

UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA
ESCOLA POLITÉCNICA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

AVALIAÇÃO DE ARGAMASSA DE REPARO EM VIGAS DE CONCRETO
ARMADO

Otacisio Gomes Teixeira

Salvador
2018

UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA
ESCOLA POLITÉCNICA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

AVALIAÇÃO DE ARGAMASSA DE REPARO EM VIGAS DE CONCRETO
ARMADO

Otacisio Gomes Teixeira

Dissertação apresentada ao **PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL** como requisito parcial à obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL**

Orientador: Prof. Dr. Jardel Pereira Gonçalves

Coorientador: Prof. Dr. Francisco Gabriel Santos Silva

Agência Financiadora: FAPESB

Salvador

2018

Teixeira, Otacisio Gomes
Avaliação de argamassa de reparo em vigas de concreto armado
/ Otacisio Gomes Teixeira. -- Salvador, 2018.
196 f. : il

Orientador: Jardel Pereira Gonçalves.
Coorientador: Francisco Gabriel Santos Silva.
Dissertação (Mestrado - Programa de Pós graduação em
Engenharia Civil) -- Universidade Federal da Bahia,
Universidade Federal da Bahia, 2018.

1. Reparo estrutural. 2. vigas de concreto armado. 3.
argamassa polimérica. 4. argamassa álcali-ativada. I.
Gonçalves, Jardel Pereira. II. Silva, Francisco Gabriel Santos
. III. Título.

DEDICATÓRIA


Dedico esse trabalho a toda minha família, em especial ao meu irmão Marcelo (*in memoriam*) que tenho certeza está olhando por nós.

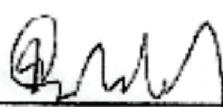
FORMAÇÃO DO CANDIDATO

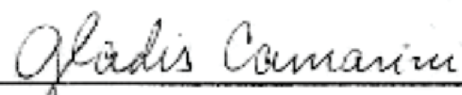
Técnico Agropecuário, formado pelo Instituto Federal Baiano, IFBAIANO (2007); Engenheiro Civil, formado pela Universidade Federal da Bahia, UFBA (2014). Especialista em Engenharia de Produção formado pelo Centro Universitário Internacional, UNINTER (2015); Especialista em Engenharia de Segurança do Trabalho, formado pela Universidade Candido Mendes, UCAM (2017).

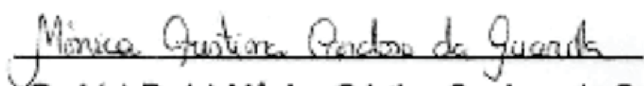
MEMBROS DA BANCA EXAMINADORA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE
OTACÍSIO GOMES TEIXEIRA
APRESENTADA AO MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL, DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DA BAHIA, EM 28 DE FEVEREIRO DE 2018.

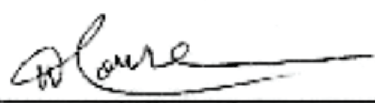
BANCA EXAMINADORA


Prof.(a) Dr.(a) Jardel Pereira Gonçalves
Orientador
PPEC - UFBA


Prof.(a) Dr.(a) Francisco Gabriel Santos Silva
Coorientador
PPEC - UFBA


Prof.(a) Dr.(a) Gladis Camarini
FEC - UNICAMP


Prof.(a) Dr.(a) Mônica Cristina Cardoso da Guarda
DCE- UFBA


Prof.(a) Dr.(a) Washington Almeida Moura
PPGECEA - UEFS

AGRADECIMENTOS

A Deus por ter me concedido a vida e ter dado essa oportunidade.

Ao Prof. Dr. Jardel Pereira Gonçalves e o Prof. Dr. Francisco Gabriel pela paciência e orientação;

A professora Dr^(a). Gládis Camarini pelo carinho, paciência e pelas orientações em minha estadia na Unicamp, foi uma experiência bastante agradável e enriquecedora;

À minha família, Pedro, Helena, Jardel, Meire, Marcela, Raissa e Aliciana, pelo apoio em todos os momentos;

Aos técnicos e amigos do laboratório de estrutura e materiais da Unicamp (LARIS), em especial ao Rodrigo Geraldo, Luiz Flávio, Maria Emília, Bruno, Alex, Diego, Luana, Janaina, Marçal, Luciano, Marcelo, Ademir, Daniel e Rodolfo;

Ao professor Dr. Carlos Eduardo Marmorato Gomes pelos momentos de descontração e ensinamentos na Unicamp;

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPEC, pela contribuição com os ensinamentos;

Aos Colegas do PPEC pelo convívio e momentos de lazer, em especial a Samile Raiza, Milena Cerqueira, Camila Rocha, Daniela Musse, José Domingos, Alexandre, Moises, Niedja Sodrê, dentre todos os outros, um muito obrigado;

Ao grupo de pesquisa NIC, em especial a Rosália Guedes, Adrielle Nascimento, João Antônio, Nicolas e Diego.

A Angevaldo Maia pelo auxílio na execução do programa experimental;

Aos amigos João Paulo, Fabricio Prates, Gesmax Júlio, Antônio Viana, pela amizade e momentos de descontração;

À Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado da Bahia (FAPESB) pela bolsa, na qual na sua ausência não seria possível realizar esta pesquisa.

RESUMO

A eficácia do reparo pode ser estabelecida em termos de sua capacidade para reparar a integridade estrutural de um elemento de concreto, logo esse trabalho tem como objetivo geral avaliar o desempenho de vigas de concreto armado submetida a reparo com argamassas. Os materiais de reparo utilizados foram duas argamassas poliméricas disponíveis no mercado e uma argamassa álcali-ativada. Na análise de desempenho foi discutido principalmente: a aderência da argamassa no substrato, utilizando três processos avaliativos, o primeiro tendo como base os parâmetros da AFNOR NF 18-851, o segundo processo foi baseado no método de cisalhamento direto, e o terceiro processo foi denominado de método de ensaio *Triplet Test*. A influência da geometria, da extensão e da espessura do reparo no comportamento estrutural também foram analisadas. Para tanto, foram confeccionadas vigas de pequeno e grande porte, denominadas vigas 70 e vigas 210, que em seguida foram reparadas e submetidas a ensaio de tração na flexão. Os resultados mostraram que as argamassas comerciais apresentaram uma resistência à aderência inferior a argamassa álcali-ativada; as vigas reparadas com espessura de 5,0 cm, geometria trapezoidal e extensão de 56 cm, apresentaram melhores resistências à tração na flexão, maiores flechas e deslocamentos, conseqüentemente menores módulos de elasticidade na flexão. A argamassa álcali-ativada se mostrou um material alternativo e eficiente para reparo em vigas, mantendo as mesmas características dos elementos reparados com argamassa polimérica.

Palavras chaves: Reparo estrutural; vigas de concreto armado; argamassa polimérica; argamassa álcali-ativada.

EVALUATION OF REPAIR MORTAR IN REINFORCED CONCRETE BEAMS

ABSTRACT

Effectiveness of the repair can be established in terms of its ability to repair the structural integrity of a concrete element, so this work has as its general objective to evaluate the performance of reinforced concrete beams subjected to repair with mortars. The repair materials used were two commercially available polymer mortars and an alkali-activated mortar. In the performance analysis, the mortar adhesion in the substrate was evaluated using three evaluation methods, the first being based on AFNOR parameters NF 18-851, the second process was based on the direct shear method, and the third process was called the Triplet Test test method. The influence of geometry, extension and repair thickness on structural behavior were also analyzed. For this, small and large beams were used, called beams 70 and beams 210, which were then repaired and subjected to the tensile test in flexion. The results showed that commercial mortars presented a less bond strength to alkali-activated mortar; the repaired beams with a thickness of 5.0 cm, trapezoidal geometry and extension of 56 cm, showed better tensile strengths in flexion, larger arrows and displacements, consequently smaller moduli of elasticity in flexion. The alkali-activated mortar was an alternative and efficient material for the repair of beams, maintaining the same characteristics of the elements repaired with polymer mortar.

Keywords: Structural repair; reinforced concrete beams; polymer mortar; activated alkali mortar.

SUMÁRIO

BANCA EXAMINADORA	6
AGRADECIMENTOS	7
RESUMO	8
ABSTRACT	9
SUMÁRIO	10
ÍNDICE DE TABELAS	14
ÍNDICE DE QUADROS	16
ÍNDICE DE FIGURAS	17
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	21
1 INTRODUÇÃO	22
1.1 Objetivos	25
1.1.1 <i>Objetivo geral</i>	25
1.1.2 <i>Objetivos específicos</i>	25
1.2 Hipóteses	25
1.2.1 <i>Hipótese geral</i>	25
1.2.2 <i>Hipóteses específicas</i>	25
1.3 Estrutura do trabalho	26
2 DURABILIDADE DA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO	27
2.1 Durabilidade de estruturas de concreto	29
2.2 Origens das manifestações patológicas	32
2.2.1 <i>Concepção (projeto)</i>	33
2.2.2 <i>Execução (construção)</i>	33
2.2.3 <i>Utilização (manutenção)</i>	34
2.3 Principais causas da deterioração do concreto	35
2.3.1 <i>Deterioração do concreto por ações físicas</i>	36

2.3.2	<i>Deterioração do concreto por ações químicas</i>	43
3	CONSIDERAÇÕES SOBRE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS E REPARO EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE CONCRETO ARMADO	47
3.1	 Materiais de reparo para estrutura de concreto	49
3.1.1	<i> Critérios de seleção de materiais para reparo</i>	51
3.1.2	<i> Aderência</i>	55
3.1.3	<i> Descrição dos materiais para reparo</i>	61
4	 ARGAMASSAS PARA REPARO	69
4.1	 Argamassas inorgânicas a base cimento Portland	69
4.2	 Argamassas orgânicas à base epóxi	70
4.3	 Argamassas mistas modificadas com polímeros	71
4.3.1	<i> Tipos de polímeros modificadores dos materiais cimentícios</i>	72
5	 PROGRAMA EXPERIMENTAL	74
5.1	 Materiais	74
5.1.1	<i> Caracterização dos materiais</i>	75
5.1.2	<i> Dosagem do concreto</i>	90
5.2	 Primeira etapa - Avaliação da aderência entre substrato e material de reparo	96
5.2.1	<i> Moldagem das vigas</i>	96
5.2.2	<i> Ensaios das vigas</i>	106
5.3	 Segunda etapa - Estudo da geometria do reparo em vigas de concreto	112
5.4	 Terceira etapa - Estudo comparativo do desempenho do reparo entre argamassa polimérica e argamassa álcali ativada em vigas de concreto	117
5.5	 Análises estatísticas	125
5.5.1	<i> Análise de variância (ANOVA)</i>	126

5.5.2	Análise comparativo de média (ANOM)	126
6	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÕES DOS RESULTADOS	127
6.1	Avaliação da aderência entre substrato e material de reparo	127
6.1.1	<i>Comportamento mecânico do sistema reparo/substrato através do ensaio de flexão a quatro pontos (ABNT NBR 12142:2010)</i>	129
6.1.2	<i>Comportamento da Aderência ao Cisalhamento na Flexão das Vigas referência e com Reparo (AFNOR NF P 18-851:1992).....</i>	130
6.1.3	<i>Análise da resistência à aderência por cisalhamento sob compressão</i>	132
6.1.4	<i>Avaliação da aderência entre argamassa álcali-ativada e argamassa polimérica – Ensaio pelo triplet test.....</i>	133
6.2	Comportamento mecânico das vigas 70 na análise da geometria, espessura e extensão.....	134
6.2.1	<i>Influência da argamassa de reparo na resistência à tração na flexão..</i>	143
6.2.2	<i>Influência da argamassa de reparo na flecha</i>	147
6.2.3	<i>Influência da argamassa de reparo no módulo de elasticidade na flexão.....</i>	150
6.2.4	<i>Influência da argamassa de reparo no deslocamento.....</i>	153
6.2.5	<i>Mapeamento de fissuras</i>	156
6.3	Análise comparativa do comportamento do reparo com argamassa polimérica e álcali ativada.....	162
6.3.1	<i>Influência da extensão do reparo.....</i>	164
6.3.2	<i>Influência do tipo de argamassa.....</i>	166
6.3.3	<i>Análise ANOVA.....</i>	167
6.3.4	<i>Análise ANOM.....</i>	168
6.3.5	<i>Mapeamento de fissuras</i>	171
7	CONCLUSÕES	174

7.1	Avaliação da aderência entre material de reparo e substrato	174
7.2	Comportamento mecânico das vigas na análise da forma do reparo	174
7.2.1	<i>Influência na resistência a tração na flexão</i>	174
7.2.2	<i>Influência na flecha.....</i>	175
7.2.3	<i>Influência no módulo</i>	175
7.2.4	<i>Influência no deslocamento</i>	176
7.3	Análise comparativa do comportamento do reparo com argamassa polimérica e álcali ativada.....	176
7.4	Sugestões trabalhos futuros	177
	REFERÊNCIAS	178
	APÊNDICE A.....	186
	APÊNDICE B.....	191
	APÊNDICE C.....	192

ÍNDICE DE TABELAS

	Pág.
Tabela 3.1. Propriedade dos materiais de reparo.	35
Tabela 5.1. Exigências químicas do cimento CPV.	61
Tabela 5.2. Exigências mecânicas e físicas do cimento CPV.	62
Tabela 5.3. Valores da resistência à compressão axial do cimento.	62
Tabela 5.4. Caracterização da areia utilizada no concreto.	62
Tabela 5.5. Caracterização da brita utilizada no concreto.	64
Tabela 5.6. Ensaio de resistência à tração direta nas barras de aço.	65
Tabela 5.7. Resistência a compressão axial da argmassa para reparo	65
Tabela 5.8. Proporção unitária e em massa do concreto	70
Tabela 5.9. Resistência a compressão axial do concreto.....	72
Tabela 5.10. Resistência à tração por compressão diametral do concreto.....	73
Tabela 5.11. Quantitativo de vigas prototipos para análise da geometria.....	77
Tabela 5.12. Quantitativo de vigas para análise da aderência.	85
Tabela 5.13. Caracterização da areia utilizada no concreto.	91
Tabela 5.14. Caracterização da brita utilizada no concreto.	92
Tabela 5.15. Caracterização física do metacaulim.	65
Tabela 5.16. Caracterização física da cinza da casca do arroz.	65
Tabela 5.17. Ensaio de resistência à tração direta das barras de aço.	94
Tabela 5.18. Relações molares utilizadas na mistura.	95
Tabela 5.19. Proporção unitário e em massa do concreto.....	96
Tabela 5.20. Resistência a compressão axial do concreto.....	98
Tabela 5.21. Resistência à tração por compressão diametral do concreto.....	98

Tabela 5.22. Quantitativo de vigas grandes para reparo.	100
Tabela 6.1. Quantidade média e tipos de fissuras na análise da geometria. ..	116
Tabela 6.2. Quantidade média e tipos de fissuras na análise da aderência. ..	118
Tabela 6.3. Resistência ao cisalhamento do concreto de referência e CPs reparados.	124
Tabela 6.4. Número de fissuras e tipos de fraturas.	124
Tabela 6.5. Comparativo de resistência a aderencia entre argamassa comercial e alcali-ativada.	124

ÍNDICE DE QUADROS

	Pág.
Quadro 2.1. Classe de agressividade ambiental.	12
Quadro 2.2. Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.....	13
Quadro 2.3. Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal.....	13
Quadro 3.1. Propriedades mecânicas dos materiais de reparo.....	36
Quadro 3.2. Propriedades mecânicas dos materiais de reparo.....	37
Quadro 6.1. Quadro resumo do desempenho das vigas com espessura de 2,5 cm.....	107
Quadro 6.2. Quadro resumo do desempenho das vigas com espessura de 5,0 cm.....	108
Quadro 6.3. Quadro resumo do desempenho das vigas na análise da aderência	121
Quadro 6.4. Quadro resumo do desempenho das vigas grandes	121
Quadro 6.5. Variáveis para módulo de elasticidade	121

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1. Representação esquemática da classificação da deterioração do concreto.....	18
Figura 2.2. Fissuras causada por movimentação da fôrma.....	21
Figura 2.3. Fissuras de retração plástica do concreto	21
Figura 2.4. Fissuras causada por recalque da fundação.....	22
Figura 2.5. Fissura causada por variação térmica.....	23
Figura 2.6. Fissura causada por degradação do concreto	23
Figura 2.7. Fissura por flexão.. ..	24
Figura 2.8. Fissura por cisalhamento.. ..	24
Figura 2.9. Fissura por torção.. ..	25
Figura 2.10. Fissura por tração.. ..	25
Figura 2.11. Fissura por compressão.....	26
Figura 2.12. Célula de corrosão eletroquímica em concreto armado.. ..	30
Figura 3.1. Representação esquemática dos tipos de materiais.. ..	34
Figura 5.1. Fluxograma geral.	44
Figura 5.2. Fluxograma primeira etapa.. ..	60
Figura 5.3. Curva granulométrica da areia utilizada no concreto.....	63
Figura 5.4. Agregado miúdo em secagem.. ..	63
Figura 5.5. Curva granulométrica da brita utilizada no concreto.....	64
Figura 5.6. Agregado graúdo em secagem.. ..	65
Figura 5.7. Corpo de prova de argamassa moldados.....	67
Figura 5.8. Betoneira eixo inclinado.. ..	71

Figura 5.9. Corpos de prova cilindricos de concreto moldados..	71
Figura 5.10. Representação esquematica da forma de madeira..	73
Figura 5.11. Dimensões das vigas protótipo...	74
Figura 5.12. Tipos de geometrias analisadas.....	75
Figura 5.13. Detalhamento da armadura viga protótipo.	78
Figura 5.14. Suporte para sustentação da armadura..	79
Figura 5.15. Modelo de adensador de imersão..	79
Figura 5.16. Armazenamento e cura das vigas.....	80
Figura 5.17. Corte das geometrias das vigas.....	80
Figura 5.18. Organização e umedecimento do substrato para reparo.....	81
Figura 5.19. Projeto do aparato para fixar LVDT.....	82
Figura 5.20. Esquema do ensaio de tração na flexão..	82
Figura 5.21. Esquema de aplicação da carga.....	83
Figura 5.22. Fluxograma segunda etapa.....	85
Figura 5.23. Configuração da geometria do reparo.....	86
Figura 5.24. Dimensões do entalhe nas vigas.....	87
Figura 5.25. Tipos de ruptura possiveis nas vigas.....	88
Figura 5.26. Esquema do ensaio de aderência ao cisalhamento.	89
Figura 5.27. Aparato do ensaio de resistência ao cisalhamento.	89
Figura 5.28. Fluxograma terceira etapa.	90
Figura 5.29. Curva granulométrica da areia utilizada no concreto.....	91
Figura 5.30. Agregado miúdo em secagem..	92
Figura 5.31. Curva granulométrica da brita utilizada no concreto.....	93
Figura 5.32. Resistencia à compressão axial da argamassa polimérica.....	93

Figura 5.33. Resistencia a tração na flexão argamassa polimérica.....	93
Figura 5.34. Resistencia a compressão axial AAM.	93
Figura 5.35. Resistencia a tração na flexão AAM.....	93
Figura 5.36. Betoneira eixo inclinado 220 litros.....	97
Figura 5.37. Ensaio Slump Test.....	93
Figura 5.38. Esquema das fôrmas de madeira para produção das vigas grandes.....	93
Figura 5.39. Exemplo de placa de EPS na fôrma de madeira..	93
Figura 5.40. Dimensões viga tamanho real.....	100
Figura 5.41. Detalhamento da armadura viga tamanho real.....	101
Figura 5.42. Suporte para sustentação da armadura..	102
Figura 5.43. Armazenamento e cura das vigas.....	102
Figura 5.44. Esquemas dos layouts do reparo em vigas do tamanho real.. ...	103
Figura 5.45. Esquema do reparo com argamassa álcali ativada de tamanho real..	104
Figura 5.46. Setup do ensaio de tração na flexão das vigas grandes.	105
Figura 5.47. Ensaio de tração na flexão de vigas do tamanho real.	105
Figura 5.48. Método de ensaio Triplet Test.....	105
Figura 6.1. Gráficos típicos de Tensão x Deslocamento.	109
Figura 6.2. Gráficos típicos de Tensão x Flecha.	110
Figura 6.3. Configuração das fissuras e ruptura das vigas.....	112
Figura 6.4. Resistencia a tração na flexão.	114
Figura 6.5. Deslocamento até a ruptura.	115
Figura 6.6. Flecha até o regime elástico.	115

Figura 6.7. Módulo de elasticidade na tração na flexão.	116
Figura 6.8. Deslocamento do reparo em vigas com reparo trapazoidal.	118
Figura 6.9. Curva média Tensão x Flecha.	122
Figura 6.10. Curva média x Tensão x Deslocamento.	122
Figura 6.11. Fissuras típicas das vigas na análise de aderência.	123
Figura 6.12. Forma de ruptura CPs submetidos ao ensaio de aderência ao cisalhamento direto.	126
Figura 6.13. Relação carga flecha – vigas de referencia e reparadas com extensão de 140 cm.	127
Figura 6.14. Relação carga flecha – vigas de referencia e reparadas com extensão de 50 cm.	128
Figura 6.15. Fissurações vigas de Referencia	130
Figura 6.16. Fissurações vigas RB.AAM140	131
Figura 6.17. Fissurações vigas RB.AAM 50	132
Figura 6.18. Fissurações vigas RB.PM 140	135
Figura 6.19. Fissurações vigas RB.PM 50	136
Figura 6.20. Modo de ruptura ensaio de aderência	136

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
Al	Alumínio
Al ₂ O ₃	Óxido de alumínio (alumina)
AlO ₄	Tetraedros de alumínio
ASTM	American Society for Testing and Materials Standards
NBR	Norma Reguladora Brasileira
Ca(OH) ₂	Hidróxido de cálcio ou portlandita
CaCO ₃	Carbonato de cálcio
CaO	Óxido de cálcio
CB-18	Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados.
CH	Hidróxido de cálcio
CO ₂	Dióxido de carbono
CPs	Corpos de prova
H ₂ O	Água
%	Porcentagem
°C	Grau Celsius
F _{ck}	Resistência Característica do Concreto à Compressão
MgO	Óxido de magnésio
MPa	Mega Pascal
NaOH	Hidróxido de sódio
O ₂	Oxigênio
RAA	Reação álcali agregado

1 INTRODUÇÃO

O concreto armado é um dos melhores e mais versáteis materiais de construção existente. É relativamente barato, durável, resistente e pode ser moldado em diversas formas. Embora a maioria das estruturas de concreto tenha desempenho satisfatório, existem relatos de muitos problemas devido à qualidade inadequada dos materiais, às especificações incorretas, ao projeto defeituoso, aos erros no processo de construção e à exposição de estruturas a condições ambientais (NOUNU & CHAUDHARY, 1999; SHASH, 2005).

Faz-se necessário, então, esclarecer que as estruturas de concreto armado acabam se deteriorando com o passar do tempo. Podendo ocorrer durante seu ciclo de vida erros de projetos e erros de execução. Assim, com o passar do tempo às estruturas de concreto sofrem ações de agentes físico-químicos, levando os elementos à deterioração e ocasionando o surgimento de manifestações patológicas, o que prejudica a vida útil estabelecida em projeto (TANG et al., 2015).

Patologia é a parte da engenharia que estuda as causas, origens e natureza dos defeitos e falhas que surgem em uma edificação. Após sua manifestação, dependendo da gravidade do caso, a patologia pode migrar para a lesão que é a consequência final (SOUZA e RIPPER, 1998).

As manifestações patológicas em estruturas de concreto armado sempre serão um fator negativo que prejudicarão a finalidade das edificações. Deste modo, é importante voltar à atenção a esse assunto para evitar problemas estéticos e estruturais indesejáveis.

Nos casos, que implicam trabalhos de recuperação e de reforço das estruturas, o conhecimento dos procedimentos, materiais e técnicas a serem adotados é de fundamental importância para que a estrutura tenha realmente a sua capacidade de carga restaurada (CUSSON, 2014)

Os principais objetivos do reparo em regiões de tensão de tração e de compressão, sob cargas estáticas é o aumento da rigidez, a redução das deflexões e a redução das aberturas de fissuras para aumentar a durabilidade do elemento estrutural. Contudo, algumas questões relacionadas com este tipo

de técnica, como a escolha das propriedades dos materiais de reparo, sua posição e espessura, com o objetivo de melhorar a compatibilidade e eficácia da intervenção, continuam a ser objeto de investigação (PELLEGRINO et al, 2011).

O grande incremento de novos materiais de reparo no mercado mundial aumentou a complexidade para a seleção de materiais em projetos de recuperação, assim como o potencial de ocorrência de problemas (MAILVAGANAM, 2001).

Nesse momento existe uma grande quantidade de produtos desenvolvidos com comportamentos e propriedades bem diferentes e específicas para cada situação. Entre as soluções mais adotadas para a recuperação dos problemas patológicos, se encontram a argamassa industrializadas a base epóxi, polimérica ou concretos com adições minerais (STORTE, 2005).

A falta de informações sobre o desempenho de produtos de reparo é um dos grandes responsáveis pelas falhas em reparo de estruturas de concreto (CUSSON, 2014).

O interesse para o reforço e reparo de estruturas de concreto armado tem aumentado nos últimos anos. Para além dos problemas bem conhecidos de procedimentos, o reforço das estruturas pode ser também exigido pela degradação de materiais estruturais (devido a problemas de durabilidade) ou por um aumento das cargas de projeto. Além disso, existem infraestruturas importantes, tais como pontes ou túneis, que têm de ser reparados para evitar os custos sociais relacionados com a demolição e a reconstrução de novas estruturas (MARTINOLA et al, 2010).

O reforço tem a finalidade de aumentar ou manter a capacidade de carga do elemento, enquanto o reparo não possui funções estruturais.

