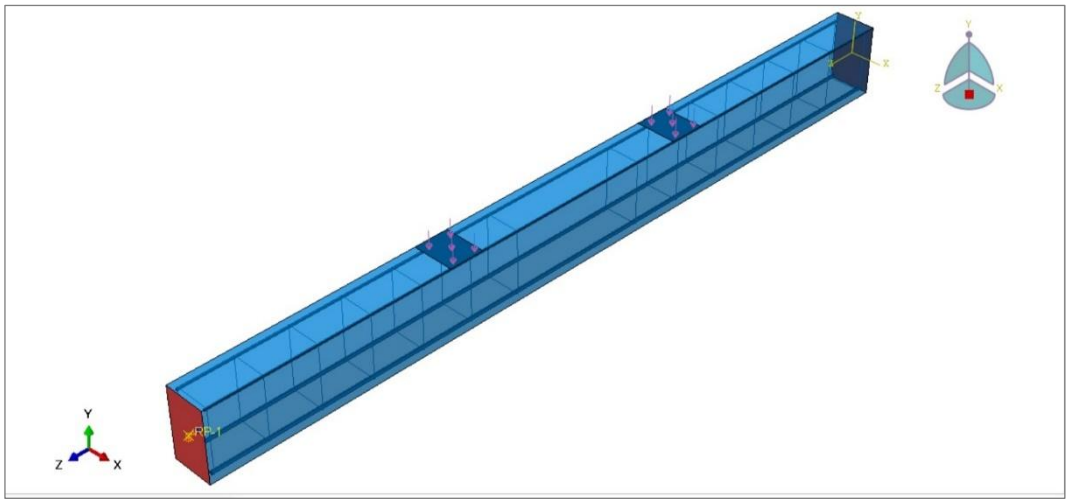
Figura 62 – Aplicação do carregamento




Fonte: a autora.

Os ensaios experimentais foram feitos com um apoio fixo e um apoio que permite o deslocamento na direção longitudinal da viga. Os apoios são aplicados na modelagem como restrições de deslocamentos e rotação aos nós. A Figura 63 apresenta a restrição utilizada.

Figura 63 – Condições de contorno




Fonte: a autora.

Nos modelos, os apoios foram definidos como restrições nas faces laterais das extremidades da viga, através da aplicação de uma limitação que faz com que o movimento de um único nó de referência governe um conjunto de nós e elementos. Foram restringidos os deslocamentos nas três direções dos eixos globais para o apoio fixo e, os deslocamentos nas direções vertical e transversal para o apoio móvel. Para ambos os apoios foi restringida a rotação na direção longitudinal da viga.

## 3.6. DISCRETIZAÇÃO

A malha de elementos finitos foi gerada automaticamente pelo ABAQUS. As armaduras, o reparo e a viga de concreto foram discretizados como uma malha estruturada, devido à sua geometria regular. Isto possibilita que os elementos apresentem extensa uniformidade, mantendo sua forma constante ao longo de toda malha. A malha estruturada é o melhor tipo de malha que o ABAQUS pode gerar, dependendo da geometria do elemento a ser discretizado.

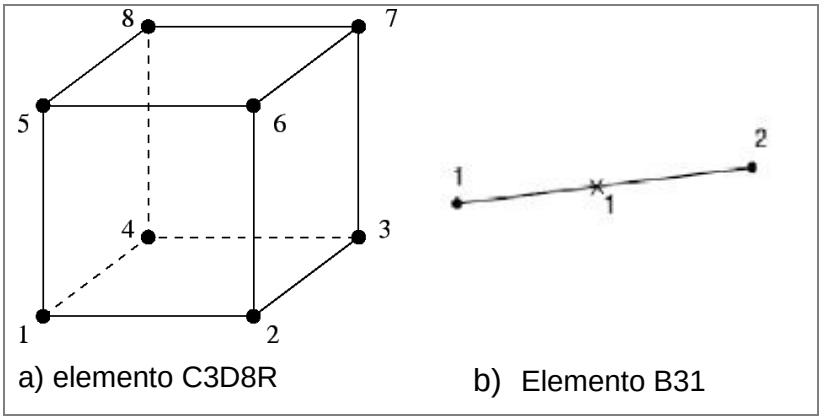
Para a discretização dos modelos foram utilizados dois tipos de elementos 3D. De acordo com Pavlovic (2013), o elemento C3D8R é o mais apropriado para análises explicitas por oferecer mais precisão por menos tempo computacional. Para modelar as armaduras longitudinais, o reparo de argamassa e a viga de concreto foi

possível utilizar o elemento contínuo C3D8R, hexaédrico, com oito nós tendo três graus de liberdade cada, interpolação linear e integração reduzida, como apresentado na Figura 64.a. Para modelar os estribos foi utilizado o elemento de viga B31, linear, no espaço, como mostrado na Figura 64.b. A Tabela 9 esquematiza os elementos finitos empregados para cada material.

É importante acrescentar que apesar da utilização do método de integração ABAQUS/*Explicit,* os elementos finitos utilizados nos modelos deste trabalho fazem parte da biblioteca do ABAQUS/*Standard.*

Apesar de muitos autores indicarem o uso de elementos de segunda ordem para modelar peças de concreto, isto não é permito no ABAQUS/*Explicit.* Sendo assim, todos os elementos utilizados nesta modelagem são de primeira ordem.

Figura 64 – Elementos finitos utilizados nos modelos




a) elemento C3D8R b) Elemento B31

Tabela 9 – Tipos de elementos finitos

| Material | Código | Informação adicional |
|---|---|---|
| Argamassa (reparo) | C3D8R | Integração reduzida |
| Armadura longitudinal | C3D8R | Integração reduzida |
| Estribo | B31 | - |
| Viga de concreto | C3D8R | Integração reduzida |

Fonte: a autora.

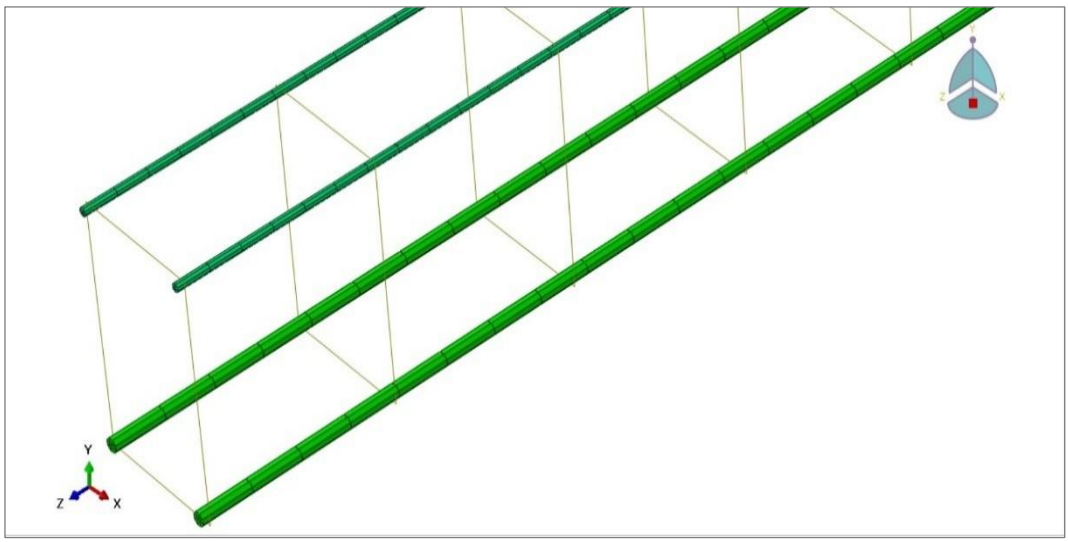
Uma vez que os elementos de primeira ordem usam interpolação linear para obter deslocamentos nodais, as bordas desses elementos são incapazes de se curvar sob flexão, resultando em deformação ao invés da flexão. Esse fenômeno é

conhecido como bloqueio de cisalhamento (ABAQUS, 2014). Com a finalidade de inverter este problema, são empregados elementos com integração reduzida.

Em modelos de elementos finitos, geralmente, à medida que se diminui o tamanho da malha de um volume, melhor é a aproximação com o modelo real, visto que com elementos menores, o erro de computação das funções de interpolação nos elementos é reduzido. Porém, diminuindo o tamanho do elemento, aumenta-se o número de nós e, consequentemente, o tempo de processamento do modelo. Por isso, o tamanho da malha foi variado para as diferentes partes, dependendo do tamanho e da importância, a fim de encontrar valores, tais que haja ganho de precisão nos resultados, levando em consideração o tempo de análise e o esforço computacional necessário.

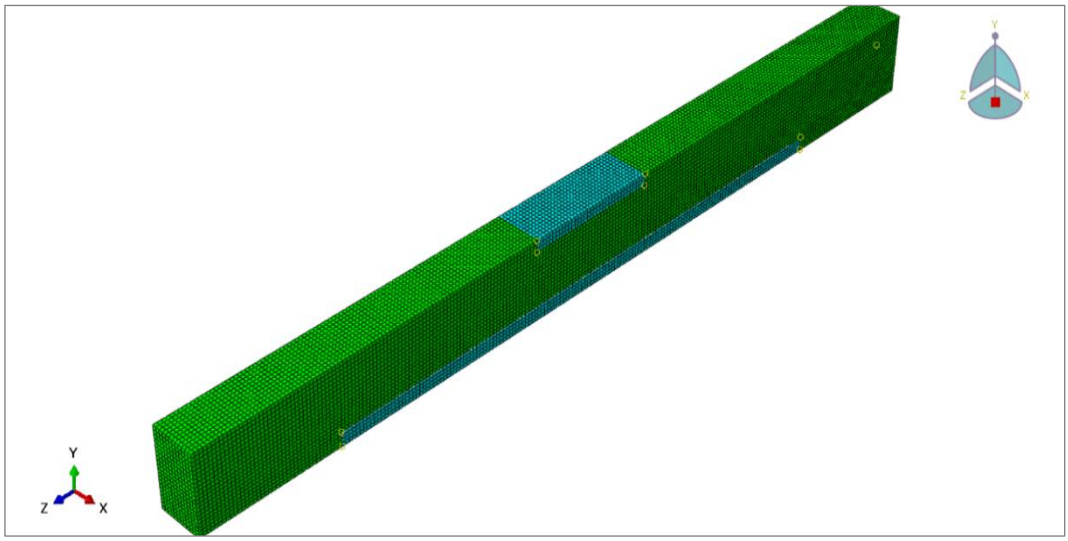
As armaduras longitudinais, de 6 mm e 10 mm de diâmetro, foram modeladas com elementos de 25 mm e 40 mm de tamanho, respectivamente (Figura 65). Para a argamassa e o concreto (Figura 66), foi realizado um estudo de sensibilidade de malha, a fim de investigar a influência do tamanho do elemento finito nos resultados.

Figura 65 – Discretização das armaduras longitudinais e dos estribos




Fonte: a autora.

Figura 66 – Discretização da viga de concreto e do reparo de argamassa




Fonte: autora.

## 3.7. ADERÊNCIA

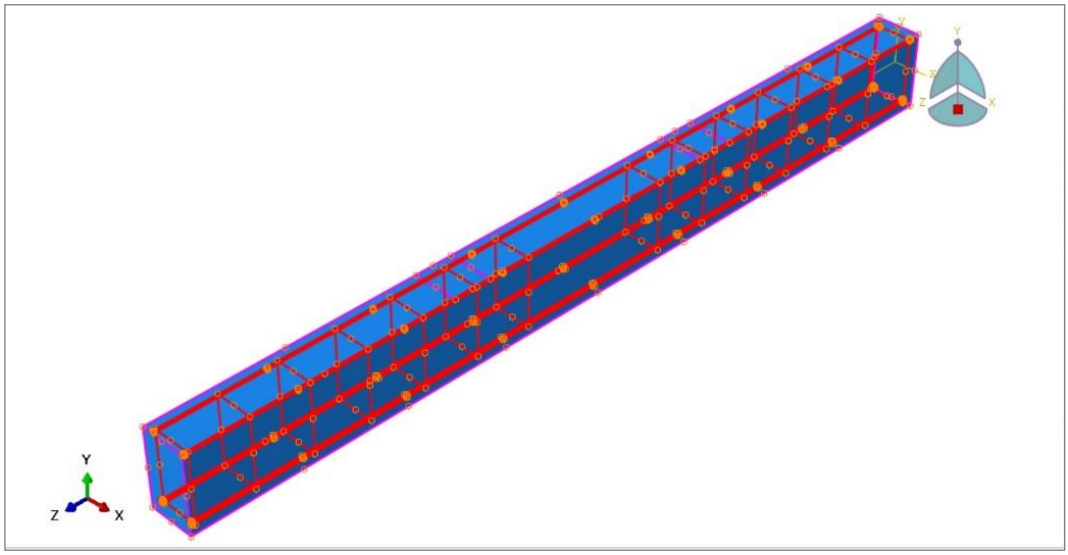
### 3.7.1. ADERÊNCIA ENTRE AÇO E CONCRETO

A aderência entre o aço e o concreto é estritamente importante. Segundo Oliveira Filho e El Debs (2004), o desempenho do concreto armado se apoia integralmente no fenômeno da aderência. A ligação entre a armadura e o concreto é responsável pelo controle da abertura das fissuras. Posto isto, deve-se dar importante atenção à sua modelagem.

Neste estudo, a interação entre as armaduras longitudinais e os estribos com o concreto foi aplicada através da restrição tipo *Embedded Constraint*, presente no pacote do ABAQUS. Esta aplicação baseia-se em regiões mestre e escrava e faz com que os graus de liberdade dos nós nos elementos da armadura sejam restringidos para valores interpolados dos correspondentes graus de liberdade dos elementos da viga de concreto, ou seja, se deslocam com a mesma magnitude, o que significa que existe um vínculo perfeito entre o concreto e aço.

É necessário definir duas regiões distintas: uma chamada de *embedded region* (região escrava), que é a região aderida ao concreto e que na Figura 67 está contornada na cor vermelha, no caso, a armadura longitudinal e o estribo; a outra chamada de *host region* (região mestre), que corresponde à viga de concreto e é a região hospedeira, contornada pela cor rosa.

Figura 67 – Interação entre o aço e o concreto por *Embedded Constraint*



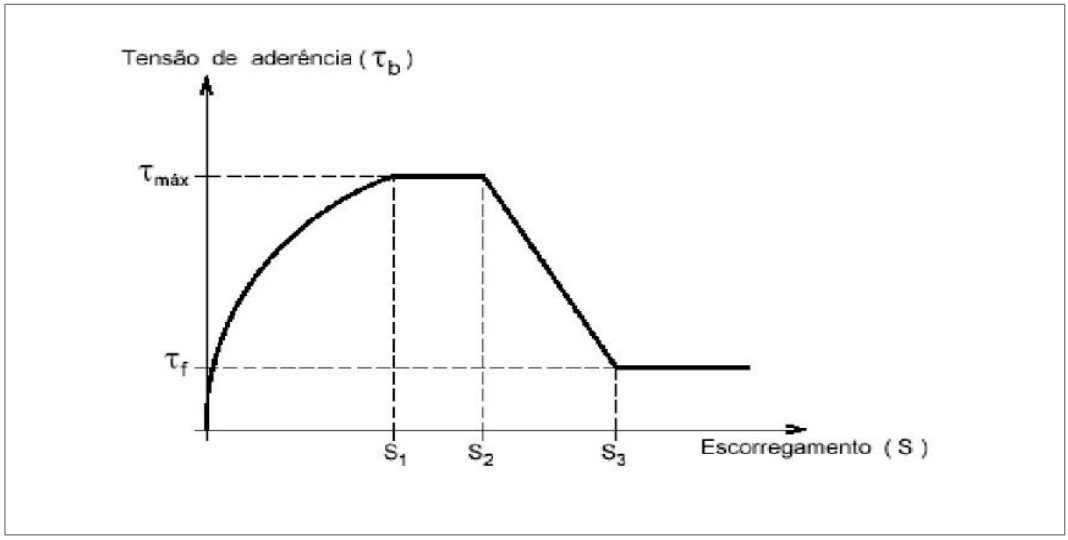

Fonte: a autora.

Segundo Henriques *et al.* (2013), o uso do *Embedded Constraint* só é válido quando a transferência de tensão é de baixa à média, pois nas regiões com intensas concentrações de tensão existem distintas deformações no concreto e no aço da armadura, uma vez que o deslizamento ocorre devido à perda de ligação. Portanto, os autores ressaltaram que a modelagem da interação considerando o vínculo perfeito (*Embedded Constraint)* pode levar à tensões excessivas no concreto e uma resposta mais rígida nas armaduras. Sendo assim, os autores abordaram a possibilidade de modelar esta interação sem admitir a ligação perfeita entre o aço e o concreto.

Dois métodos podem ser empregados para modelar o comportamento da ligação na interface armadura-concreto: (i) elementos coesivos; e (ii) contato com o comportamento coesivo. Contrariamente ao admitido pela técnica *Embedded Constraint*, ambas as técnicas consideram que os elementos da armadura e do concreto não se sobrepõem. A desvantagem dos métodos é o extenso tempo de implementação e de análise.

A base teórica para a modelagem do comportamento de interação deste método é a relação tensão *versus* deslizamento. O modelo segue de acordo com o *Model Code* (2010) e está representado na Figura 68.

Figura 68 – Tensão de aderência *versus* deslizamento




Fonte: Adaptada de Oliveira Filho e El Debs (2004).

O modelo é caracterizado por um ramo não linear crescente, até atingir a tensão máxima ($\tau_{max}$). Os deslizamentos na tensão máxima ($S_1$ e $S_2$) e na resistência final de fricção ($S_3$) dependem das condições de confinamento e de ligação. O ideal é a utilização de dados experimentais para o cálculo da relação tensão *versus* deslizamento, porém na ausência destas informações, pode-se calcular a relação segundo o *Model Code* (2010), a partir da resistência do concreto. Os coeficientes relacionados à rigidez, $k_{ss}$, $k_{tt}$ e $k_{nn}$, podem ser obtidos por aproximação do modelo descrito na Figura 68, conforme expresso na Equação (53) e na Equação (54).

$$k_{ss} = k_{tt} = \frac{\tau_{max}}{S_1} \tag{53}$$

$$k_{nn} = 100\, k_{ss} = 100\, k_{tt} \tag{54}$$

Estudou-se a hipótese de considerar uma análise não admitindo a aderência perfeita entre o aço e o concreto, através do comportamento coesivo. Porém, o método demanda um elevado desempenho computacional, um extenso investimento

de tempo durante a modelagem e um ainda mais extenso durante a análise. Sendo assim, neste trabalho, foi utilizada apenas a hipótese de aderência perfeita para simular a interação entre o aço e o concreto.

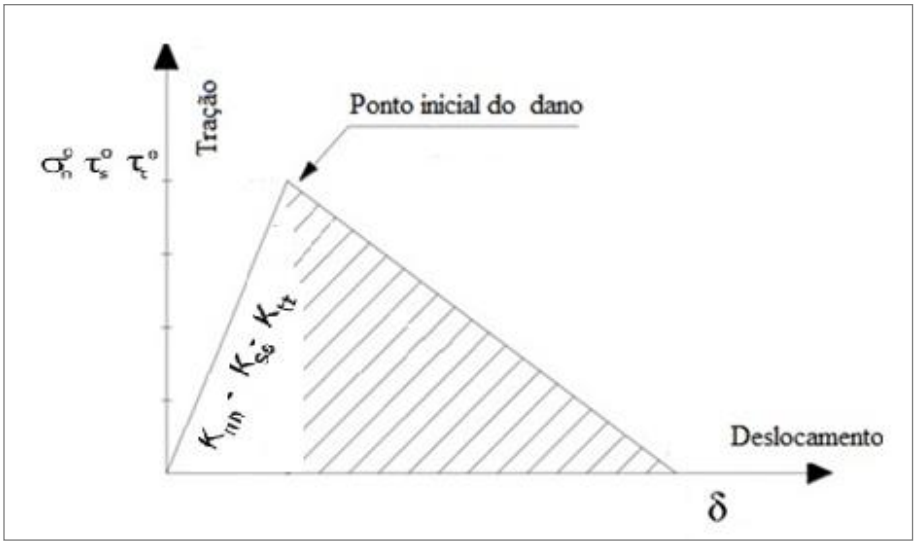
### 3.7.2. ADERÊNCIA ENTRE CONCRETO E ARGAMASSA

No ABAQUS existem dois modos para modelar a aderência entre superfícies. O primeiro considera uma ligação perfeita entre as superfícies, admitindo um funcionamento monolítico do elemento final. O segundo admite o comportamento particular de cada interface, podendo ser determinado, no ABAQUS, através de um comportamento coesivo ou de um elemento coesivo. Neste estudo, utilizou-se o comportamento coesivo para modelar a interface de ligação entre a viga de concreto e a argamassa de reparação.

O comportamento coesivo fornece uma maneira simplificada de modelar conexões coesivas com espessuras de interface infinitamente pequenas usando o modelo constitutivo que considera a tração e o deslizamento entre as partes. Caso a espessura da interface seja bastante espessa, é recomendável modelá-la através de elementos coesivos (ABAQUS, 2014).

O comportamento coesivo para descrever o desempenho da interface concreto-argamassa é definido como uma propriedade de contato e também necessita dos coeficientes de rigidez, $k_{ss}$, $k_{tt}$ e $k_{nn}$, assim como quando utilizado para modelar a aderência entre o aço e o concreto. Caso estes coeficientes não sejam inseridos, o ABAQUS utiliza um valor padrão para modelar o comportamento. Diferentemente de como definidos para o comportamento da interface aço-concreto, os coeficientes de rigidez aqui são obtidos por meio do comportamento tração *versus* deslocamento (Figura 69).

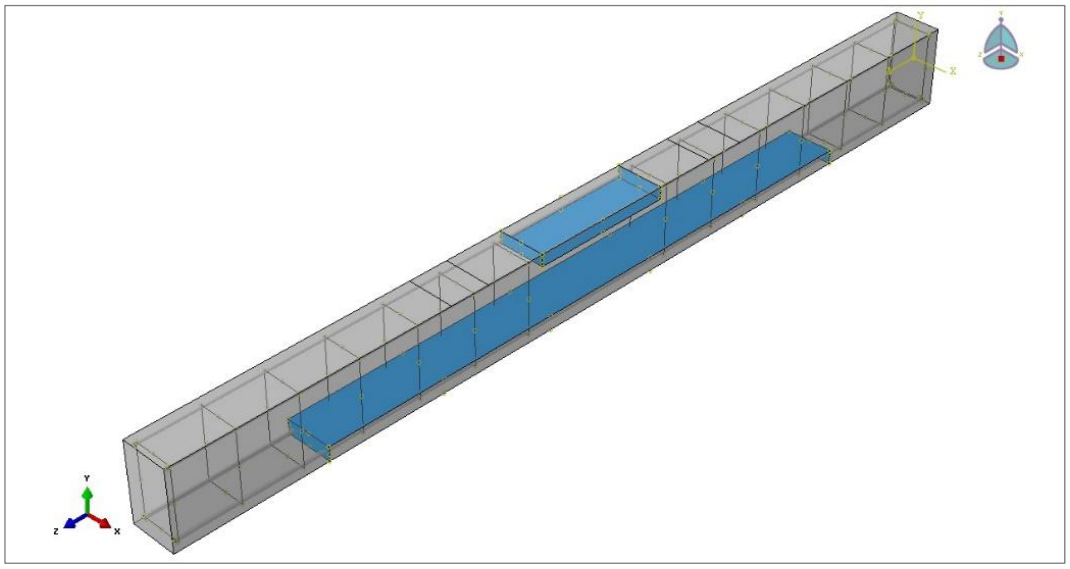
Figura 69 – Relação tração *versus* deslocamento para obtenção das rigidezes




Fonte: adaptado de Sakr *et al.* (2017).