O reparo do concreto armado é essencial não só para estender a vida útil da estrutura, mas também para garantir a segurança e a capacidade de manutenção dos componentes associados de modo a satisfazerem os requisitos da metodologia construtiva. O reparo bem executado melhora a função e o desempenho das estruturas, restaura e aumenta a sua resistência e

rigidez, melhora a aparência da superfície de concreto, proporciona estanqueidade, impedindo a entrada das espécies agressivas para a durabilidade da superfície de aço (JUMAAT; KABIR; OBAYDULLAH, 2006).

O mercado da construção civil oferece inúmeros materiais e sistemas para recuperação e reparo das estruturas de concreto danificado, sempre tentando garantir sua eficiência. No entanto, a falta de norma específica para a fabricação e aplicação, muitas vezes esses produtos são utilizados sem conhecimento adequado de suas propriedades mecânicas, principalmente no que se refere a sua capacidade de aderência, por isso, este trabalho tem sua importância para os profissionais da área, pois fornece informações de alguns materiais e técnicas mais usuais de recuperação em estruturas de concreto armado.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas, através do Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregado (CB-18), começou em 1993 um projeto de normatização da argamassa de reparo, no entanto, nenhum texto foi regulamentado até então. Esse fato vem a salientar a falta de normatização que defina ou ainda prescreva as características e propriedades a serem atendidas pelas argamassas de reparo no Brasil, o que afeta todas as partes interessadas, desde o produtor que desconhece seu comportamento até os consumidores. No entanto, em 1988, já existia o Instituto Internacional de Reparo em Concreto, criado nos Estados Unidos, com o objetivo de melhorar a qualidade do restauro, reparo e proteção de concreto, através da educação e da comunicação entre os membros e aqueles que usam seus serviços.

Esta ausência de uma normalização e experiência científica, conduz ao emprego desses materiais baseado somente em informações dos fabricantes e em experiências pessoais dos aplicadores, o que mostra a necessidade de um maior número de pesquisas acadêmicas para preencher o conteúdo técnico científico nesta área.

Nesta pesquisa o objetivo foi uma investigação sobre o comportamento estrutural de vigas de concreto armado submetidas a reparo. Foram confeccionadas vigas de concreto armado que simularam apresentar

problemas patológicos para receber um reparo feito com argamassa polimérica. O concreto utilizado como substrato foi um concreto convencional preparado com cimento Portland composto com um f_{ck} de 30 MPa.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

Avaliar o comportamento mecânico de vigas de concreto armado submetidas a reparo estrutural com argamassa estrutural.

1.1.2 Objetivos específicos

- a) Analisar o comportamento de aderência entre substrato e argamassa polimérica;
- b) Estudar a influência da geometria, da extensão e da espessura do reparo nas propriedades mecânicas de vigas;
- c) Comparar o desempenho mecânico de reparo com argamassa polimérica e argamassa álcali-ativada em vigas de concreto armado.

1.2 Hipóteses

1.2.1 Hipótese geral

O baixo índice de estudo de desempenho mecânico do concreto (substrato) com material de reparo pode ser considerada um dos grandes motivos para falha do reparo. A grande quantidade de materiais existente e enorme taxa de renovação com o surgimento de novas tecnologias são consideradas motivos para não ter um material padronizado.

1.2.2 Hipóteses específicas

- A análise do reparo em elementos com carregamento é importante para entender o comportamento do reparo em situação de tensão, sendo a aderência uma importante característica que uma argamassa de reparo, logo a quantificação dessas características é essencial para entender esse comportamento;
- A propagação das fissuras modifica com a variação da geometria retangular do reparo;

- Para cada tipo de manifestação patológica e ambiente existe um tipo de argamassa com características adequadas, a escolha da argamassa álcali ativada muda o comportamento da viga em relação a argamassa polimérica.

1.3 Estrutura do trabalho

A estrutura do texto da dissertação está dividida em sete capítulos. No Capítulo 1 foi discutido brevemente uma introdução onde foi abordado a importância do reparo em estruturas de concreto e o impacto ambiental, social e econômico, também, os objetivos gerais e específicos, as justificativas e as hipóteses do trabalho.

A revisão bibliográfica foi dividida em três Capítulos, o 2, 3 e 4. No Capítulo 2 é discutido a durabilidade das estruturas de concreto armado onde foi explanado em que momento e como surgem as manifestações patológicas e os tipos mais comuns.

O Capítulo 3 são apresentadas as considerações sobre o reparo em elementos estruturais de concreto armado, principais materiais de reparo, critérios de seleção, propriedades do material de reparo.

No Capítulo 4 apresenta-se os principais tipos de argamassas utilizadas para reparo.

O programa experimental foi discutido no Capítulo 5, que engloba os materiais e métodos utilizados.

No Capítulo 6 estão os resultados e discussões.

As conclusões seguiram no Capítulo 7.

Por fim, as referencias bibliográficas e apêndices.

2 DURABILIDADE DA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO

A NBR 15575 (ABNT, 2013) (Edificações habitacionais — Desempenho Parte 1: Requisitos gerais) define durabilidade como a capacidade da edificação ou de seus sistemas de desempenhar suas funções, ao longo do tempo e sob condições de uso e manutenção especificadas.

O conceito de durabilidade é de difícil quantificação, o conceito de vida útil pode ser utilizado como sinônimo, e a determinação da vida útil nada mais é que a previsão da deterioração das estruturas baseadas em três aspectos: nas características dos materiais, nas condições de exposição e nos modelos de deterioração (NEVILLE, 2001).

A durabilidade das estruturas de concreto é um tema que tem sido estudado nos últimos anos de forma mais intensa, tendo como objetivo conhecer os mecanismos de deterioração e degradação com o intuito de reduzi-los ou eliminá-los. Para Silva Filho (1994) a maior dificuldade de avaliar a durabilidade de um material é a ausência de um perfeito entendimento sobre o que é durabilidade.

Para Mehta et al. (2008) a durabilidade do concreto de cimento Portland é definida como sua capacidade de resistir à ação de intempéries, ataque químico, abrasão, ou qualquer outro processo de deterioração. Em outras palavras, um concreto durável preservará sua forma, qualidade e capacidade de uso original quando exposto ao ambiente de uso para qual foi projetado.

Nenhum material é propriamente durável, como resultado de interações ambientais, a microestrutura e, conseqüentemente, suas propriedades mudam com o tempo. Um material atinge o fim de sua vida útil quando suas propriedades, sob determinadas condições de uso, tiverem se deteriorando de tal forma que a continuação de sua utilização se torna insegura e antieconômica (MEHTA et al, 2008).

Neville (2001) afirma que a durabilidade de uma estrutura significa que ela terá desempenho continuo satisfatório, para as finalidades para a qual foi

projetada, isto é, que manterá sua resistência e condições normais de serviço durante a vida útil especificada ou esperada. No entanto, essa definição implica no conhecimento dos processos de deterioração aos quais o concreto estará submetido, nas condições ambientais reais da estrutura, durante o seu tempo de duração.

Andrade (1992) afirma que existem dois fatores que influenciam de forma muito significativa às características de durabilidade: a própria estrutura, onde o nível de durabilidade depende das medidas que são tomadas durante seu processo de produção; e o meio ambiente que determina as condições de exposição onde à mesma estará inserida.

Tang et al. (2015) salientam que uma manutenção programada e adequada da estrutura pode ser um fator chave para garantir a durabilidade dos elementos estruturais.

Segundo Neville (2001), a manutenção não pode ser deixada de lado, pois a sua completa ausência ou sua má execução pode causar problemas durante a vida útil da edificação, sendo que os materiais que compõem o concreto possuem tempos de utilização diferentes. Logo a manutenção tem grande importância na obtenção de um desempenho satisfatório.

Silva Filho (1994) afirma que embora haja uma preocupação maior com o fator durabilidade, durante muito tempo se projetou estruturas de concreto levando em conta somente critérios como o desempenho mecânico, dando importância à resistência a compressão e critérios econômicos. A consideração das análises isoladas desses fatores, e a pouca importância a fatores ambientais externos a que a estrutura será submetida, levará a ocorrência de uma série de problemas de durabilidade.

Os aspectos relacionados com a durabilidade e desempenho que as estruturas deveriam apresentar durante a sua vida útil não eram levados em consideração, pois se imaginava que o concreto manteria suas propriedades praticamente inalteradas ao longo do tempo. Tais paradigmas caíram por terra quando apareceram elevados índices de degradação das estruturas (HOFFMANN, 2001).

Em relação ao custo de reparo, Shash (2005) ressalta que todas as medidas do ponto de vista econômico, visando à durabilidade, tomadas em nível de projeto são sempre mais convenientes, seguras e de menor custo que medidas de intervenção posteriores, pois os custos tendem a crescer exponencialmente com o tempo.

Segundo Monteiro et al. (2000) os engenheiros estão ficando cada vez mais conscientes da importância de se incluir o fator da durabilidade das peças de concreto no memorial de cálculo, nas especificações e nos projetos de novas estruturas, até que um dia se elimine a tendência de especificar a resistência aos 28 dias como único parâmetro no projeto de concreto armado.

Como resultado das interações ambientais, a microestrutura, e conseqüentemente, as propriedades dos concretos, mudam com o passar do tempo. Uma das maiores dificuldades em estudar a durabilidade de uma dada estrutura é justamente a variabilidade deste ambiente agressivo (SILVA FILHO, 1994).

2.1 Durabilidade de estruturas de concreto

O concreto armado é bastante utilizado como material estrutural devido sua capacidade de resistência e durabilidade, devido a isso foi usado por muitos anos para construção de casas até construções de pontes e barragens. No entanto o que se observa é que existem poucos trabalhos de manutenção e reparo em estruturas de concreto que foram bem executadas, a menos que sejam expostas a ambientes extremamente agressivos (JUMAAT et al, 2006).

A opinião comum de que o concreto é um material durável e livre de manutenção foi alterada nos últimos anos. Há um grande número de estruturas de concreto que se deterioram, ou tornaram-se inseguras devido à insuficiência de detalhamento do projeto, construção e qualidade da manutenção, a sobrecarga, ataques químicos, abrasão, efeito da fadiga e efeitos atmosféricos (JUMAAT et al, 2006).

Os problemas de durabilidade geralmente aparecem quando os materiais se deterioram. Apesar das deteriorações de material não apresentar um problema imediato de segurança, eles vão progressivamente levar a danos

estruturais, o que coloca um perigo potencial para as estruturas (TANG et al, 2015).

Para resolver os problemas de durabilidade, muitos pesquisadores têm conduzido profundos estudos sobre estas questões, com os mais diversos temas como carbonatação, reação álcali-agregado (RAA), corrosão, ataque de sulfato, lixiviação de CH e congelamento-descongelamento (TANG et al, 2015).

Como observado por pesquisadores, na maioria dos casos, a degradação de uma estrutura de concreto é um resultado do efeito combinado de fatores ambientais múltiplos e carregamento (TANG et al, 2015).

O concreto por exemplo é um material permeável, onde agente agressivo difusa até o aço fazendo com que haja despassivação e à corrosão da armadura, quando a umidade e oxigênio estão disponíveis. O concreto também é frágil e sempre contém microfissuras. Quando essas fissuras combinam em uma rede com macro fissuras, o mecanismo que prevalece para o transporte desses agentes não é a difusão e sim a permeação de água e de agentes agressivos por meio das fissuras (GUETTALA; ABIBSI, 2006).

Segundo a NBR 15575 (2013), as estruturas e os elementos que tem grande influência com a segurança e estabilidade global da edificação, precisam ser projetados e construídos de modo que atendam as condições de exposição ambientais e de carregamento previstos na época do projeto e devem ser submetidos a intervenções periódicas de manutenção e conservação.

Ainda sobre durabilidade, a NBR 6118 (ABNT, 2014) traz outra definição: a agressividade ambiental, conforme apresentado no Quadro 2.1:

“A agressividade ambiental do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto”.(Pg17).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) relaciona a agressividade ambiental com a relação água/cimento e a resistência à compressão, conforme apresentado no Quadro 2.2, e a cobertura mínima das armaduras, como fornecido no Quadro 2.3, com a finalidade de estabelecer um critério mínimo de segurança. Ensaio

comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e nível de agressividade previsto em projeto devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta deste e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto com sua durabilidade, permite-se adotar os requisitos mínimos expressos no Quadro 2.2.

Quadro 2.1 – Classe de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Quadro 2.2– Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Quadro 2.3– Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50
Concreto protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Para evitar ao máximo as manifestações patológicas é necessário atuar em todas as fases, em todo ciclo de vida da construção: projeto, execução da obra e uso. Além de outros cuidados com a composição do traço e do concreto, é necessário adotar procedimentos adequados para o manejo do concreto. Porém, o cuidado com a manutenção é também muito importante (SOUZA; RIPPER, 1998).

2.2 Origens das manifestações patológicas

O desenvolvimento do concreto como um material de construção remonta a milhares de anos, enquanto o aço era introduzido para reforçar o concreto há dois séculos. Houve um tremendo avanço na utilização do concreto armado para a construção durante este período. Embora a maioria das estruturas de concreto tenha desempenho satisfatório, diversos problemas têm sido relatados devido a uma ou mais das seguintes causas: qualidade inadequada de materiais, as especificações incorretas, projeto defeituoso, erros

no processo de construção e a exposição de estruturas de extrema condições ambientais (SHASH, 2005).

Objetivamente, as causas da deterioração podem ser as mais diversas, desde o envelhecimento natural da estrutura até os acidentes, inclusive a irresponsabilidade de alguns profissionais que optam pela utilização de requisitos que fogem às especificações e normas cabíveis, justificando-se, na maioria das vezes por razões econômicas (SOUZA; RIPPER, 1998).

2.2.1 *Concepção (projeto)*

Segundo Andrade (1997) e Helene (1995), é nessa etapa que é estabelecido a relação água cimento adequada a determinadas condições de exposição, tipo e consumo de cimento e das armaduras, geometria da estrutura, características do agregado, entre outros parâmetros que são de fundamental importância para a garantia de durabilidade e resistência.

Segundo Souza e Ripper (1998), as possíveis causas de falhas que podem ocorrer durante essa etapa são aquelas originadas de um estudo preliminar deficiente, ou de anteprojetos equivocados. Por outro lado as falhas geradas na realização do projeto final geralmente são as responsáveis pela implantação de problemas patológicos sérios, e podem ser por diversos fatores, como:

- Especificação inadequada de materiais;
- Detalhamento insuficiente ou errado;
- Detalhes construtivos impraticáveis;
- Falta de padronização das representações;
- Erros de dimensionamento.

2.2.2 *Execução (construção)*

Para Ripper (1996), nesse aspecto, fazem-se necessárias duas observações. A primeira diz respeito à sequência natural do processo genérico, ou seja, deve-se iniciar a execução após o término da concepção. Embora seja o ideal, raramente é o que de fato ocorre mesmo em obras mais criteriosas, e que vem se tornando uma prática comum, a modificação de projeto com a justificativa de serem necessárias certas mudanças para facilitar a construção.

Segundo Bauer (1994), uma vez iniciada a construção podem ocorrer falhas das mais diversas naturezas, associadas a causas tão diversas como a falta de condições locais de trabalho, a não capacitação de profissional de mão de obra, a desistência do controle de qualidade da execução, a má qualidade de materiais e componentes, e a irresponsabilidade técnica.

Para Helene (1992), as estruturas, os materiais e componentes, em sua grande maioria, têm sua qualidade e forma de aplicação normatizada. Entretanto, o sistema de controle, no que se refere ao construtor, tem se mostrado bastante falho, e a metodologia para a fiscalização e aceitação dos materiais, não é, em regra geral, aplicada, sendo este mais um fator que demonstra a fragilidade e a má organização da indústria da construção, assim como evidencia a posição subalterna que esta ocupa em relação à indústria de materiais e componentes.

Com isso, são comuns os problemas das manifestações patológicas devido a falhas no processo construtivo, como:

- Falhas na armação (estribos, ancoragem, emendas, cobrimento e espaçamento);
- Falhas na concretagem (lançamento, adensamento, cura, fôrmas, juntas de dilatação, desforma e descimbramento);
- Diferença entre a planta de armação e o quadro de armadura;
- Deslocamento da armadura da posição correta;
- Presença de agentes agressivos incorporados.

2.2.3 Utilização (manutenção)

De acordo com Souza e Ripper (1998), mesmo que as etapas de construção e execução tenham sido realizadas corretamente, as estruturas podem vir a apresentar problemas patológicos originados da utilização errônea ou da falta de um programa de manutenção adequado.

Os problemas patológicos ocasionados por manutenção inadequada, ou pela ausência total de manutenção, têm sua origem ligada ao desconhecimento técnico ou por optar por produtos de qualidade inferior e de menor custo.

Segundo Souza e Ripper (1998), de certa forma, uma estrutura pode ser vista como um equipamento mecânico que, para ter sempre bom desempenho,

deve ter manutenção eficiente, principalmente em partes onde o desgaste e a deterioração serão potencialmente maiores.

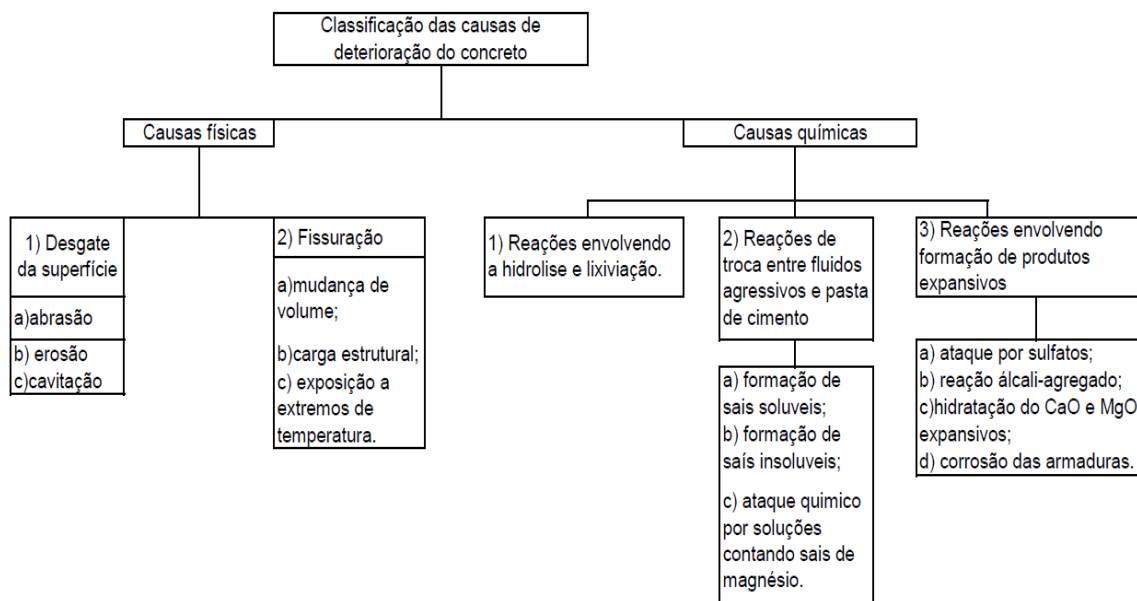
Os procedimentos inadequados durante a utilização podem ser divididos em dois grupos: ações previsíveis e ações imprevistas. Nas previstas, pode-se compreender o carregamento excessivo, devido à ausência de informações no projeto e/ou inexistência de manual de utilização. No caso das ações imprevisíveis, têm-se alterações das condições de exposição das estruturas, tais como incêndios e abalos por obras vizinhas, choque acidentais, dentre outros. (SOUZA e RIPPER, 1998).

2.3 Principais causas da deterioração do concreto

Os principais problemas de durabilidade em concreto armado incluem a reação álcali-agregado (RAA), ataque de sulfato, corrosão do aço, e congelamento e descongelamento. A RAA na estrutura de concreto é uma reação entre álcalis em solução de poros e alguns produtos químicos ativos de agregados. O ataque de sulfato é um dos principais fatores que causam a deterioração de expansão da estrutura de concreto. Tal expansão é atribuída a reações de íons de sulfato com alguns produtos de hidratação em estrutura de concreto. A corrosão do aço da armadura é considerada como uns dos problemas mais graves que envolve a durabilidade em engenharia de construção, a eliminação do grau de corrosão do aço é considerada um processo bem dificultoso (TANG et al, 2015).

Para Mehta e Monteiro (2008), Neville (2001) e Souza e Ripper (1998) as principais causa da deterioração podem ser divididas em dois grandes grupos, causas químicas e causas física. Na Figura 2.1 é mostrada, esquematicamente, essa classificação demonstrando as causas físicas e as causas químicas.

Figura 2.1. Representação esquemática da classificação da deterioração do concreto.



Fonte: MEHTA e MONTEIRO (2008).

2.3.1 Deterioração do concreto por ações físicas

Para Mehta e Monteiro (2008) as causas de deterioração física ou mecânicas são agrupadas em duas subcategorias: deterioração por causa do desgaste da superfície e deterioração devido às fissuras.

2.3.1.1 Deterioração devido ao desgaste da superfície

Esse tipo de deterioração ocorre com perda gradativa de massa partindo da superfície do concreto, pode ocorrer das seguintes formas:

a) Abrasão

Perda de massa devido ao esforço. Um exemplo é o caso dos pavimentos e pisos industriais em virtude do tráfego de veículos.

b) Erosão

Termo normalmente usado para descrever o desgaste pela ação abrasiva de fluidos contendo partículas sólidas em suspensão. Pode ocorrer em estruturas hidráulicas, como em revestimentos de canais, vertedouros e tubulações para o transporte de água e esgoto.

c) Cavitação

Perda de massa pela formação de bolhas de vapor e sua subsequente ruptura em virtude das mudanças repentinas de direção em águas que fluem com alta velocidade.

2.3.1.2 Deterioração devido ao surgimento de fissuras

A fissura pode ser considerada um dos sintomas patológicos mais importantes na construção civil. De acordo com Cánovas (1998), as fissuras com abertura inferior a 0,05 mm são consideradas como microfissuras por não serem perceptíveis a olho nu; as fissuras entre 0,12 e 0,20 mm não costumam oferecer perigo de corrosão das armaduras, claro que considerando um ambiente não agressivo. Para Cánovas(1998) as fissuras podem ser classificadas como:

a) Fissura pela cristalização de sais nos poros

A cristalização de sulfatos nos poros do concreto pode ser responsável por danos consideráveis. Isso acaba ocorrendo em estruturas que estão em contato de um lado com uma solução salina e de outro lado sujeita a evaporação, o material pode se deteriorar por tensões resultantes da pressão de sais que se cristalizam nos poros. Tais pressões são grandes o suficiente para produzir fissura, já que o concreto não resiste a grandes tensões de tração.

b) Fissura devido à ação térmica na pasta de cimento

Quando a água começa a congelar em uma cavidade capilar, o aumento de volume que acompanha o congelamento da água requer uma dilatação da cavidade igual a 9% do volume de água congelada, ou a saída desta água através de fronteiras do material está associada a este fenômeno de expansão, fissurações diversas.

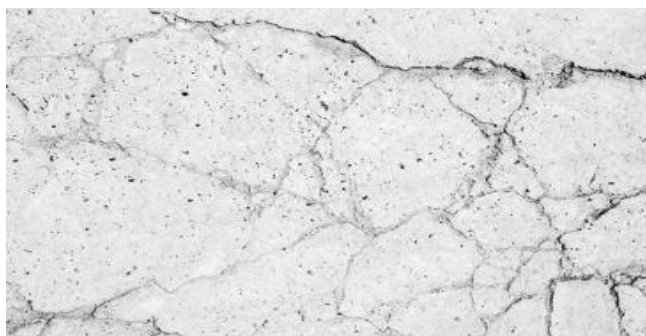
Em relação aos extremos de temperatura, quando o concreto é submetido ao fogo ocorre à decomposição de componentes da pasta e do agregado. Em relação a esse fato o concreto pode resistir a temperaturas entre

300 e 400°C, mantendo sua resistência e caindo depois mais rapidamente. Quando a temperatura atingir 870°C, a resistência à compressão do concreto fica reduzida de 70% antes da exposição.

c) Fissuras devido à retração plástica do concreto

De acordo com Souza e Ripper (1998), essa é primeira ocorrência de fissura em uma estrutura de concreto. Ela ocorre antes da pega do cimento, devido à rápida evaporação da água que foi colocada na mistura. Esse processo de fissura é mais comum em estruturas muito volumosas, devido à grande quantidade de concreto utilizada e à ausência de juntas (Figura 2.2).

Figura 2.2. Fissuras de retração plástica do concreto

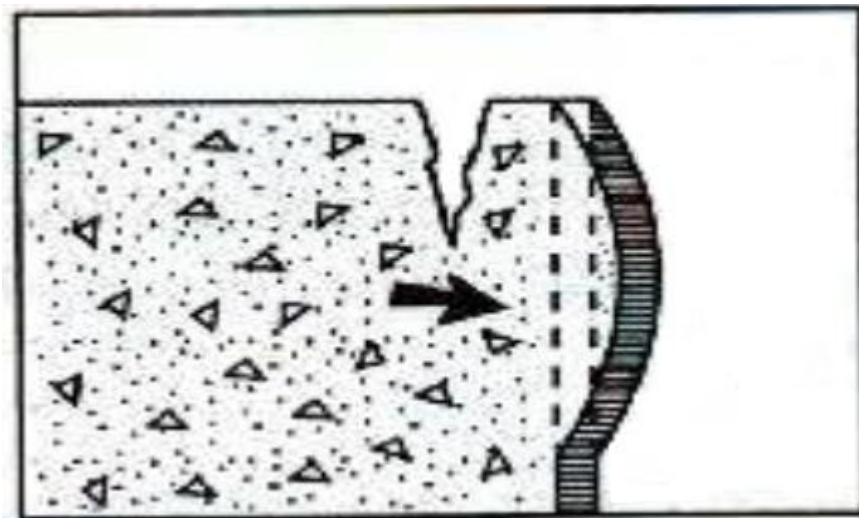


Fonte: SOUZA; RIPPER (1998).

d) Fissuras devido à movimentação de fôrmas e escoramento

Segundo Souza e Ripper (1998), as fissuras decorrentes da movimentação de fôrmas podem ser resultantes de deformação da peça, gerando alteração em sua geometria e posição de equilíbrio, gerando esforços não coincidentes com os de projeto e desenvolvimento de um quadro de fissuras (Figura 2.3).