A Figura 70 apresenta as superfícies da interface de ligação, onde o comportamento coesivo foi aplicado, em azul.

Figura 70 – Contato entre a viga de concreto e o reparo em argamassa



Fonte: a autora.

# 4. VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Neste capítulo são abordadas todas as premissas utilizadas nas análises dos modelos da viga de referência (VR). Modelos estes que serão apresentados, separadamente, em função das leis constitutivas utilizadas. Como citado anteriormente, a modelagem de elementos em concreto armado é bastante complexa, o que justifica a presente pesquisa em tentar encontrar os modelos constitutivos que melhor definirão os elementos aqui estudados.

Com exceção das leis constitutivas de caracterização do concreto, todos os modelos possuem as mesmas características, como geometria, aderência entre o aço e o concreto, condições de contorno e carregamento da viga, por exemplo, conforme apresentadas no capítulo 3.

Para fins de calibração, todos os modelos apresentados neste capítulo serão comparados com a viga de referência do programa experimental de Souza e Appleton (2001), sendo o modelo que representar de modo mais fidedigno o comportamento da viga experimental utilizado para modelar as vigas reparadas.

A Tabela 10 apresenta a divisão dos quatro modelos estudados, assim como as combinações das leis de compressão e tração. Para cada combinação das leis, foram estudados 5 modelos com a variação do tamanho do elemento finito utilizado para discretizar o concreto. Inicialmente, foram estudados modelos com elementos de 5, 10, 15, 20 e 50 mm. Porém, os modelos com 50 mm não apresentaram resultados coerentes, por isso, os mesmos não serão apresentados.

Tabela 10 – Modelos numéricos de calibração

| MODELO | LEI CONSTITUTIVA DE COMPRESSÃO | LEI CONSTITUTIVA DE TRAÇÃO |
|---|---|---|
| Modelo 1 | Alfarah *et al.* (2017) | Alfarah *et al.* (2017) |
| Modelo 2 | Hognestad (1951) | Alfarah *et al.* (2017) |
| Modelo 3 | Wahalathantri *et al*. (2011) | Alfarah *et al.* (2017) |
| Modelo 4 | Hognestad (1951) | *Model Code* (2010) |
| Modelo 5 | Alfarah *et al.* (2017) | *Model Code* (2010) |

Fonte: a autora.

## 4.1. MODELO NUMÉRICO 1

O Modelo 1 foi desenvolvido considerando as leis constitutivas de compressão e tração desenvolvidas por Alfarah *et al.* (2017). Procurou-se estudar a influência do modelo constitutivo no comportamento global da viga modelada, monitorando a fissuração e a capacidade portante da viga.

Como comentado anteriormente, a fim de aprimorar a malha de elementos finitos, teve-se o cuidado de estudar a influência do tamanho do elemento utilizado para discretizar o concreto. Assim, a Tabela 11 apresenta a nomenclatura dos modelos em função da variação do tamanho do elemento e, como consequência, os seus efeitos. Assim como, o desvio padrão entre os valores de carga máxima encontrados e o erro percentual desses valores com relação ao da viga experimental, que é 22,03 kN.

Tabela 11 – Impactos da variação do tamanho do elemento finito no Modelo 1

| Modelo | Tamanho do elemento finito (mm) | Número de elementos gerados | Tempo de processamento da análise (h) | Carga máxima (kN) | $sd$ | Erro (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| M1VR5 | 5 | 432000 | 106,00 | 20.28 | 1,23 | 7,94 |
| M1VR10 | 10 | 54000 | 13,00 | 20,50 | | 6,95 |
| M1VR15 | 15 | 15704 | 5,00 | 20,60 | | 6,49 |
| M1VR20 | 20 | 6780 | 2,50 | 22,90 | | 3,95 |

### 4.1.1. CAPACIDADE RESISTENTE DA VIGA DE REFERÊNCIA NO MODELO 1

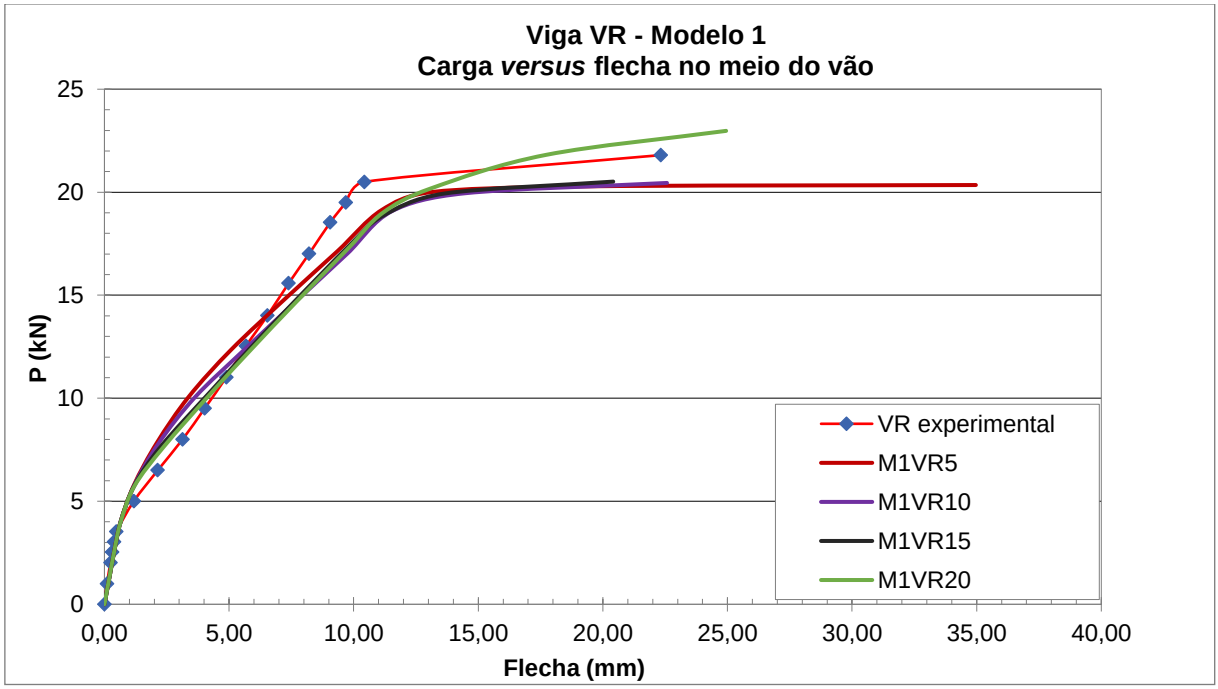
A capacidade resistente foi um dos critérios utilizados para fins de calibração da viga de referência (VR). O Gráfico 4 apresenta a comparação da curva carga *versus* flecha no meio vão entre as cinco variações do modelo, quanto ao tamanho do elemento finito, e a experimental.

A partir da Tabela 11 é possível perceber a expressiva diferença no tempo de processamento das análises. Assim, a análise do modelo M1VR20 foi a mais rápida,

pois tinha um menor número de elementos. Porém, analisando o Gráfico 4, observa-se que a curva deste se afasta das demais, atingindo uma carga máxima superior quando comparadas entre si, não representando o comportamento da viga experimental.

Ainda com relação à comparação entre as curvas, percebe-se que até o patamar de 4 kN todas as curvas se sobrepõem à experimental. Ao passar deste patamar, as curvas numéricas de calibração do Modelo 1 possuem uma rigidez maior quando comparadas à da experimental, ou seja, fletem menos. Comportamento este que permanece até uma carga aproximada de 12 kN, quando as vigas do Modelo 1 passam a fletir mais, isto é, a viga experimental resiste a uma solicitação maior para um mesmo deslocamento no meio do vão das vigas de calibração.

Gráfico 4 – Curva carga *versus* flecha do Modelo 1

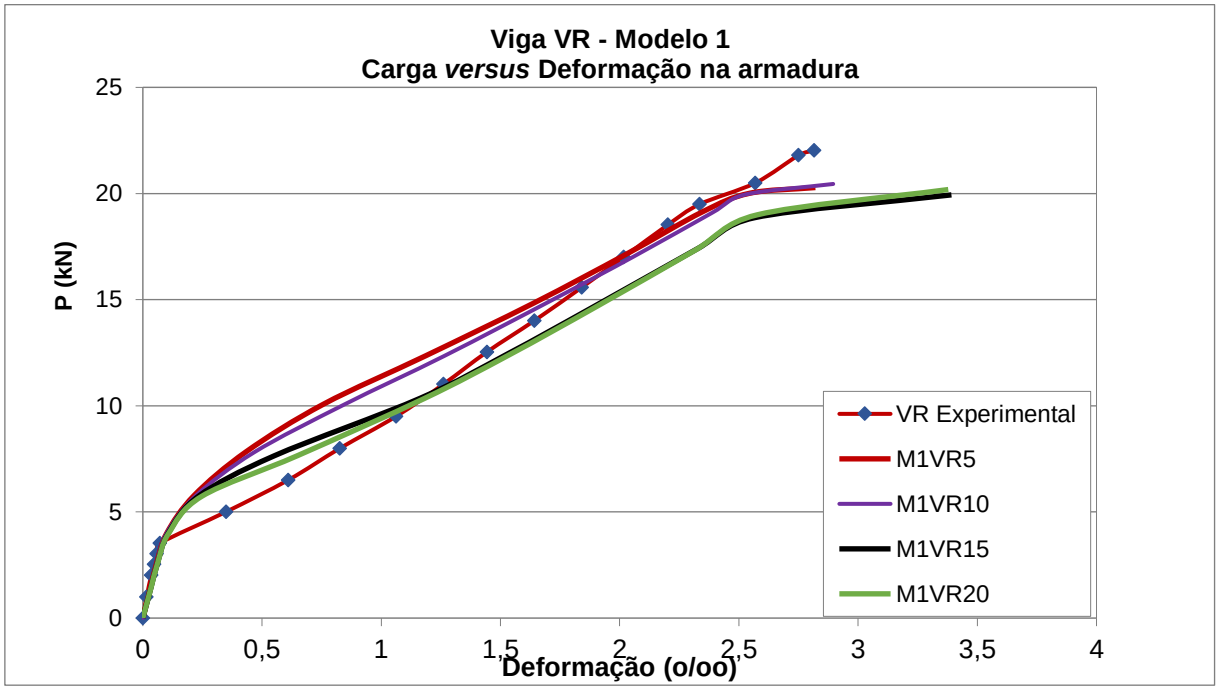



Como o estudo do comportamento à tração é importante, o Gráfico 5 apresenta a curva carga *versus* deformação na armadura de tração, a fim de comparar o “funcionamento” da armadura.

Com relação ao Gráfico 5 e, semelhantemente ao comportamento da curva carga *versus* flecha, inicialmente todas as curvas se sobrepõem, porém, no patamar

de 10 kN os modelos M1VR15 e M1VR20 passam a se deformar mais do que a viga experimental de Souza e Appleton (2001), assim como os modelos M1VR5 e M1VR10 passam a se deformar menos. Esta diferença na resposta pode estar ligada ao tamanho do elemento finito, pois o mesmo interfere na deformação do material e, quanto menos discretizada for a peça estudada, menos preciso será o resultado.

Gráfico 5 – Curva carga *versus* deformação na armadura tracionada do Modelo 1



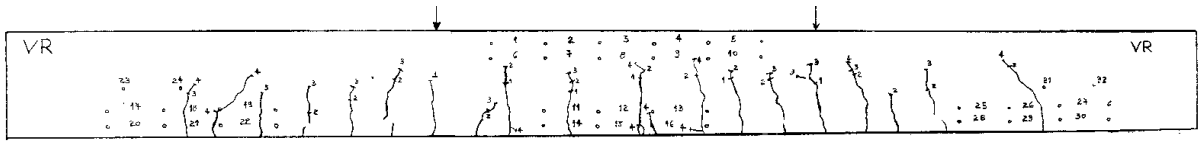

### 4.1.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DO MODELO 1

A análise da fissuração é importante, pois permite avaliar qual o modelo constitutivo de tração representa melhor o comportamento da viga estudada. A Figura 71 apresenta a fissuração obtida a partir das variações do Modelo 1 e o mapa de fissuras desenvolvido pelos autores do programa experimental.

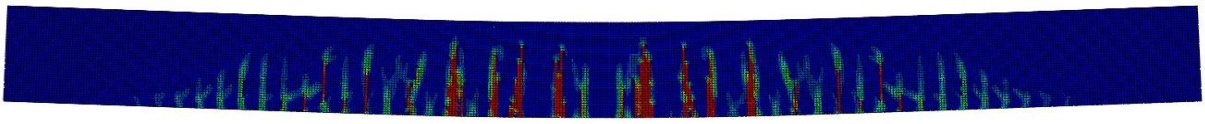
Buscou-se através do dano do concreto à tração, que varia de acordo com a lei constitutiva, quantificar e analisar as fissuras dos modelos de calibração,

possibilitando assim uma comparação com a fissuração da viga ensaiada experimentalmente.

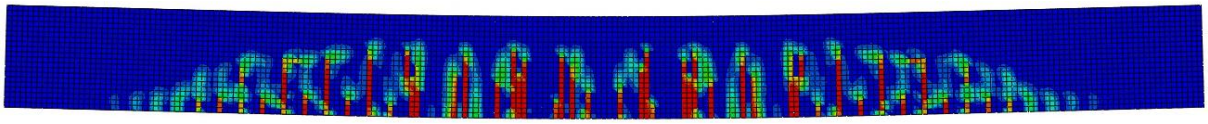
Figura 71 – Comparações das fissurações do Modelo 1



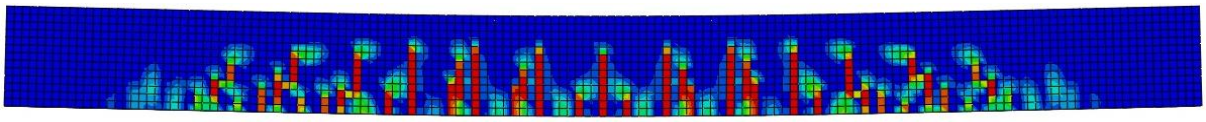

a) Mapa de fissura da VR experimental



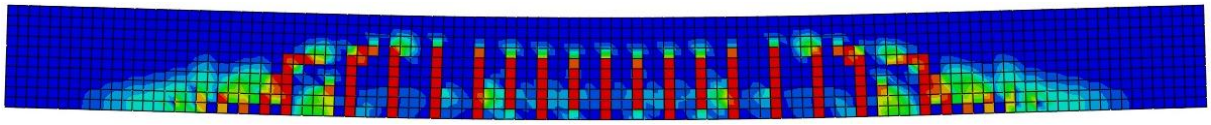
b) Fissuração da M1VR5



c) Fissuração da M1VR10



d) Fissuração da M1VR15



e) Fissuração da M1VR20

Observando as fissuras apresentadas, é possível perceber que quanto maior o elemento finito utilizado, menor a qualidade visual das fissuras, tendo em vista que as fissuras são, através do *Concrete damaged plasticity model*, determinadas por elemento e assim, a sua distribuição é mais grosseira.

De modo geral, os comportamentos dos modelos com as leis constitutivas desenvolvidas por Alfarah *et al.* (2017) se mostraram bastante coerentes quando comparados entre si, mostrando que a variação do tamanho do elemento não tem significativa influência no desempenho.

## 4.2. MODELO NUMÉRICO 2

O Modelo 2 foi elaborado a partir da lei constitutiva de compressão desenvolvida por Hognestad (1951) e de tração desenvolvida por Alfarah *et al.* (2017). De semelhante modo ao estudo do Modelo 1, analisou-se a influência da combinação destes dois modelos constitutivos no comportamento global da viga modelada, monitorando a fissuração e a capacidade resistente da viga, assim como a influência do tamanho do elemento finito utilizado para discretizar o concreto também foi estudada.

A Tabela 12 apresenta a nomenclatura dos modelos em função da variação do tamanho do elemento, o tempo de processamento da análise de cada modelo, assim como a carga máxima e o desvio padrão dessas cargas. Também são apresentados os erros percentuais em relação à carga máxima atingida pelo modelo experimental.

É possível perceber a expressiva diferença no tempo de processamento das análises, como por exemplo, a análise do modelo M2VR20, quando comparada com as demais, foi processada mais rapidamente, devido ao menor número de elementos e, por consequência, menor quantidade de nós.

Tabela 12 – Impactos da variação do tamanho do elemento finito no Modelo 2

| Modelo | Tamanho do elemento finito (mm) | Número de elementos gerados | Tempo de processamento da análise (h) | Carga máxima (kN) | $sd$ | Erro (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| M2VR5 | 5 | 432000 | 92,00 | 20,57 | 0,39 | 6,63 |
| M2VR10 | 10 | 54000 | 5,70 | 20,32 | | 7,76 |
| M2VR15 | 15 | 15704 | 4,50 | 20,65 | | 6,26 |
| M2VR20 | 20 | 6780 | 3,80 | 21,24 | | 3,59 |

### 4.2.1. CAPACIDADE RESISTENTE DA VIGA DE REFERÊNCIA NO MODELO 2

O Gráfico 6 apresenta a comparação da curva carga *versus* flecha no meio vão entre as cinco variações do Modelo 2 e a experimental e o no tocante à relação

carga *versus* deformação, o Gráfico 7 apresenta a comparação das curvas na armadura de tração a fim de estudar o desempenho do aço modelado.

Gráfico 6 – Curva carga *versus* flecha do Modelo 2

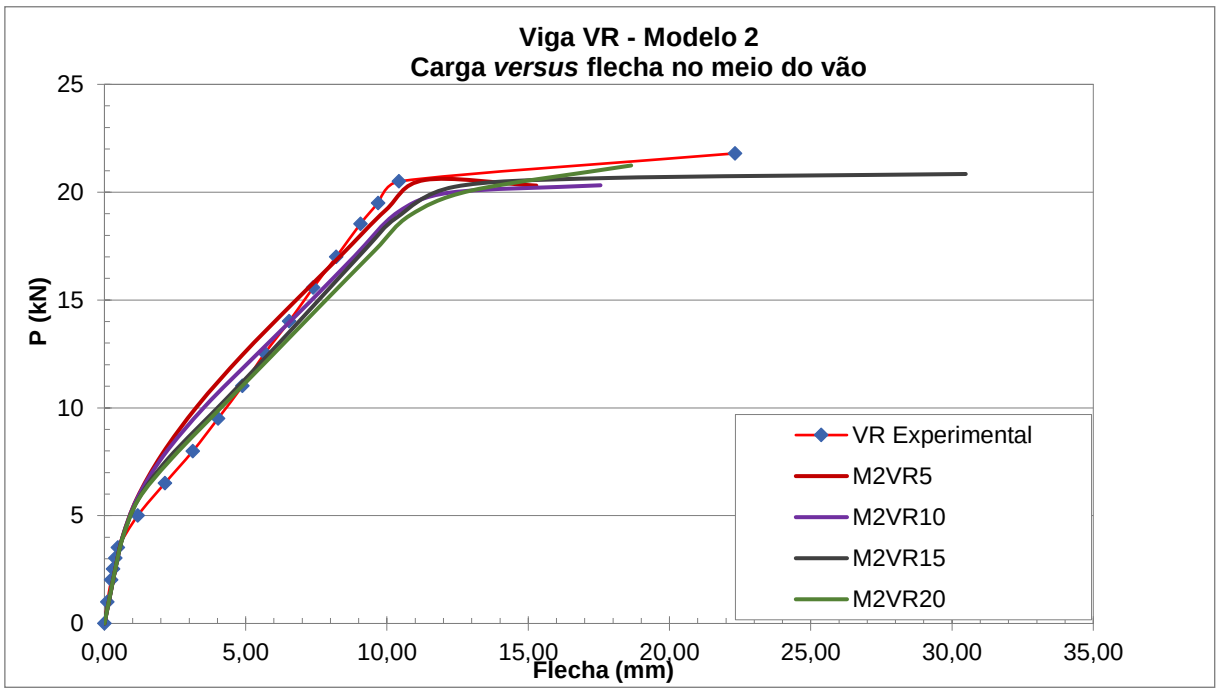
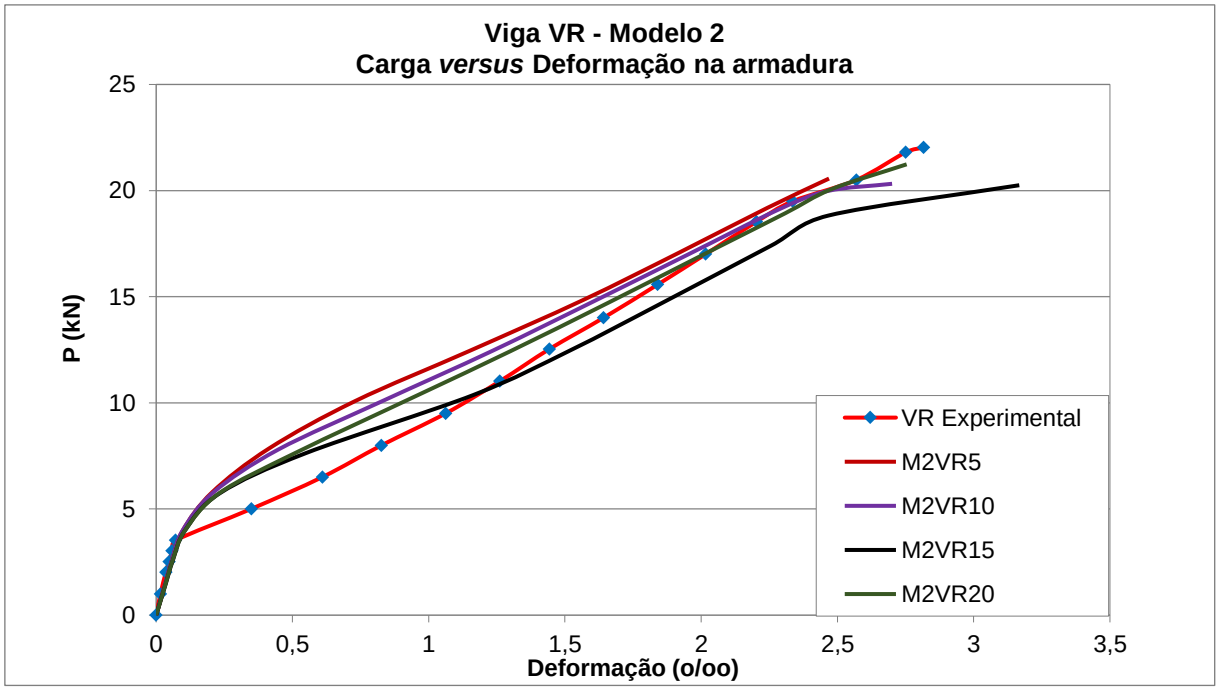



Gráfico 7 – Curva carga *versus* deformação na armadura tracionada do Modelo 2



Com relação ao Gráfico 6, semelhantemente ao que ocorreu com o Modelo 1, pode-se perceber que todas as curvas se sobrepõem até o patamar de 4 kN, quando é iniciado o processo de fissuração, onde as curvas numéricas do Modelo 2 mostram que a viga passa a possuir uma rigidez maior quando comparada ao comportamento experimental, o que ocorre até a carga de 12 kN. Neste patamar as curvas de calibração do Modelo 2 passam a se deslocar mais, com exceção do modelo M2VR5, que se mantém mais rígido até a carga de 17 kN.

Ainda analisando o Gráfico 6, observa-se que o modelo M2VR5 foi o que mais se assemelhou ao experimental com relação à carga de ruptura, na verdade, a uma parcela correspondente à 90% da carga de ruptura, como considerado por Souza e Appleton (2001).

Com relação ao Gráfico 7, observa-se que os modelos M2VR5, M2VR10 e M2VR15 apresentaram deformações na armadura muito semelhantes. De modo análogo à resposta carga *versus* flecha no meio do vão, as variações do Modelo 2 se comportaram iguais ao experimental até o início da fissuração da viga de Souza e Appleton (2006). Após iniciada a fissuração, as armaduras dos modelos numéricos se mantiveram mais rígidas até a ruptura, se deformando menos, quando comparadas com a armadura da viga experimental.

### 4.2.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DO MODELO 2

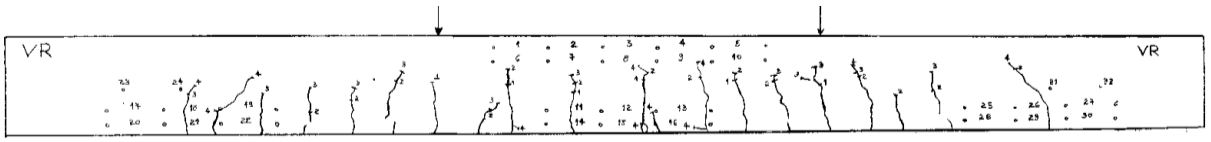
A Figura 72 apresenta as fissurações obtidas a partir das variações do Modelo 2 e o mapa de fissura desenvolvido pelos autores do programa experimental.

A partir das análises das fissuras apresentadas é possível perceber que apesar do tamanho do elemento finito influenciar visualmente na quantificação da fissuração, todos os modelos permitiram a análise das fissuras.

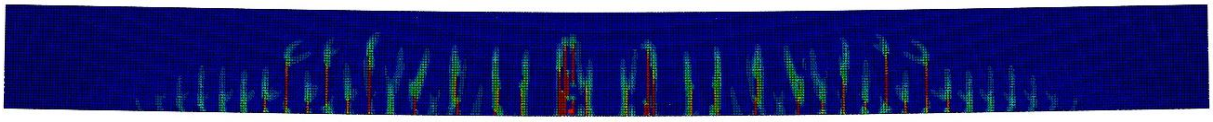
O Modelo 2 apresentou boa concordância entre as suas variações, principalmente quanto à relação carga *versus* flecha. Quando comparadas entre si sobre a curva carga *versus* deformação, os modelos começaram a apresentar algumas discrepâncias após o início da fissuração. Quanto às formações de

fissuras, ambas as variações do Modelo 2 não afetaram de modo expressivo o seu desenvolvimento

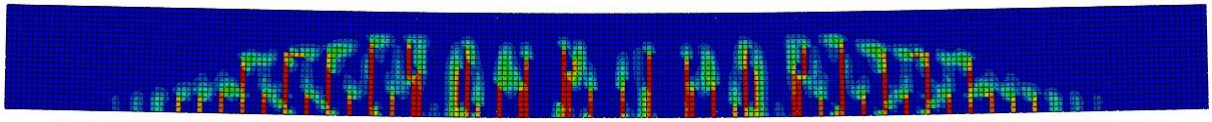
Figura 72 – Comparação das fissurações do Modelo 2



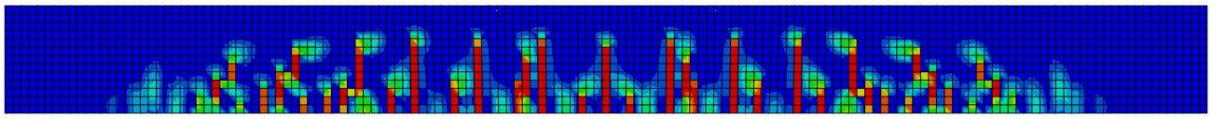

a) Mapa de fissura da VR experimental



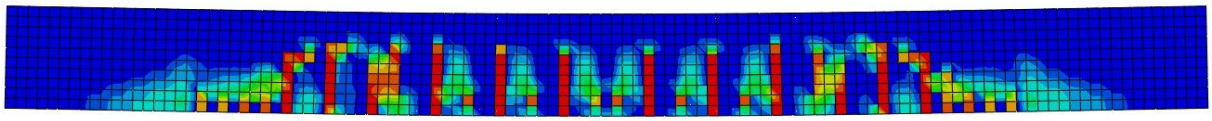
b) Fissuração da M2VR5



c) Fissuração da M2VR10



d) Fissuração da M2VR15



e) Fissuração da M2VR20

## 4.3. MODELO NUMÉRICO 3

A lei constitutiva de compressão indicada por Wahalathantri *et al.* (2011) e a lei constitutiva de tração desenvolvida por Alfarah *et al.* (2017) foram utilizadas no desenvolvimento do Modelo 3.

A Tabela 13 apresenta a nomenclatura dos modelos em função da variação do tamanho do elemento da discretização do concreto, o número de elementos gerados, o tempo de processamento da análise, a carga máxima alcançada por cada modelo e o desvio padrão entre os valores atingidos. Também são apresentados erros percentuais das cargas de cada modelo em relação à carga máxima da viga experimental, que foi de 22,03 kN.

Tabela 13 – Impactos da variação do tamanho do elemento finito no Modelo 3

| Modelo | Tamanho do elemento finito (mm) | Número de elementos gerados | Tempo de processamento da análise (h) | Carga máxima (kN) | $sd$ | Erro (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| M3VR5 | 5 | 432000 | 102,10 | 20,20 | 1,39 | 8,31 |
| M3VR10 | 10 | 54000 | 13,00 | 20,20 | | 8,31 |
| M3VR15 | 15 | 15704 | 5,03 | 20,40 | | 9,21 |
| M3VR20 | 20 | 6780 | 2,35 | 22,90 | | 3,95 |

Assim como nos demais modelos, é perceptível a brusca diferença entre o tempo de processamento das análises, que é em função do número de elementos gerados em cada modelo.

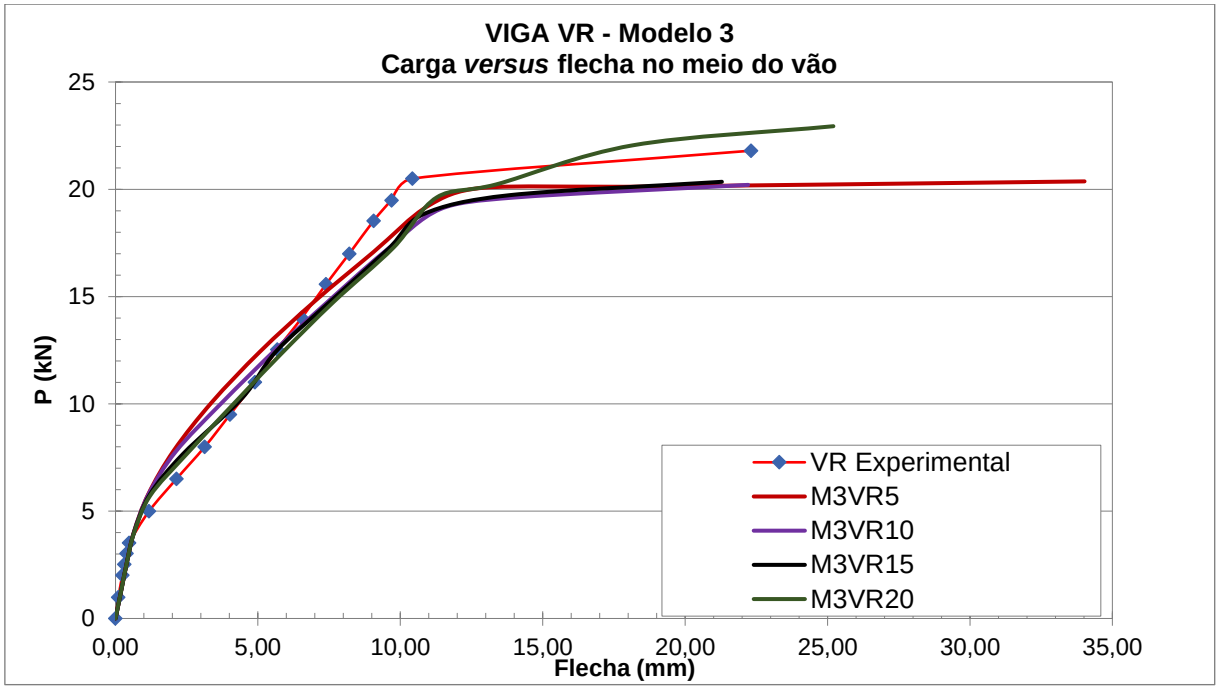
### 4.3.1. CAPACIDADE RESISTENTE DA VIGA DE REFERÊNCIA NO MODELO 3

Para avaliar e comparar a capacidade resistentes da viga de referência (VR) tem-se, no Gráfico 8, a representação da curva carga *versus* flecha no meio do vão das cinco variações do Modelo 3 e da experimental.

Assim como nos modelos anteriores, todas as vigas, do Modelo 3 e a experimental, se comportaram de modo semelhante até o início da fissuração, que ocorreu no patamar de carga de 4 kN, a partir de onde, em serviço, as vigas numéricas passaram a apresentar um aumento discreto da rigidez, quando comparadas à experimental, situação esta que mudou quando foi atingida a carga de 12 kN, permanecendo a viga experimental com a mesma rigidez, enquanto as curvas das modeladas numericamente mostram uma mudança na inclinação, indicando que a partir do referido patamar, elas perdem uma certa rigidez e passam a fletir mais.

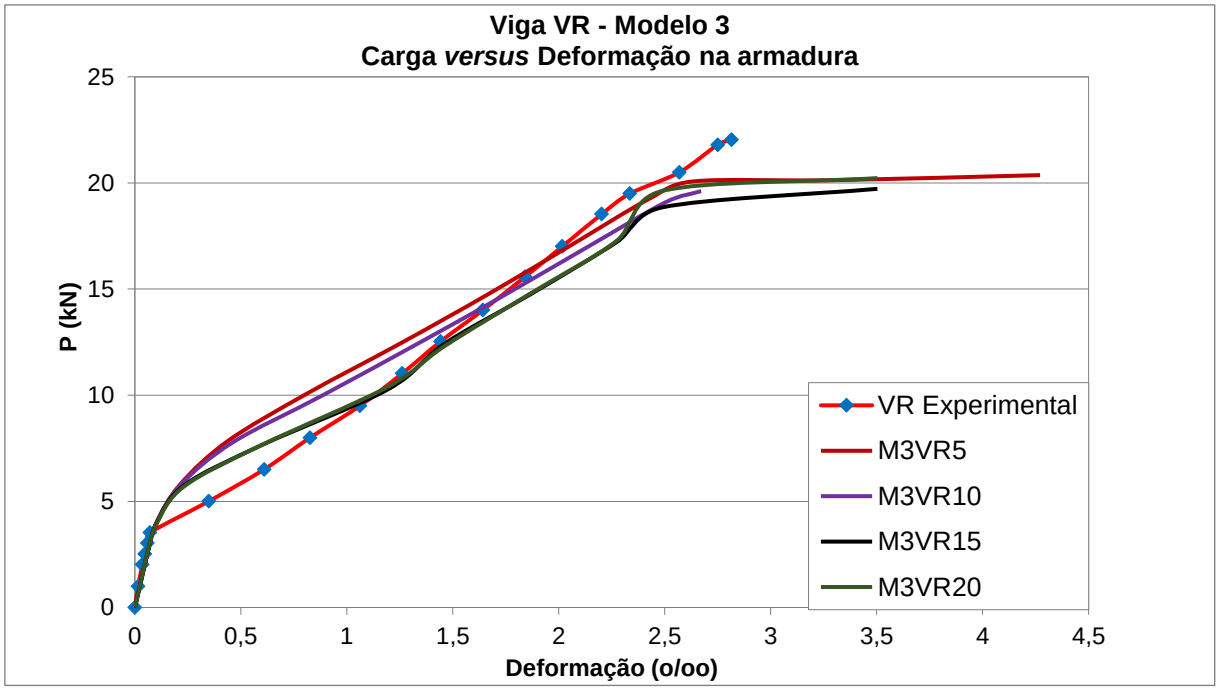
As curvas do Modelo 3 apresentaram comportamento semelhante entre si, até atingirem a ruptura, com exceção da M3VR20, que resistiu a um carregamento maior.

Gráfico 8 – Curva carga *versus* flecha do Modelo 3




O Gráfico 9 apresenta a curva carga *versus* deformação na armadura tracionada para fins de análise e comparação do desempenho do aço modelado.

Gráfico 9 – Curva carga *versus* deformação na armadura tracionada do Modelo 3

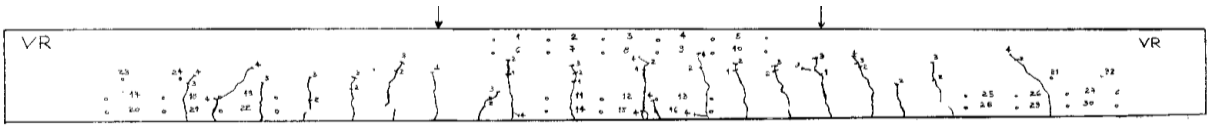


A relação descrita no Gráfico 9 apresenta maior discrepância entre a rigidez do aço em questão dos modelos numéricos e da viga experimental após iniciado o processo de fissuração. A curvas dos modelos M3VR15 e M3VR20 se sobrepõem totalmente até o patamar de carga de 18 kN, aproximadamente. Dentre os modelos numéricos, as armaduras de tração dos modelos M3VR5 e M3VR10 foram as que apresentaram maior rigidez, se deformando menos, quando comparadas as demais.

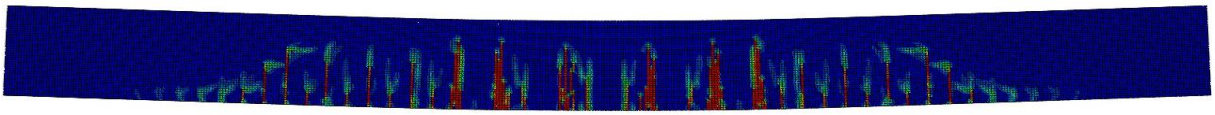
### 4.3.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DO MODELO 3

A Figura 73 apresenta as fissurações obtidas a partir das variações do Modelo 3 e o mapa de fissura da viga de referência experimental.

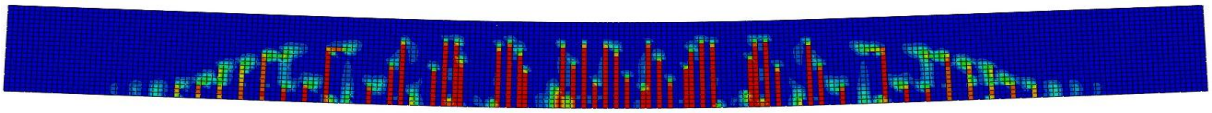
Figura 73 – Comparação das fissurações do Modelo 3



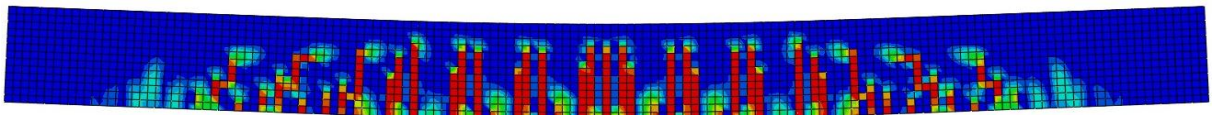

a) Mapa de fissura da VR experimental



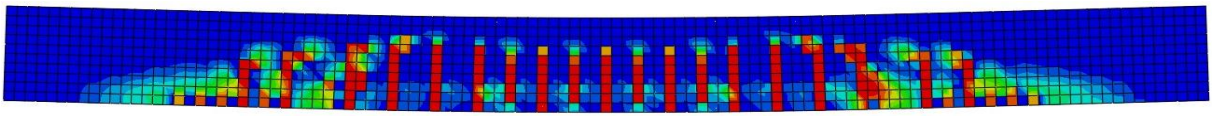
b) Fissuração da M3VR5



c) Fissuração da M3VR10



d) Fissuração da M3VR15



e) Fissuração da M3VR20

Mais uma vez é possível verificar que o emprego do dano do CDPM possibilita um bom desenvolvimento da fissuração. A M3VR5 foi a que melhor representou as fissuras na viga quando comparada com a fissuração apresentada pelos autores do programa experimental.

De modo geral, o as variações do Modelo 3 não apresentaram divergências significativas com relação carga *versus* flecha. Quanto à carga *versus* deformação na armadura tracionada, os modelos apresentaram certa divergência em serviço. E, assim como no Modelo 2, ambas as variações do modelo numérico não influenciaram de forma negativa o desenvolvimento e análise das fissuras, assim, é expressivo que o elemento finito de até 20mm propicia boa visualização da fissuração.

## 4.4. MODELO NUMÉRICO 4

Na formulação do Modelo 4 foram admitidas as leis constitutivas de compressão desenvolvida por Hognestad (1951) e de tração sugerida pelo *Model Code* (2010). Assim como nos demais modelos, teve-se o cuidado de estudar a influência do tamanho do elemento utilizado para discretizar o concreto. A Tabela 14 apresenta a nomenclatura dos modelos em função da variação do tamanho do elemento, assim como o número de elementos gerados, o tempo de processamento da análise, a máxima carga suportada por cada modelo e o desvio padrão entre essas cargas. Os erros percentuais com relação à carga máxima da viga experimental também serão apresentados.

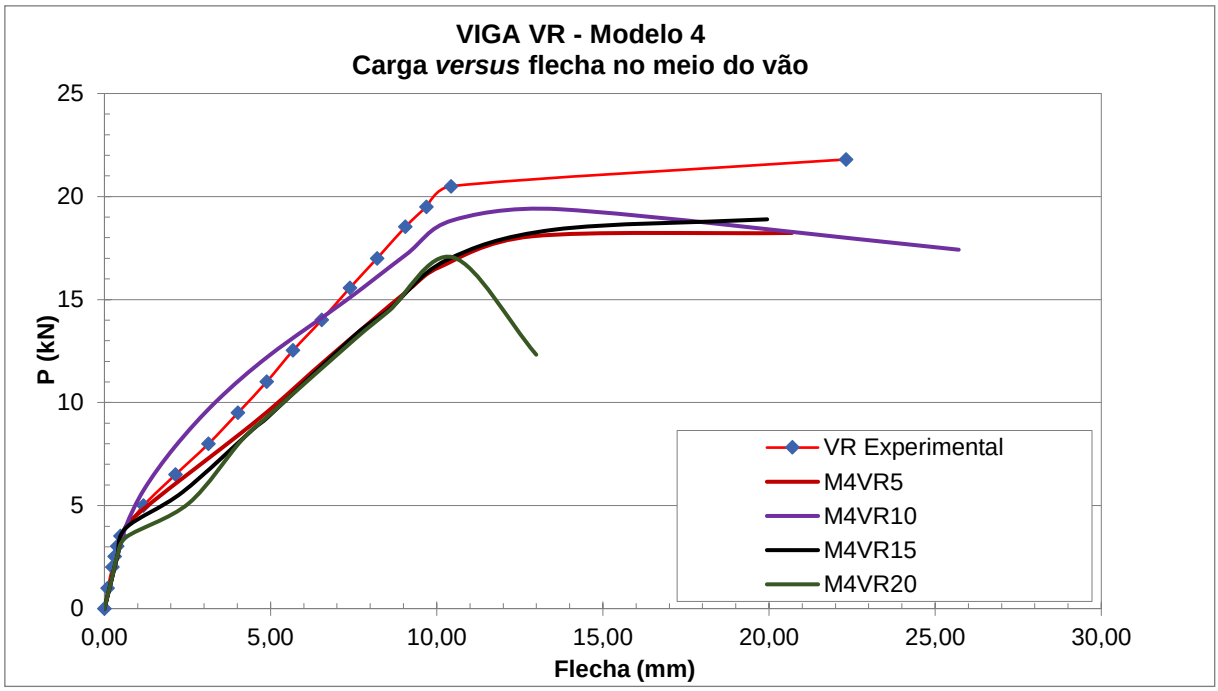
Tabela 14 – Impactos da variação do tamanho do elemento finito no Modelo 4

| Modelo | Tamanho do elemento finito (mm) | Número de elementos gerados | Tempo de processamento da análise (h) | Carga máxima (kN) | $sd$ | Erro (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| M4VR5 | 5 | 432000 | 28,03 | 18,20 | 1,01 | 17,25 |
| M4VR10 | 10 | 54000 | 13,72 | 19,40 | | 12,03 |
| M4VR15 | 15 | 15704 | 4,72 | 18,90 | | 14,25 |
| M4VR20 | 20 | 6780 | 2,50 | 17,05 | | 22,61 |

### 4.4.1. CAPACIDADE RESISTENTE DA VIGA DE REFERÊNCIA NO MODELO 4

O Gráfico 10 apresenta a comparação entre as curvas carga *versus* flecha no meio vão das cinco variações do Modelo 4 e da viga experimental. Já a curva carga *versus* deformação na armadura tracionada está apresentada no Gráfico 11, para fins de análise e comparação do desempenho do aço modelado.