Figura 2.3. Fissura causada por movimentação da fôrma



Fonte: SOUZA e RIPPER (1998).

f) Fissuras devido aos recalques das fundações

Segundo Thomaz (1989), os recalques nos pilares geram fissuras nas vigas vinculadas a eles, sendo estas aberturas maiores na parte superior das vigas. Souza e Ripper (1998) afirmam que a fissura por recalque será ainda mais significativa quando as armaduras forem deficientes ou se estiverem mal posicionada.

g) Fissuras devido à variação de temperatura

Para Souza e Ripper (1998), a criação de um estado de tensão gerado por contração ou dilatação térmica, é uma situação que normalmente gera fissura, posto que, em qualquer um dos casos, gera tensões superiores à capacidade de resistência ou de deformação das peças (Figura 2.4)

Segundo Helene (1986):

“A prevenção contra esse tipo de fissuras passa, dentre outros aspectos, pela correta consideração da influência do meio ambiente, pela atenção especial ao detalhamento das armaduras das peças solidárias que possuam inércias diferentes, pela correta disposição de juntas de dilatação e pela consideração cuidadosa das cores das pinturas a adotar para os vários elementos estruturais”.(Pg 10).

Figura 2.4. Fissuras causadas por variação térmica



Fonte: THOMAZ (1989).

h) Fissuras devido à degradação biológica do concreto

A Figura 2.5 mostra a degradação biológica do concreto. Essa degradação é notada quando é perceptível o surgimento de placas e fatias com perda de aderência, e consequência perda de resistência.

Figura 2.5. Fissuras causadas por degradação do concreto



Fonte: THOMAZ (1989).

i) Fissuras devido às ações aplicadas

Fissuras por flexão: este tipo de fissura é a mais comum dentre os elementos de concreto (Figura 2.6).

Figura 2.6. Fissura por flexão



Fonte: SOUZA; RIPPER (1998).

Fissuras por cisalhamento: neste caso é comum observar fissuras próximas aos apoios, quando o elemento for mal dimensionado, ou quando os estribos forem insuficientes ou mal posicionados, ou ainda quando os concretos apresentarem resistência inadequada (Figura 2.7).

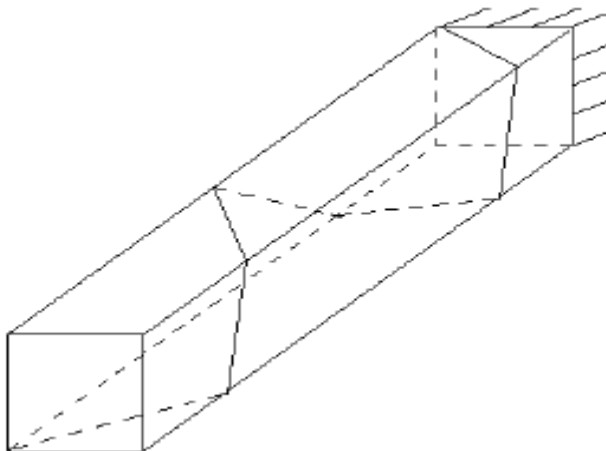
Figura 2.7. Fissuras por Cisalhamento



Fonte: SOUZA e RIPPER (1998).

Fissuras por torção: devido ao esforço de torção as fissuras aparecem em todas as faces da peça com uma inclinação de 45° (Figura 2.8).

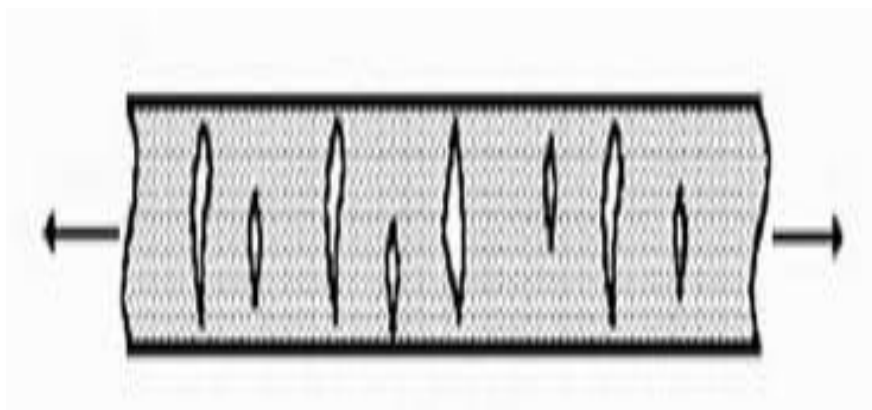
Figura 2.8 Fissura por torção



Fonte: SOUZA e RIPPER (1998).

Fissuras por tração: na tração as fissuras surgem no sentido perpendicular à direção dos esforços. De acordo com Cánovas (1988), uma característica desse tipo de fissura é seu aparecimento de forma súbita e atravessando toda seção. Ele ainda afirma que fissuras de tração axial não são freqüentes em estruturas de concreto armado, devido às armadura, mas quando ocorrem é comum se confundir com o posicionamento dos estribos (Figura 2.9).

Figura 2.10 - Fissuras por tração

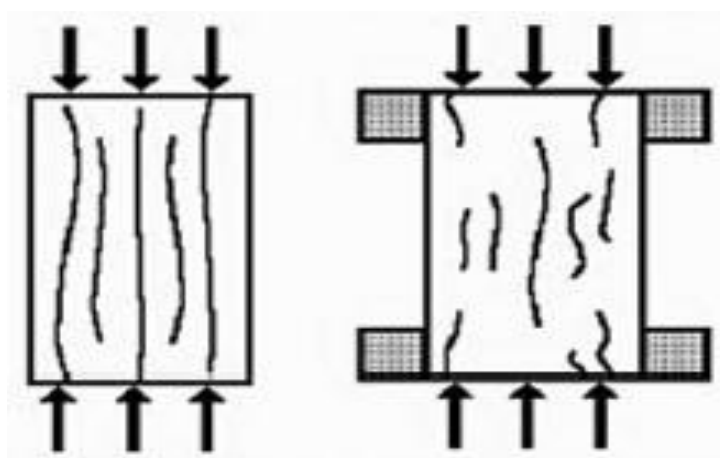


Fonte: SOUZA e RIPPER (1998).

Fissuras por compressão: ao contrário de tração, as fissuras de compressão geralmente são paralelas aos esforços. Para Cánovas (1988) as

fissuras de compressão que surgem na parte central de peças muito esbelta são perigosas. Esses tipos de fissuras, em sua maioria, são finas e surgem juntas. Quando ocorrem podem indicar o início do fenômeno de flambagem. A ocorrência desse tipo de fissura em pilares deve ser analisada de forma singular, pois ela pode levar ao colapso da zona afetada do elemento em questão (Figura 2.11).

Figura 2.11. Fissuras por compressão



Fonte: SOUZA; RIPPER (1998).

2.3.2 Deterioração do concreto por ações químicas

A resistência do concreto a processos destrutivos iniciados por reações químicas envolve geralmente, mas não necessariamente, interações químicas entre agentes agressivos presentes no meio externo e os constituintes da pasta de cimento.

Entre as exceções está a RAA, hidratação do CaO e MgO cristalinos, se presente em quantidades excessivas no cimento Portland e corrosão eletroquímica da armadura.

As grandes quantidades de íons de Na^+ , K^+ e OH^- são responsáveis pelo alto valor do pH do concreto, sendo entre 12,5 a 13,5 do fluido nos poros das pastas de cimento Portland. Quando se fala de concreto qualquer meio de pH menor que 12,5 pode ser qualificado como agressivo, pois a redução da

alcalinidade do fluido dos poros levaria a uma desestabilização dos produtos cimentícios de hidratação.

Segundo Garcia (1999) e Mehta e Monteiro (2008), existem três situações em que as reações químicas ocorrem em interação com a pasta de cimento já endurecida:

2.3.2.1 Reação envolvendo a formação de produtos expansivos

Os quatro fenômenos associados com reações químicas expansivas são: ataque por sulfato, ataque álcali-agregado, hidratação retardada de CaO e MgO livres e corrosão da armadura.

a) Ataque por sulfato

Sais sólidos de sulfato não atacam o concreto, somente quando estão dissolvidos podem reagir com o concreto. O sulfato de amônia, por exemplo, pode estar presentes em águas industriais e no solo. Efluentes de postos de combustíveis e indústrias químicas podem conter ácido sulfúrico. A decomposição de material orgânico pode conter H_2S .

Pode ocorrer o ataque do cimento, na reação do sulfato de cálcio com o $Ca(OH)_2$ e com o aluminato tricálcico hidratado. Os produtos dessa reação, o gesso e o sulfoaluminato de cálcio ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 31H_2O$ - etringita) tem um volume consideravelmente maior do que os compostos iniciais, de modo que as reações com os sulfatos leva a expansão. Segundo Neville (2001), a formação de etringita por sulfato de cálcio ocorre no concreto endurecido, muitas vezes provocando a desagregação do concreto: portanto essa reação às vezes é mencionada como expansão de etringita retardada ou tardia.

b) Reação álcali-agregado

De acordo com Garcia (1999), classifica-se em três as reações envolvendo álcalis: reação álcali-sílica que envolve a presença de sílica amorfa; reação álcali-silicato onde envolve silicatos presentes nos feldspatos, em argilosos, e em algumas rochas sedimentares; e por fim a reação álcali-carbonato, envolvendo certos calcários dolomíticos e as soluções alcalinas presentes nos poros do concreto.

c) Corrosão da armadura

É considerado um dos problemas mais comuns, sendo relacionado com a deterioração das estruturas de concreto, causado frequentemente por contaminação de cloreto e a carbonatação. Trata-se de um processo eletroquímico podendo ser acelerado pela presença de agentes agressivos externos como ácidos. Para que a corrosão se manifeste, é necessário que haja oxigênio, umidade (água) e o estabelecimento de uma célula de corrosão eletroquímica que ocorre após a despassivação da armadura.

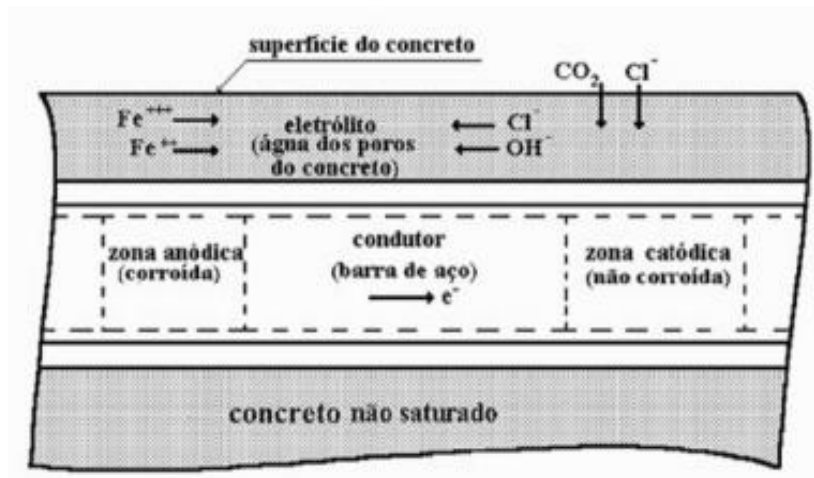
A água sempre estará presente no concreto em quantidade suficiente para atuar como eletrólito, principalmente em locais onde a estrutura está exposta a intempéries. Certos produtos de hidratação do cimento como o Ca(OH)_2 (portlandita) que é solúvel em água, também formam nos poros e capilares uma solução saturada que constitui um bom eletrólito (HELENE, 1995).

Em temperaturas próximas a ambiente, o aço corrói apenas na presença de água, seguindo as reações:



Desta forma, cria-se um efeito de pilha, como demonstrado na Figura 2.12, onde a corrosão instala-se pela geração de uma corrente elétrica dirigida do anodo para o catodo, por meio da água, e do catodo para o anodo, por meio da diferença de potencial. No caso do concreto armado, as regiões de menor concentração de O_2 são as anódicas. Da combinação do cátion Fe^{++} com os ânions $(\text{OH})^-$ resulta o hidróxido ferroso, de cor amarelada, depositado no anodo; no catodo deposita-se o hidróxido férrico, de cor avermelhada. Estes dois produtos constituem a ferrugem, evidência mais clara da corrosão do aço (SOUZA e RIPPER. 1998).

Figura 2.12. Célula de corrosão eletroquímica em concreto armado.



Fonte: SOUZA e RIPPER (1998).

A transformação do aço metálico em ferrugem é acompanhada por um aumento no volume o qual, dependendo do estado de oxidação, pode ser de até 600 % o do metal original, sendo essa expansão a causa principal da fissuras do concreto (HELENE, 1992).

3 CONSIDERAÇÕES SOBRE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS E REPARO EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE CONCRETO ARMADO

O reparo e a reabilitação de estruturas de concreto armado são essenciais não só para o uso (como caracterizado no seu ciclo de vida), mas também para garantir a segurança e integridade dos componentes associados, de modo que eles possam desenvolver suas funções básicas (JUMAAT; KABIR; OBAYDULLAH, 2006). Um bom estado de conservação melhora a função e desempenho bem como a rigidez, melhora também a aparência da superfície do concreto impedindo que substâncias agressivas penetre e cause corrosão no aço (AL-DULAIJAN et al, 2002).

Reparar uma estrutura de concreto degradado é essencial não só para utilizá-la para o seu serviço de vida pretendido, mas também para garantir a sua segurança e facilidade de manutenção. Um reparo bem feito melhora a função e o desempenho de uma estrutura restaurando a sua resistência e rigidez, melhora a aparência da superfície de concreto, fornece estanqueidade, impede a entrada de umidade, oxigênio, cloreto e o dióxido de carbono (SHASH, 2005).

Segundo Souza e Ripper (1998), existem diferenças entre o significado dos termos reparo, reconstituição, reforço e reconstrução. O reparo significa a reconstituição dos fragmentos danificados da estrutura quando o fluxo dos esforços internos não é afetado, e o estado limite último e de utilização são satisfeitos. A reconstituição renova os elementos estruturais completamente danificados, que cessaram de desempenhar seu papel estrutural devido à deterioração. O reforço adapta o elemento estrutural para produzir aumento na sua capacidade de carregamento, o que normalmente causa a redistribuição dos esforços internos. A reconstrução geralmente significa a mudança do esquema estrutural com o objetivo de modificar o projeto inicial, e, assim, as funções dos elementos.

Para Shash (2005), o reparo e o trabalho de reabilitação das estruturas de concreto podem ser genericamente classificados em duas categorias: reparo em que os danos devido à deterioração e à fissuras são corrigidos para restaurar a forma inicial da estrutura, e o reparo que é necessário para manter

a capacidade estrutural de um membro cuja capacidade de carga ou foi inadequado ou tem sido severamente prejudicada. Enquanto o primeiro é essencialmente uma restauração destinada a dar cumprimento manutenção e critério de integridade estrutural, a segunda categoria lida, principalmente, com a manutenção da resistência, e, portanto, está em conformidade com critério de resistência (SHASH, 2005).

Cusson (2014) salienta para a falta de informações sobre o desempenho de produtos de reparo, e considera isto a umas das causas de insucesso nos reparos das estruturas nos EUA.

Segundo Helene (1992), a escolha dos materiais e da técnica de reparo a ser aplicada depende do diagnóstico da manifestação patológica, das características da região a ser corrigida, sendo o tipo de exposição da estrutura um dos fatores mais importantes, assim também como as exigências de funcionamento do elemento que vai ser objeto da correção. Por exemplo, nos casos de elementos estruturais que necessitam ser colocadas em carga após algumas horas da execução da correção, pode ser necessário e conveniente utilizar sistemas a base epóxi ou poliéster. Nos casos de prazos um pouco mais dilatados (dias), pode ser conveniente utilizar argamassas e grautes de base mineral e, nas condições normais de solicitação (após 28 dias), os materiais podem ser argamassas e concretos adequadamente dosados.

Monteiro et al. (2000) cita que é indispensável compatibilizar as propriedades físicas e químicas dos materiais de reparo com as do substrato onde serão aplicados, ao que se pode chamar genericamente de compatibilidade, isto é, reparos localizados devem resistir às tensões induzidas por cargas, mudanças de volume, reações químicas na interface com as armaduras e com ambiente.

Existem inúmeras estruturas de concreto a serem reparadas, e ainda não se dispõe de regulamentação específica ou métodos normalizados para reparos, e como as incertezas quanto ao desenvolvimento da degradação por agentes agressivos é fato ainda presente, a responsabilidade de trabalhos de reparo de estruturas fica condicionada a experiência dos técnicos quer em nível de projeto, quer em nível de execução (ARANHA, 1994; TANG et al, 2015).

Para que seja alcançada a vida útil de projeto (VUP), para a estrutura e seus elementos, devem ser previstas e realizadas manutenções preventivas sistemáticas e, sempre que necessárias manutenções com caráter corretivo. Estas últimas devem ser realizadas assim que o problema se manifestar, impedindo que pequenas falhas progridam, às vezes, rapidamente para extensas manifestações patológicas (NBR 15575, 2013).

Porém, no Brasil, nem os fabricantes, nem os especialistas conseguiram ainda reunir a sua experiência nesta área e elaborar uma normalização básica referente à especificação de argamassa de reparo e os procedimentos recomendáveis para execução de reparos localizados em estruturas de concreto. Isto afeta tanto a indústria, que tem dificuldades em padronizar propriedades e níveis de desempenho a serem atingidos pelos seus produtos, quanto a profissionais, que podem praticar especificações inadequadas, devido à variedade de técnicas e produtos existentes (BERTOLO; SELMO, 2005).

A norma Europeia NP EN 1504- 1 (2006) trata da proteção e reparo das estruturas de concreto, onde os principais grupos relativos a produtos e sistemas de reparo são:

- Sistemas de proteção de superfícies;
- Argamassas e concretos para reparos estruturais e não estruturais;
- Aderência estrutural;
- Injeção para concreto;
- Grautes para ancoragem de armaduras e para preenchimento de vazios externos;
- Prevenção da corrosão das armaduras.

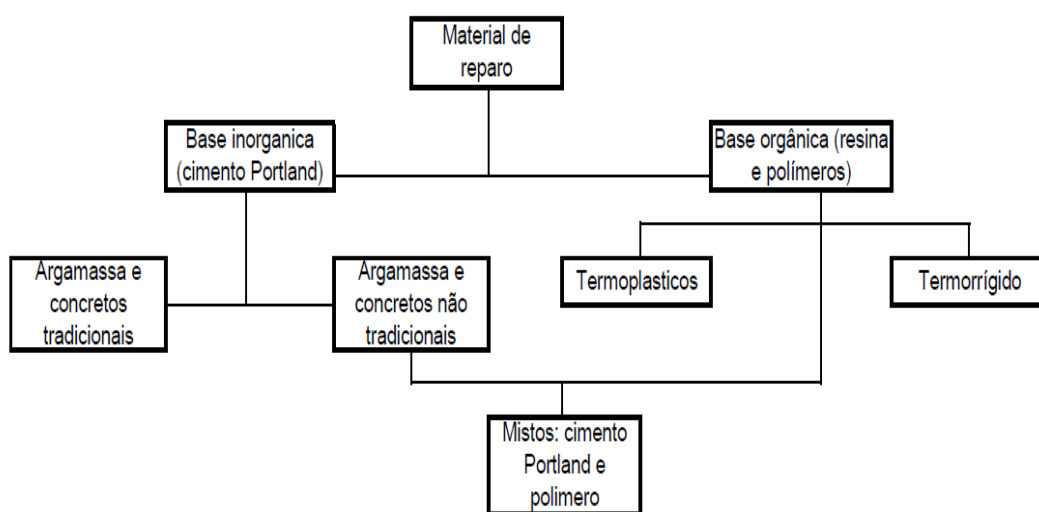
3.1 Materiais de reparo para estrutura de concreto

Os materiais reparo são divididos em 4 grupos: materiais a base de cimento Portland (pasta de cimento, argamassas e concretos); a base de cimento Portland modificados (argamassas com alta concentração de alumínio e ou com fosfato); a base de cimento modificado com polímeros (estireno butadieno, acrílico, vinil acrílico ou outros copolímeros de materiais à base de cimento modificado) e polímeros puros (resinas epoxi, poliésteres e alguns

sistemas à base de poliuretano (PORT; CAMERON, 2004; WANG; XU; LIU, 2016).

Segundo Cusson (2014), a classificação mais conhecida é a que leva em consideração a família química dos produtos, que podem se agrupar em família com base inorgânica (cimento) ou orgânica (polímero) e mista, conforme ilustra na Figura 3.1.

Figura 3.1. Representação esquemática dos tipos de materiais.



Fonte: CUSSON (2014).

Os materiais à base de cimento, em sua maioria, contém diversos aditivos com a finalidade de melhorar suas propriedades de retração, exsudação, tempo de pega e consistência.

Os materiais avançados, formulados à base de resinas e combinações com outros materiais, como fibras, dentre outros, se mostraram como resposta técnico-científica moderna para as exigências de desempenho e durabilidade em sucessiva evolução em todo o mundo, sobretudo nas situações em que o concreto necessita ser modificado ou que o seu uso seja inadequado (SHASH, 2005).

Esses materiais de reparo cuja base é de natureza orgânica são muito variados em composição, sendo os mais comuns os materiais a base de resinas epóxi, resinas poliéster, base poliuretano, base acrílica e outros, sendo

que alguns deles são empregados dissolvidos na água de amassamento, dando lugar a materiais mistos.

A Tabela 3.1 apresenta as principais propriedades das matérias de reparo quanto à família química. Segundo Andrade (1992), a escolha do produto deve ser feita em função das propriedades requeridas do material, como forma de garantir, dentre outros, a compatibilidade química entre o concreto da estrutura e o produto de reparo.

Tabela 3.1. Propriedades dos materiais de reparo.

Família Química	Classe	Tipo	Propriedades	Função
Base Inorgânica	Tradicional (cimento Portland)	a) caldas; b) argamassa; c) concreto;	a) alta aderência; b) retração; c) qualidade	a) restaurar o meio alcalino que permita a passivação da armadura.
Base Inorgânica	Não tradicionais	a) cimento Portland com adição de agente expensor; b) cimento aluminoso; c) cimento de etringita (expandido com alto teor de C3A).	a) retração compensada; b) tempo de pega curto. c) altas resistências mecânicas a curto prazo.	a) restaurar o meio alcalino que permita a passivação da armadura.
Base Orgânica	Ligantes base resinas e polímeros	Termoplásticos: a) acrílico; b) acrilamidas; c) estirenos; d) acetato polivinílico; e) estireno butadieno	Boa aderência e baixa permeabilidade	a) Atuar como barreira à penetração de oxigênio, umidade e gás carbônico.
		Termorrígidos a) resina epóxi b) poliuretano c) resina poliéster		
Mista	Ligantes hidráulicos com polímeros	a) Mistura base cimento com base orgânica	a) alta resistência à compressão e a flexão b) baixa permeabilidade c) alta aderência	a) Atuar como barreira e na passivação das armaduras

Fonte: ANDRADE (1992).

3.1.1 Critérios de seleção de materiais para reparo

Segundo Souza e Ripper (1998), além do mínimo de característica de bom desempenho, como resistência à compressão e boa aderência, a escolha de qualquer tipo de material deve seguir outras propriedade a serem

observadas quanto à finalidade, tais como: o coeficiente de expansão térmica, retração e permeabilidade.

Para Cusson (2014), a seleção de materiais para reparo ainda deve ser levada em conta às condições de exposição em serviço, a logística, parâmetros de instalação para reparo. O Quadro 3.1 mostra valores de algumas propriedades dos três grupos de materiais.

Quadro 3.1. Propriedades mecânicas dos materiais para reparo.

Propriedades mecânicas	Argamassa cimentícia	Argamassa cimentícia modificada com polímero	Argamassa a base de resina
Resistência à compressão (MPa)	20-50	30-60	50-100
Resistência à tração (Mpa)	2-5	5-10	10 - 15
Módulo de elasticidade na compressão (GPa)	20-30	15-25	10 - 20
Coeficiente de expansão térmica (°C)	10	10 - 20	25-30
Absorção de água (% por peso)	5,0-15	0,1-0,5	1,0 - 2,0
Temperatura máxima de serviço	>300	100-300	40-80

Fonte: CUSSON (2014).

Cusson (2014) estabeleceu algumas propriedades mais importantes e relevantes que devem ser consideradas para a definição de um material para reparo durável e sem incompatibilidade, comparando o desempenho entre reparo (R) e o substrato de concreto (C), conforme demonstrado no Quadro 3.2.

Quadro 3.2. Propriedades mecânicas dos materiais para reparo.

Propriedades	Relação do material para reparo (R) com substrato de concreto (C)
Tensão de retração	R=C
Coefficiente de fluência (para reparos comprimidos)	R<C
Coefficiente de fluência (para reparos tracionados)	R>C
Coefficiente de expansão térmica	R=C
Módulo de elasticidade	R=C
Coefficiente de Poisson	R=C
Resistência à tração	R>C
Desempenho a Fadiga	R>C
Aderência	R>C
Porosidade e resistividade	R=C
Reatividade química	R<C

Fonte: CUSSON (2014).

3.1.1.1 Tensão de retração

No substrato de concreto, a maior parte da retração ocorre no momento em que a pasta de cimento está perdendo água, e, em material a base de resina a retração ocorre devido a um arrefecimento após uma reação exotérmica, chegando à retração superior a 15 mm. Quando essa retração é restringida surgem tensões permanentes no material o que leva a sua própria fissura ou o deslocamento do substrato. Logo, o material para reparo deve ter uma retração menor que a retração do substrato para evitar essas tensões.

3.1.1.2 Coeficiente de Fluência

A fluência é uma deformação permanente que acompanha uma determinada peça estrutural devido ao carregamento. Em peça que o reparo irá trabalhar em tensões de compressão é desejável que o coeficiente de fluência do reparo seja menor para resistir às tensões e poder transferir para o concreto. Já para peças em que o reparo irá trabalhar em uma tensão de

tração é desejável que o coeficiente de fluência do reparo seja maior para tentar equilibrar a retração.

3.1.1.3 Coeficiente de expansão térmica

É desejável que os coeficientes de expansão térmica sejam iguais para evitar variações muito grandes de dilatações, o que implicaria no surgimento de tensões no sistema, podendo causar falha na interface ou no material de menos resistência. Logo, deve-se escolher materiais que possuem coeficientes de dilatação iguais ao substrato.

3.1.1.4 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade é a medida de rigidez de um determinado material. Material com módulo de rigidez baixo tem a tendência de transferir a carga para o material de maior módulo, materiais de baixo módulo são capazes de se deformar mais do que materiais de alto módulo quando submetidos a uma determinada carga. No entanto, o ideal é que os dois materiais possuam módulos de elasticidades iguais para que possam trabalhar como um material uniforme evitando esforços na interface.

3.1.1.5 Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson mede a relação de deformação entre duas direções. O ideal que possuam o mesmo valor de coeficiente de Poisson para que possam deformar de forma similar.

3.1.1.6 Resistência à tração

Preferível que materiais para reparo possuam alto valor de resistência à tração, em especial para reparo de vigas em que o reparo pode trabalhar tanto na compressão quanto na tração.

3.1.1.7 Desempenho a fadiga

O carregamento cíclico provoca o desenvolvimento e a propagação de fissuras, devido ao fato da resistência à fadiga do material ser menor que sua força estática, então a escolha do material deverá levar em consideração um

material que suporte vários ciclos de cargas, especialmente para elementos estruturais em pontes.

3.1.1.9 Porosidade e resistividade

Conveniente que ambos, concreto e reparo, possuam mesma porosidade e permeabilidade permitindo uma estanqueidade de agentes patológicos.

3.1.1.10 Reatividade química

A reatividade do material para reparo com o aço, com o agregado e com o cimento, deve ser considerada para evitar problemas futuros. Por exemplo, materiais com pH baixo a moderado fornece pouca proteção ao concreto e ao aço, e por outro lado, materiais excessivamente alcalino pode vir a reagir com os agregados, portanto a reatividade deve ser verificada.

3.1.2 Aderência

A aderência é uma das mais importantes propriedades que devem ser analisadas em um sistema formado entre argamassa e substrato. Quanto melhor for à eficiência da aderência melhor será o desempenho do reparo (MO et al., 2016).

A aderência é uns dos parâmetros de desempenho mais importantes para os materiais para reparo e o substrato, responsável pela transferência de tensões e deformações entre substrato e material para reparo (SATO; YAMADA, 2016).

Para Costa (2014), a aderência pode ser definida como a propriedade resultante das ligações que ocorrem na interface entre duas superfícies.

Existem vários trabalhos que analisam o aumento da resistência na interface do concreto e reparo, no entanto tem havido poucos estudos analíticos que realizam experimentos que consigam resultados concretos sobre essa propriedade (SATO et al, 2015).

A formação da aderência abrange muitos fenômenos, de modo que a elaboração de uma teoria que explique os mecânicos, químicos e físicos da

aderência torna-se difícil devido à natureza e à interdisciplinaridade dos mesmos. Na tentativa de explicar tal situação, foi proposto (REINHART, 1954):

a) Teoria do Inter travamento mecânico

Concebe o travamento mecânico do adesivo nas imperfeições da superfície do sólido (poros e rugosidade).

b) Teoria da ligação química

O nível da aderência é definido pelas ligações químicas primárias e secundárias formadas na interface. A intensidade das ligações depende do contato entre as fases, quanto, mais próximo maior a intensidade;

c) Teoria da zona de transição – na região de contato adesivo

Ha formação de uma interface cujas propriedades diferem da estrutura interna das fases envolvidas. A zona de transição ou interface é consequência do contato entre as fases, sendo a sua formação inevitável, exceto em materiais de gradação e funcional que apresentam propriedades variáveis ponto a ponto e cadeias poliméricas formadas a partir da Inter difusão molecular (BALDAN, 2012);

d) Teoria eletrostática (ou eletrônica)

Propõe que a aderência ocorre pela transferência de elétrons entre o adesivo e o substrato, dessa forma, uma camada dupla de elétron é formada na interface. No entanto, não pode ser considerado o principal mecanismo, pois existem fatores que alteram as cargas elétricas, como a umidade e a radiação.

e) Teoria da difusão

Essa teoria pode é aplicada aos sistemas em que tanto o adesivo quanto o substrato são polímeros. Essa teoria supõe que a aderência é oriunda da difusão de íons ou moléculas entre adesivo e substrato, mas para que isso ocorra é necessário que haja diferença de concentração entre as fases da mobilidade iônica.

O mecanismo de aderência entre os materiais cimentícios é um fenômeno complexo devido à natureza heterogênea dos substratos de concreto e dos materiais destinados ao reparo (MORENO, 2002).

Para Godim (2005), o mecanismo de aderência entre as superfícies das argamassas e dos substratos porosos desenvolve-se em duas etapas distintas. A primeira é a adesão inicial que ocorre no estado fresco. Ela se dá no momento em que a argamassa no estado plástico entra em contato com o substrato poroso. Já a segunda, se processa ao longo do intervalo de tempo em que se desenvolvem as reações de hidratação das partículas dos aglomerantes, ou seja, com o endurecimento da argamassa, e é definida como aderência propriamente dita. É importante esclarecer os mecanismos básicos pelos quais se desenvolve a aderência entre o material para reparo e o substrato, levando-se em consideração os fenômenos envolvidos.

3.1.2.1 Mecanismos de aderência

a) Aderência química

A aderência é de natureza predominante química quando resulta de forças de atração moleculares entre as fases, essas conexões podem ocorrer devido às ligações primárias (iônicas; covalentes e metálicas) e secundárias (forças intermoleculares, conhecida com força de Van der Waals) (REINHART, 1954).

As forças intermoleculares são as principais responsáveis pela aderência da maioria dos materiais multifásicos. Embora possuam menor energia de ligação (da ordem de 50 kJ/mol) em relação às primária (de 100 a 1000 kJ/mol), sendo assim as ligações primárias não são desprezíveis (SCHULTZ et al, 2003). Dessa forma essas ligações são fortes o suficiente para explicar a aderência não sendo necessária a ocorrência de ligações primária entre os dois materiais para garantir a estabilidade.

O efeito da adição de polímeros em compósitos cimentícios tem sido bastante estudado por apresentar melhor desempenho da aderência entre os materiais. Segundo Wen-yu et al. (2002), existe uma influência na incorporação de uma blenda de polímeros constituída de álcool polivinílico (PVA) e metil-celulose (MC) na microestrutura matriz-agregado quartzosa. Verificou-se que houve a formação de uma interface mais coesa em a presença de hidróxido de cálcio e etriginta nos compósitos com blenda de

polímero (PVC e MC). Isso ocorre pela atração eletrostática e reações químicas entre os grupos polares presentes na blenda e os íons resultantes do ataque superficial do quartzo e da dissolução do cimento, dando origem a uma camada de gel rico em Ca e Si que envolve o agregado.

b) Aderência mecânica

Apesar de existirem sólida base científica demonstrando a natureza química da aderência, a contribuição do inter travamento mecânico não pode ser totalmente afastada. A ocorrência desses mecanismos depende da estrutura física da superfície do substrato e da capacidade de molhamento do produto aplicado sobre o substrato ainda no estado fresco, esse deve ser capaz de penetrar nas irregularidades superficiais (poros e rugosidade) exercendo a ação de ancoragem após a solidificação (COSTA, 2014).

Segundo Recum et al. (1996), a topografia define a morfologia da superfície, sendo essa dividida entre rugosidade e textura. A rugosidade é a caracterizada por alterações da topografia da superfície, incluindo picos e vales com o tamanho e distribuição aleatória. Pode ser resultado da estrutura cristalina do material, do processo de fabricação ou acabamento superficial incluindo: gravações, polimentos e jateamento de areia. A textura é qualquer configuração da morfologia da superfície com dimensões e distribuição definidas. Sendo a porosidade considerada como um caso especial de textura.

A penetração de partículas e a precipitação de cristais no interior dos poros e/ou rugosidade do substrato irá depender da geometria dos poros e das partículas. Se a seção das irregularidades superficiais for menor ou igual à das partículas, irá ocorrer o entupimento, e é de se espera que as partículas sedimentem na superfície do substrato, levando a um processo de filtração da matriz, sendo mais provável que o efeito de sucção provoque a migração de íons para o interior do substrato. Se a concentração de íons for elevada e houver espaço disponível, haverá a precipitação dos hidratos, e, depois de algum tempo, esses precipitados intercapilares poderão exercer a ação de ancoragem matriz substrato (COSTA, 2014).

3.1.2.2 Contato substrato e argamassa

O contato entre superfícies determina a intensidade das ligações na interface: na medida em que a distância entre elas aumenta a intensidade das ligações cai, qualquer defeito interfacial reduz significativamente a aderência, logo quando estão próximas as forças intermoleculares são elevadas. Se não existir contato a nível molecular não há aderência, e isso nos remete na quantidade de defeitos, fissuras, trincas e bolhas de ar na interface. O contato molecular é obtido através do molhamento do sólido pelo líquido, ou seja, ainda no estado fluido o adesivo deve molhar e espelhar a superfície do substrato formando uma interface sem defeitos após a consolidação (COSTA, 2014).

3.1.2.3 Fatores que influenciam no mecanismo de aderência

a) Porosidade do substrato de concreto

Os substratos podem ser caracterizados, dentre outras propriedades, pela porosidade, pela capacidade de sucção de água e pela textura superficial. Destas, a capacidade de sucção de água e a porosidade exercem maior influência na aderência. Isto porque o movimento de água, e de outros líquidos nos sólidos porosos, depende em grande parte da sua microestrutura, ou seja, do tamanho efetivo, configuração e distribuição dos seus poros.

Os poros capilares, assim como sua interconexão, sofrem influência direta da relação água/cimento (a/c) do concreto. Eles se formam pela percolação e evaporação de parte da água no interior da pasta de cimento. Então, estima-se que concretos de menor resistência estrutural, por terem uma relação a/c mais elevada e, conseqüentemente, maior porosidade, podem ser mais facilmente reparados que concretos de alta resistência.

b) Rugosidade do substrato de concreto

Segundo Satoh et al. (2015), existem duas maneiras já conhecidas para melhorar o desempenho interfacial. Uma seria a rugosidade da superfície a ser reparada, e a outra está intrínseca ao material para reparo, ou seja, o desempenho do material para reparo.

De acordo com o Modelcode (2010), existem métodos bastante específicos para medir e especificar a rugosidade da superfície do concreto.

Um método simples, muito utilizado nas obras é o método da “mancha de areia”, que consiste num determinado volume de areia fina espalhada sobre a superfície, que dependendo do diâmetro do círculo, a rugosidade média pode ser estimada como a média da altura do cilindro de areia.

Outros métodos mais avançados apenas são possíveis em laboratórios, as vantagens destes métodos é que permitem a medição mais precisa dos perfis de rugosidade, e, assim, podem fornecer uma especificação mais detalhada da topografia da superfície. Cita-se, por exemplo, método de contato, rugosímetro mecânico de contato, comparação viso tátil, a perfilometria ótica e a microscopia de força atômica.

c) Tratamento superficial do concreto

Segundo Gondim (2005), na necessidade de se ampliar a aderência entre os dois materiais (argamassa para reparo e substrato), a adesão inicial e a resultante resistência de aderência podem ser modificadas. Utiliza-se um meio que permita o transporte de partículas aglomerantes em solução proveniente da argamassa para reparo no estado fresco, independentemente das propriedades intrínsecas do concreto a ser reparado.

Para Gondim (2005), quando os poros da matriz do concreto a ser reparado, houver uma total falta de água a ponto de considerar a superfície como seca, o contato entre a argamassa para reparo e o concreto ocasiona uma perda importante da água de amassamento na região próxima à superfície de ligação. Esta perda modifica-se em função da formulação da argamassa e de variáveis de dosagem, como a relação a/c , implicando mudanças na microestrutura da argamassa nessa região.

O fato de a superfície possuir um teor controlado de umidade caracteriza uma condição favorável ao processo de formação da aderência. Este controle facilita o acesso das partículas de cimento em processo de hidratação à superfície, permitindo a ligação efetiva entre substrato e reparo. Ao mesmo tempo, não prejudica as propriedades reológicas da argamassa nas camadas próximas à superfície, além de promover uma ligação mais eficiente, no que tange à sua resistência de aderência e área de contato (ROCHA, 2012).

Certifica-se, então, que o tratamento realizado na superfície do substrato é de notória importância para a obtenção de uma adesão eficaz. Cabe ressaltar que a aplicação de qualquer mecanismo destinado ao sucesso da aderência deve ser realizado considerando limites para cada elemento do processo.

d) Pontes de aderência

A presença de um agente adesivo, denominado de ponte de aderência, assegura a eficiência da ligação entre substrato e o material para reparo. Existem diversos tipos de materiais que podem ser empregados como ponte de aderência, dentre eles: polímeros e as resinas poliméricas (epóxi e acrílica). HELENE (1992) afirma que, para utilização deste adesivo, é necessário que o substrato esteja seco. Acrescenta, ainda, que a resina é altamente sensível a temperaturas superiores a 70°C.

3.1.3 *Descrição dos materiais para reparo*

A seguir são descritos os principais materiais para reparo.

3.1.3.1 Concreto como material de reparo

O concreto convencional, feito com cimento Portland, é ainda bastante utilizado em reparos e reforço de estruturas. No entanto, na maioria das vezes deve ter uma dosagem que considere as diferenças de retração entre o concreto a ser aplicado e o concreto existente na peça a recuperar, e pode ser necessário, também, um concreto com alta resistência inicial. Os traços muito ricos em cimento também devem ser evitados, pois apresentam grande retração. Os aditivos plastificantes, super plastificantes e expansores devem ser empregados de forma a permitir adequação às necessidades do serviço. Souza e Ripper (1998) sugerem que as especificações e notas que vão constar dos desenhos de execução sejam exaustivas, esclarecendo a resistência desejada, a composição do concreto, os aditivos a utilizar e cuidados para sua aplicação.

Segundo Souza e Ripper (1998), se a peça a ser reparada for bastante nova, não tendo ainda o seu concreto sofrido a maior parte da retração, o traço do concreto novo deve se aproximar o mais possível do traço do concreto

antigo. Por outro lado, se a peça for antiga, o seu concreto já terá sofrido toda ou praticamente toda a sua retração, neste caso, o traço do concreto novo deve ser escolhido de modo a reduzir a sua retração ao mínimo. O meio mais eficaz para se alcançar tal objetivo é a redução do fator água/cimento, empregando-se aditivos plastificantes ou super plastificantes. Se possível, o concreto novo deve ser misturado e deixado em repouso por 30 a 60 minutos, de forma a diminuir a retração após o lançamento. Os traços muito ricos em cimento também devem ser evitados, pois apresentam grande retração.

Nos reparos em que o concreto novo é colocado em cavidades existentes no concreto antigo, a sua retração tende a criar fissuras na interface. Para evitar isto, utilizam-se aditivos expansores, os quais podem ser de dois tipos: os que liberam gases e os que são à base de limalha de ferro. Dentre os do primeiro tipo, o de uso mais corrente é o pó de alumínio, que produz hidrogênio que, por sua vez, provoca a expansão do concreto fresco, compensando assim a retração de pega do concreto. Os aditivos com limalha de ferro têm sua ação baseada na oxidação da limalha, o que provoca a sua expansão e, conseqüentemente, a expansão do concreto (SOUZA e RIPPER, 1998).

Além do problema de retração, a dosagem do concreto também deve levar em conta os requisitos quanto à resistência e à durabilidade. Por se tratar de concreto convencional como material para reparo, é fundamental que as especificações e as notas que vão constar dos desenhos de execução sejam mais exaustivas, explicitando, além da resistência desejada, a composição do concreto, incluindo os aditivos a utilizar e os cuidados para a sua aplicação (ANDRADE, 1992).

O concreto projetável tem como características a densidade e capacidade aderentes suficientes para possibilitar pela própria velocidade de transporte, a compactação simultânea com a aplicação, podendo ser aplicado mesmo de baixo para cima. Normalmente a relação a/c é baixa. Há dois tipos clássicos: mistura seca, onde a água só é adicionada após completado o transporte, e a mistura úmida, que resulta no transporte do produto já hidratado. Em todos os dois casos, a qualidade do operador é fundamental na

aplicação do produto. Há ainda grandes limitações quanto ao tamanho máximo do agregado.

Segundo a NP EN 1504-1 (2006) existem três tipos básicos de concreto contendo polímeros:

a) Concreto impregnado de polímero

Esse tipo de concreto é à base de cimento Portland no qual se impregna um monômero, para posterior polimerização. Sendo o monômero mais utilizado é o metil-metacrilato. Geralmente, são feitas aplicações de 1,5 a 2,5%, em peso e espessuras de 6 a 38 mm. As vantagens desse material é a de propiciar estruturas mais duráveis, compatibilidade com quase todos os tipos de concreto, possui boa resistência à abrasão e à penetração, resistência à ação da água, ácidos e sais. Pode ser aplicado ainda em estruturas já existentes para que haja um aumento da durabilidade, redução nos custos com manutenção e na restauração de concreto deteriorado. Se o concreto já tiver sido exposto a agentes agressivos, a aplicação não sanará os problemas que já possam ter iniciado. Fissuras não são vedadas e servirão de caminho para os agentes agressivos.

b) Concretos modificados com polímero

O concreto e a argamassa modificados com polímero (10 a 20% do peso do cimento) são conhecidos como uma combinação de cimento, agregados e polímeros orgânicos que são dispersos em água. Esta dispersão é chamada de látex e o polímero orgânico é uma substância composta por inúmeras moléculas simples combinadas em grandes moléculas. As moléculas simples são os monômeros e a reação para combiná-las é a polimerização. O concreto modificado com polímero é adicionado ao concreto para melhorar propriedades como aderência do reparo ao concreto do substrato, aumentar a flexibilidade e a resistência a impactos, melhorar a resistência à percolação de água e de sais dissolvidos na água. Dos diversos tipos de polímeros, o mais adequado ao uso para concreto modificado com polímero é aquele obtido de emulsão. Para restauração do concreto, os de melhor desempenho são estireno-butadieno e látex acrílico.

As resinas epóxi também podem ser adicionadas ao concreto, modificando e contribuindo para melhoria de algumas características, como: resistência ao gelo/degelo e a ataques químicos; redução da permeabilidade; e aderência, resistência à compressão e à flexão (SOUZA e RIPPER, 1998).

O principal cuidado a ser tomado refere-se quanto à cura do concreto modificado com polímero, que deve ser a seco, no mínimo por dois dias. O concreto modificado com látex também apresenta melhor trabalhabilidade, aplicação mais fácil e é ideal para ambientes úmidos (SOUZA e RIPPER, 1998).

Como concretos convencionais, os concretos modificado com látex devem ser lançados e curados em temperatura compreendida entre 7 °C e 30 °C, cuidando para não se chegar aos extremos. Como muitas misturas de a/c baixo, o concreto modificado com látex tende a apresentar fissuras de retração. O módulo de elasticidade é ligeiramente menor quando comparado com o concreto convencional e, portanto, o seu uso na vertical ou carregamento axial deve ser acompanhado cuidadosamente.

c) Concretos poliméricos

É um material compósito em que os agregados são unidos junto à matriz com a ajuda de um aglutinante de polímero. Estes compósitos não contêm fase de cimento hidratado, embora o cimento possa ser usado como agregado ou filler.

O concreto polimérico tem sido feito com uma variedade de resinas e monômeros incluindo poliéster, epóxi, metil-metacrilato e estireno. Resinas de poliéster têm custo moderado e grande variedades de formulações. As resinas epóxi são mais caras, mas algumas formulações oferecem a vantagem de aderirem muito bem a superfícies úmidas.

Segundo Reis e Motta (2014) o concreto polimérico foi anteriormente muito utilizado para pavimentos industriais, reparo de estruturas de concreto danificada e tubos subterrâneos. Em comparação com cimento Portland convencional, o concreto polimérico oferece muitas vantagens, como maior resistência a compressão e a tração, e melhor resistência química.

As propriedades do concreto polimérico são influenciadas pela quantidade e qualidade da resina usada. Mas, em geral, apresentam cura rápida, boas resistências à compressão e flexão, boa aderência, boa durabilidade em gelo/degelo, baixa permeabilidade à água e a agentes agressivos e resistência a ataques químicos. O módulo de elasticidade do concreto polimérico pode atingir valores inferiores ao do concreto convencional se trabalhado em altas temperaturas. Somente alguns concretos poliméricos são eficientes em ambientes úmidos. O concreto convencional geralmente não apresenta boa aderência ao concreto polimérico e este fato pode ser minorado, aplicando-se adesivo de base epóxi.

Para Souza e Ripper ainda existem outros dois tipos de concretos:

a) Concreto com sílica ativa

A sílica ativa é um pó pulverizado de tom cinza, que devido a sua finura altera propriedade do concreto tanto no estado fresco quanto no estado endurecido sendo sua ação diretamente ligada às características pozolânicas, com teores de sílica amorfa, SiO_2 , maior ou igual a 85% em sua composição, e de seu efeito microfíler, devido a partículas esféricas com diâmetro médio da ordem de 0,2 micrometro que além de preencherem os vazios, colaboram para maior reatividade do material. As adições são feitas em quantidades que variam de 4% a 15% do peso do cimento.

Em comparação com o concreto convencional, o concreto de sílica ativa apresenta algumas vantagens, como: maior resistência à compressão e a tração; menor permeabilidade, porosidade e absorvidade; maiores resistência à abrasão e á erosão; maior resistência a ataque químico, como sulfatos e cloretos; maior aderência entre o concreto novo e o velho.

b) Concreto com fibras

O concreto com fibras são materiais resultantes da mistura de concreto comum com fibras descontínuas, geralmente separadas na matriz do concreto, sendo também denominados de concreto reforçados com fibras. As fibras mais usuais são as fibras de aço, de vidro e polímeros orgânicos, no entanto

atualmente tem se usado fibras de origem vegetal, como fibras de casca de coco e sisal.

As fibras, normalmente apresentadas em várias formas e tamanhos, têm o comprimento e o diâmetro em geral limitados a 50 mm e 0,5 mm, respectivamente, e funcionam na massa do concreto como se fossem armaduras difusas. As fibras não tem a função de substituir a armadura, mas sim complementa-las, simplesmente por melhorar algumas características do concreto, principalmente o alongamento e ruptura à tração.

Normalmente, as fibras de vidro são atacáveis pelo meio alcalinos da pasta de cimento, por isso, pode-se dizer que os materiais de cimento com fibra de vidro perdem, com o tempo, sua resistência. Esta redução de resistência pode ser controlada pela utilização de fibras resistentes a álcalis, fibras com um revestimento orgânico, ou ainda pela redução do grau de umidade ambiental.

Já as libras de aço, também utilizadas nos concretos, são materiais constituídos ou por pedaços de fios trefilados, com diâmetro de 0,25 a 0,75 mm, ou por aparas de corte, com largura de 0,15 a 0,40 mm e espessuras de 0,25 a 0,90 mm.

3.1.3.3 Grautes

Segundo Souza e Ripper (1998), o graute é uma argamassa previamente preparada por empresas especializadas, que têm como princípios atrativos a fácil aplicação, a elevada resistência a compressão axial e a ausência de retração, podendo ser de base mineral ou de base epóxi.

Helene (2003) define o graute como um material fluido e auto adensável no estado recém misturado, indicado para preencher cavidade, e, principalmente, torna-se aderente, resistente e sem retração no estado endurecido.

a) Grautes inorgânicos

O grautes de base mineral é um material constituído por cimento, agregados miúdos, quartzos, aditivo super plastificante e aditivo expensor (pó de alumínio), que possibilitam a obtenção de elevada fluidez, tornando possível

a sua aplicação em regiões dos elementos estruturais de difícil acesso. Além disso, em virtude da presença de aditivo expensor na mistura, há maior garantia de que todos os espaços da região do reparo serão preenchidos. Na obra, deve-se misturar água ao graute, segundo as quantidades especificadas pelo fabricante do material (SOUZA e RIPPER, 1998).

Por suas características de alta fluidez, boa aderência e baixa permeabilidade, este tipo de graute é conveniente para reparos em locais de difícil acesso e em seções densamente armadas.

b) Grautes orgânicos

O graute orgânico de base epóxi é um composto formulado com resinas orgânicas onde a união e a resistência do conjunto é dada pelas reações de polimerização e endurecimento dos componentes das resinas. O cimento Portland pode entrar na composição do produto como um agregado fino também chamado de filer, completando a distribuição granulométrica e preenchendo os vazios da areia, atuando como inerte, assim como também as cinzas volantes que podem ser consideradas com custo muito acessível (HELENE, 2003).