Gráfico 10 – Curva carga *versus* flecha do Modelo 4



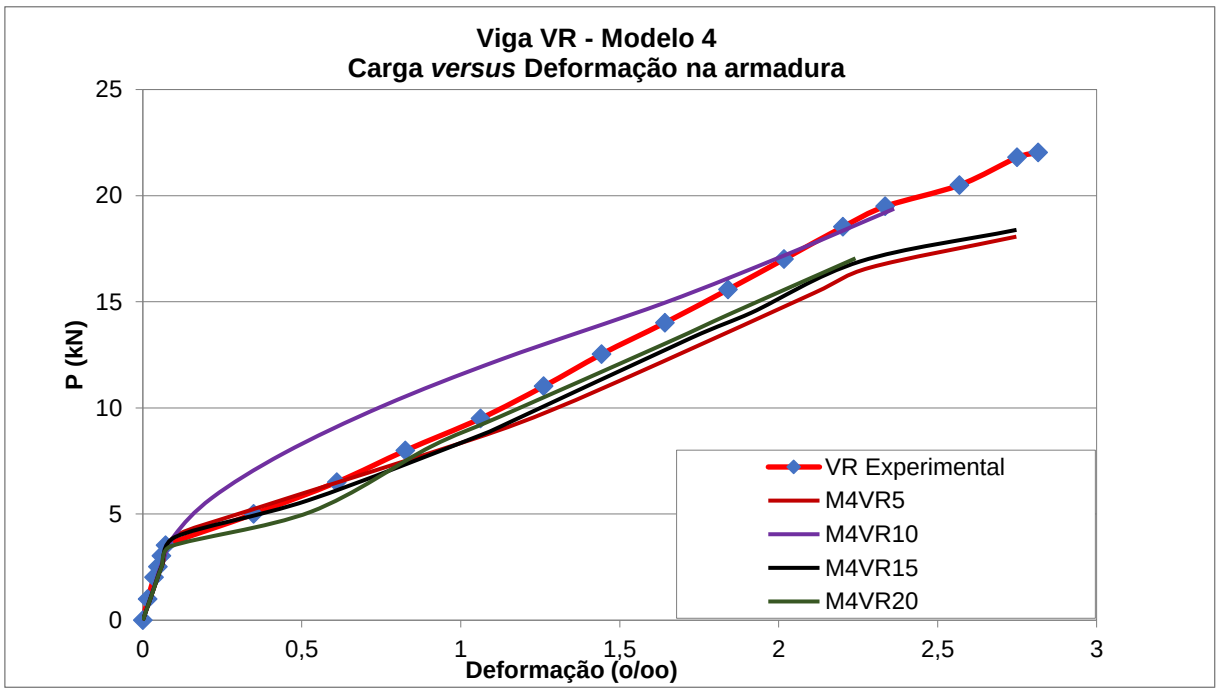

Antes do início da fissuração, o comportamento das vigas do Modelo 4 se assemelhou com o da viga experimental, assim como nos modelos anteriores. Porém em serviço, com exceção do M4VR10, os modelos numéricos não apresentaram rigidez constante.

A variação do tamanho do elemento finito, no Modelo 4, influenciou significativamente a resposta carga *versus* flecha no meio do vão de tal modo que os modelos M4VR5, M4VR15 e M4VR20 não podem ser considerados para validação.

Com relação ao comportamento das armaduras tracionadas (Gráfico 11), as dos modelos M4VR15 e M4VR20 foram as que mais apresentaram rigidez semelhante à da viga experimental, não se deformando de modo discrepante para

um mesmo patamar de carga, diferentemente do que ocorreu na resposta carga *versus* flecha no meio do vão.

Gráfico 11 – Curva carga *versus* deformação na armadura tracionada do Modelo 4



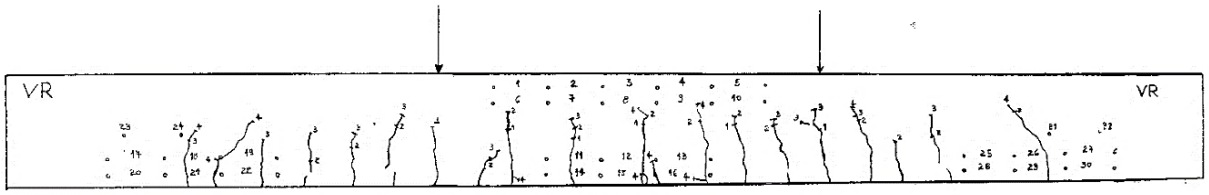

## 4.4.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DO MODELO 4

A Figura 74 apresenta a fissuração obtida numericamente pelas variações do Modelo 4 e o mapa de fissura da viga de referência experimental para fins de análise e comparação.

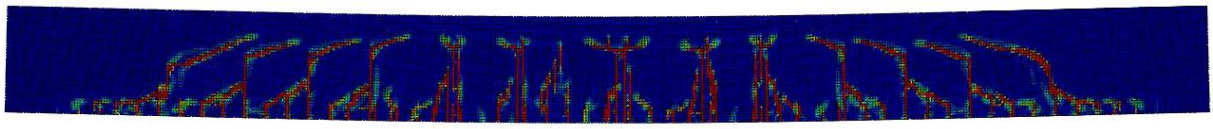
A fissuração do Modelo 4, em função da variação do tamanho do elemento finito utilizado para discretizar o concreto, não apresentou um padrão de desenvolvimento. Considerando que a análise das fissuras é feita para a máxima carga resistida por cada modelo, a M4VR20 exibiu comportamento bastante divergente quando comparada com as demais vigas do Modelo 4.

No geral, o Modelo 4 se mostrou difícil de analisar, pois para cada comparação feita, chegou-se a uma consideração diferente sobre a influência das variações do modelo.

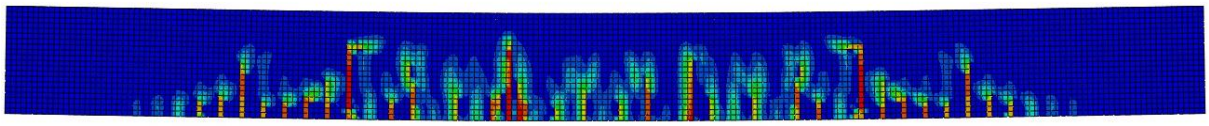
Figura 74 – Comparação das fissurações do Modelo 4



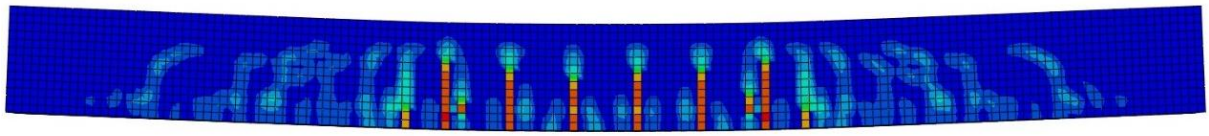

a) Mapa de fissura da VR experimental



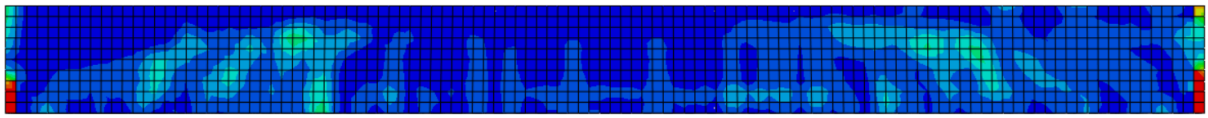
b) Fissuração da M4VR5



c) Fissuração da M4VR10



d) Fissuração da M4VR15



e) Fissuração da M4VR20

## 4.5. MODELO NUMÉRICO 5

O Modelo 5 foi desenvolvido considerando a lei constitutiva de compressão desenvolvida por Alfarah *et al.* (2017) e para caracterizar o comportamento à tração, considerou-se a relação tensão *versus* deslocamento do *Model Code* (2010). Assim como nos modelos anteriores, procurou-se estudar a influência do modelo constitutivo no comportamento global da viga modelada, monitorando a fissuração e a capacidade portante da viga.

A Tabela 15 apresenta a nomenclatura dos modelos em função da variação do tamanho do elemento e, como consequência, os seus efeitos.

Tabela 15 – Impactos da variação do tamanho do elemento finito no Modelo 5

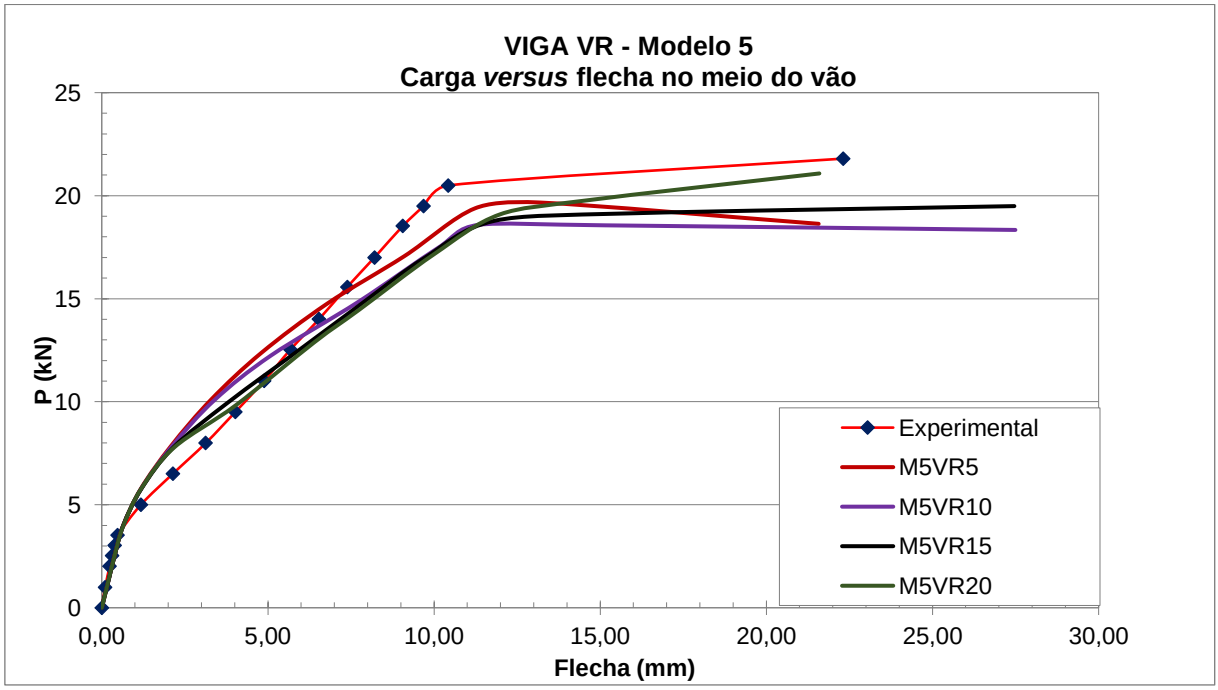
| Modelo | Tamanho do elemento finito (mm) | Número de elementos gerados | Tempo de processamento da análise (h) | Carga máxima (kN) | $sd$ | Erro (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| M5VR5 | 5 mm | 432000 | 117,47 | 19,70 | 1,04 | 10,71 |
| M5VR10 | 10 mm | 54000 | 15,32 | 18,60 | | 15,62 |
| M5VR15 | 15 mm | 15704 | 7,30 | 19,50 | | 11,48 |
| M5VR20 | 20 mm | 6780 | 4,18 | 21,10 | | 4,22 |

Analisando a Tabela 15, é notória a expressiva diferença no tempo de processamento das análises. Assim, como já comprovado nos modelos anteriores, o número de elementos influencia significativamente no tempo de processamento das análises e também na carga máxima alcançada pelos modelos.

### 4.5.1. CAPACIDADE RESISTENTE DA VIGA DE REFERÊNCIA NO MODELO 5

O Gráfico 12 apresenta a comparação da curva carga *versus* flecha no meio do vão entre as quatro variações do Modelo 5, quanto ao tamanho do elemento finito utilizado na discretização do concreto, e a experimental.

Gráfico 12 – Curva carga *versus* flecha do Modelo 5

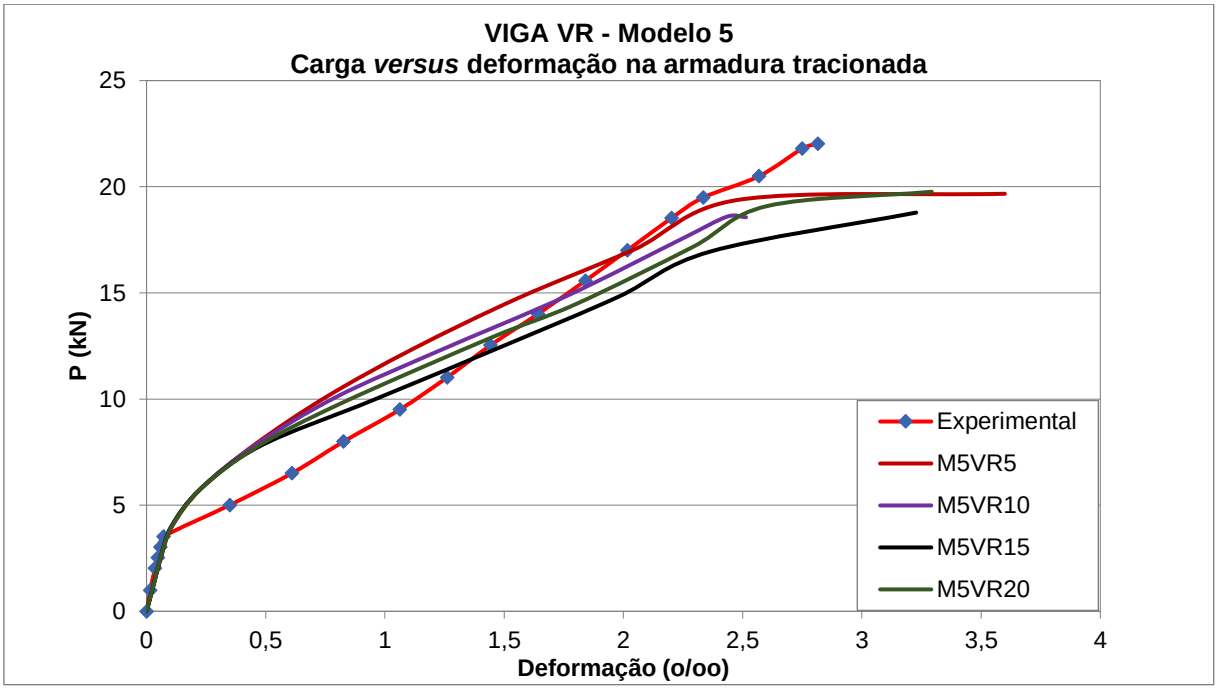


Com relação à comparação das curvas, percebe-se que até o patamar de 4 kN ambas as curvas se sobrepõem à experimental, com mesma rigidez, até o início da fissuração. Início este que ocorre primeiramente no modelo experimental. Ao passar deste patamar, as curvas numéricas de calibração do Modelo 5 possuem uma rigidez ligeiramente maior quando comparadas à experimental, ou seja, fletem menos.

A partir do patamar de carga de 8 kN, as variações do Modelo 5 se comportam de modo distinto em serviço e na ruptura. Nenhuma destas variações teve desempenho semelhante ao da viga experimental na ruptura.

A fim de estudar o desempenho da armadura de tração, o Gráfico 13 apresenta a curva carga *versus* deformação na armadura de tração, possibilitando a comparação entre os modelos numéricos e o experimental.

Gráfico 13 – Curva carga *versus* deformação na armadura tracionada do Modelo 5




De modo semelhante ao comportamento pré-fissuração da curva carga *versus* flecha no meio do vão, analisando o Gráfico 13 percebe-se que inicialmente todas as curvas se sobrepõem. As armaduras de tração dos modelos M5VR5, M5VR10, M5VR15 e M5VR20 mantiveram desempenho semelhante até o patamar

de carga de 8 kN, se deformando menos quando comparadas à armadura da viga experimental. Porém, em serviço as armaduras destas variações passaram a se deformar mais com relação à experimental. Quanto a ruptura, nenhuma armadura das variações do Modelo 5 apresentou comportamento semelhante à armadura da viga experimental de Souza e Appleton (2001).

Com relação à resposta carga *versus* deformação da armadura tracionada, ficou evidenciado que o tamanho do elemento finito pode influenciar significativamente nas respostas dos modelos.

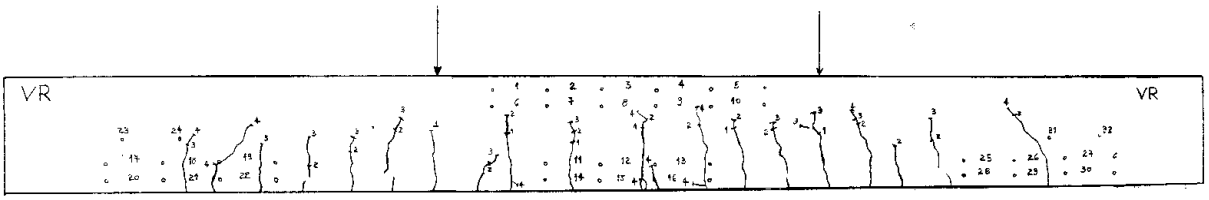
### 4.5.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DO MODELO 5

Esta análise permite avaliar se a relação tensão *versus* deslocamento representa de modo coerente o comportamento à tração da viga estudada, assim como também é possível avaliar o mecanismo de dano relacionado a ela. A Figura 75 apresenta a fissuração obtida a partir das variações do Modelo 5 e o mapa de fissuras desenvolvido pelos autores do programa experimental.

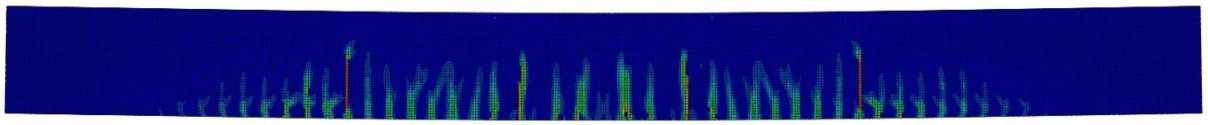
Todos os modelos apresentaram adequada fissuração, porém com padrões distintos. O M5VR15 não chegou a apresentar aberturas significativas de fissuras. O modelo M5VR5 foi o que apresentou fissuração mais próxima à da viga experimental de Souza e Appleton (2001).

De modo geral, os comportamentos dos modelos com a lei constitutiva de compressão de Alfarah *et al.* (2017) e a de tração do *Model Code* (2010) se mostraram bastante coerentes quando comparados entre si, mostrando que a variação do tamanho do elemento não tem significativa influência no desempenho quanto à resposta carga *versus* flecha no meio do vão antes do início da fissuração e em serviço. Quanto à carga *versus* deformação na armadura tracionada, nenhuma das variações apresentou comportamento das armaduras semelhante ao da viga experimental. Já quanto à fissuração, o M5VR5 foi o que melhor definiu o processo de fissuração.

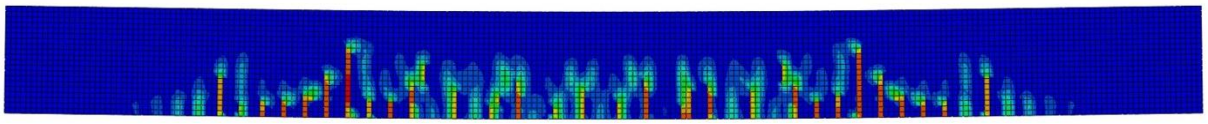
Figura 75 – Comparação das fissurações do Modelo 5



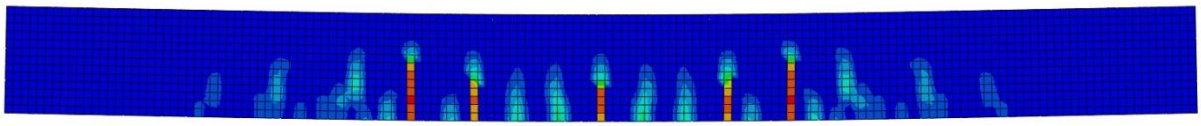

a) Mapa de fissura da VR experimental



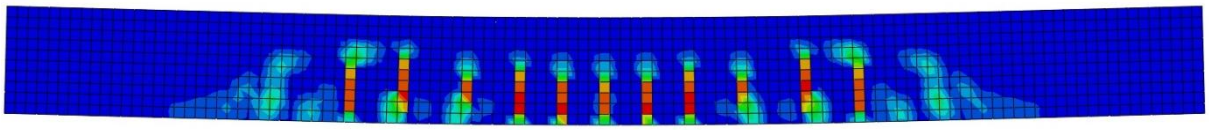
b) Fissuração da M5VR5



c) Fissuração da M5VR10



d) Fissuração da M5VR15



e) Fissuração da M5VR20

## 4.6. CONSIDERAÇÕES SOBRE OS MODELOS NUMÉRICOS DE VALIDAÇÃO

Quanto à análise da resposta carga *versus* flecha no meio do vão, todos os modelos apresentaram boa validação antes do início da fissuração. Observou-se que para o Modelo 1 a variação do tamanho do elemento finito não influenciou significativamente o comportamento. Os modelos M1VR5, M1VR10 e M1VR15 apresentaram resistências máximas semelhantes quando comparados entre si. O Modelo 2 também não apresentou respostas divergentes quanto à variação do

modelo. Assim como no Modelo 1, as variações com 5, 10 e 15 milímetros do tamanho do elemento finito resistiram até cargas semelhantes. O modelo M2VR5, apesar de seu extenso tempo de análise, foi o que apresentou comportamento pré-ruptura mais próximo da viga experimental, sendo considerado um bom modelo para calibração. No Modelo 3, as variações com até 15 mm de malha também resistiram a cargas máximas muito próximas. Este modelo apresentou boa resposta quanto à carga *versus* flecha no meio do vão. As variações M3VR5, M3VR10 e M3VR15 apresentaram comportamento muito semelhante em serviço e na ruptura. Já o Modelo 4, não apresentou bom comportamento em serviço e na ruptura. As variações deste modelo apresentaram divergências significativas entre si, devido ao tamanho dos elementos utilizados. Apesar da diferença na rigidez, o M4VR10 foi o que mais se aproximou do comportamento da viga experimental. As variações do Modelo 5 apresentaram rigidez ligeiramente maior quando comparadas à experimental, ou seja, fletiram menos. A partir do patamar de carga de 8 kN, as variações do Modelo 5 se comportaram de modo distinto em serviço e na ruptura, de modo que nenhuma destas variações teve desempenho semelhante ao da viga experimental na ruptura.

Assim como na resposta carga *versus* flecha no meio do vão, todos os modelos se comportaram de modo semelhante à viga de referência experimental antes de iniciado o processo de fissuração quanto ao comportamento carga *versus* deformação na armadura tracionada. Ou seja, as armaduras longitudinais de tração dos modelos numéricos apresentaram mesma rigidez que as da viga experimental. As armaduras do Modelo 1 apresentaram rigidez constante, porém diferente das armaduras da VR de Souza e Appleton (2001). No Modelo 2, as armaduras das variações M2VR5, M2VR10 e M2VR20 permaneceram mais rígidas, se deformando menos até a ruptura quando comparadas com as armaduras do modelo experimental. No Modelo 3, cada variação apresentou uma rigidez diferente da armadura tracionada. Mas no geral, as armaduras dos modelos M3VR5 e M3VR10 apresentaram rigidez semelhante entre si. Assim como no Modelo 3, as armaduras das variações do Modelo 4 apresentaram comportamentos diferentes entre si. As armaduras dos modelos M4VR5, M4VR15 e M4VR20 foram as que apresentaram melhor resposta quando comparadas com as da viga experimental. No Modelo 5, todas as armaduras de tração dos modelos mantiveram desempenho semelhante até o patamar de carga de 8 kN, se deformando menos quando comparadas à

armadura da viga experimental. Porém, em serviço as armaduras destas variações passaram a se deformar mais com relação à experimental. Quanto a ruptura, nenhuma armadura das variações do Modelo 5 apresentou comportamento semelhante à armadura da viga experimental.