Geralmente, os grautes orgânicos são produtos com excelente equilíbrio físico, químico e mecânico, apropriados para ambientes altamente agressivos e em locais onde são exigidas altas precisões nos reparos. Em geral, são para uso em pequenos volumes e espessuras, pois tem elevada aderência ao substrato e baixo módulo de deformação longitudinal, assim como deformação lenta, superior a dos concretos e argamassas de cimento Portland (SOUZA e RIPPER, 1998).

Os grautes de base orgânica podem ser formulados como resina praticamente pura, quando se destinam a injeção em fissuras, sendo conhecidos também como grautes para injeção em fissuras, tendo baixa viscosidade (SOUZA, 1998).

3.1.3.4 Adesivos

Para Souza e Ripper (1998) os adesivos são materiais utilizados para colar materiais a elementos estruturais já existentes, podem ser a base epóxi, PVA e acrílico.

Os adesivos a base de epóxi são polímeros fornecidos em dois componentes: monômero e catalisador. Após a mistura dos dois componentes, o material permanece viscoso por certo tempo, denominado “pot-life”, depois endurece e se solidifica, adquirindo, então, elevada resistência a compressão axial. A mistura dos componentes deve ser feita com um agitador para obter uma mistura bem homogênea.

Os adesivos de base acetato de polivinilina (PVA) apresenta boa resistência ao intemperismo, sendo utilizado em tintas, revestimento e membranas impermeabilizantes. São bastante utilizados em preparo de chapisco e a confecção de argamassas, pois, quando diluídos na água de amassamento, proporcionam à argamassa melhor aderência sobre aos substratos.

Os adesivos de base acrílica são resultantes da polimerização de monômeros, que por sua vez são os ésteres do ácido acrílico o do ácido metacrílico, que apresentam transparência cristalina e excepcional resistência química, sendo utilizados, nesse caso tem aplicação semelhante a dos adesivos de base PVA.

4 ARGAMASSAS PARA REPARO

As argamassas para reparo são geralmente usadas na recomposição de peças danificadas, onde além da função de recompor estruturalmente, as mesmas, servir de proteção a estrutura que estava danificada (LIMA, 2000).

Segundo Helene (2003), as argamassas tem a finalidade de repor a homogeneidade e monolitismo dos elementos estruturais. Podem ser utilizadas as argamassas de base cimento convencionais (inorgânicas), ou modificadas com certos produtos químicos (orgânicos), a fim de melhorar certas características, como resistência a agentes químicos.

4.1 Argamassas inorgânicas a base cimento Portland

A NP EN 1504-1(2006) denomina este grupo de “argamassas e concretos com base num ligante hidráulico misturado com agregados, e, eventualmente, com adições, que, quando amassados com água, fazem presa devido a uma reação de hidratação”.

São argamassas cimentícias que apresentam baixa retração, devido à incorporação de aditivos químicos, característica fundamental para obras de recuperação de estruturas de concreto, possuem resistência química, e tem pH alcalino. São geralmente comercializadas sob a forma de mono componente, sendo necessário apenas adicionar a quantidade de água recomendada pelo fabricante, ou ainda bi componente onde os componentes são misturados na hora. No Brasil, existem indústria que produzem uma linha de argamassa pré-misturadas de cimento e areia com adição de resina acrílica normalmente apresentada em duas modalidades (SOUZA e RIPPER, 1998):

- Argamassa autonivelantes, com grande fluidez, recomendadas para aplicações em superfícies horizontais;
- Argamassas tixotrópicas, que não escorrem, podendo ser aplicadas em superfícies com qualquer inclinação em relação à horizontal. Este produto leva ainda um acréscimo de fibras poliamidas.

Para Helene (1998), as argamassas de base mineral têm uso recomendado em reparos superficiais, ou de arestas e revestimento

superficiais, e, ainda, são úteis para preenchimento de pequenas cavidades e nivelamentos.

Cusson (2014) indica argamassa de cimento Portland em casos de lascamento do concreto por corrosão das armaduras ou outro agente, ninhos de segregação no concreto, estruturas fissuradas, abrasão ou erosão de superfícies, problemas de infiltração e permeabilidade. E seguindo alguns cuidados quanto ao uso, principalmente com relação à retração por secagem. A adição de água em excesso, na tentativa de se obter trabalhabilidade adequada, pode provocar retração que leve ao comprometimento da aderência.

4.2 Argamassas orgânicas à base epóxi

As argamassas de base epóxi são argamassas de polímero com base orgânica (epóxi), com agregado miúdo e um ligante de polímero (amina ou poliamidas). Tanto argamassas ou concretos de polímeros são excelentes materiais para reparo de falhas de elementos estruturais, porém, por razões econômicas, seu emprego fica limitado a falhas localizadas, de pequenas dimensões (SOUZA e RIPPER, 1998).

A NP EN 1504-1(2006) denomina este grupo de “misturas de ligante poliméricos e agregados, que endurecem por reação polimérica”. Estes materiais são compostos por um ligante polimérico ou orgânico que envolve os agregados, não incorporando cimento nem água na sua constituição.

As resinas epóxi fazem parte de uma família de polímeros termo fixos de grande importância na construção civil. São resinas derivadas da indústria petroquímica. Tendo várias propriedades, como: excelente adesividade; resistência química a muitos ácidos, álcalis e solvente; elevada resistência a compressão axial e dureza, boa durabilidade e baixa retração. Essa resina pode proporcionar endurecimento rápido e desenvolver uma alta resistência final em curto espaço de tempo a temperatura ambiente, tendo essa velocidade de endurecimento dependente da temperatura e o tipo de formulação do sistema de resina (CUSSON, 2014).

No local da obra, a preparação da argamassa de base epóxi deve ser feita de acordo com as seguintes etapas (SOUZA; RIPPER, 1998):

1º) adiciona-se o catalisador à resina, misturando-se os componentes com pás mecânicas de baixa velocidade, de forma a evitar a incorporação de bolhas de ar;

2º) Transfere-se a resina misturada com catalisador para um tambor, acrescentando-se então a areia de quartzo. A mistura já poderá, assim, ser feita manualmente ou com equipamento apropriado;

3º) logo após esta segunda mistura estar pronta, o produto assim obtido deve ser lançado e espalhado na região.

As argamassas a base orgânica apresentam como principais vantagens: o rápido endurecimento, excelente aderência ao concreto e ao aço, elevada resistência a compressão axial e a tração, maior durabilidade (boa impermeabilização a fluidos) e a capacidade de ser aplicado em espessuras muito finas (inferiores a 10 mm). Apresentam como principais desvantagens: o elevado custo, elevada toxicidade, baixo ponto de fulgor e fraca resistência ao fogo e às radiações solares (raios ultra-violetas).

4.3 Argamassas mistas modificadas com polímeros

Segundo Helene (2003), a argamassa polimérica é um produto que resulta da associação de um composto inorgânico (cimento) e um composto orgânico látex polimérico. Usam agregados com granulometria adequada, geralmente contínua e descontínua, no caso de alta resistência à abrasão, formuladas especialmente com aditivos e adições que conferem propriedades especiais, e tem estrutura definida que consiste no gel de cimento e as microfibras de polímero.

A argamassa de polímero foi desenvolvida pela primeira vez na década de 1950, e depois se tornou amplamente conhecido na década de 1970. A composição da argamassa é determinada pelas suas aplicações sendo sua resistência estabelecida em função da razão entre agregado e resina. A argamassa polimérica tem sido bastante empregada com eficiência em componentes pré-moldados para edifícios, painéis de ponte, contentores de resíduos perigosos e bases de máquinas (REIS; MOTTA, 2014).

De acordo com a NP EN 1504-1 (2006) este grupo designa-se como “argamassas/concretos modificados com polímeros, adicionados em

quantidades suficientes de forma a produzir propriedades específicas” (polymer cement mortar/concrete – PCM/PCC). A quantidade do modificador polimérico a se introduzir nos materiais cimentícios (>5% da massa de cimento) é muito superior à dosagem de uma adição química.

Os modificadores poliméricos exibem a tripla função de atuarem nos materiais cimentícios como superplastificantes, retardadores de pega e introdutores de ar, na fase fresca, e conferem-lhes melhorias no estado endurecido, como impermeabilidade aos fluidos e resistência à tração.

As argamassas modificadas com polímeros são mais utilizadas na área para reparo de estrutura de concreto, pois a colocação de resina sintética polimérica à argamassa de cimento e areia permite reduzir a água de mistura necessária, intensificando certas qualidades devido à diminuição da porosidade do concreto. Estas qualidades são interessantes quando se procura maior durabilidade, além de manter a plasticidade deste material, reduzir a permeabilidade e dar ótimo poder de aderência com concretos endurecidos. Em geral, tem retração compensada e são tixotrópicos, permitindo seu uso em superfícies verticais e inclinadas.

4.3.1 Tipos de polímeros modificadores dos materiais cimentícios

Os polímeros modificadores dos materiais cimentícios podem agrupar-se em três categorias (RIBEIRO; GONÇALVES; BRANCO, 2008):

- a) dispersões poliméricas ou “látexs”;
- b) polímeros redispersivos em pó;
- c) polímeros solúveis em água;

As dispersões poliméricas são as mais usadas no setor da construção civil. São constituídas por misturas de pequenas partículas de polímero em água, de diâmetro entre 0,05 e 5 μm . A maioria das dispersões comerciáveis contém agentes anti-introdutores de ar de modo a suprimir a sua adição durante a fase de amassadura (RIBEIRO, 2008).

Os polímeros redispersíveis em pó são produzidos por um processo de duas etapas. A primeira etapa consiste na fabricação de uma dispersão polimérica pelo processo de emulsão. Na segunda etapa, a dispersão fabricada é seca por expansão, obtendo-se o polímero em pó; ainda nesta etapa são-lhe

adicionados sílica, carbonato de cálcio, argila e cinza para evitar a aglomeração do pó (RIBEIRO, 2008).

Os polímeros solúveis em água são adicionados aos materiais cimentícios em forma de pó ou de solução aquosa durante a mistura, numa quantidade aproximada de 3% em relação à massa de cimento. Estes polímeros tendem a aumentar a trabalhabilidade dos materiais cimentícios, atuando como superplastificantes. Com o uso deste tipo de modificador polimérico recomenda-se uma cura úmida, igual à recomendada para os materiais cimentícios convencionais (RIBEIRO, 2008).

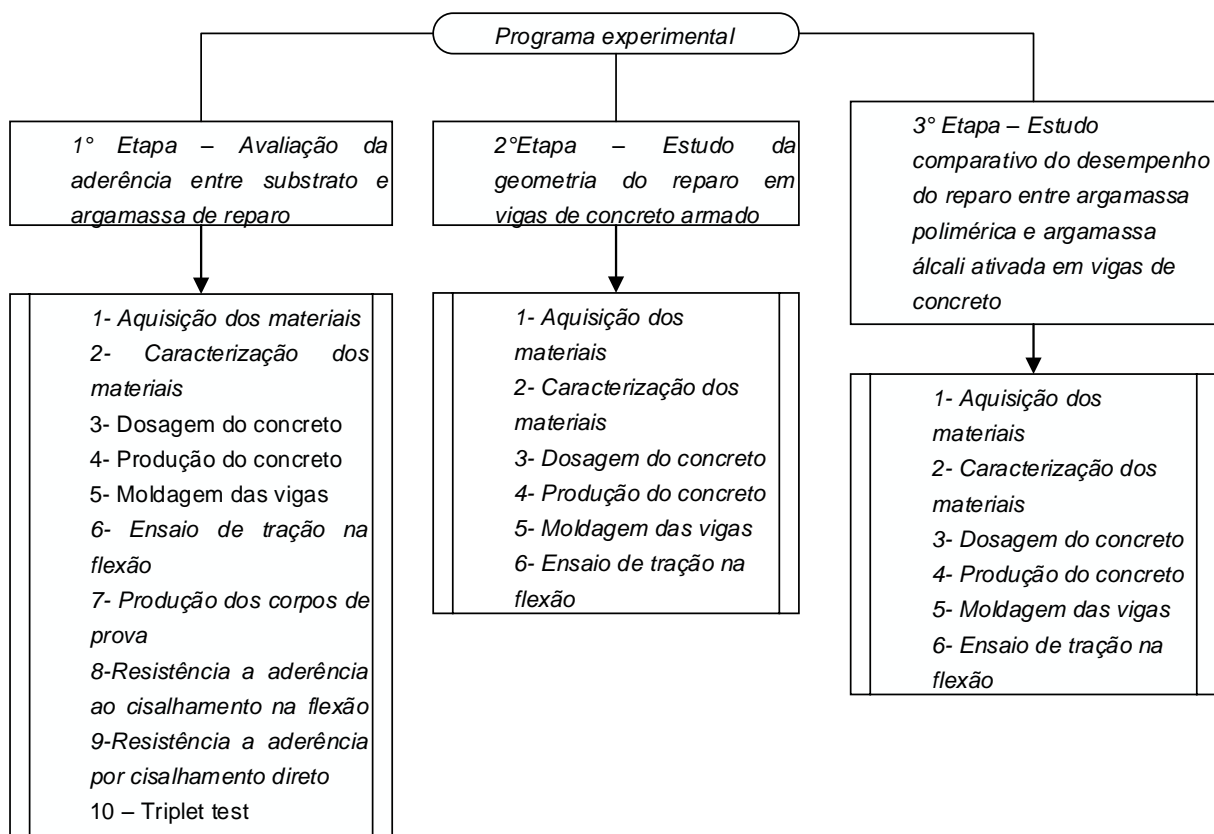
Diante dessa quantidade de materiais, é necessário avaliar o comportamento das vigas de concreto mediante a variação da forma do reparo, variando a geometria, extensão e espessura.

Novos materiais ainda surgem, a argamassa álcali ativada, além de ser um material ecologicamente correto, com um impacto ambiental grande, está sendo estudada como material alternativo para argamassa de reparo.

5 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi dividido em três etapas conforme Figura 5.1. A primeira etapa consiste na análise da aderência entre argamassa e substrato. A segunda etapa no estudo da geometria, espessura e extensão do reparo em vigas com extensão de 70 cm de concreto armado; e a terceira etapa no estudo comparativo entre o desempenho do reparo feito com argamassa polimérica e álcali ativada em vigas de extensão de 210 cm.

Figura 5.1 Fluxograma geral.



Fonte: AUTOR (2018)

5.1 Materiais

Os materiais utilizados para produção das vigas foram cimento CP V ARI - RS, areia, brita, aço CA 50 S e CA 60, água e para o reparo argamassa

polimérica comercial e para produção da argamassa álcali-ativada foram utilizado hidróxido de sódio, metacaulim e cinza de casca de arroz.

O estudo experimental teve sua primeira e segunda etapa desenvolvida nos Laboratórios do Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais (DCTM), no laboratório de estruturas L.P. Timoshenko da UFBA e a terceira etapa realizada na UNICAMP nos laboratórios de estrutura e materiais, o LARES e o LES

Os agregados, o cimento, o aço e a argamassa para reparo foram adquiridos em Salvador e os agregados em Camaçari e Simões Filho e no caso da terceira etapa, em casas de materiais de construção próximas a Unicamp.

5.1.1 Caracterização dos materiais

5.1.1.1 Cimento Portland CP V ARI – RS e CPV ARI

As Tabelas 5.1, 5.2 e 5.3 apresentam as propriedades mecânicas, físicas e químicas do cimento portland CPV ARI-RS utilizado na primeira e segunda etapa do trabalho e foram fornecidas pelo fabricante.

Tabela 5.1 Exigências químicas do cimento CPV.

Especificações	Resultados do ensaio (%)	Limites NBR 5733 (ABNT, 1991)
Perda ao fogo – PF	2,82	< 4,5 %
Óxido de Cálcio total – Cal	2,24	-
Anidrido Sulfúrico – SO ₃	3,18	< 4,5%
Resíduo insolúvel – RI	0,94	< 1,0%

Fonte: DADOS DO FABRICANTE.

Tabela 5.2 Exigências mecânicas e físicas do cimento CPV.

Especificações	Unidade	Resultados	Limites NBR 5733 (ABNT,1991)
Massa específica	g/cm ³	3,13	-
Blaine	cm ² /g	3,88	> 3,0
Expansibilidade a quente	mm	0,63	< 5,0
Início de pega	min	143	> 60
Fim de pega	min	212	< 600

Fonte: DADOS DO FABRICANTE.

Tabela 5.3 – Valores da resistência à compressão axial do cimento.

Resistência à compressão (MPa)	Limites NBR 5733 (ABNT, 1991) (MPa)	Idade (Dias)
20,0	> 14	1
31,2	> 24	3
38,0	> 34	7
46,1	-	28

Fonte: DADOS DO FABRICANTE.

Para terceira etapa foi utilizado o cimento CPV ARI com as seguintes características, também fornecidas pelo fabricante:

As Tabelas 5.4, 5.5 e 5.6 apresentam as propriedades mecânicas, físicas e químicas do cimento utilizado neste trabalho e foram fornecidas pelo fabricante.

Tabela 5.4 Exigências químicas do cimento CPV.

Especificações	Resultados do ensaio (%)	Limites NBR 5733 (ABNT, 1991)
Perda ao fogo – PF	2,82	< 4,5 %
Óxido de Cálcio total – Cal	2,24	-
Anidrido Sulfúrico – SO ₃	3,18	< 4,5%
Resíduo insolúvel – RI	0,94	< 1,0%

Fonte: DADOS DO FABRICANTE.

Tabela 5.5 Exigências mecânicas e físicas do cimento CPV.

Especificações	Unidade	Resultados	Limites NBR 5733 (ABNT,1991)
Massa específica	g/cm ³	3,13	-
Blaine	cm ² /g	3,88	> 3,0
Expansibilidade a quente	mm	0,63	< 5,0
Início de pega	min	143	> 60
Fim de pega	min	212	< 600

Fonte: DADOS DO FABRICANTE.

Tabela 5.6 – Valores da resistência à compressão axial do cimento.

Resistência à compressão (MPa)	Limites NBR 5733 (ABNT, 1991) (MPa)	Idade (Dias)
20,0	> 14	1
31,2	> 24	3
38,0	> 34	7
46,1	-	28

Fonte: DADOS DO FABRICANTE.

As propriedades apresentadas foram avaliadas de acordo a NBR 5733 (ABNT, 1991) onde foi observado que o cimento atende os requisitos mínimos.

5.1.1.2 Agregado miúdo

A Tabela 5.7 apresenta a caracterização do agregado miúdo utilizado na primeira e segunda etapa.

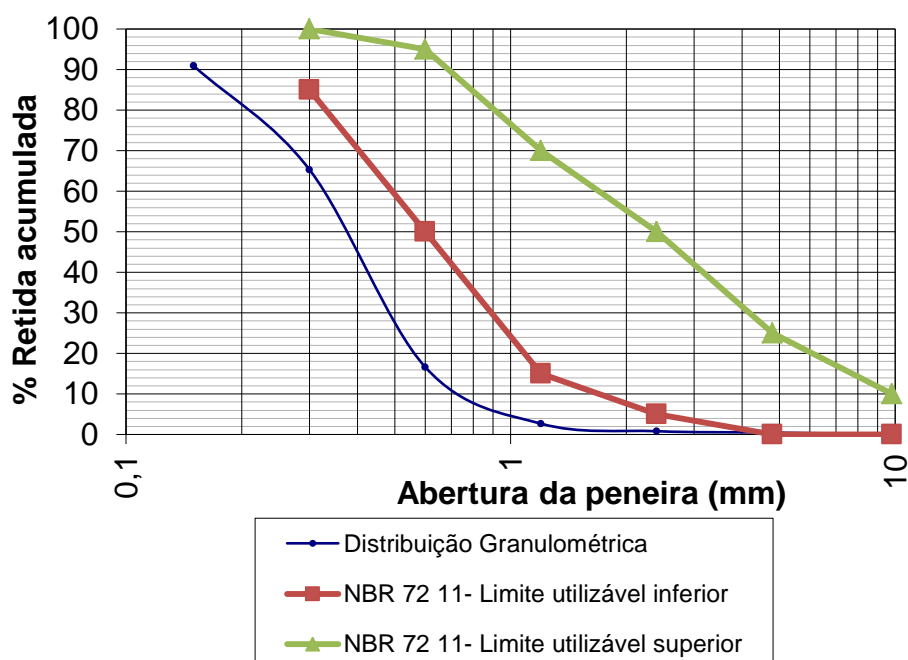
Tabela 5.7 – Caracterização da areia utilizada no concreto.

Característica	Norma	Areia
Massa unitária (kg/dm ³)	NBR NM 45	1,46
Massa específica (kg/dm ³)	NBR NM 52	2,62
DMC (mm)	NBR NM 248	1,20
Módulo de finura	NBR 7211	1,77

Fonte: AUTOR (2018).

A curva granulométrica do agregado miúdo esta apresentada na Figura 5.2.

Figura 5.2. Curva granulométrica da areia utilizada no concreto.



Fonte: AUTOR (2018).

O agregado miúdo não atende aos limites utilizáveis estabelecidos pela NBR 7211 (ABNT, 2009).

O agregado foi posto a secagem em ambiente com temperatura média de 25°C e umidade do ar em torno de 80%, conforme ilustra a Figura 5.3.

Figura 5.3. Agregado miúdo em secagem.



Fonte: AUTOR (2018).

A Tabela 5.8 apresenta a caracterização do agregado miúdo utilizado na terceira etapa.

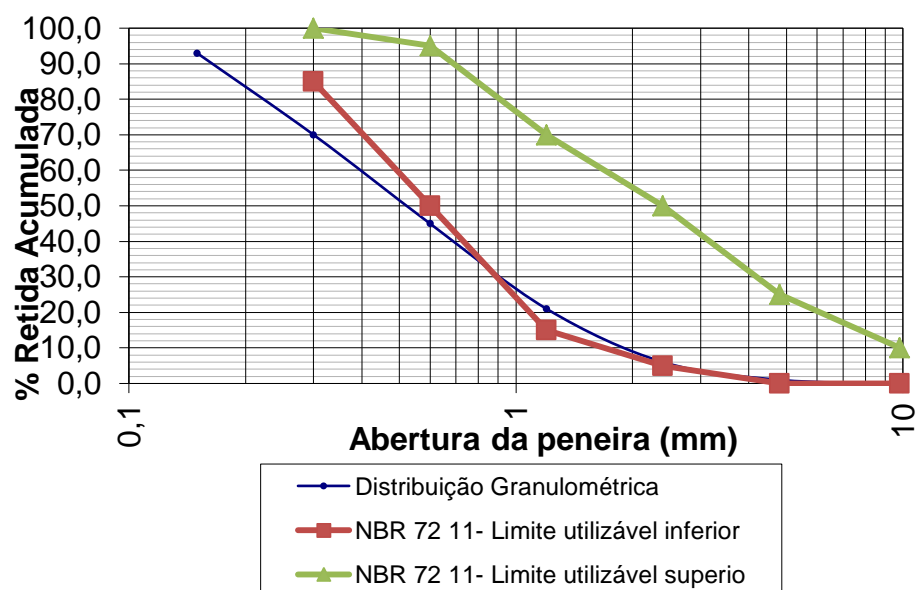
Tabela 5.8 – Caracterização da areia utilizada no concreto.

Característica	Norma	Areia
Massa unitária (kg/dm ³)	NBR NM 45	1,46
Massa específica (kg/dm ³)	NBR NM 52	2,64
DMC (# mm)	NBR NM 248	2,40
Módulo de Finura	NBR 7211	2,33

Fonte: AUTÔR (2018).

A curva granulométrica do agregado miúdo esta apresentada na Figura 5.4.

Figura 5.4. Curva granulométrica da areia utilizada no concreto.



Fonte: AUTOR (2018).

O agregado miúdo não se enquadra na zona utilizável estabelecida pela NBR 7211 (ABNT, 2009)

O agregado miúdo foi posto a secagem em ambiente conforme ilustra a Figura 5.5.

Figura 5.5. Agregado miúdo em secagem



Fonte: AUTOR (2018).

5.1.1.3 Agregado graúdo

As características do agregado graúdo utilizado na primeira e segunda etapa estão apresentado na Tabela 5.9:

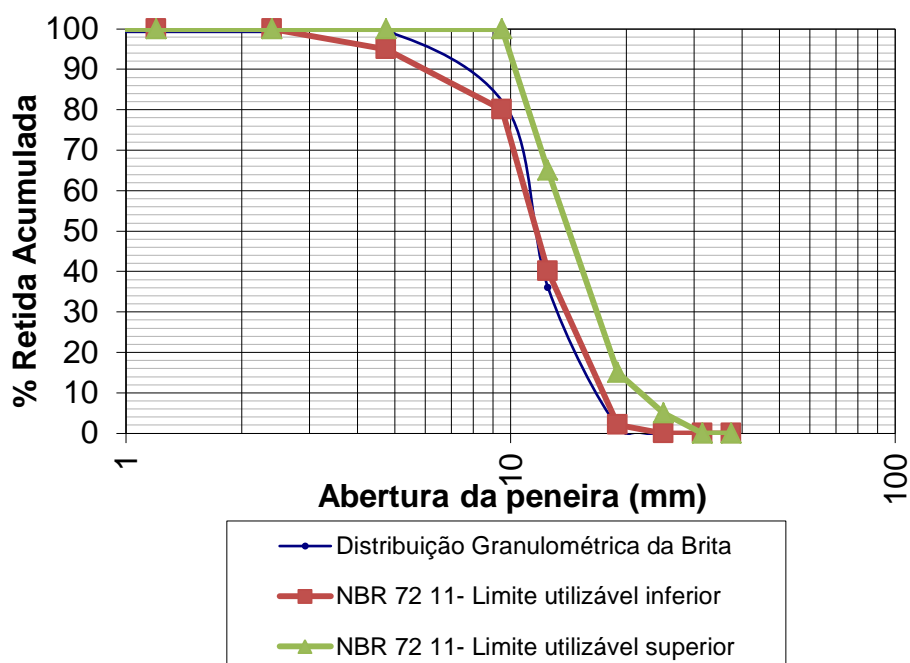
Tabela 5.9. Caracterização da brita utilizada no concreto.