Quanto à análise da fissuração, deve-se considerar que algumas leis constitutivas levam em consideração o tamanho do elemento finito e que a propagação das fissuras está diretamente relacionada ao dano proposto para cada lei. A fissuração de cada modelo foi estudada para a situação de carga máxima. No geral, para todos os modelos estudados, a variação das leis constitutivas e do tamanho do elemento finito utilizado na discretização do concreto não influenciou de modo significativo o desenvolvimento e distribuição das fissuras. Quando comparadas com a fissuração experimental, apesar de não ser possível identificar todas as fissuras quantificadas no mapa de Souza e Appleton (2001), todos os modelos apresentaram adequada fissuração, com exceção do modelo M4VR20.

Após as análises e ponderações realizadas, considerou-se que o Modelo 2 apresentou um excelente desempenho, mais especificamente, o M2VR5, podendo este ser adotado para modelagem das vigas reparadas, pois foi o modelo que apresentou respostas mais coerentes entre carga *versus* flecha no meio do vão, carga *versus* deformação na armadura de tração e fissuração. Porém, o mesmo demanda um alto custo computacional e um extenso tempo de processamento, o que inviabiliza o seu uso nos modelos das vigas reparadas. Sendo assim, o M2VR10 será adotado para a confecção do concreto e da argamassa nas vigas reparadas.

# 5. ESTUDO NUMÉRICO DAS VIGAS REPARADAS

Para cada viga reparada pelos autores do programa experimental, foi modelada uma viga considerando um possível deslizamento entre os materiais, aplicado numericamente por meio do comportamento coesivo. A Tabela 16 apresenta a nomenclatura utilizada para os modelos numéricos das vigas reparadas em função do material de reparação.

Para a produção dos modelos apresentados neste capítulo, foram adotadas as leis constitutivas do M2VR10, conforme apresentado no capítulo anterior.

Tabela 16 – Modelos numéricos das vigas reparadas

| MODELO | MATERIAL DE REPARAÇÃO | ADERÊNCIA CONSIDERADA |
|---|---|---|
| VAC | Argamassa A | Comportamento coesivo |
| VBC | Argamassa B | Comportamento coesivo |

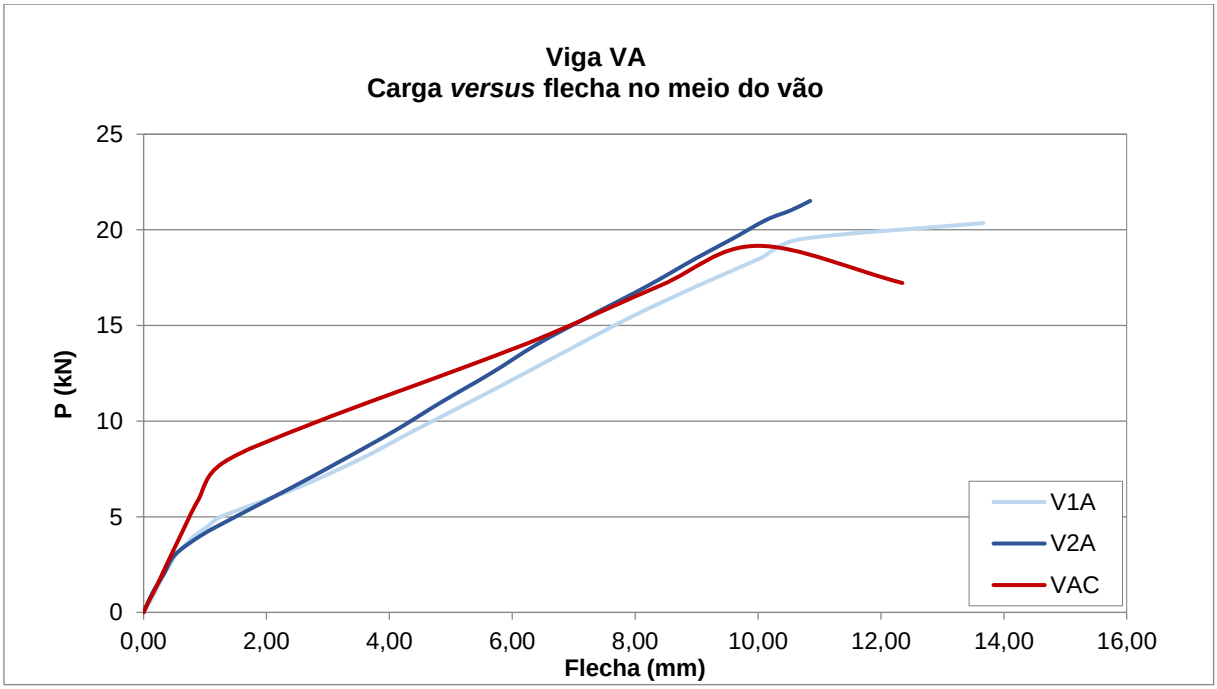
## 5.1. VIGA REPARADA COM A ARGAMASSA “A”

Souza e Appleton (2001) ensaiaram duas vigas com a argamassa A, V1A e V2A. Ambas são apresentadas para possibilitar comparações com a viga modelada numericamente, VAC.

Para analisar a capacidade portante das vigas e, assim, avaliar o desempenho da aderência, o Gráfico 14 apresenta a comparação das curvas carga *versus* flecha no meio do vão entre a viga numérica e as experimentais.

A viga modelada numericamente, VAC, iniciou a fissuração em um patamar de carga 2,6 vezes maior do que o da viga experimental. De acordo com o Gráfico 14, o processo de fissuração iniciou posteriormente no modelo numérico, VAC. No início da solicitação, ambas as vigas se comportaram de modo análogo até o fim do regime elástico. No entanto, como pode ser observado, o modelo numérico apresentou uma maior capacidade de carga para o início do regime plástico da viga.

Gráfico 14 – Curva carga *versus* flecha da viga reparada com argamassa A




Com exceção do comportamento pré-fissuração, que conferiu uma resistência inicial maior às vigas numéricas, pode-se considerar que o modelo apresentou boa convergência em termos de ruptura.

### 5.1.1. COMPORTAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS REPARADAS COM ARGAMASSA A

A análise do comportamento das armaduras é muito importante, pois pode exprimir o bom funcionamento do modelo. Neste capítulo, o comportamento é apresentado através das curvas carga *versus* deformação. O Gráfico 15 exibe a relação carga *versus* deformação para as armaduras tracionadas e o Gráfico 16, para as armaduras comprimidas.

Com relação ao Gráfico 15, o comportamento das armaduras do modelo numérico é elástico linear até o patamar de 8 kN, onde as vigas entram em serviço, patamar este maior do que o das vigas experimentais. As armaduras da viga modelada numericamente se deformaram menos quando comparadas às

experimentais. A diferença entre as curvas numérica e experimentais pode indicar um problema quanto à modelagem da aderência entre os materiais.

Gráfico 15 – Curva carga *versus* deformação na armadura tracionada da viga reparada com argamassa A

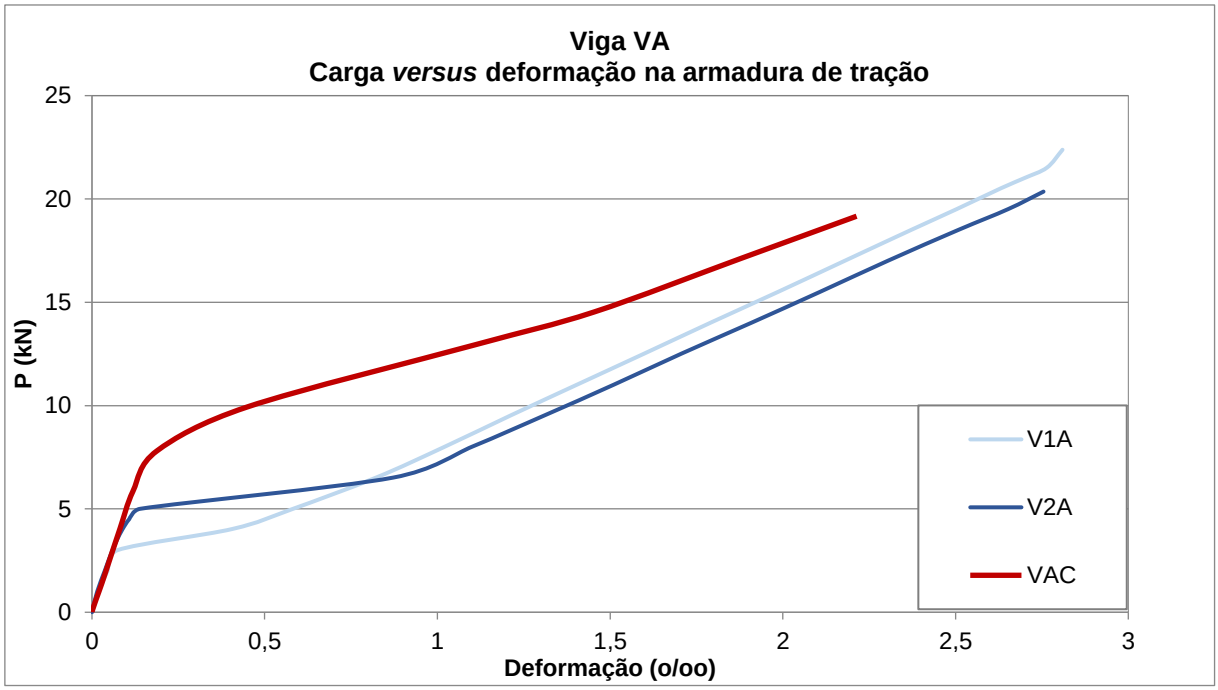
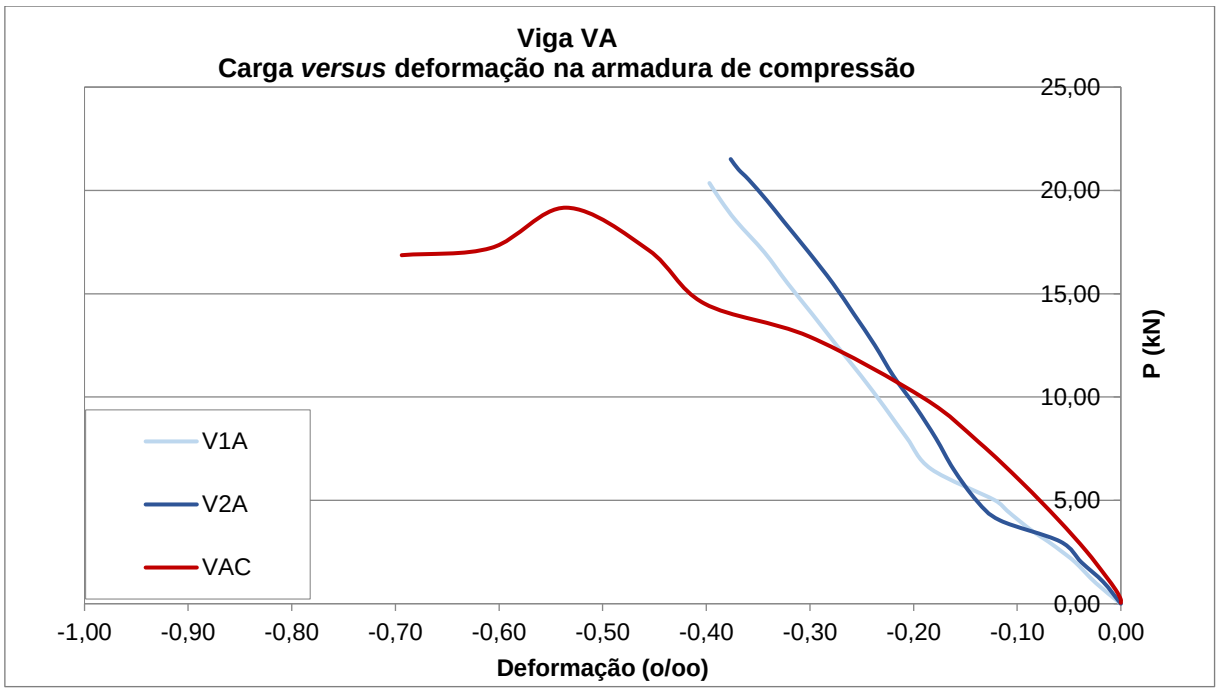



Gráfico 16 – Curva carga *versus* deformação na armadura comprimida da viga reparada com argamassa A



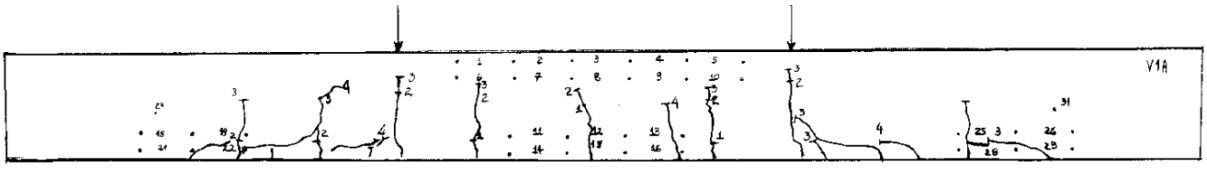
Devido à complexidade na extração da deformação nas vigas comprimidas e, assim como nos estudos de Campos Filho *et al.* (2004) e Souza *et al.* (2004), não foi possível determinar um bom comportamento quanto à deformação em função do carregamento aplicado da armadura de compressão.

### 5.1.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DA VIGA REPARADA COM ARGAMASSA A

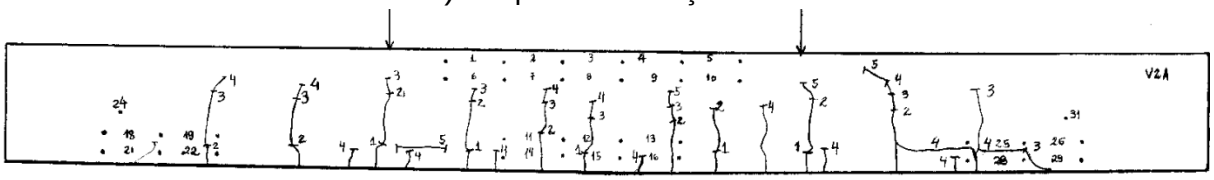
A preocupação quanto à fissuração foi relacionada à transferência dos esforços na interface de reparação. Para isto, foram observados o início e a propagação da fissuração, a fim de avaliar se a fissura, iniciada na região da reparação, consegue se desenvolver e "atravessar" a interface, continuando a sua distribuição no substrato de concreto, o que foi observado em vários pontos da viga numérica.

A Figura 76 apresenta as fissuras dos modelos numérico e experimentais das vigas reparadas com a argamassa A.

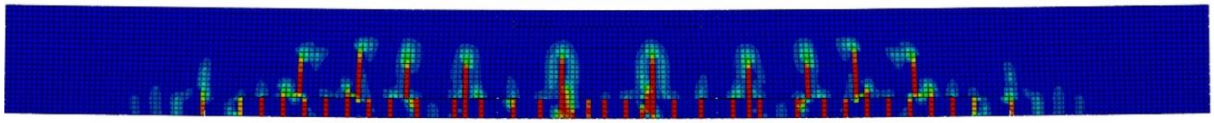
Figura 76 – Fissuração das vigas reparadas com argamassa A



a) Mapa de fissuração da V1A



b) Mapa de fissuração da V2A



c) Fissuração da VAC

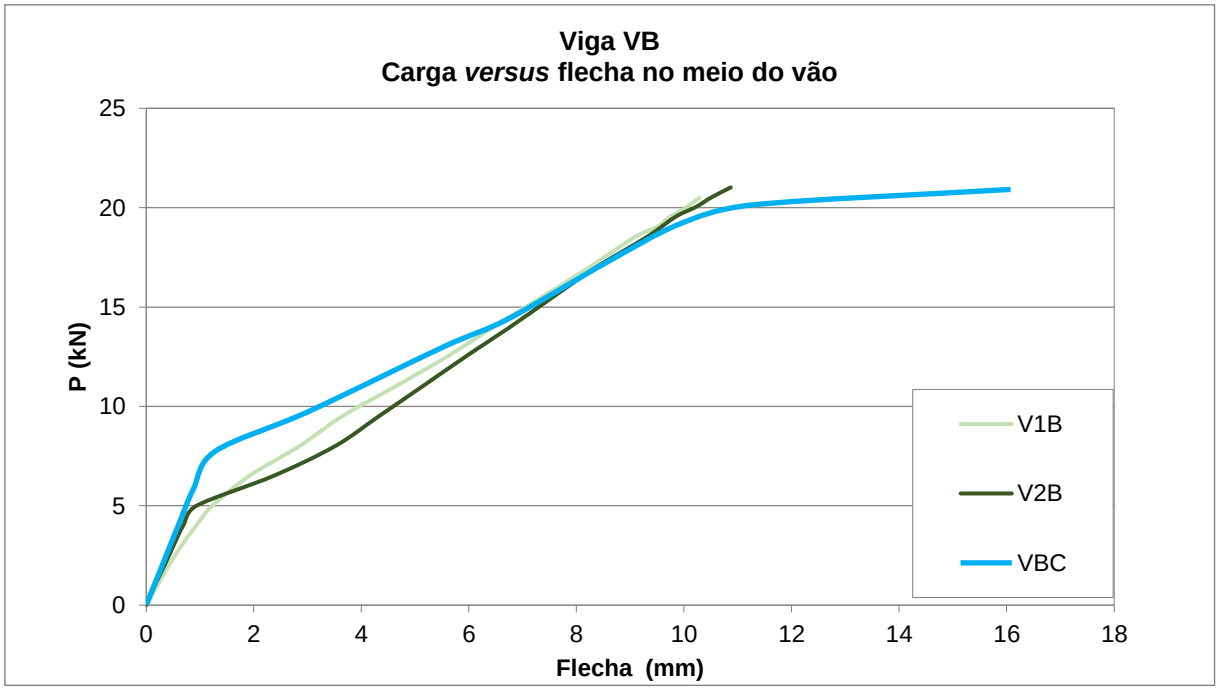
Entre as vigas experimentais, a V1A exibiu-se de modo mais resistente. Quanto à viga numérica, na região de flexão pura é possível visualizar a

transferência das fissuras, ou seja, a propagação da fissuração iniciada na argamassa de reparo consegue se desenvolver até o substrato de concreto. Nas regiões próximas ao corte, as fissuras, iniciadas na argamassa, não conseguem se transmitir para o concreto, o que pode indicar possíveis problemas na aderência. Fato este, que no mapa de fissuras de Souza e Appleton (2001) pode ser observado através das fissuras de aderência.

## 5.2. VIGA REPARADA COM ARGAMASSA “B”

São apresentadas as comparações entre as vigas reparadas com argamassa B de Souza e Appleton (2001) e a numérica, VBC. Assim, para avaliar a capacidade portante da viga numérica e, consequentemente, analisar o desempenho da aderência modelada, o Gráfico 17 apresenta a comparação das curvas carga *versus* flecha no meio do vão entre a viga modelada numericamente e as experimentais.

Gráfico 17 – Curva carga *versus* flecha da viga reparada com argamassa B



Todas as vigas se comportaram de modo congênere na pré-fissuração, porém, assim como ocorreu nas vigas reparadas com argamassa A, o desenvolvimento das fissuras iniciou posteriormente no modelo numérico, VBC.

A partir do início da fissuração, a resposta carga *versus* flecha do modelo numérico apresentou rigidez diferente da viga experimental. Resumidamente, em serviço, o comportamento da VBC se distanciou do comportamento das vigas experimentais, porém estes se assemelham próximo à ruptura.

O desempenho da viga VBC foi análogo ao da viga numérica de Campos Filho *et al.* (2004) e Souza *et al.* (2004), onde as vigas modeladas pelos autores também exibiram uma resistência maior no comportamento pré-fissuração.

### 5.2.1. COMPORTAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS REPARADAS COM ARGAMASSA B

O Gráfico 18 apresenta a curva carga *versus* deformação para as armaduras tracionadas da viga reparada com argamassa B.

O modelo numérico se apresentou mais resistente no início da solicitação, iniciando o processo de fissuração para um patamar de carga maior. Até 14 kN, a VBC possuía comportamento mais rígido, se deformando menos do que as armaduras das vigas experimentais, quando o seu comportamento e sua rigidez coincidiram com os das armaduras experimentais.

A utilização do ABAQUS/*Explicit* e os parâmetros adotados para modelagem da aderência podem justificar a divergência em serviço entre o funcionamento das armaduras numéricas e experimentais.

O Gráfico 19 exibe a relação carga *versus* deformação para as armaduras comprimidas das vigas numéricas e experimentais reparadas com argamassa B. Observa-se que ao contrário do que ocorreu na análise da armadura de tração, onde as armaduras do modelo numérico foram mais rígidas, se deformando menos, na análise da armadura comprimida, as armaduras do VBC se deformaram expressivamente mais quando comparadas às da viga experimental.