Característica	Norma	Brita
Massa unitária (kg/dm ³)	NBR NM 45	1,57
Massa específica (kg/dm ³)	NBR NM 52	2,78
DMC(mm)	NBR NM 248	19,00
Módulo de finura	NBR 7211	6,77

Fonte: AUTOR (2018).

A Figura 5.6 apresenta a curva granulométrica do agregado graúdo e a Figura 5.7 representa o agregado graúdo em secagem nas mesmas condições que o miúdo:

Figura 5.6. Curva granulométrica da brita utilizada no concreto.



Fonte: AUTOR (2018).

A distribuição granulométrica do agregado graúdo atende aos requisitos da NBR 7211 (ABNT, 2009).

Figura 5.7 Agregado graúdo em secagem.



Fonte: AUTOR (2018).

A Tabela 5.10 mostra as propriedades do agregado graúdo utilizado na terceira etapa.

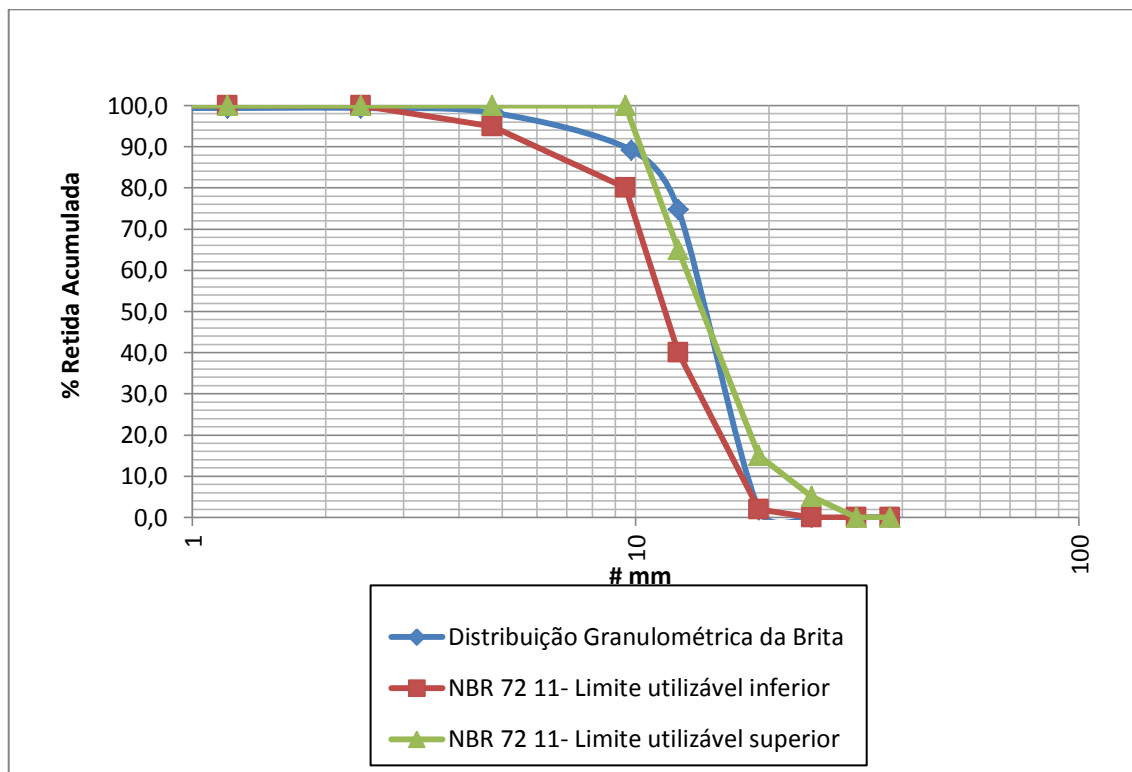
Tabela 5.10. Caracterização da brita utilizada no concreto.

Característica	Norma	Brita
Massa unitária (kg/dm ³)	NBR NM 45	1,43
Massa específica (kg/dm ³)	NBR NM 52	2,72
DMC max (mm)	NBR NM 248	19,00
Módulo de Finura	NBR 7211	3,63

Fonte: AUTOR (2018).

A Figura 5.8 apresenta a curva granulométrica do agregado graúdo.

Figura 5.8. Curva granulométrica da brita utilizada no concreto.



Fonte: AUTOR (2018).

O agregado graúdo não se enquadra totalmente na zona utilizável estabelecida pela NBR 7211 (ABNT, 2009).

5.1.1.4 Água

A água foi fornecida pelo sistema público de abastecimento do município de Salvador, no estado da Bahia, para primeira e segunda etapa. Para terceira etapa a água foi fornecida pela Sabesp.

5.1.1.5 Aço

A Tabela 5.11 apresenta os resultados do ensaio de tração direta nas barras de aço utilizadas na primeira e segunda etapa.

Tabela 5.11. Ensaio de resistência à tração direta das barras de aço.

Posição	Diâmetro (mm)	Categoria de classe	Tensão de escoamento (MPa)	Coefficiente de variação	Tensão de ruptura (MPa)	Coefficiente de variação
Armadura longitudinal	8.0	CA 50 S	765,65	0,05	630,44	0,09
Armadura transversal	4.2	CA 60	324,90	0,21	498,75	0,39

Fonte: AUTOR (2018).

O aço utilizado para armadura longitudinal foi o aço CA 50 S e CA 60 para confecção dos estribos. As barras de aços foram caracterizadas pela resistência à tração direta de acordo a NBR 6892 (2002).

Os resultados indicam que as barras de CA 50 atendem aos requisitos de resistência a tração, enquanto que as barras CA 60 não atendem.

A tabela 5.12 apresenta os resultados do ensaio de tração de direta nas barras de aço utilizado na terceira etapa.

Tabela 5.12. Ensaio de resistência à tração direta das barras de aço.

Posição	Diâmetro (mm)	Categoria de classe	Tensão de escoamento (MPa)	Coefficiente de variação	Tensão de ruptura (MPa)	Coefficiente de variação
Armadura longitudinal	8.0	CA 50 S	678,74	0,04	794,19	0,030
Armadura transversal	4.2	CA 60	1064,74	0,02	1108,19	0,005

Fonte: AUTOR (2018).

O aço utilizado para armadura longitudinal foi o aço CA 50 S, e CA 60 para confecção dos estribos. As barras de aços foram caracterizadas pela resistência à tração direta de acordo a NBR 6892 (2002).

Os resultados indicam que as duas categorias de aço analisadas estão de acordo aos requisitos estabelecidos pela norma.

5.1.1.6 Argamassa polimérica no estado fresco

Para determinação do índice de consistência seguiu-se as recomendações da NBR 13276 (ABNT, 2005), utilizando a uma mesa de consistência (flow table). O índice usado foi o de 174 mm, na primeira e segunda etapa.

Para terceira etapa a argamassa polimérica teve um espalhamento médio de 173 mm.

5.1.1.7 Argamassa polimérica no estado endurecido

Aqui são apresentados os resultados da caracterização da argamassa no estado endurecido.

a) Produção e moldagem dos corpos de prova da argamassa de reparo

A quantidade de água recomendada pelo fabricante para dosagem da argamassa polimérica foi de 2,5 kg de água para cada saco com 20 kg de material seco, o que equivale a uma relação de água/material sólido de 0,125, para primeira e segunda etapa. A relação água material seco é de 0,14 de acordo com a recomendação do fabricante, para terceira etapa.

A Figura 5.9 apresenta os corpos de prova de argamassa moldados e em secagem.

Figura 5.9. Corpo de prova de argamassa moldados.



Fonte: AUTOR (2018).

As argamassas poliméricas escolhidas foram as que ofereceram mais disponibilidade comercialmente. Para primeira e segunda etapa foram moldados corpos de prova cilíndricos (50 mm x 100 mm) e após 24 horas, esses corpos de prova foram desmoldados e colocados em cura em uma sala juntamente com outros cps corpos de prova de concreto.

b) Determinação da resistência à compressão axial

A argamassa polimérica foi caracterizada de acordo a NBR 7215 (1997), para primeira e segunda etapa, sendo avaliados em 4 idades diferentes, 3 corpos de prova para cada.

Na Tabela 5.13 consta a evolução dos valores médio da resistência à compressão axial durante as 4 idades da argamassa de reparo utilizada na primeira e segunda etapa.

Tabela 5.13. Resistência à compressão axial da argamassa para reparo.

Resistência à compressão axial (MPa)	Coefficiente de variação (%)	Idade (dias)
14,8	7	3
33,5	10	7
35,7	8	14
37,9	5	21

Fonte: AUTOR (2018).

A Tabela 5.14 mostra os resultados à compressão axial da argamassa polimérica utilizada na terceira etapa.

Tabela 5.14 Resistência à compressão axial argamassa polimérica.

Resistência à compressão Axial (MPa)	Coefficiente de variação (%)	Idade (Dias)
17,9	9	3
31,5	4	7
21,0	10	28

Fonte: AUTOR (2018).

A argamassa foi caracterizada de acordo a NBR 13279 (2005), sendo avaliados em 3 idades diferentes, 3 corpos de prova para cada.

c) Determinação da resistência à tração na flexão

A Tabela 5.15 mostra à resistência a tração na flexão da argamassa polimérica utilizada na terceira etapa.

Tabela 5.15. Resistência à Tração na flexão da argamassa polimérica.

Resistência à tração na flexão (MPa)	Coefficiente de variação (%)	Idade (Dias)
3,4	9	3
4,1	2	7
3,2	12	28

Fonte: AUTOR (2018).

Também, se avaliou 3 corpos de prova para 3 idades diferentes.

5.1.1.8 Hidróxido de sódio

O hidróxido de sódio empregado foi da marca “Búfalo”, da empresa Búfalo Indústria de Produtos Químicos Ltda. Sua pureza foi determinada no Laboratório de Saneamento (LABSAN) da UNICAMP por meio de um método de volumetria de neutralização empregando biftalato de potássio (0,1 Normal) como padrão primário e fenolftaleína como um indicador de titulação, sendo constatado que a pureza do produto era de 100%.

5.1.1.9 Metacaulim

A Tabela 5.16 mostra a caracterização física do metacaulim. O metacaulim empregado foi o da marca “Metacaulim HP ULTRA”, fornecido pela empresa Metacaulim do Brasil Indústria e Comércio Ltda.

Tabela 5.16: Característica física do metacaulim.

Característica	Norma	Valor obtido
Massa unitária (kg/m ³)	NBR MB 3468(ABNT, 1991)	496
Massa específica (kg/m ³)	NBR NM 23 (ABNT, 2001)	2570
Área superficial BET (m ² /g)	-	22,3
Diâmetro médio (µm)	-	20,4

Fonte: GERALDO (2016)

5.1.1.10 Cinza da casca do arroz

A Tabela 5.17 apresenta as caracterisiticas físicas da cinza da casca de arroz (CCA)

Tabela 5.17: Característica física da CCA.

Característica	Norma	Valor obtido
Massa unitária (kg/m ³)	NBR MB 3468(ABNT, 1991)	473
Massa específica (kg/m ³)	NBR NM 23 (ABNT, 2001)	2140
Área superficial BET (m ² /g)	-	6,5
Diâmetro médio (µm)	-	20,4

Fonte: GERALDO (2016)

A cinza da casca do arroz (CCA) foi fornecida pela empresa Sílica Verde do Arroz Ltda. É denominada comercialmente de “Sílica Nobre” ou “sílica da casca de arroz (SCA)”. Salienta-se que esse produto é proveniente da casca in natura que passou por um processo de queima controlada em um sistema de combustão via leito fluidizado, de modo a se obter cinzas com coloração mais próxima à do cimento e elevado teor de sílica no estado não cristalino.

5.1.1.11 Argamassa alcali-ativada estado fresco

A argamassa álcali-ativada foi utilizada como argamassa de reparo para terceira etapa.

a) Índice de consistência

Índice de consistência usado foi igual a 228 mm.

5.1.1.12 Argamassa álcali ativada estado endurecido

a) Produção e moldagem dos corpos de prova da argamassa de reparo

As relações molares utilizadas para produção da argamassa álcali esta representada na Tabela 5.18.

Tabela 5.18 – Relações molares utilizadas da mistura.

Relação Molar			
SiO₂/Al₂O₃	Al₂O₃/Na₂O	Na₂O/ SiO₂	H₂O/Na₂O
4,31	1,17	0,19	13,62

Fonte: GERALDO (2016).

A sílica presente na casa do arroz foi dissolvida em uma solução de água e hidróxido de sódio para a produção de silicato de sódio alternativo. O processo consiste em colocar a solução contendo sílica, água e o hidróxido de sódio em alta temperatura e agitação constante com agitador magnético (marca IKA RH basic 2).

Logo em seguida o silicato é posto a descanso por 48 horas. Relação de aglomerante areia foi de 1:3 sem mais adição de água.

b) Determinação da resistência à compressão axial

A Tabela 5.19 apresenta os valores da resistência à compressão axial da argamassa álcali ativada (AAM).

Tabela 5.19. Resistencia à compressão axial AAM.

Resistência à compressão Axial (MPa)	Coefficiente de variação (%)	Idade (Dias)
12,0	13	3
41,1	3	7
40,0	10	28

Fonte: AUTOR (2018).

A argamassa álcali ativada foi caracterizada de acordo a NBR 13279 (2005), sendo avaliados em 3 idades diferentes, 3 corpos de prova para cada.

c) Determinação da resistência a tração por flexão

A Tabela 5.20 apresenta os valores da resistência a tração na flexão da argamassa álcali ativa.

Tabela 5.20. Resistencia a tração na flexão AAM.

Resistência à tração na flexão (MPa)	Coefficiente de variação (%)	Idade (Dias)
2,0	5	3
8,6	7	7
8,7	4	28

Fonte: AUTOR (2018).

5.1.2 Dosagem do concreto

A dosagem do concreto, para todas as etapas seguiram as recomendações da norma ACI 211.1 (ACI, 1994) e para atender as condições de durabilidade e resistência a NBR 6118 (ABNT, 2014). A dosagem foi estabelecida para uma resistência de 30 Mpa aos 28 dias.

Na Tabela 5.19 encontram-se a proporção unitária dos materiais e o consumo de material utilizado na primeira e segunda etapa, na produção do concreto das vigas.

Tabela 5.19. Proporção unitária dos materiais e consumo dos materiais.

Traço em massa (Cimento: areia: brita: água)	Cimento	Areia	Brita	Água
1: 1,23: 2,63: 0,45	456 kg/m ³	562 kg/m ³	1200 kg/m ³	205 kg/m ³

Fonte: AUTOR (2018).

Na Tabela 5.20, encontram-se a proporção unitária dos materiais e o consumo de material utilizado no concreto da terceira etapa.

Tabela 5.20. Proporção unitária dos materiais e em massa do concreto.

Traço em massa (Cimento: areia: brita: água)	Cimento	Areia	Brita	Água
1: 1,43: 2,14: 0,45	475 kg/m ³	681 kg/m ³	1020 kg/m ³	214 kg/m ³

Fonte: AUTOR (2018).

5.1.2.1 Produção do concreto

A Figura 5.8 mostra a betoneira de eixo inclinado utilizada para realizar as misturas na primeira e segunda etapa. Inicialmente os materiais secos foram pesados e armazenados em local confinado até o momento da moldagem. A mistura ocorreu em uma sala climatizada, com temperatura média de 25°C. Os materiais foram colocados na betoneira na seguinte ordem: 100% agregado graúdo, 100% agregado miúdo, 50% água, 100% cimento e por fim, o restante da água, misturando por um tempo de 8 minutos.

Figura 5.10. Betoneira de eixo inclinado.



Fonte: AUTOR (2018).

Após a mistura foi realizado o teste de abatimento do tronco de cone de acordo com a NBR NM 67 (ABNT, 1998), medindo a fluidez do material, permitindo assim um controle da uniformidade na produção do concreto. As misturas foram moldadas visando à obtenção do abatimento do concreto de $70 \text{ mm} \pm 10 \text{ mm}$.

Na terceira etapa, a mistura foi feita em uma betoneira de eixo inclinado com capacidade de 220 litros (Figura 5.11). Os materiais foram colocados na betoneira na seguinte ordem: 100% agregado graúdo, 100% agregado miúdo, 50% água, 100% cimento e por fim, o restante da água, misturando por um tempo de 8 minutos.

Figura 5.11. Betoneira eixo inclinado 220 litros.



Fonte: AUTOR (2018).

Após a mistura, com o objetivo de avaliar a consistência e a trabalhabilidade do concreto, foi realizado o teste de abatimento do tronco de cone (slump test) Figura 5.12, de acordo com a NBR NM 67 (ABNT, 1998). As misturas foram moldadas visando à obtenção do abatimento do concreto de $80 \text{ mm} \pm 10 \text{ mm}$.

Figura 5.12. Ensaio slump Test.



Fonte: AUTOR (2018).

Após 24 horas os corpos de prova foram desmoldados e curados junto com as vigas, em uma sala com temperatura média de 25°C e umidade de 80%.

A Figura 5.13 mostra as os corpos de prova que foram moldados, um total de 24 corpos de prova cilíndricos (100 mm x 200 mm) para ensaio de compressão e tração por compressão diametral e 6 corpos de prova prismáticos (75 mm x 75 mm x 100 mm) para ensaio de cisalhamento. Os corpos de prova foram moldados de acordo a NBR 5738 (ABNT, 2003).

Figura 5.13. Corpos de prova cilíndricos de concreto moldados.



Fonte: AUTOR (2018).

a) Ensaio de resistência à compressão axial

Para o ensaio de compressão axial seguiram as recomendações da NBR 5739 (ABNT, 2007), no caso foram confeccionados 12 corpos de prova com dimensões 100 mm x 200 mm, ensaiados nas idades de 3, 7, 14 e 28 dias, sendo 3 cps para cada idade.

O ensaio de resistência à compressão foi feito em uma prensa da marca Instron HDx 1000, com velocidade de carga de 0,45 MPa/min, para primeira e segunda etapa.

A Figura 5.14 mostra a prensa Instron HDX 1000, utilizada para realizar todos os ensaios mecânicos da primeira e segunda etapa do trabalho.

Figura 5.14. Prensa Instron HDX 1000



Fonte: AUTOR (2018).

Na Tabela 5.21 consta a média dos valores da resistência à compressão axial do concreto da primeira e segunda etapa.

Tabela 5.21. Resistência à compressão axial do concreto 1° e 2° etapa.

Resistência à compressão axial (MPa)	Coefficiente de variação (%)	Idade (Dias)
26,8	2	3
31,2	5	7
34,9	4	14
41,0	1	28

Fonte: AUTOR (2018).

A produção do concreto foi baseada nas recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) a fim de atender os requisitos de durabilidade. Dessa forma o concreto foi dosado para atingir uma resistência à compressão média de 30 MPa aos 28 dias, no entanto verifica-se que o concreto atingiu essa resistência aos 7 dias, e atingindo um resultado final de 41,00 MPa aos 28 dias.

Na terceira etapa, foram confeccionados 12 corpos de prova com dimensões 100 mm x 200 mm, ensaiados nas idades de 3, 7, 14 e 28 dias, sendo 3 cps para cada idade.

O ensaio foi realizado com a prensa modelo Versa Tester com capacidade de 120 tf.

Na Tabela 5.22 estão discriminados os valores da resistência a compressão axial do concreto para terceira etapa.

Tabela 5.22. Resistência à compressão axial do concreto 3° etapa .

Resistência à compressão axial (MPa)	Coefficiente de variação (%)	Idade (Dias)
24,2	6	3
34,3	4	7
37,5	10	14
45,4	5	28

Fonte: AUTOR (2018).

O concreto apresentou resultado satisfatório, atingindo 45,35 MPa em 28 dias

b) Determinação de tração por compressão diametral

Foi utilizado o ensaio estabelecido pela NBR 7222 (ABNT, 2011), e foram moldados 12 corpos de prova para serem ensaiados em 4 idades. O ensaio foi realizado na prensa Instron HDx 1000, com velocidade de carregamento de 0,05 MPa/min, para primeira e segunda etapa.

Na Tabela 5.23 consta a média dos valores da resistência à tração por compressão diametral dos corpos de prova de concreto da primeira e segunda etapa.

Tabela 5.23. Resistência à tração por compressão diametral do concreto 1° e 2° etapa.

Resistência à tração por compressão diametral (MPa)	Coefficiente de variação (%)	Idade (Dias)
3,1	6	3
3,3	4	7
3,9	7	14
4,1	4	28

Fonte: AUTOR (2018).

Na Tabela 5.24 consta a média dos valores da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova de concreto, da terceira etapa. O ensaio foi realizado com a prensa modelo Versa Tester com capacidade de 120 tf.

Tabela 5.24. Resistência à tração por compressão diametral do concreto 3° etapa.

Resistência à tração por compressão diametral (Mpa)	Coefficiente de variação (%)	Idade (Dias)
3,2	4	3
3,4	10	7
3,8	4	14
4,1	13	28

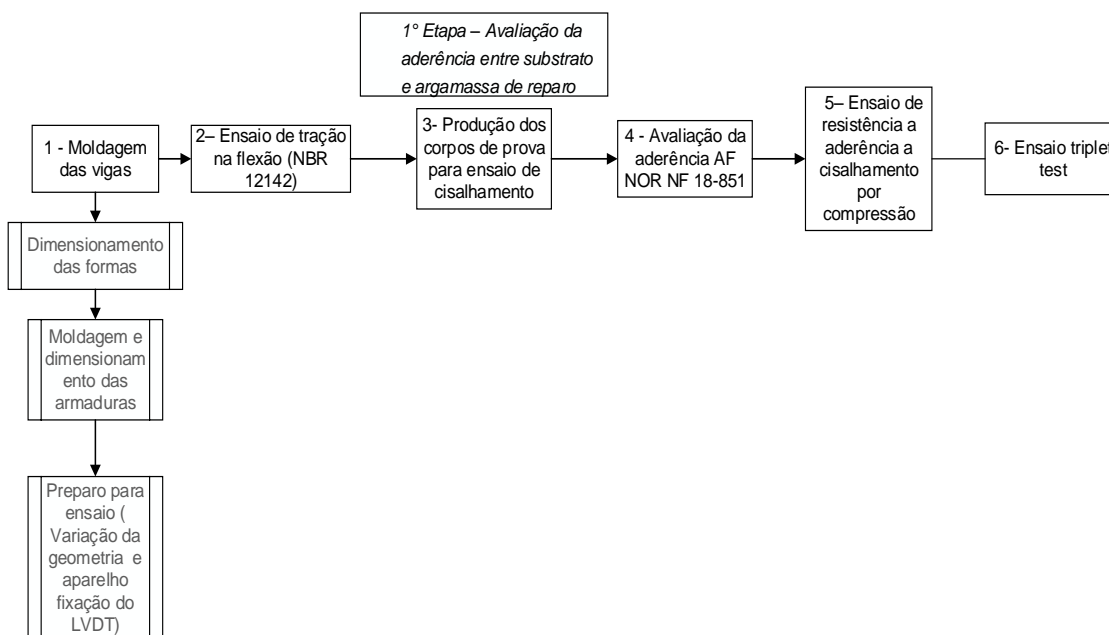
Fonte: AUTOR (2018).

Ensaio estabelecido na NBR 7222 (ABNT, 2011), foram moldados 12 corpos de prova para serem ensaiados em 4 idades diferentes (3, 7, 14, 28 dias).

5.2 Primeira etapa - Avaliação da aderência entre substrato e material de reparo

Na Figura 5.15 estão discriminadas as principais atividades para o desenvolvimento da segunda etapa.

Figura 5.15. Fluxograma primeira etapa.



Fonte: AUTOR (2018).

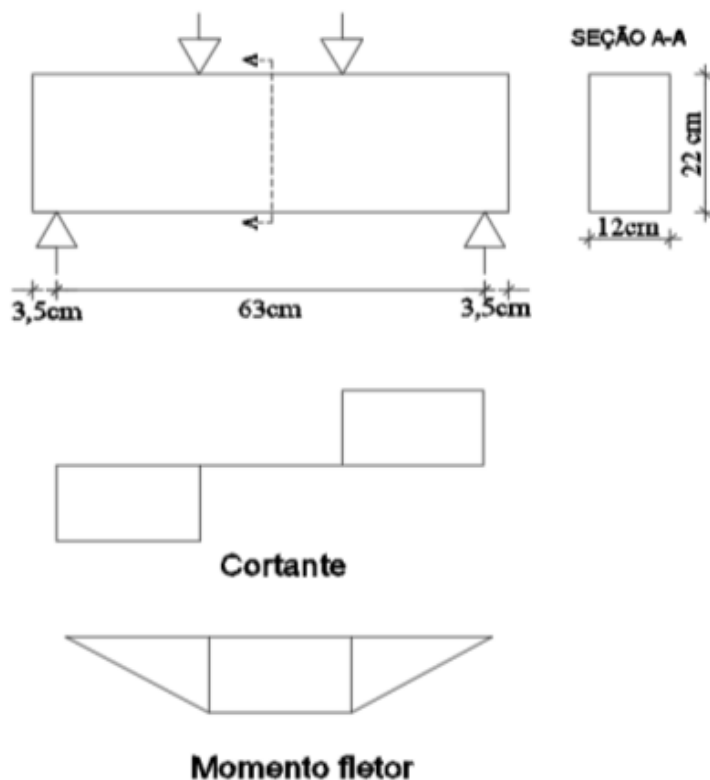
5.2.1 Moldagem das vigas

As etapas a seguir descrevem o passo-a-passo seguido para confecção das vigas 70.

5.2.1.1 Projeto e tipos de vigas

A seção estabelecida em projeto possui 12 cm de largura, 22 cm de altura, comprimento de 70 cm e vão livre de 63 cm conforme ilustra a Figura 5.16. As vigas com essas dimensões serão tratadas como “vigas 70”.

Figura 5.16. Dimensões das vigas 70.

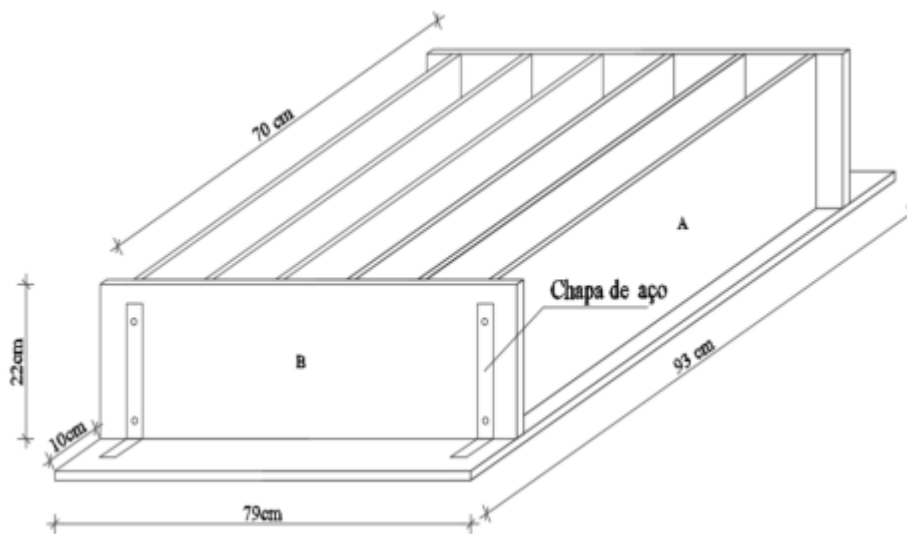


Fonte: AUTOR (2018).

5.2.1.2 Produção das fôrmas

Para produzir as vigas pequenas foi confeccionado uma fôrma para concretar 5 vigas por vez. A forma tem $1,85\text{m}^2$ de madeira e 4 chapas de aço para agrupar as peça. A Figura 5.17 (a) mostra o projeto e a Figura 5.13 (b) mostra como foi montada a forma de madeira.

Figura 5.17. Representação esquemática da fôrma de madeira.



(a)



(b)

Fonte: AUTOR (2018).

5.2.1.3 Dimensionamento da armadura das vigas 70

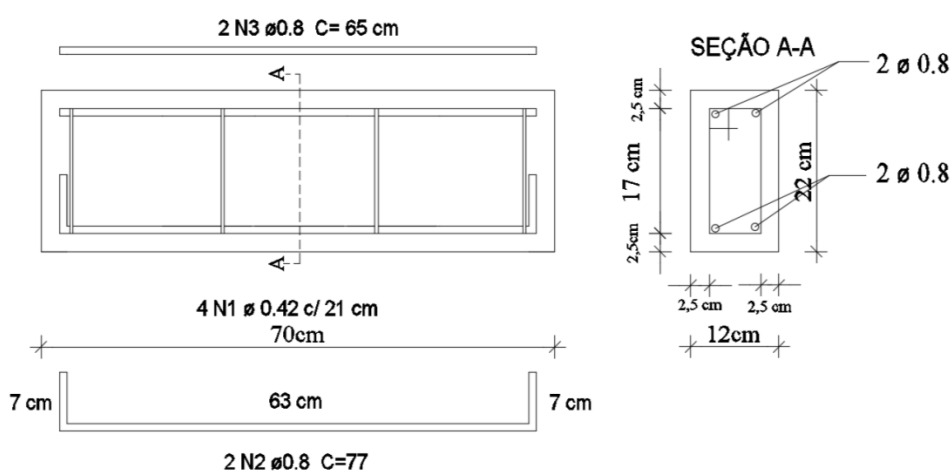
As vigas foram dimensionadas de acordo a NBR 6118 (ABNT, 2014). O dimensionamento foi realizado para que as vigas atendessem o Domínio 2. O domínio 2 se caracteriza pela flexão simples, sem ruptura à compressão do concreto $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$ ($\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$), e com máximo de alongamento permitido ($\epsilon_s = \epsilon_{sc} = 10 \text{ ‰}$)

Teve um cobrimento de 2,5 cm da armadura principal, mínimo exigido pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Do resultado do dimensionamento as vigas foram confeccionadas com quatro barras com diâmetro de 8,0 mm, sendo duas posicionadas na parte inferiores da viga chamada de N2 aço CA 50S, espaçada com 4,5 cm entre face; e mais duas na parte superior denominadas de N3 aço CA 50S. O espaçamento entre as barras na vertical é de 14,50 cm entre face. Também foram utilizados estribos denominados de N1, espaçados de 21 cm entre face, totalizando quatro estribos por viga, com diâmetro de 4,2 mm aço CA 60.

A Figura 5.18 mostra o projeto de detalhamento da armadura. De acordo com os cálculos a seção dimensionada tem uma resistência de um momento uma carga de 110,44 kN o que representa uma resistência a tração na flexão de 26 MPa.

Figura 5.18. Detalhamento da armadura viga 70



Fonte: AUTOR (2018).

A Figura 5.19 ilustra as armaduras confeccionadas.

Figura 5.19. Detalhamento da armadura viga 70



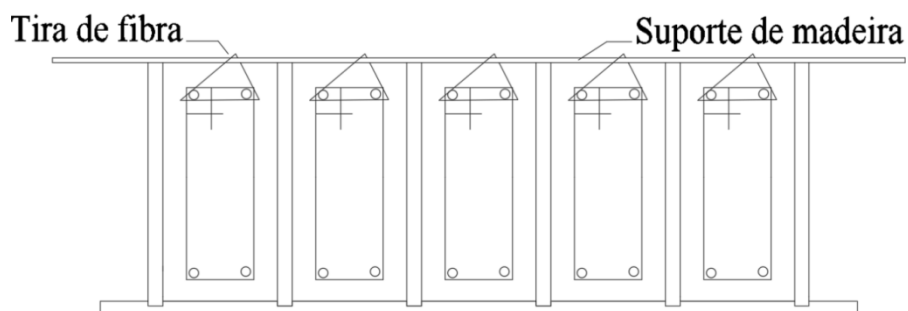
(b)

Fonte: AUTOR (2018).

5.2.1.4 Produção das vigas

A Figura 5.20 mostra o detalhe de como foi realizada a concretagem. Não se utilizou espaçadores de polímero para ter certeza de não interferência na matriz do concreto, então, optou-se por colocar suportes de madeira para apoiar as armaduras e assim garantir o espaçamento.

Figura 5.20. Esquema para sustentação da armadura.



(a) Layout para garantir o espaçamento da armadura sem utilizar espaçadores



(b) Tiras apoiadas no suporte de madeira

Fonte: AUTOR (2018).

As vigas foram desformadas após 24 horas, e armazenadas em ambiente com temperatura média de 25°C e umidade de 80%. A Figura 5.21 mostra as vigas armazenadas.

Figura 5.21. Armazenamento das vigas.



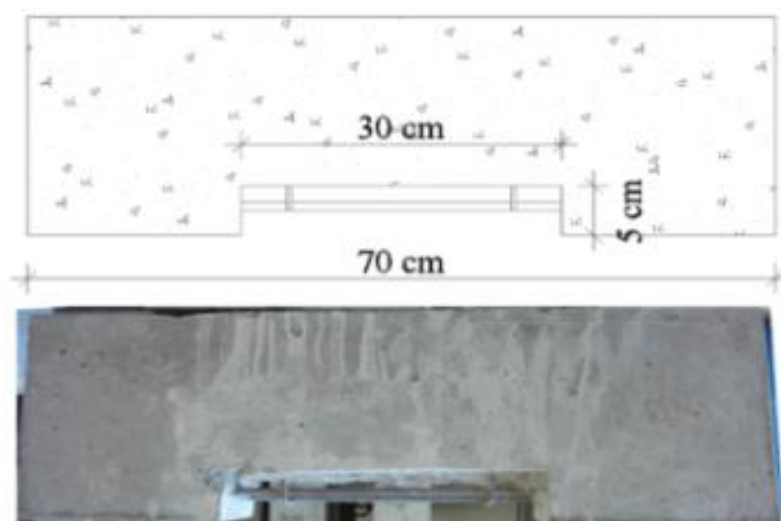
Fonte: AUTOR (2018).

5.2.1.5 Configuração do reparo

A configuração do reparo foi feita com o auxílio de uma serra com disco adiamantado em seguida com um pontalete.

Para a análise da resistência à aderência foram confeccionadas 12 vigas (Tabela 5.22), sendo adotada uma geometria retangular, com 12 cm de largura, 30 cm de comprimento e 5 cm de espessura, conforme detalha a Figura 5.22:

Figura 5.22. Configuração da geometria do reparo.

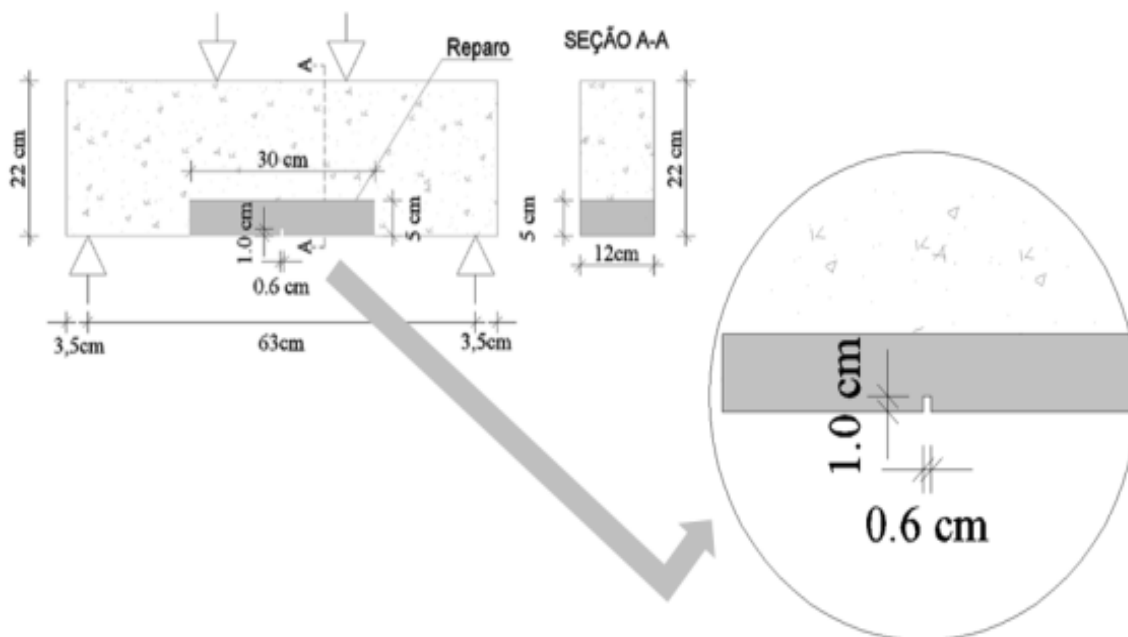


Fonte: AUTOR (2018).

Em 6 das 12 vigas foi introduzida uma pequena falha na parte inferior para induzir o surgimento de fissuras localizadas (Tabela 5.22).

A Figura 5.23 mostra as dimensões do entalhe provocado nas vigas de concreto armado.

Figura 5.23. Dimensões do entalhe nas vigas.



Fonte: AUTOR (2018).

Os entalhes foram posicionadas na parte inferior das vigas, mais precisamente no meio do vão, onde pela configuração do carregamento, 4 pontos, ocorre o momento máximo, e conseqüentemente as maiores tensões.

Segundo Mehta et al. (2008) a abertura crítica em materiais cerâmicos pode ser calculado de acordo a Equação 5.1:

$$a_c = \frac{1}{\pi} \left(\frac{Kk}{\sigma \cdot Y} \right)^2 \quad (5.1)$$

Onde: a_c – Abertura crítica;

Kk – Tenacidade a fratura (considera para o concreto);

σ – Tensão de tração aplicada na seção;

Y – Grandeza relacionada com a geometria da peça.

Foi dimensionado para que as fissuras surgissem com uma carga que correspondesse a 70% da carga de projeto, sendo esta de 52 KN. O valor da tenacidade adotado foi o menor sugerido por Mehta et al. (2008) que corresponde a $0,2 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$. A grandeza Y é um parâmetro ou função adimensional que depende da geometria da trinca e da amostra. Para amostras planas que contêm trincas muito mais curtas do que a largura da amostra, Y

possui um valor aproximado de uma unidade, sendo esse o valor adotado. Substituindo valores na fórmula encontra-se um valor de 1,0 cm.

Sendo assim, foram produzidas 12 vigas70 com os seguintes detalhes:

Tabela 5.22. Quantitativo de vigas para análise da aderência

Tipo de Vigas	Quantidade de vigas
Referência sem entalhe sem reparo	3
Referência com entalhe sem reparo	3
Reparada sem entalhe	3
Reparada com Entalhe	3
Total	12

Fonte: AUTOR (2018).

5.2.1.6 Reparo das vigas

O reparo foi feito nas mesmas condições ambientais que durante a concretagem (Figura 5.24).

Seguindo as recomendações do fabricante, o substrato foi bem umedecido antes de receber a argamassa, e em camadas menores que 5,0 cm, caso fosse maior deveria esperar 6 horas para aplicar as camadas subsequentes (Figura 5.24). No entanto, neste trabalho, não houve essa necessidade, por que as camadas são inferiores a essa espessura.

Figura 5.24. Umedecimento do substrato para reparo.

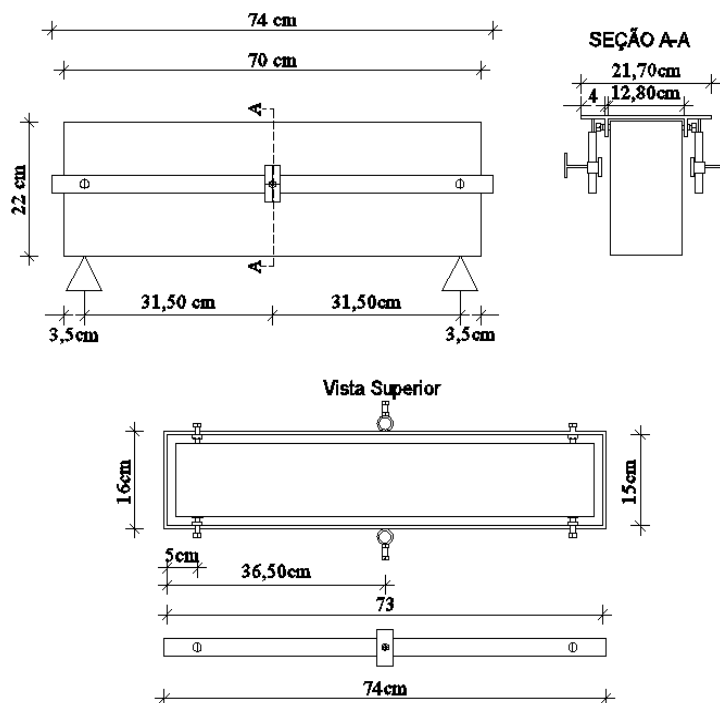


Fonte: AUTOR (2018).

5.2.1.7 Medição da flecha

A Figura 5.25 esquematiza o projeto do aparato utilizado para fixar o Transformador Diferencial Variável Linear (LVDT) na viga.

Figura 5.25. Projeto de aparato para fixar o LVDT.



Fonte: AUTOR (2018).

Esse aparato foi acoplado na linha neutra da viga e o LVDT no centro a fim de medira a flecha.

A Figura 5.26 apresenta como foi esquematizado o ensaio com o aparato de fixação.

Figura 5.26. Esquema de ensaio de tração na flexão.



Fonte: AUTOR (2018).

5.2.2 *Ensaio das vigas*

O comportamento mecânico das vigas de concreto e das argamassas de reparo foi analisado com resistência à tração na flexão a quatro pontos seguindo as recomendações da NBR 12142 (ABNT, 2010).

Todas as vigas foram ensaiadas com idade de 66 dias, idade suficiente para que tenha ocorrido maior parte das reações de hidratação do cimento, enquanto o reparo tinha a idade de 14 dias.

5.2.2.1 Ensaio de resistência à tração na flexão

O ensaio de resistência à tração na flexão seguiu a NBR 12142 (ABNT, 2010). Este ensaio permite a obtenção de valores de carga de ruptura, de deslocamento e flecha da amostra no meio do vão livre.

O ensaio foi realizado com uma prensa modelo Instron HDx 1000 com capacidade de carga de 1000 kN e com velocidade de carregamento de 1,0

Mpa por segundo, conforme recomendações da norma. A Figura 5.20 mostra como foi estabelecida a configuração do carregamento.

O ensaio consiste em apoiar a viga em dois suportes e aplicar a carga com outros dois suportes, posicionados na parte superior da viga situado no terço médio do vão.

A tensão de tração máxima é calculada de acordo a Equação 5.2:

$$\sigma_{tf} = \frac{F_r.L}{b_{cp}.h^2} \quad (5.2)$$

Onde:

σ_{tf} – Resistência à tração na flexão (Mpa)

F_r – Carga de ruptura (N)

L – dimensão do vão entre apoios (mm)

b_{cp} – largura do corpo de prova na seção (mm)

h – Altura do corpo de prova na seção (mm)

A partir do valor de carga e flecha correspondente, foi possível calcular o valor do módulo de deformação na flexão (módulo de elasticidade na flexão), conforme a Equação 5.3.

$$\delta = \frac{P.a}{24E_{tf}I} \cdot (3L^2 - 4a^2) \quad (5.3)$$

Onde:

δ : é o deslocamento no meio do vão correspondente a carga P;

a: é distância entre o apoio e o ponto de aplicação da carga;

I: é o momento de inércia da seção transversal do corpo de prova;

E_{tf} : é o módulo de deformação calculado a partir da tração na flexão (módulo de elasticidade na flexão).

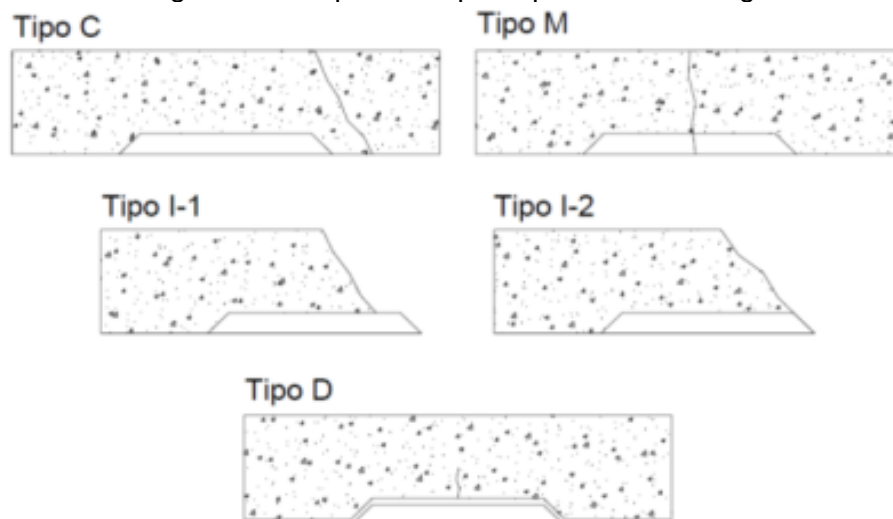
5.2.3 Avaliação da aderência AFNOR NF P 18- 851

Nesse trabalho, o método de ensaio selecionado foi o AFNOR NF P 18-851 (AFNOR, 1992), em que a argamassa para reparo é aplicada a um substrato de concreto prismático que possui uma reentrância (entalhe) em forma trapezoidal e retangular. A análise do comportamento do reparo se baseia na NBR 12142 (ABNT, 2010) para determinação da resistência à tração

na flexão e no modo de ruptura. A interpretação dos resultados depende do tipo de ruptura, conforme Figura 5.27.

A Figura 5.27 apresenta as possíveis formas de ruptura.

Figura 5.27. Tipos de ruptura possíveis nas vigas.



Fonte: NF P 18-851 - AFNOR (1992).

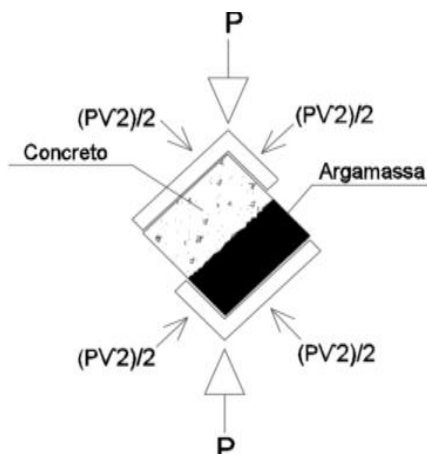
Dessa forma, o tipo de ruptura é fundamental para a interpretação dos resultados, podendo ocorrer de cinco formas distintas: com a ruptura apenas do concreto, sem comprometimento do sistema para reparo (Tipo C); com o rompimento do reparo e propagação da fissura para o prisma de concreto, agindo de forma monolítica (Tipo M), ou seja, com a argamassa rompendo por tração na extremidade inferior da seção com posterior propagação da fissura para o concreto; com o desprendimento da parte inclinada do reparo e desenvolvimento da fissura para o concreto (Tipos I-1 e I-2) - nesses casos a ruptura se dá na região inclinada da reentrância, com consequente propagação da fissura para o concreto a partir da interface em sua região horizontal; e com o desprendimento do reparo e subsequente rompimento do concreto (Tipo D).

5.2.4 Resistência à aderência por cisalhamento sob compressão

A resistência a aderência ao cisalhamento sob compressão foi adaptada do método do trabalho Gonçalves et al (2013).

A Figura 5.28 demonstra o formato desejado do corpo de prova e o esquema de aplicação das cargas.

Figura 5.28. Esquema do ensaio aderência no cisalhamento.



Fonte: AUTOR (2018).

Esse ensaio segue a mesma metodologia do ensaio de cisalhamento no concreto. Consiste em colocar um corpo de prova, medindo 75 mm x 75 mm x 100 mm, em um aparato que decompõe a carga vertical em forças cisalhantes no corpo de prova. A diferença é que este corpo de prova será moldado em duas camadas, uma primeira camada será de concreto (substrato), de espessura de 32,5 mm; e uma segunda camada, com espessura de 32,5 mm, de argamassa polimérica. Serão moldados 3 corpos de prova para cada idade, sendo as idades avaliadas de 3, 7, 14 e 21 dias, dando um total de 12 corpos de prova. Com esse ensaio foi possível quantificar a resistência de aderência através da tensão de cisalhamento.

A força P aplicada pela prensa sofre uma decomposição e a componente responsável pelo esforço cisalhante tem sua intensidade igual a

$P \cdot \cos 45^\circ$ que equivale a $\frac{P\sqrt{2}}{2}$. A tensão cisalhante pode ser determinada pela

Equação 5.4:

$$\tau = \frac{\frac{P\sqrt{2}}{2}}{A} \quad (5.4)$$

A Figura 5.29 mostra o aparato já em uso em um ensaio de cisalhamento de um CP em argamassa para reparo e concreto.

Figura 5.29. Aparato para ensaio de resistência ao cisalhamento.

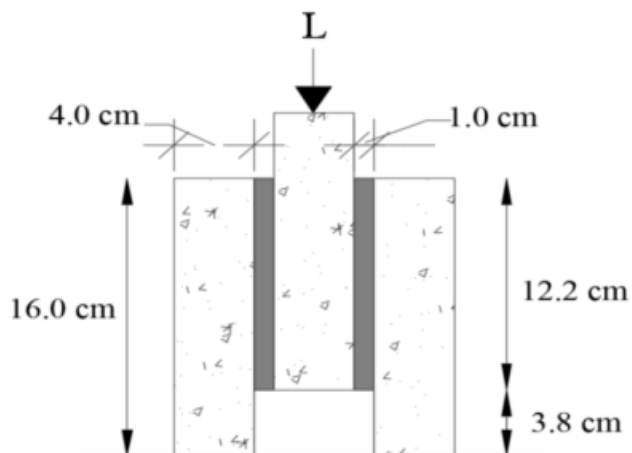


Fonte: AUTOR (2018).

5.3.5 Ensaio de aderência entre argamassa álcali ativada, argamassa polimérica e substrato de concreto pelo triplet test.

A Figura 5.30 mostra como foi esquematizado o método Triplet Test para avaliação da aderência.

Figura 5.30. Método Triplet Test.



(a)



(b)

Fonte: AUTOR (2018).

O ensaio foi adaptado de KOU e POON (2013) e tem a finalidade de realizar a comparação da resistência à aderência entre substrato de concreto e as argamassas de reparo: comercial e álcali ativada.

O método foi chamado de triplet test por que consiste em três corpos de prova (160 mm x 40 mm x 40 mm) colados por dois feixes de argamassa de 10 mm cada, como demonstrado na Figura 5.48 (a) e 5.48(b).