Gráfico 18 – Curva carga *versus* deformação na armadura tracionada da viga reparada com argamassa B

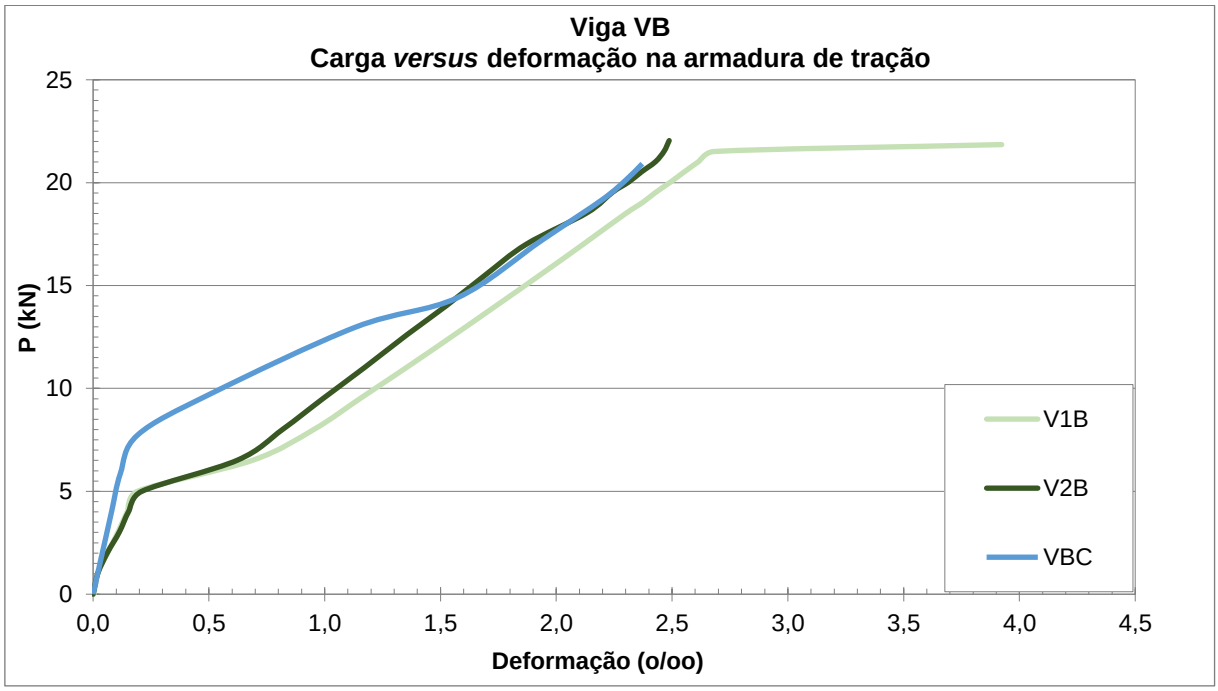
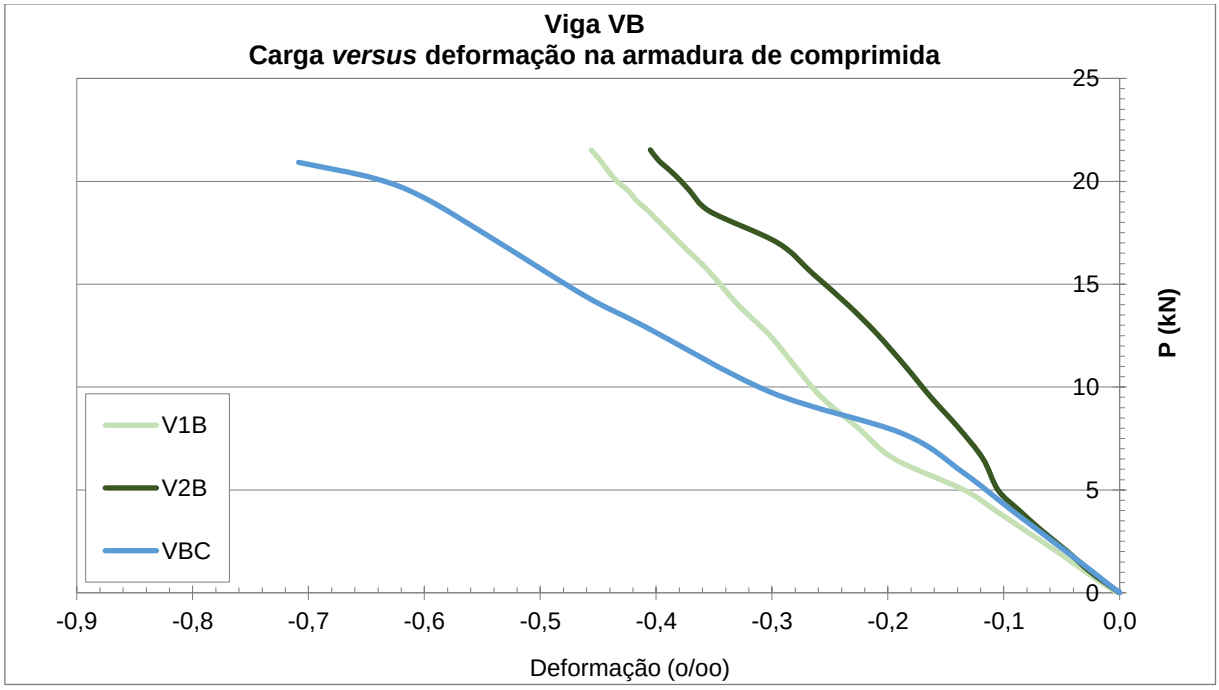


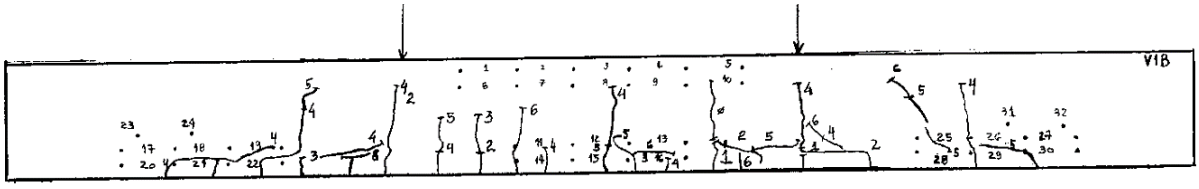

Gráfico 19 – Curva carga *versus* deformação na armadura comprimida da viga reparada com argamassa B



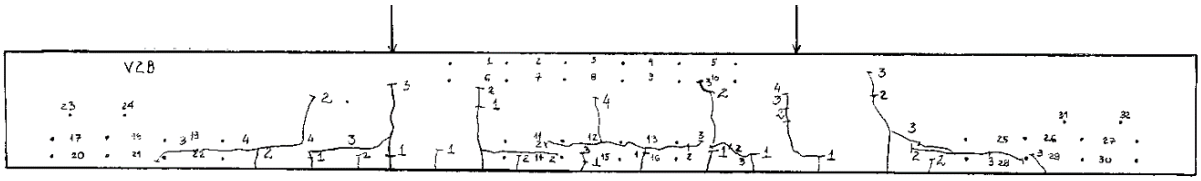
### 5.2.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DA VIGA REPARADA COM ARGAMASSA B

A Figura 77 apresenta a fissuração obtida para a viga VBC e os mapas de fissuras de Souza e Appleton (2001) a fim de avaliar e comparar a distribuição das fissuras.

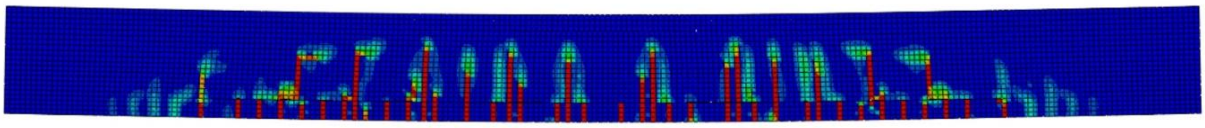
Figura 77 – Fissuração das vigas reparadas com argamassa B




a) Mapa de fissuração da V1B




b) Mapa de fissuração da V2B



c) Fissuração da VBC

Uma das preocupações quanto à modelagem da interface de ligação era com relação à transferência das fissuras entre a argamassa e o concreto. Pode-se perceber que em vários pontos, na VBC, houve essa propagação.

As vigas V1B e V2B apresentaram expressivas fissuras de aderência, inclusive na zona de flexão pura. Na viga VBC, assim como na VAC, foram identificadas algumas fissuras que não conseguiram se propagar da região reparada, argamassa, para o substrato de concreto. Esta situação pode indicar problemas na aderência, o que nas vigas de referência podem estar relacionados à fissuração de aderência.

## 5.3. ANÁLISES COMPLEMENTARES

A fim de estudar a influência das propriedades mecânicas do material de reparação, modelou-se novamente as vigas reparadas, porém com redução da resistência media à tração do material de reparação, como pode ser observado na Tabela 17. Os modelos VAC e VBC foram apresentados e analisados nos subitens anteriores, mas serão expostos novamente apenas para possibilitar comparações e, assim avaliar a influência do $f_{ctm}$ reduzido nos modelos VACFR e VBCFR.

Tabela 17 – Modelos das análises complementares com redução do $f_{ctm}$

| MODELO | MATERIAL DE REPARAÇÃO | ADERÊNCIA CONSIDERADA | $f_{ctm}$ utilizado (MPa) |
|---|---|---|---|
| VAC | argamassa A | comportamento coesivo | 5,3 |
| VACFR | argamassa A | comportamento coesivo | **4,3** |
| VBC | argamassa B | comportamento coesivo | 5,3 |
| VBCFR | argamassa B | comportamento coesivo | **2,9** |

Adicionalmente, ainda com intuito de analisar a influência do material de reparação, estudou-se uma viga hipoteticamente reparada com material de mesmas propriedades do concreto do substrato. Como pode ser constatado na Tabela 18, o modelo da viga reparada com o material do substrato, VCNC, será comparado com o modelo que foi selecionado na validação da viga de referência, M2VR10.

Tabela 18 – Modelo numérico da viga reparada com mesmo material do substrato

| MODELO | MATERIAL DE REPARAÇÃO | ADERÊNCIA CONSIDERADA |
|---|---|---|
| M2VR10 - VRN | - | - |
| VCNC | concreto do substrato | comportamento coesivo |

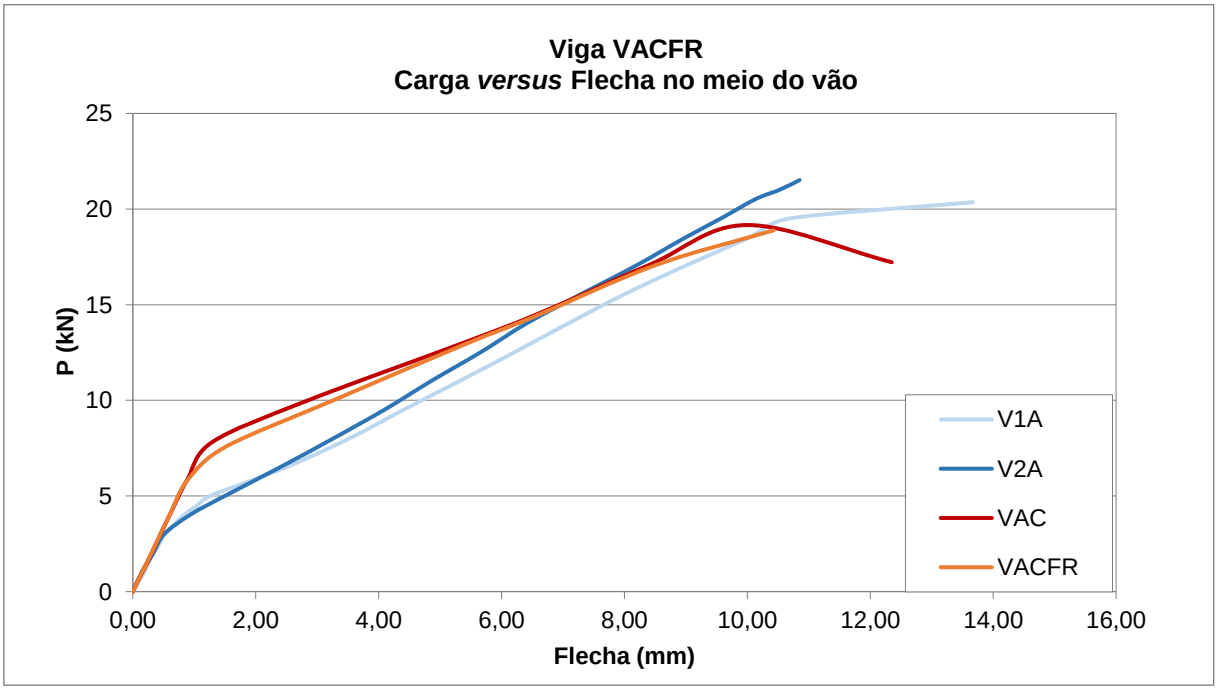
### 5.3.1. VIGA REPARADA COM REDUÇÃO DA RESISTÊNCIA MÉDIA À TRAÇÃO DA ARGAMASSA “A”

Como mencionado, para estudar a influência das propriedades mecânicas do material de reparação, modelou-se uma viga com a resistência à tração da argamassa A alterada de 5,3 MPa para 4,3 MPa.

O Gráfico 20 apresenta a comparação das curvas carga *versus* flecha no meio do vão entre as vigas experimentais reparadas com argamassa A e as dos modelos VAC e VACFR, a fim de analisar a influência da resistência à tração na capacidade portante das vigas e avaliar o desempenho da aderência.

Observando o gráfico, pode-se perceber que a redução do $f_{ctm}$ atenuou discretamente a carga de fissuração da viga reparada modelada numericamente. Em serviço, a redução não influenciou, assim como na ruptura.

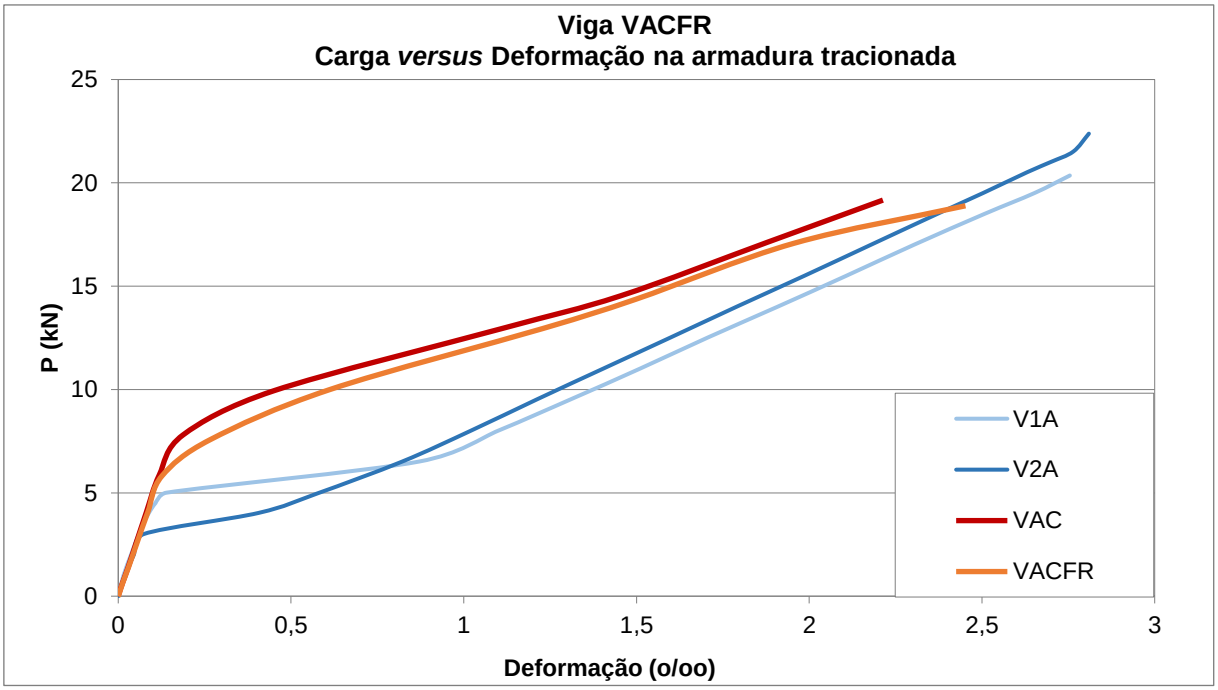
Gráfico 20 – Carga *versus* flecha da viga reparada com argamassa A de $f_{ctm}$ reduzido



#### 5.3.1.1. COMPORTAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS REPARADAS COM ARGAMASSA A DE $f_{ctm}$ REDUZIDO

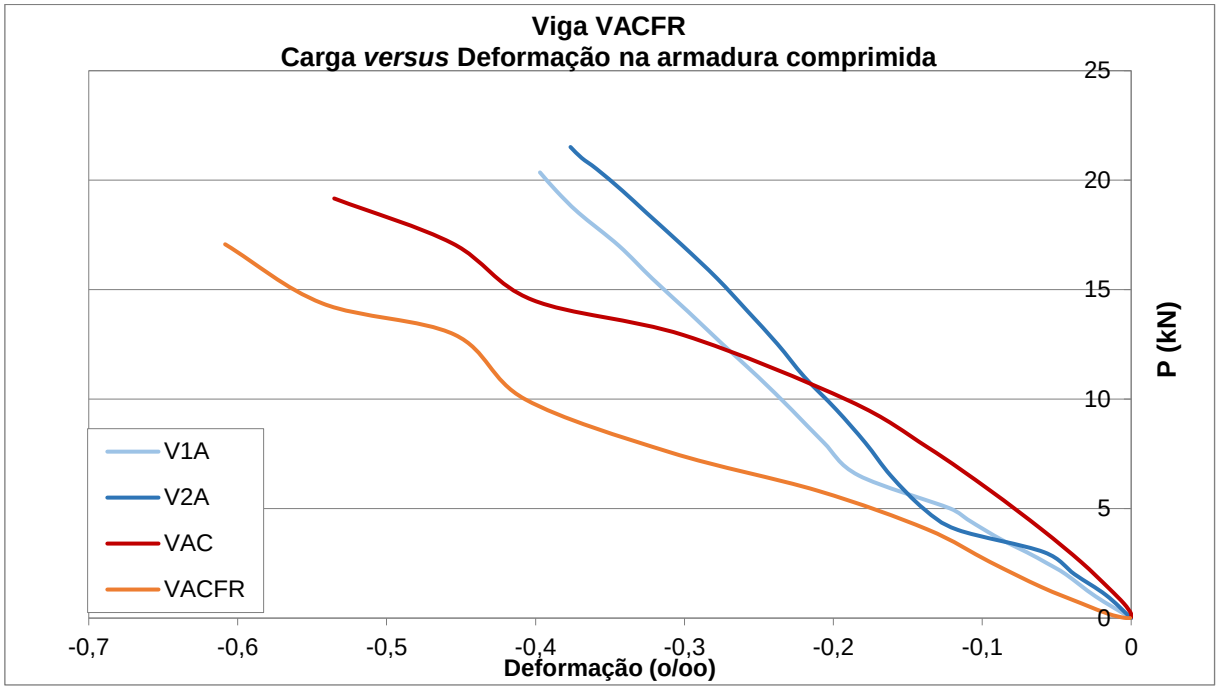
O Gráfico 21 apresenta a relação carga *versus* deformação para as armaduras tracionadas e o Gráfico 22, para as armaduras comprimidas.

Gráfico 21 – Carga *versus* deformação na armadura tracionada da viga reparada com argamassa A de $f_{ctm}$ reduzido




A armadura tracionada da viga modelada numericamente e reparada com argamassa A, apesar de ter o $f_{ctm}$ reduzido, apresenta uma rigidez inicial maior do que as armaduras do modelo experimental. A redução do $f_{ctm}$ diminuiu discretamente a carga de fissuração, assim como a rigidez em serviço. Já na ruptura, esta redução fez com que a viga resistisse a uma carga máxima ligeiramente menor para uma deformação maior da armadura tracionada. Apesar da redução do $f_{ctm}$, o comportamento da armadura modelada se manteve afastado do das armaduras experimentais, permanecendo com uma rigidez mais elevada.

Gráfico 22 – Carga *versus* deformação na armadura comprimida das vigas reparadas com argamassa A de $f_{ctm}$ reduzido

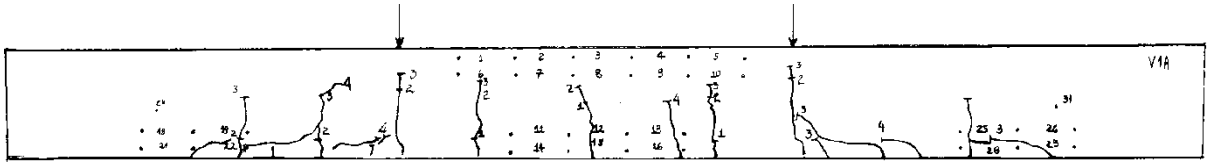



Com relação ao comportamento carga *versus* deformação na armadura de compressão, a redução do $f_{ctm}$ não causou influência positiva, pelo contrário, a armadura de compressão se apresentou cada vez menos rígida, se deformando de modo significativo quando comparada até com a do modelo da VAC.

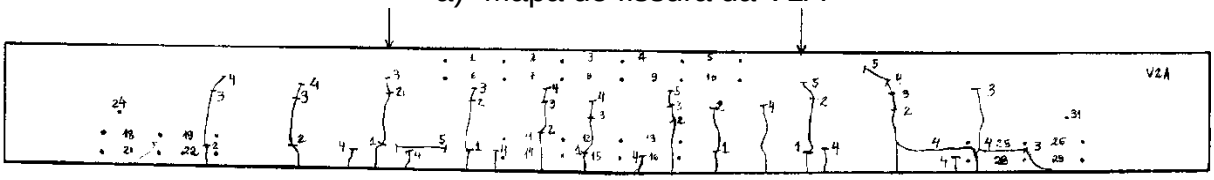
### 5.3.1.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DA VIGA REPARADA COM ARGAMASSA A DE $f_{ctm}$ REDUZIDO

A Figura 78 apresenta as fissuras dos modelos numérico e experimentais. Observando as fissurações pode-se notar que a redução do $f_{ctm}$ não teve significativas influências na propagação das fissuras, quando comparadas as VAC e VACFR.

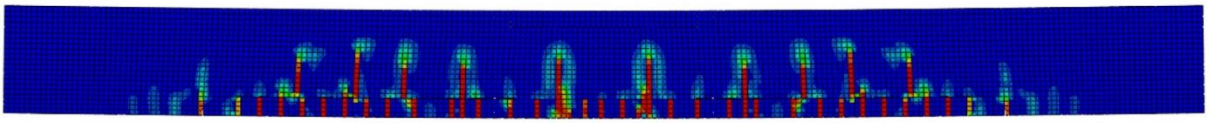
Figura 78 – Fissuração da viga reparada com argamassa A de $f_{ctm}$ reduzido



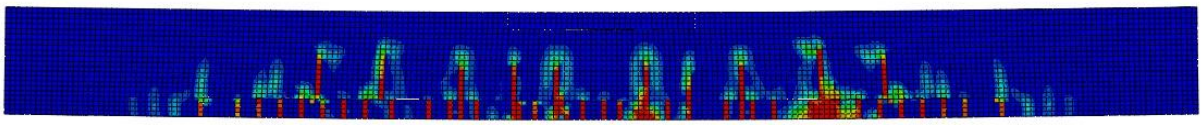

a) Mapa de fissura da V1A




b) Mapa de fissura da V2A



c) Fissuração da VAC



d) Fissuração da VACFR

#### 5.3.1.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE A VIGA REPARADA COM ARGAMASSA A DE $f_{ctm}$ REDUZIDO

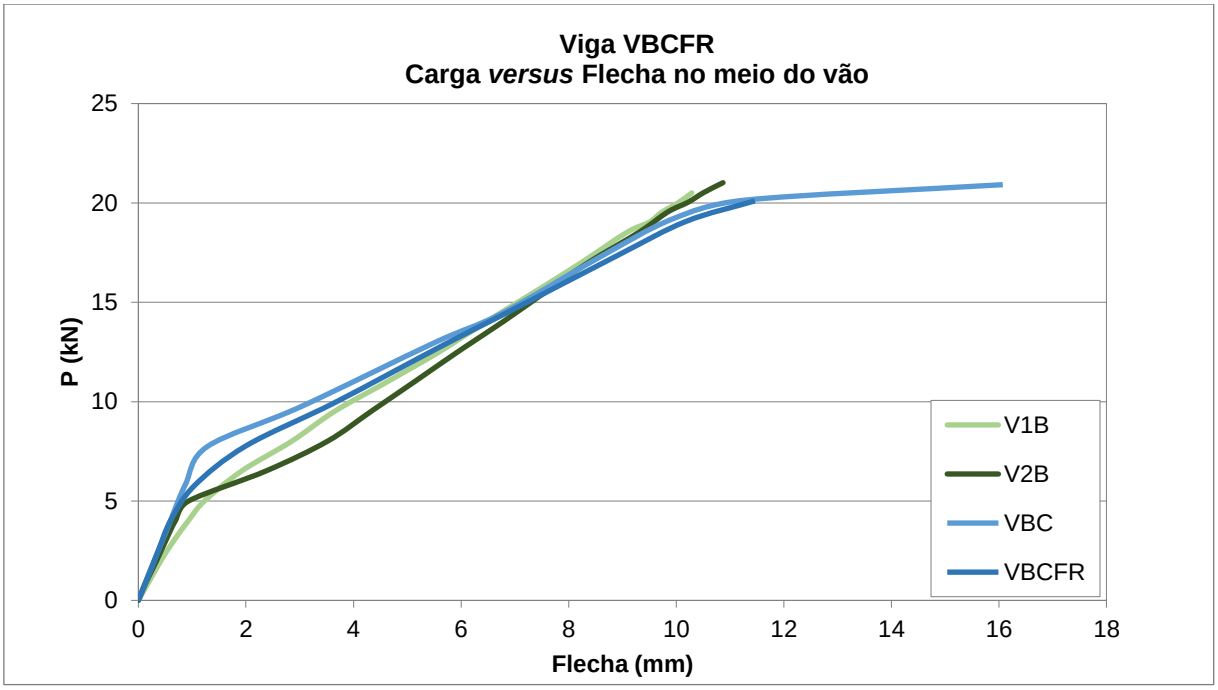
De modo geral, a redução do $f_{ctm}$ apresentou influência mínima nas respostas da viga reparada modelada numericamente. Talvez fosse interessante estudar um material com resistência à tração ainda menor do que o analisado.

### 5.3.2. VIGA REPARADA COM REDUÇÃO DA RESISTÊNCIA MÉDIA À TRAÇÃO DA ARGAMASSA “B”

Dando continuidade ao estudo, modelou-se uma viga com resistência à tração da argamassa B alterada de 5,3 MPa para 2,9 MPa, mesma do concreto do

substrato. O Gráfico 23 apresenta a comparação das curvas carga *versus* flecha no meio do vão entre as vigas experimentais reparadas com argamassa B e as dos modelos VBC e VBCFR.

Gráfico 23 – Carga *versus* flecha da viga reparada com argamassa B de $f_{\mathrm{ctm}}$ reduzido




Observando o gráfico, pode-se perceber que a curva da VBCFR se aproximou mais das vigas experimentais no início da fissuração, mostrando que a resistência do material de reparação influencia no desempenho final. Em tese, a redução do $f_{ctm}$ diminuiu a carga de fissuração, diminuiu discretamente a rigidez em serviço e, na rotura, apresentou uma resistência máxima brandamente menor quando comparada com as demais vigas.

#### 5.3.2.1. COMPORTAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS REPARADAS COM ARGAMASSA B DE $f_{ctm}$ REDUZIDO

O Gráfico 24 apresenta a relação carga *versus* deformação para as armaduras tracionadas e o Gráfico 25, para as armaduras comprimidas.

Gráfico 24 – Relação carga *versus* deformação na armadura tracionada da viga reparada com argamassa B de $f_{ctm}$ reduzido

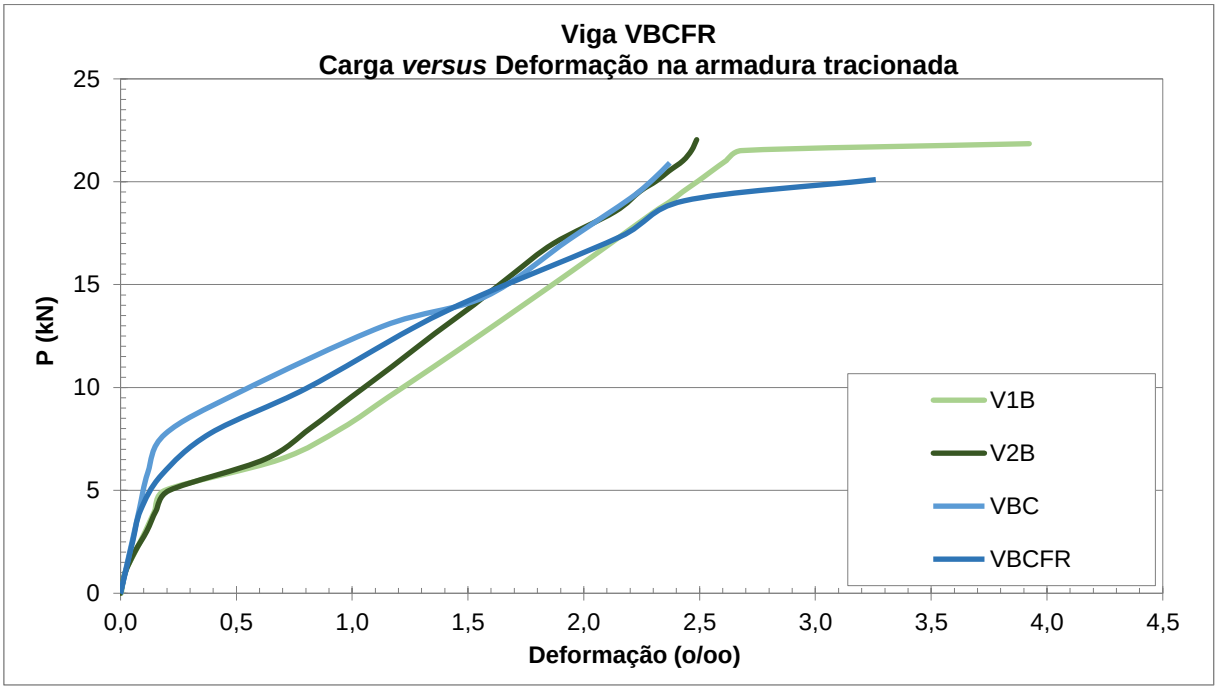
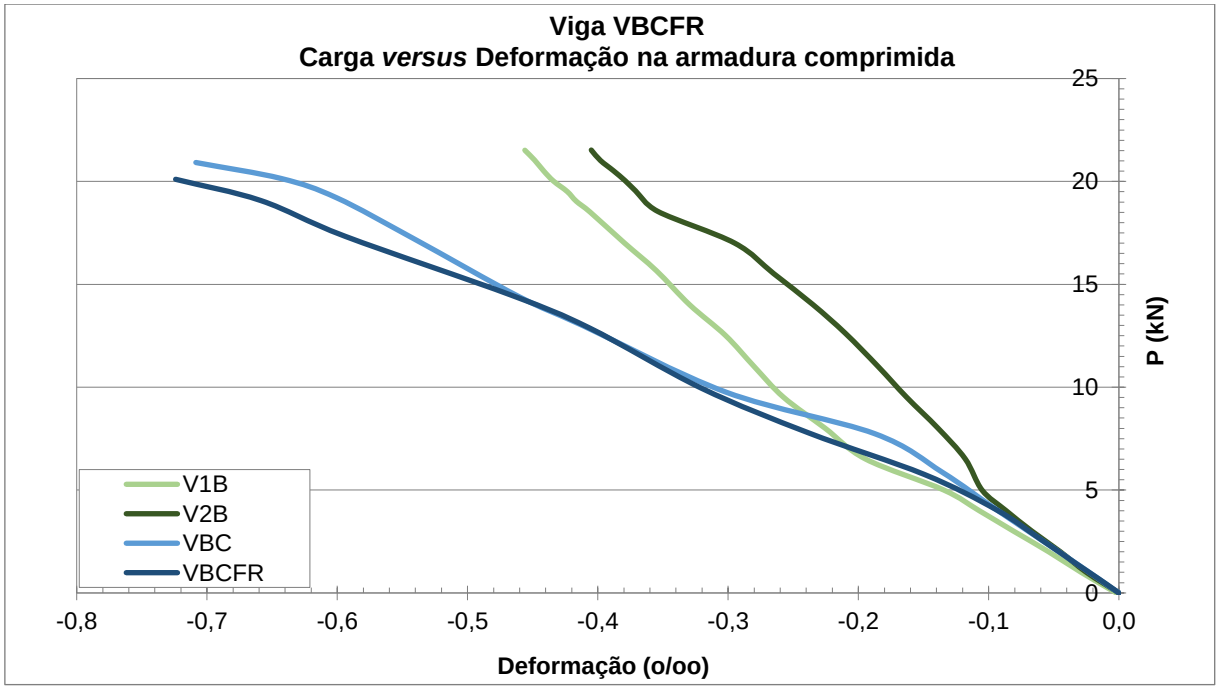



Gráfico 25 – Relação carga *versus* deformação na armadura comprimida das vigas reparadas com argamassa B de $f_{ctm}$ reduzido



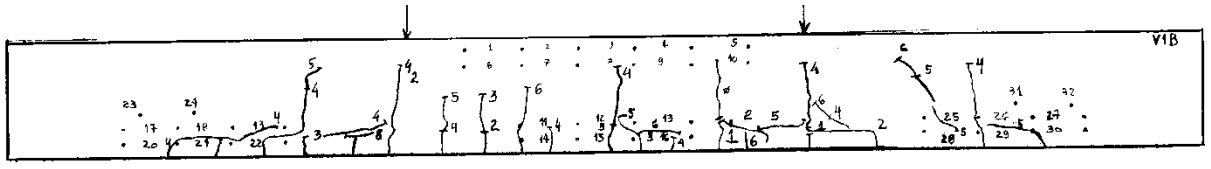
A armadura tracionada da viga modelada numericamente reparada com argamassa B, apesar de ter o $f_{ctm}$ reduzido, apresenta uma rigidez inicial maior do que as armaduras do modelo experimental. Assim, a redução do $f_{ctm}$ teve por consequência uma leve diminuição da carga de fissuração, assim como da rigidez em serviço também. Já na ruptura, esta redução fez com que a viga resistisse a uma carga máxima menor e a armadura se deformasse mais, perdendo rigidez.

Com relação ao comportamento carga *versus* deformação na armadura de compressão, a redução do $f_{ctm}$ não causou influências substanciais.

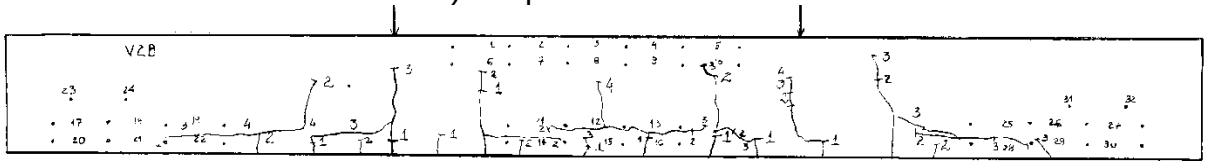
#### 5.3.2.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DA VIGA REPARADA COM ARGAMASSA B DE $f_{ctm}$ REDUZIDO

A Figura 79 apresenta as fissuras dos modelos numérico e experimentais e pode-se observar que a redução do $f_{ctm}$ não teve significativas influências na propagação das fissuras.

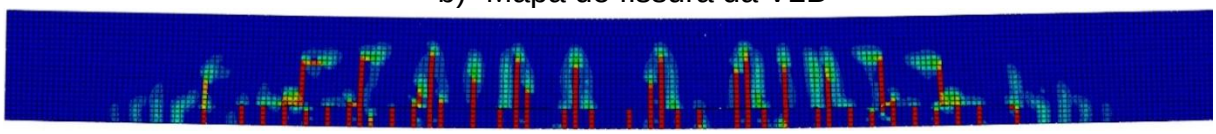
Figura 79 – Fissuração da viga reparada com argamassa B de $f_{ctm}$ reduzido



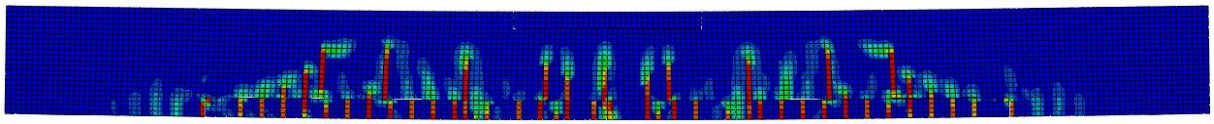

a) Mapa de fissura da V1B




b) Mapa de fissura da V2B



c) Fissuração da VBC



d) Fissuração da VBCFR

#### 5.3.2.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE A VIGA REPARADA COM ARGAMASSA B DE $f_{ctm}$ REDUZIDO

De modo geral, a redução do $f_{ctm}$ apresentou influência nas respostas carga *versus* flecha no meio do vão e carga *versus* deformação na armadura tracionada, diminuindo a diferença entre os comportamentos pré-fissuração e em serviço.

### 5.3.3. VIGA REPARADA COM O MESMO CONCRETO DO SUBSTRATO

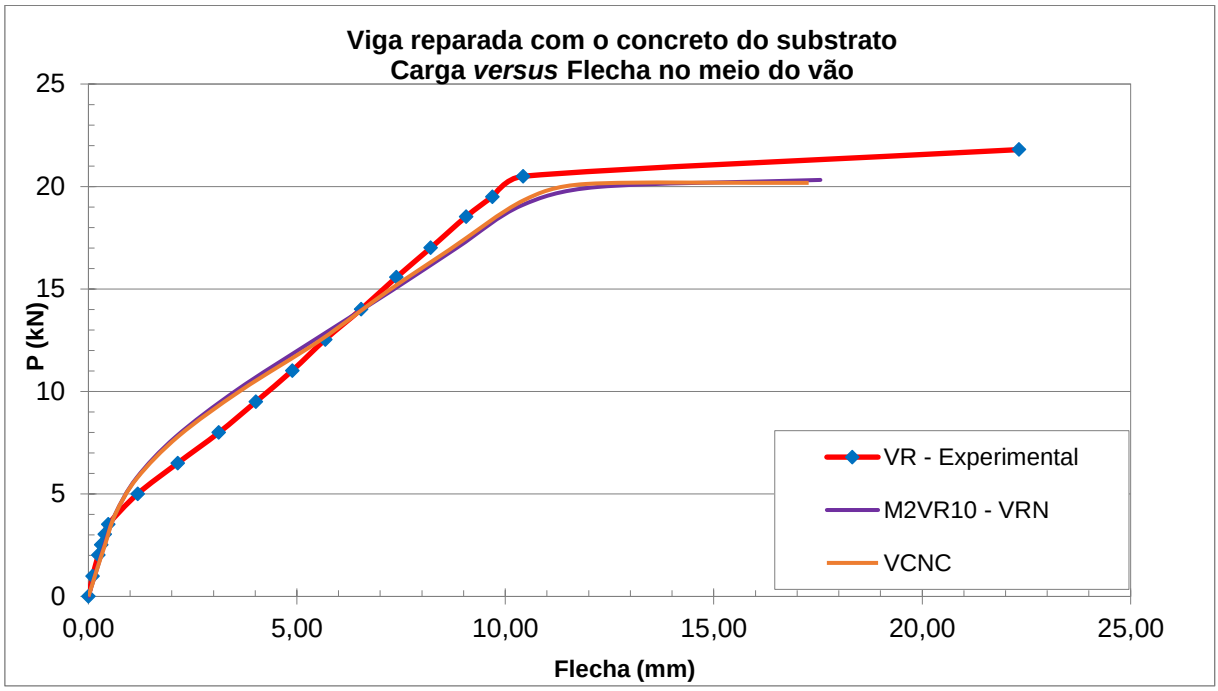
Ainda com intuito de estudar a influência do material de reparação no desempenho das vigas reparadas, foram realizadas análises utilizando as propriedades do concreto do substrato para caracterizar o material de reparação. Deste modo, para uma aderência bem modelada, o intuito é que a viga reparada com este concreto funcione como uma viga monolítica, assim como a viga de referência, toda em concreto. Assim como para as análises apresentadas anteriormente, a viga foi modelada considerando um possível deslizamento entre os materiais, aplicado numericamente através do comportamento coesivo.

Para a confecção deste modelo, foram utilizadas as leis constitutivas, para o concreto, do M2VR10, assim como o mesmo será apresentado para possibilitar comparações e assim, uma análise coerente da aderência.

O Gráfico 26 apresenta a comparação das curvas carga *versus* flecha no meio do vão entre a viga experimental de referência e as dos modelos VCNC e M2VR10 – VRN, para analisar a capacidade portante das vigas e, assim avaliar o desempenho da aderência.

Observando o gráfico, pode-se perceber que a curva da viga reparada com o concreto do substrato, VCNC, se sobrepôs à da viga de referência modelada numericamente (M2VR10), assim apresentando um comportamento monolítico, como desejado.

Gráfico 26 – Carga *versus* flecha da viga reparada com concreto semelhante ao do substrato




### 5.3.3.1. COMPORTAMENTO DAS ARMADURAS DA VIGA REPARADA COM O MESMO CONCRETO DO SUBSTRATO

A análise do comportamento das armaduras é muito importante, pois pode exprimir o bom funcionamento do modelo. O Gráfico 27 exibe a relação carga *versus* deformação para as armaduras tracionadas e o Gráfico 28, para as armaduras comprimidas.

Com relação ao Gráfico 27, inicialmente, antes da fissuração, ambas as armaduras apresentam mesma rigidez, mas após o início da fissuração, as armaduras das vigas numéricas se apresentam mais rígidas do que a experimental, se deformando menos. A armadura do modelo VCNC passa a se deformar ligeiramente mais quando comparada à de referência, o que pode ser devido a uma perda de aderência entre a reparação e o substrato, exigindo que a armadura “trabalhe” mais.

Gráfico 27 – Carga *versus* deformação na armadura tracionada das vigas reparadas com concreto semelhante ao do substrato

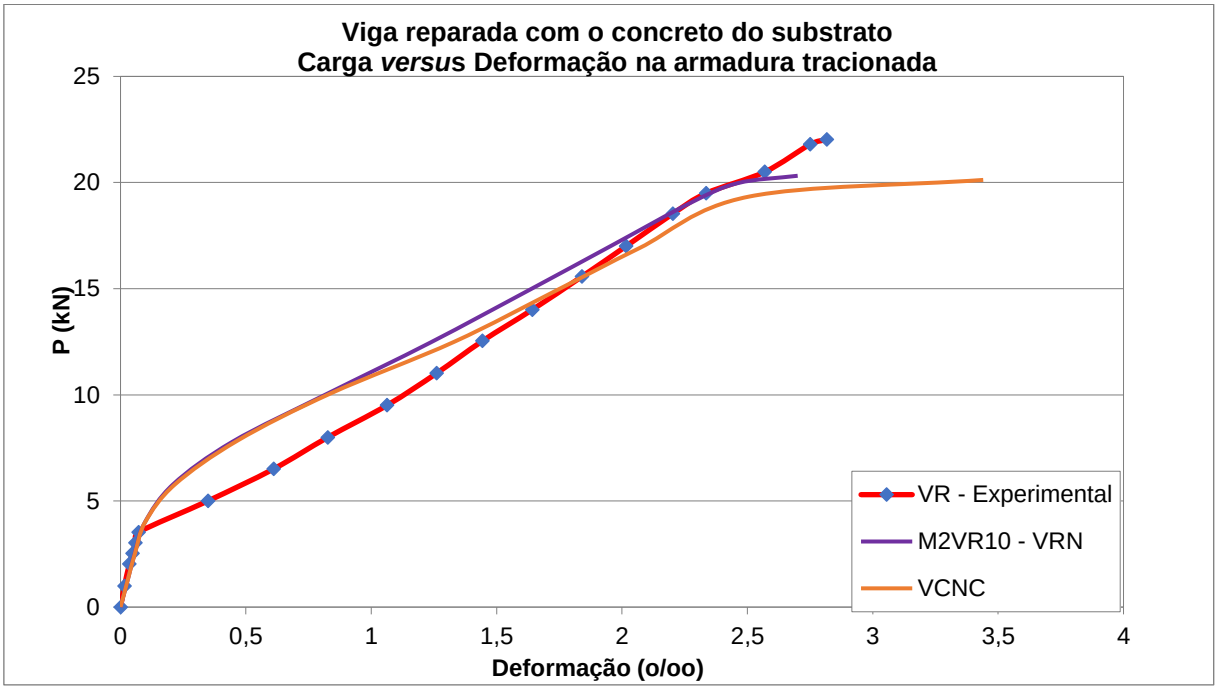
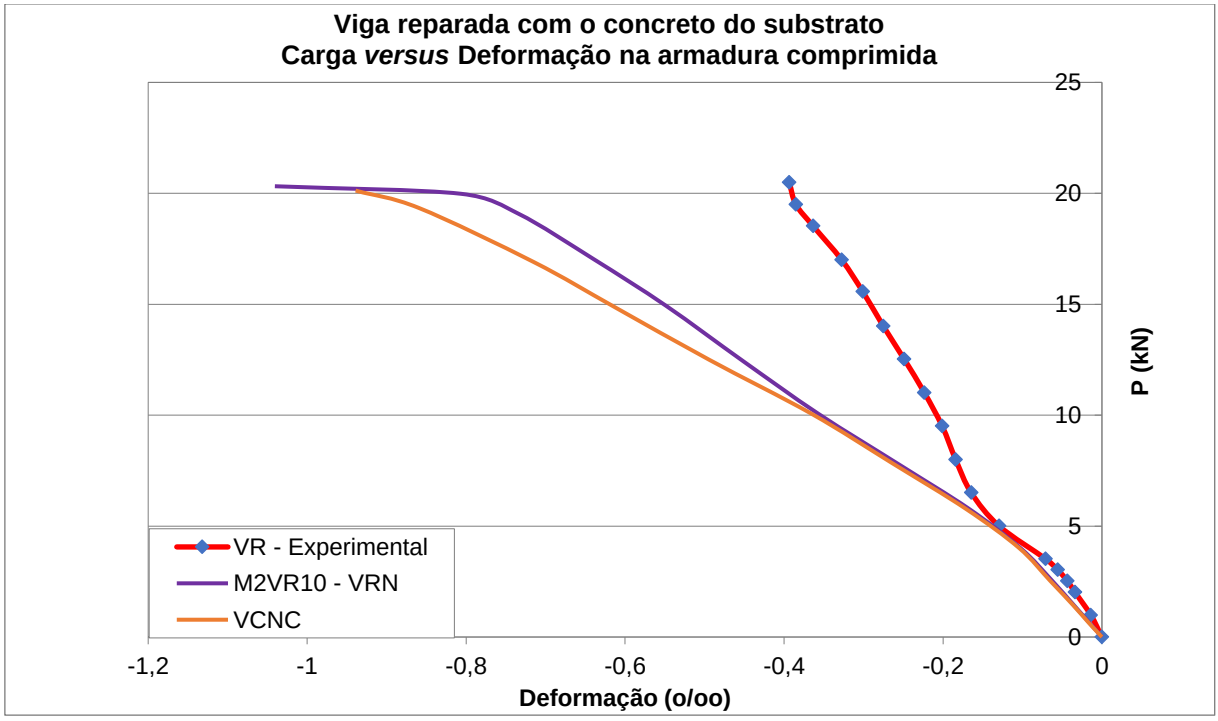



Gráfico 28 – Carga *versus* deformação na armadura comprimida das vigas reparadas com concreto semelhante ao do substrato

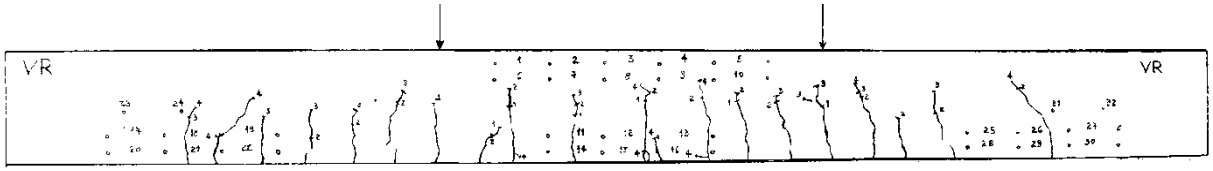


Observando o Gráfico 28 e com relação à comparação com a experimental, o comportamento de todas as armaduras modeladas numericamente se afastou da experimental a partir de um patamar de carga de 5 kN, aproximadamente. Com relação aos modelos numéricos, a armadura do VCNC apresentou uma discreta perda de rigidez a contar de 10 kN.

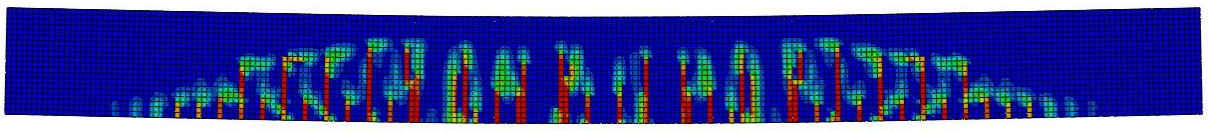
### 5.3.3.2. ANÁLISE DA FISSURAÇÃO DA VIGA REPARADA COM O MESMO CONCRETO DO SUBSTRATO

A transferência dos esforços na interface influencia de grande modo no processo de fissuração. Assim, procurou-se observar a propagação das fissuras, verificando se a fissura, iniciada na região da reparação, consegue se desenvolver e passar pela interface, continuando a sua distribuição no substrato. A Figura 80 apresenta as fissuras dos modelos numérico e experimentais.

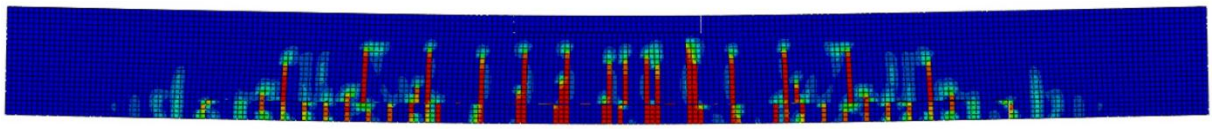
Figura 80 – Fissuração da viga reparada com o mesmo concreto do substrato




a) Mapa de fissura da VR experimental



b) Fissuração da M2VR10 – VRN



c) Fissuração da VCNC

A VCNC apresentou coerente propagação de fissuras, onde é possível analisar a transferência dessas fissuras pela interface, o que é de grande importância quando se projeta uma reparação.

Quando comparada com a viga experimental de referência, a modelada numericamente reparada com o mesmo concreto do substrato apresentou um padrão de fissuração discretamente distinto. Porém, quando comparada com a M2VR10 - VRN, o resultado foi bastante satisfatório.

#### 5.3.3.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE A VIGA REPARADA COM O MESMO CONCRETO DO SUBSTRATO

De modo geral, o desempenho da análise apresentada foi suficientemente satisfatório, onde foi notória a influência das propriedades mecânicas do material de reparação no desempenho final da viga e, principalmente, da aderência. A viga apresentou comportamento monolítico quando comparada com a viga de referência modelada numericamente, o que é o esperado após uma reparação.

# CONCLUSÃO

Neste trabalho foi feita uma análise numérica que teve por objetivo modelar elementos de concreto armado através do programa computacional ABAQUS. Para tal, foram modeladas vigas de concreto armado reparadas em zonas de tração e compressão por meio de dois tipos de argamassas, sendo uma de base cimentícia e outra, modificada por polímeros.

Dada a complexidade da modelagem do concreto armado e sobretudo da adição a este de camadas de argamassas de reparação, com propriedades diferentes do substrato, optou-se por fazer um estudo passo a passo. Assim, em uma primeira etapa buscou-se o modelo numérico que melhor representasse a viga de referência, inteiramente em concreto.

Primeiramente, foram avaliados diferentes modelos, variando-se as leis constitutivas do concreto e o tamanho do elemento finito utilizado para discretizá-lo, a fim de estudar a influência de cada lei nas respostas do concreto. Para esta análise, foram plotados gráficos carga *versus* flecha, carga *versus* deformação da armadura tracionada e comparadas as distribuições de fissuras. A discussão dos resultados, disposta no capítulo 4, permitiu concluir que:

a) Em relação ao tamanho da malha de elementos finitos, para os Modelos 1, 2, 3 e 5 a variação do tamanho do elemento finito não influenciou significativamente o comportamento da viga numérica de referência.
   - Nos Modelos 1, 2, 3 e 5 as variações para os tamanhos de malha de 5, 10 e 15 mm apresentaram resistência semelhante quando comparadas entre si, com exceção do M5VR10;
   - O Modelo 4, independentemente do tamanho da malha, apesar de seu rápido processamento, não apresentou bom comportamento quanto às respostas estudadas. Assim, não pôde ser considerado como um modelo de validação.

b) Em relação ao tempo de processamento, observa-se nas Tabela 11, Tabela 12, Tabela 13, Tabela 14 e 15 que a variação da malha de 5

mm para a de 10 mm é negligenciável do ponto de vista do valor da carga de ruptura, contudo o valor do tempo de processamento cai significativamente, sendo aconselhável sempre buscar uma discretização que auxilie na melhor aproximação aos resultados e comportamentos reais e que não demande significativamente de extenso tempo de análise.

c) Em relação à análise da resposta carga *versus* flecha no meio do vão, verificou-se que:
   - Todos os modelos apresentaram boa validação antes do início da fissuração;
   - Os Modelos 1, 2 e 3 com malhas de 5, 10 e 15 mm apresentaram comportamento muito semelhante em serviço e na ruptura.
   - O Modelo 5, apesar de apresentar respostas melhores do que o Modelo 4, não teve nenhuma variação que se aproximasse do experimental.

d) A resposta carga *versus* deformação da armadura tracionada foi semelhante à resposta carga *versus* flecha no meio do vão antes do início da fissuração. Nos Modelos 1, 2, 3 e 5 as curvas se apresentaram ligeiramente mais rígidas do que a experimental, com exceção daquelas com tamanho de malha de 15 e 20 mm, onde as rigidezes se aproximaram.

e) Quanto à análise da fissuração, de modo geral, para todos os modelos estudados, a variação das leis constitutivas e do tamanho do elemento finito utilizado na discretização do concreto não influenciou de modo significativo o desenvolvimento e distribuição das fissuras, com exceção do M4VR20. As modelagens das fissuras apresentaram coerente aproximação com o padrão da fissuração experimental.

f) O M2VR5, apesar de seu extenso tempo de análise, foi o que apresentou respostas mais coerentes entre carga *versus* flecha no

meio do vão, carga *versus* deformação na armadura de tração e fissuração. Porém, devido ao seu prolongado tempo de análise, o mesmo não foi considerado para a modelagem das vigas reparadas. Sendo assim, o modelo escolhido foi o M2VR10.

A segunda parte da pesquisa teve por objetivo modelar as vigas reparadas, assim como a aderência entre o substrato de concreto e o material de reparação. Os resultados das análises, dissertados no capítulo 5, levaram a algumas conclusões.

Quanto às curvas carga *versus* flecha no meio do vão das vigas modeladas, tanto com argamassa A quanto com argamassa B, apresentaram o mesmo padrão. Isto é, maiores valores de carga de fissuração e maior rigidez em serviço, porém com os mesmos valores de carga de ruptura. Tal fato se repete nas respostas carga *versus* deformação da armadura longitudinal de tração.

As propriedades mecânicas das argamassas de reparação utilizadas, que apresentam valores de resistência bem maiores que os do concreto, bem como o fato de serem materiais que contém em sua composição aditivos, polímeros e fibras sintéticas, influenciaram o aumento da rigidez em serviço mostrado pela modelagem. De fato, nas análises comparativas realizadas, uma melhor correlação apresentada pela argamassa B deve-se ao fato desta ser mais parecida com o concreto do que a argamassa A, que é mais polimérica.

Na falta de uma lei constitutiva experimental de caracterização da argamassa, adotou-se a mesma utilizada para o concreto, assim como foi feito por Bolhassani *et al*. (2015) e Paleteiro e Corrêa (2007), mas de acordo com as análises complementares e comparativas realizadas, verificou-se que não é só o elevado valor da resistência à tração das argamassas que influencia o comportamento das vigas reparadas, mas também as adições químicas e minerais, bem como a inclusão de fibras sintéticas. Sendo assim, o conhecimento de um modelo constitutivo próprio para modelar o comportamento das argamassas poderia contribuir de modo positivo nas respostas dos modelos estudados.

As diferenças entre curvas numéricas e experimentais também foram observadas por Campos Filho *et al.* (2004), Souza *et al*. (2004) e Alhadid e Youssef (2017) que, entretanto, usaram programas computacionais por eles desenvolvidos, onde pode-se interagir com as formulações, a fim de aprimorar os resultados obtidos.

Quanto à fissuração das vigas reparadas modeladas numericamente, observou-se que as argamassas foram as primeiras a fissurar, assim como no programa experimental. Foram percebidos problemas na transferência dos esforços na interface de ligação. Ou seja, algumas fissuras, iniciadas no reparo, tiveram dificuldade em se propagar para o concreto, o que configura uma falha na aderência entre os materiais. Nas vigas experimentais, essas falhas podem ser observadas através das fissuras de aderência. Porém, muitas fissuras conseguiram se propagar da argamassa ao concreto, mostrando que o método utilizado para modelagem da interação teve êxito. Sendo assim as falhas na aderência, podem estar relacionadas às propriedades dos materiais de reparação, como também concluíram Souza e Appleton (2001), relatado no item 3.1.

Atualmente, muitas pesquisas relacionam diretamente a qualidade da aderência à rugosidade da superfície do substrato. Porém, é de grande importância um estudo paramétrico para analisar a influência do material de reparação e suas propriedades no desempenho da ligação.

## SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

**a) Estudo paramétrico**

- Seria de grande importância um estudo paramétrico com materiais de reparação dispostos comercialmente no Brasil, a fim de analisar melhor a influência das propriedades desses materiais no desempenho da ligação e, por consequência, da reparação;
- Um estudo paramétrico dos critérios de aderência na modelagem também seria de grande e boa influência no estudo do desempenho da ligação.

**b) Aderência concreto – armadura**

De acordo com alguns autores, como Henriques *et al*. (2013), a aderência entre o concreto e suas armaduras poderia ser melhor modelada a partir da não consideração de um vínculo perfeito entre o

aço e o concreto. Esta modelagem poderia ser realizada através dos métodos citados no item 3.7.1, porém necessita de um extenso investimento de tempo durante a confecção dos modelos e um ainda maior para o processamento das análises. Posto isto, não foi possível estudar esta aderência, mas seria de suma importância algumas análises que possibilitem a comparação entre resultados de uma modelagem considerando a ligação perfeita, no caso *Embedded*, e outra a partir do uso do elemento coesivo ou comportamento coesivo.

**c) Programa experimental**

Acredita-se que um programa experimental que possibilite o estudo da aderência entre o concreto e a argamassa, como o *slant shear test*, por exemplo, e sua posterior calibração por meio da modelagem numérica contribuiria de modo assaz no conhecimento dos fatores que mais influenciam o desempenho da ligação entre os materiais cimentícios.

**d) Modelo constitutivo das argamassas**

O conhecimento ou desenvolvimento de leis constitutivas que representem o comportamento mecânico das argamassas, assim como levem em consideração sua composição é um importante objeto de estudo a fim da correta caracterização dos materiais de reparação dispostos no mercado e sua influência no desempenho final da peça reparada modelada numericamente.

# REFERÊNCIAS

ABAQUS Inc S. ABAQUS *Analysis user's manual. 614th ed*, 2014

ABAQUS Inc S. ABAQUS *Theoric guide. 614th ed*, 2014

ABAQUS S. ABAQUS/*Explicit*: *Advanced Topics. Quasi-Static Analyses. 2005.*

AHMED, *A. Modeling of a reinforced concrete beam subjected to impact vibration using* ABAQUS. *International Journal of Civil and Structural Engineering*. Volume 4, No 3, 2014.

*AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS*. C 1042, *Standard Test Method for Bond Strength of Latex Systems Used With Concrete by Slant Shear*.

_C 882/C 882M, *Standard Test Method for Bond Strength of Epoxy Resin Systems Used With Concrete by Slant Shear*.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_NBR 13279: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro, 2005.

_NBR 13528: Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – determinação da resistência de aderência à tração. Rio de Janeiro, 1995.

ALFARAH, B.; LÓPEZ-ALMANSA, F.; OLLER, S. *New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures. Spain*, 2017.

ALHADID, M. M. A.; YOUSSEF, M. A. *Analysis of reinforced concrete beams strengthened using concrete Jackets. Journal of Engineering Structures*, 132, 172–187, 2017.

BELAIDI, A. S. E.; BENABED, B.; SOUALHI, H. *Physical and mechanical properties of concrete repair materials in dry and hot-dry environment. Journal of Adhesion Science and Technology*, Vol. 29, No. 6, 543–554, 2015.

BOLHASSANI, M.; HAMID, A. A.; LAU, A. C. W.; MOON, F. *Simplified micro modeling of partially grouted masonry assemblages. Journal of Construction and Building Materials*, 83, 159-173, 2015.

*BRITISH STANDARDS INSTITUTE. Testing of Resin Composites for Use in Construction, BS 6319 – Part 4: Measurement of Bond Strength by Slant Shear Method.*

CAMPOS FILHO, A. Fundamentos da análise de estruturas de concreto pelo método dos elementos finitos. Apostila UFRGS, 2003.

CAMPOS FILHO, A.; SOUZA, R. F. de; PALIGA, C. M., REAL, M. V., APPLETON, J. Recuperação de Vigas de Concreto utilizando Argamassas Especiais: Estudo Teórico-Experimental. 46º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON, v VI – Projeto de Estruturas de Concreto – Trabalho CBC0055, 1213 – 1228, Florianópolis, 2004.

CAVACO, E.; CAMARA, J. *Experimental research on the behaviour of concrete-to-concrete interfaces subjected to a combination of shear and bending moment. Journal of Engineering Structures*, 132, 278-287, 2017.

CEB-FIP. *Model code. Model code for concrete structures. International Federation for Structural Concrete (FIB), Switzerland*, 2010.

CEIA, F. M. A. P. M. *Shear strength in the interface between normal concrete and recycled aggregate concrete. Dissertation (Master degree in civil engineering) – IST, Lisboa*, 2013.

COURARD, L.; PIOTROWSKI, T.; GARBACZ, A. *Near to surface properties affecting bond strength in concrete repair. Cement & Concrete Composites* 46, 2014.

DUTRA, C. M.; VERÍSSIMO, G. de S.; RIBEIRO, J. C. L.; PAES, J. L. Análise numérica do comportamento estrutural de conectores de cisalhamento tipo *crestbond*. Congresso Latino-americano da Construção Metálica, São Paulo, 2014.

EN 1992-1-1, *EUROCODE 2: Design of concrete structures, Part 1: general rules and rules for building. CEN*, 2004.

FERRARI, V. J. Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho. 310p. Tese (Doutorado em engenharia de estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

FIGUEIREDO, A. D. de. Concreto reforçado com fibras. 248p. Tese de livre docência – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

GAIGA, F. Análise da distribuição das tensões de cisalhamento na interface aço-concreto de pilares mistos parcialmente revestidos. 180p. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2008.

GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. *Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS. Journal of Engineering Structures* 98 (2015) 38–48.

GOMES, V. R. Análise da influência de ligações semirrígidas na robustez de pórticos metálicos. 154p. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

GUERRANTE, I. C. Análise numérica de vigas de concreto armado reforçadas por encamisamento parcial. 109p. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

HENRIQUES, J.; SILVA, L. S. da; VALENTE, I. B. *Numerical modeling of composite beam to reinforced concrete wall joints. Part I: Calibration of joint componentes. Journal of Engineering Structures*, 2013.

HOGNESTAD, E. *A study of combined bending and axial load in reinforced concrete mete members. 195p. Bulletin Series 399 – University of Illinois Engineering Experiment Station, Illinois*, 1951.

HORDIJK, D. A. *Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses*, 1992.

KRÄTZIG, W. B.; PÖLLING, R. *An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters. Elsevier Journal, Computers and Structures* 82 (2004) 1201–1215.

LEE, J.; FENVES, G. L. *Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. Journal of Engineering Mechanics*, 1998.

LÓPEZ-ALMANSA, F.; ALFARAH, B.; OLLER, S. *Numerical simulation of rc frame testing with damaged plasticity model. Comparison with simplified models. In: Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul*, 2014.

LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; ONNATE, E. *A plastic-damaged model for concrete. In: Journal of Solids and Structures*, 25 (3), 299-326, 1989).

MALM, R. *Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method. Bulletin 97 – Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm,* 2009.

MARINS NETO, J. Análise numérica não-linear de estruturas de concreto armado considerando o fenômeno da aderência entre o aço e o concreto. 192p. Tese (Doutorado em engenharia civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2007.

MARQUES, V. S. Recuperação de estruturas submetidas à corrosão de armaduras: definição das variáveis que interferem no custo. 92p. Monografia (Graduação em engenharia civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concrete. Microstructure, properties and materials. 659p. 3ª ed. McGraw-Hill*, 2006.

NEVILLE, A. M.; BROOKS, J. J. Tecnologia do concreto. 2ª ed. Porto Alegre: Bookman, 2013.

NORMA PORTUGUESA. EN 1504-3 – *Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão. Definições, requisitos, controle da qualidade e avaliação da conformidade. Parte 3: Reparação estrutural e não estrutural*. 2006.

OLIVEIRA FILHO, J.; EL DEBS, A. L. H. C. Uso de um algoritmo de contato para simular a aderência aço-concreto. *In: XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural, Mendoza*, 2004.

PALETEIRO, S. C.; CORRÊA, M. R. S. Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural. Cadernos de Engenharia de Estruturas, v. 9, n 40, 1-32, São Carlos, 2007.

PAVLOVIC, M. S. *Resistance of bolted shear connectors in prefabricated steel-concrete composite decks*. 199p. *Doctoral Dissertation – Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade*, 2013.

REIS, A. P. A. Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho. 179p. Dissertação (Mestrado em engenharia de estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

RESENDE, N. S. R. Comparação dos parâmetros de rugosidade de pavimentos por métodos volumétrico e por escaneamento tridimensional a *laser*. 45p. Monografia (Graduação em engenharia civil) – Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2017.

RISSO, M. A. C. Resistência ao cisalhamento de ligações de concreto de diferentes idades providas de chumbadores de expansão. 137p. Dissertação (Mestrado em ciências em engenharia civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

SAKR, M.; ELKHOREBY, S.; SELEEMAH, A.; DARWISH, E. *FE Modeling of CFRP-Retrofitted RC Frames with Masonry Infill Walls. Journal of Civ*il Engineering, 2017.

SANTOS, E. W. F. Reforço de vigas de concreto armado à flexão por encamisamento parcial. 146p. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

SANTOS, N. O. Modelos de dano para concreto. 100p. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

SANTOS, P. M. D.; JÚLIO, E. N. B. S. *A state-of-the-art review on roughness quantification methods for concrete surfaces. Journal of Construction and Building Materials*, 38, 912–923, 2013.

SATOH, A.; YAMADA, K. *FEM simulation of tension struts on adhesion performance of mortar–repair interface. Journal of Engineering Fracture Mechanics* 167, 84–100, 2016.

SILVA, L. K. Levantamento de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado no estado do ceará. 61p. Monografia (ação em engenharia civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2011.

SILVA, H. P. Simulação numérica do comportamento de conectores de cisalhamento tipo *Crestbond*. 109p. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 2013.

SIMÕES, M. L. F. Reforço à flexão de vigas de concreto armado por encamisamento parcial. 162p. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

SINDICATO NACIONAL DA INDÚSTRIA DO CIMENTO – SNIC, 2013. Relatório referente ao ano de 2012. Disponível em http://snic.org.br/assets/pdf/relatorio_anual/rel_anual_2013.pdf. Acesso em 20 de maio de 2017.

SINDICATO NACIONAL DA INDÚSTRIA DO CIMENTO – SNIC, 2017. Resultados preliminares. Disponível em http://snic.org.br/numeros-resultados-preliminares-ver.php?id=20. Acesso em 26 de janeiro de 2018.

SOUZA, R. H. F. *Análise do comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão e ao esforço transverso*. Tese (Doutorado em engenharia civil) – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 1990.

SOUZA, R. H. F. de; APPLETON, J. A influência das propriedades físicas e mecânicas dos sistemas de reparação no comportamento estrutural de vigas de concreto armado reparadas. 43º Congresso Brasileiro do Concreto – Excelência em Concreto, Foz do Iguaçu, 2001.

SOUZA, R. H.F. de; CAMPOS FILHO, A.; PALIGA, C. M.; REAL, M. V.; APPLETON, J. Estudo Teórico-Experimental sobre a Recuperação de Vigas de Concreto Armado com o Emprego de Argamassas Especiais. XXI *Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural*, Mendoza, 2004.

SOUZA, R. H. F. de. Recuperação e reforço de estruturas de concreto. Notas de aula (Pós-graduação em engenharia civil) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

SOUZA, V. C. de; RIPPER, T. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. 1ª ed. São Paulo: PINI, 1998.

SÜMER, Y.; AKTAS, M. *Defining parameters for concrete damaged plasticity model. Challenge Journal of Structural Mechanics* 1 (3) (2015) 149–155.

TANG, S. B.; WANG, S. Y.; MA, T. H.; TANG, C. A.; BAO, C. Y.; HUANGE, X.; ZHANG, H. *Numerical study of shrinkage cracking in concrete and concrete repair systems*. 2016.

TÉCHNE. Recuperação estrutural. PINI, edição 84, 2004.

VAYSBURD, A. M.; BISSONNETTE, B.; VON FAY, K. F. *The Challenges of Achieving Compatibility in Concrete Repair. Volume changes, permeability, and electrochemical activity must be reviewed carefully. In: Concrete International - American Concrete Institute*, 2017.

VIANA, R. D. A. Programa para dimensionamento de reforço à flexão e ao cisalhamento de vigas de concreto armado. 115p. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

WAHALATHANTRI, B. L.; THAMBIRATNAM, D. P.; CHAN, T. H. T.; FAWZIA, S. *A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using abaqus. In Proceedings of the First International Conference on Engineering,*

*Designing and Developing the Built Environment for Sustainable Wellbeing, Queensland University of Technology, Brisbane, pp.* 260-264, 2011.

Wikipédia. Disponível em https://pt.wikipedia.org/wiki/Edif%C3%ADcio_Joseph_Gire. Acesso em 26 de janeiro de 2018.