O sistema deve apresentar simetria para que não haja decomposição da força (L), que é aplicada em uma peça e distribuída para as outras. A resistência à aderência é calculada conforme a Equação 5.5:

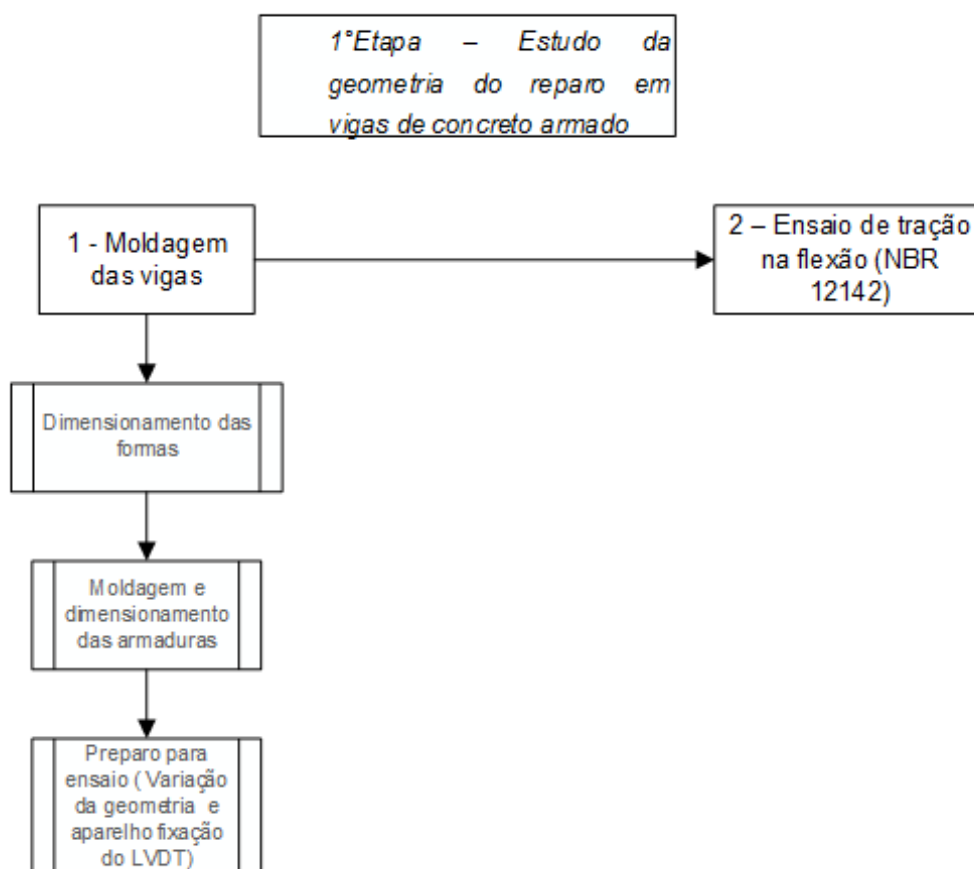
$$\text{Resistencia a aderência (MPa)} = \text{Carga} / 2x \text{ área de aderência} \quad (5.5)$$

O ensaio de resistência à aderência foi realizado em três idades, sendo elas 1, 7 e 14 dias. O substrato teve a idade de 14 dias.

5.3 Segunda etapa - Estudo da geometria do reparo em vigas de concreto

Na Figura 5.31 estão discriminadas as principais atividades desenvolvidas na segunda etapa.

Figura 5.31 Fluxograma segunda etapa.



Fonte: AUTOR (2018)

5.1.3.2 Moldagem das vigas

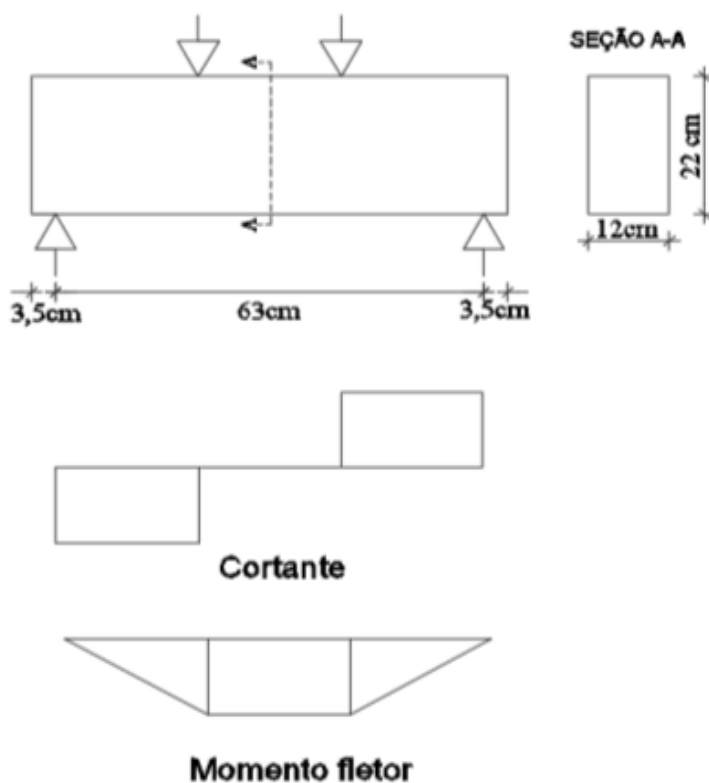
a) Projeto e tipos de vigas

A produção das vigas nessa etapa seguiu-se basicamente os mesmos passos da primeira etapa. Utilizando os mesmos materiais, as vigas tinham as mesmas dimensões. O ensaio para análise das propriedades foi também o

ensaio de tração na flexão de 4 pontos conforme as recomendações da NBR 12142 (2010).

A seção estabelecida em projeto possui 12 cm de largura, 22 cm de altura, comprimento de 70 cm e vão livre de 63 cm conforme ilustra a Figura 5.32.

Figura 5.32. Dimensões das vigas protótipo.



Fonte: AUTOR (2018).

Para a análise da geometria foram avaliados 2 tipos de espessura, 2 tipos de geometrias e 3 tipos de extensão do reparo. Assim foram obtidos 12 tipos de formas e com a viga de referência, totaliza 13 configurações de vigas, conforme Figura 5.33. Logo, foram confeccionadas três vigas para serem reparadas para com cada tipo de geometria, extensão e espessura sendo mais 3 de referência, dando um quantitativo final de 39 vigas, conforme Tabela 23.

Na análise da espessura, se optou por duas espessuras, 2,5 e 5,0cm, a primeira espessura atinge até a cobertura mínima da armadura. A espessura de 5,0 cm por sua vez, envolve e ultrapassa a armadura inferior. Com essa

variação foi possível avaliar a interferência da movimentação da armadura tracionada.

Na análise da geometria, optou-se por duas geometrias, retangular e trapezoidal. A primeira é a forma convencional de reparo, a segunda foi adotada seguindo as recomendações da norma AFNOR NF 851 (1992).

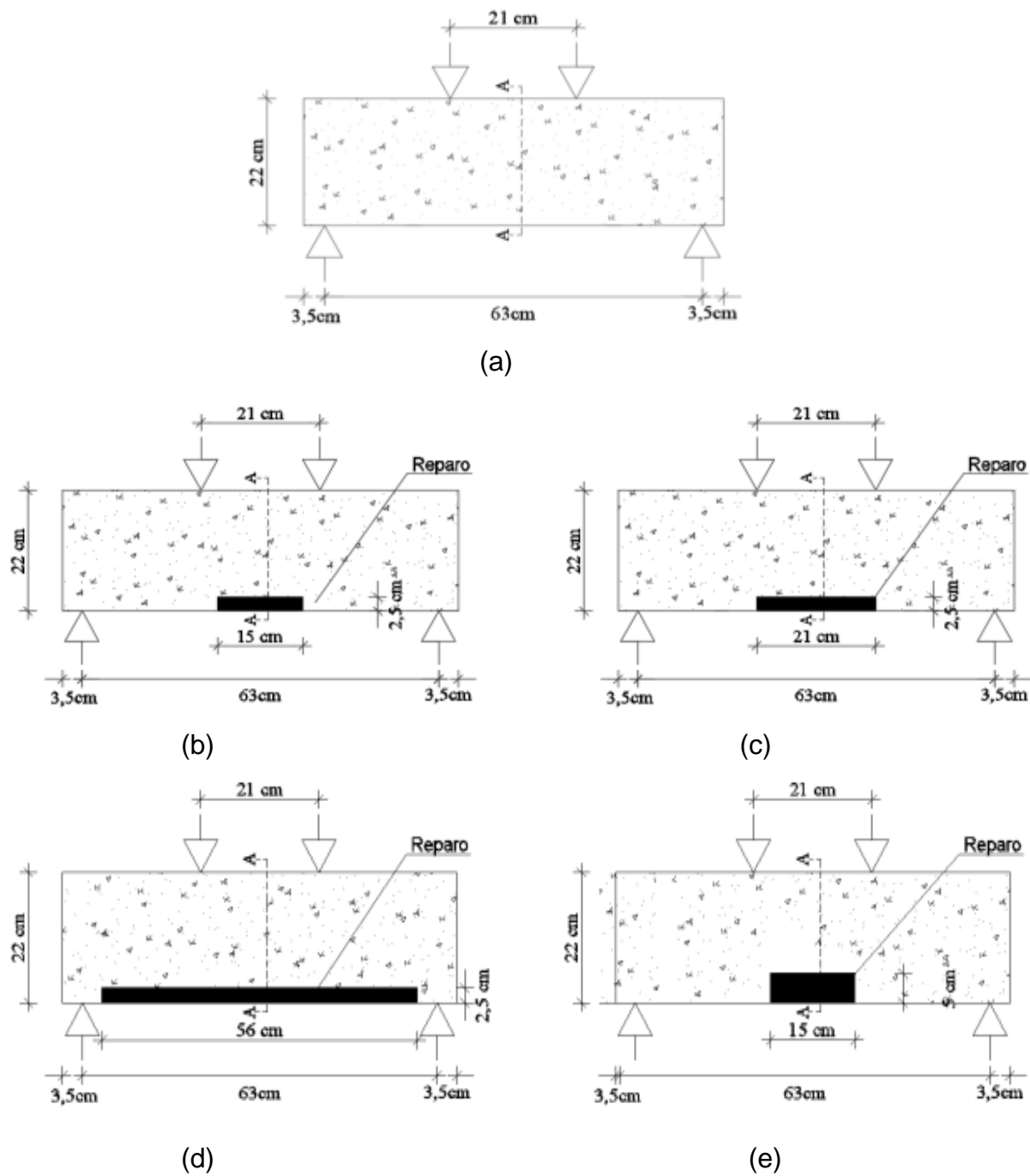
Para extensão, avaliou-se 3 configurações, 15, 21 e 56 cm. A ideia foi posicionar o reparo entre ao eixo de aplicação da carga (extensão de 15 cm), no limite (extensão de 21 cm) e posterior ao eixo de aplicação (extensão de 56 cm). Sendo feito também uma análise comparativa da porcentagem do vão reparado.

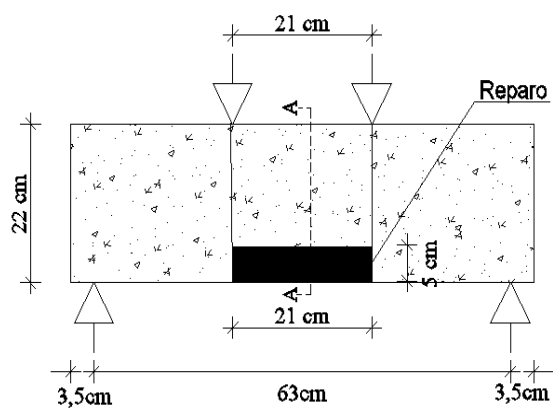
Tabela 5.23. Quantitativo de vigas 70 para análise da geometria.

Espessura	Geometria	Extensão	Quant. de vigas
2,5 cm	Retangular	15 cm	3
		21 cm	3
		56 cm	3
	Trapezoidal	15 cm	3
		21 cm	3
		56 cm	3
5,0 cm	Retangular	15 cm	3
		21 cm	3
		56 cm	3
	Trapezoidal	15 cm	3
		21 cm	3
		56 cm	3
Referência			3
Total			39

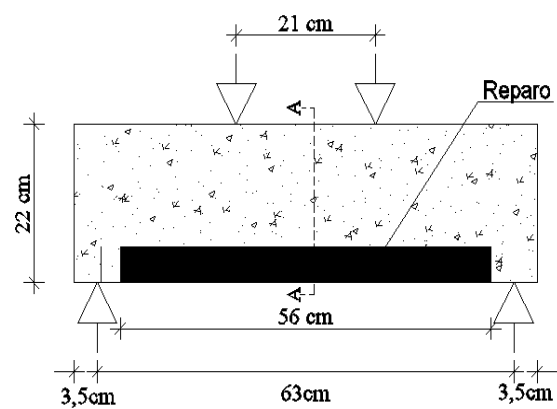
Fonte: AUTOR (2018).

Figura 5.33. Tipos de geometrias analizadas.

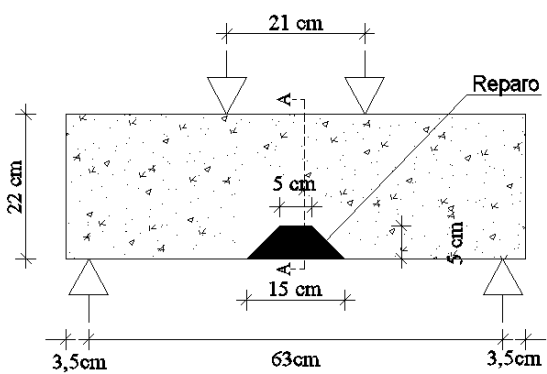




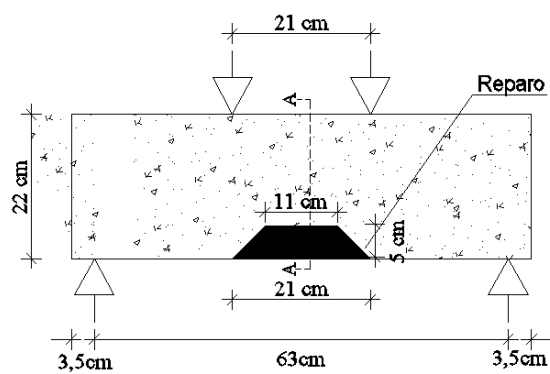
(g)



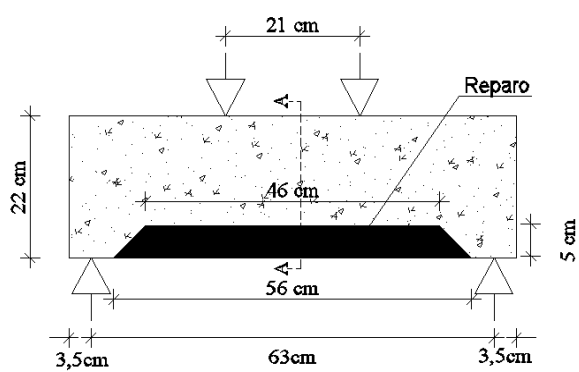
(h)



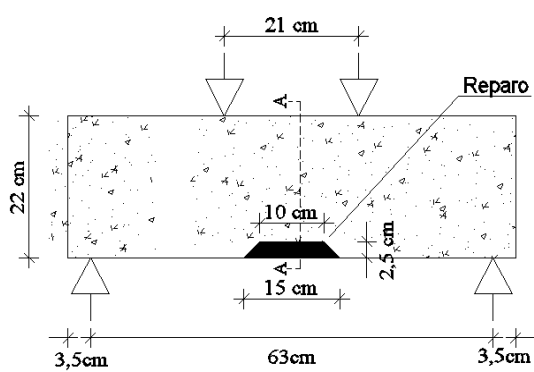
(i)



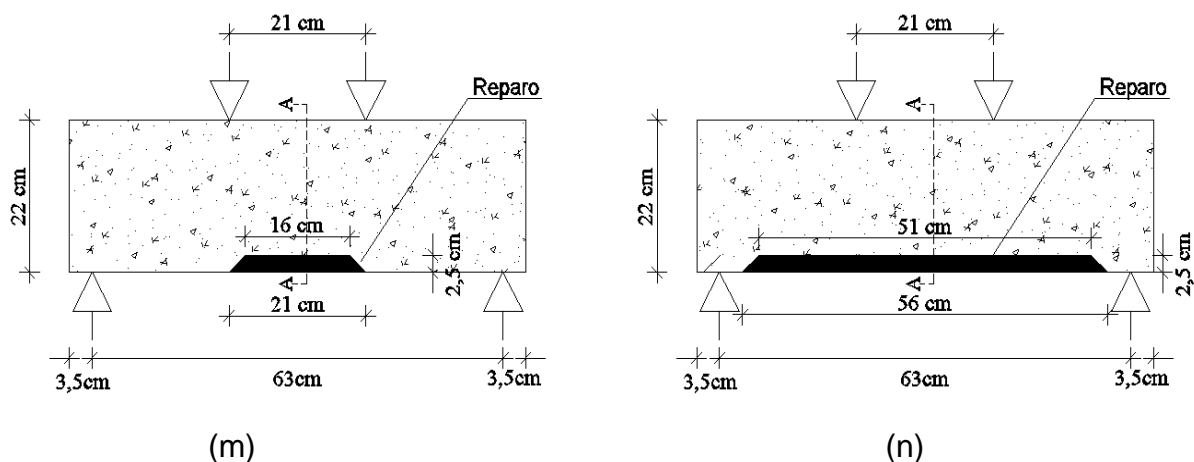
(j)



(k)



(l)

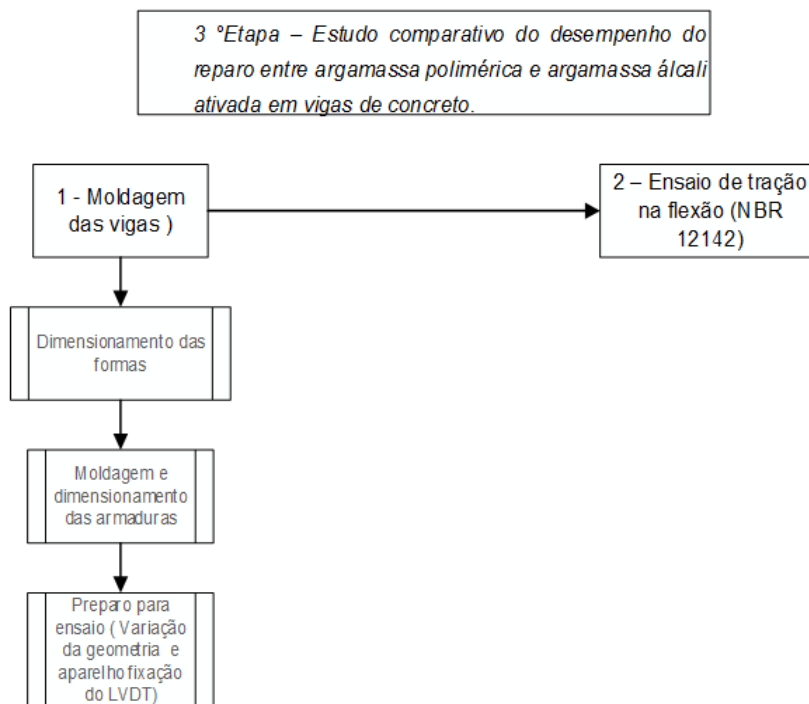


Fonte: AUTOR (2018).

5.4 Terceira etapa - Estudo comparativo do desempenho do reparo entre argamassa polimérica e argamassa álcali ativada em vigas de concreto

Na Figura 5.34 estão descritas as principais atividades para desenvolver os objetivos da terceira etapa.

Figura 5.34. Fluxograma terceira etapa.



Fonte: AUTOR (2018).

5.3.3 Moldagem das vigas

5.3.3.1 Quantitativo das vigas

Foram confeccionadas dez vigas com seção de 120 mm x 250 mm e comprimento 2100 mm. Nessas vigas adotou-se apenas uma espessura do reparo; apenas uma geometria; dois tipos de argamassa de reparo; dois tipos de extensão, sendo duas vigas para cada variável, conforme Tabela 5.22. Logo, essa categoria de vigas foram chamadas de vigas 210, fazendo um referencia a sua extensão em centímetros.

Tabela 5.22. Quantitativo de vigas 210 para análise.

Espessura (cm)	Geometria	Tipo de argamassa	Extensão (cm)	Quant. de vigas	ID
2,5	Retangular	Polimérica	140	2	RB.PM140
			50	2	RB.PM50
		Álcali-ativada	140	2	RB.AAM140
			50	2	RB.AAM50
Referência				2	B.REF
Total				10	

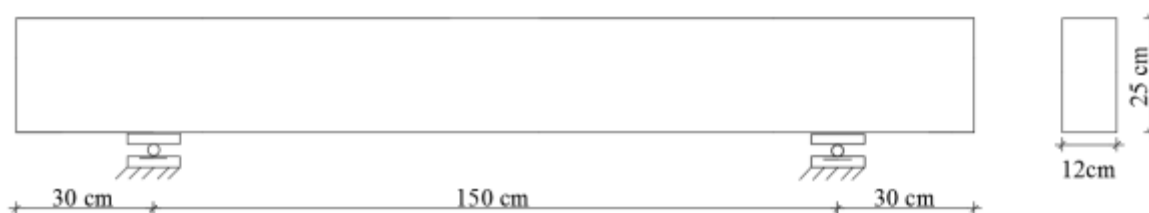
Fonte: AUTOR (2018).

Manteve-se uma espessura de 2,5 cm e geometria retangular. Adotou-se duas extensões, 50 cm e 140 cm. O reparo com a extensão de 50 cm está exatamente no limite da aplicação da carga, dessa forma foi possível avaliar se há relação entre extensão e a distância do eixo de aplicação da carga.

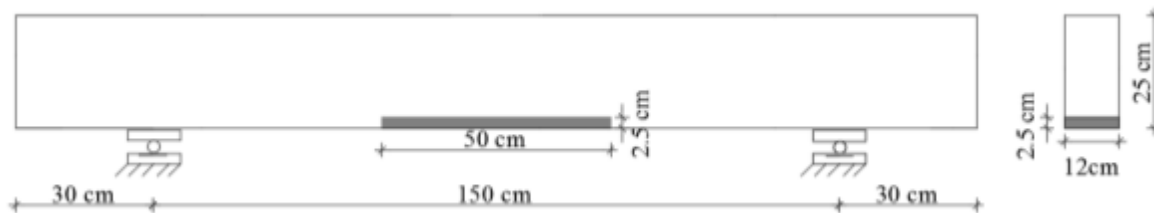
Utilizaram-se dois tipos de argamassa, polimérica que é encontrada comercialmente. E a uma argamassa alternativa, com alto impacto ambiental, a argamassa álcali-ativada.

As dimensões das vigas estão representadas na Figura 5.35.

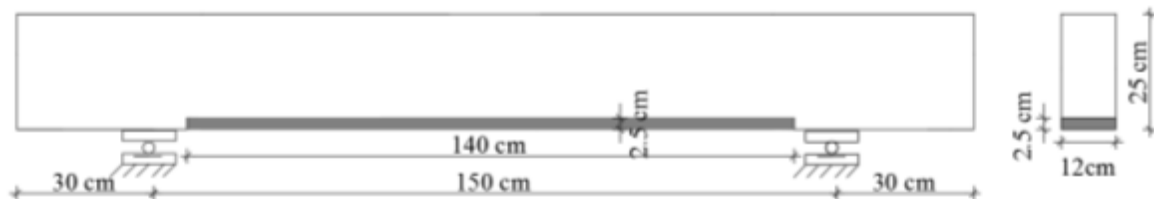
Figura 5.35. Dimensões das vigas 210.



(a) Viga referência



(b) Reparo com extensão de 50 cm



(c) Reparo com extensão 140 cm

Fonte: (AUTOR, 2018)

Uma placa de Poliestireno Expandido (EPS) foi colocada na parte central da forma de modo a simular uma área danificada na região de reforço do concreto, conforme Figura 5.36. Após a desmoldagem, o painel foi removido e a superfície do concreto foi escarificada antes do trabalho de reparo.

Figura 5.36. Exemplo de placa de EPS na fôrma de madeira.

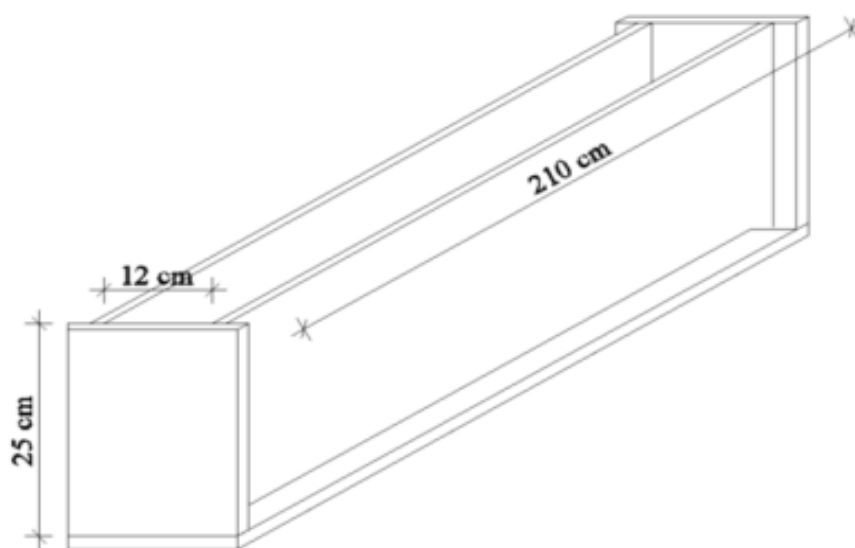


Fonte: AUTOR (2018).

5.3.3.2 Produção das fôrmas

A Figura 5.37 apresenta a produção das fôrmas de madeira para produção das vigas grandes.

Figura 5.37. Esquema das fôrmas de madeiras para a produção de vigas 210.



(a)



(b)

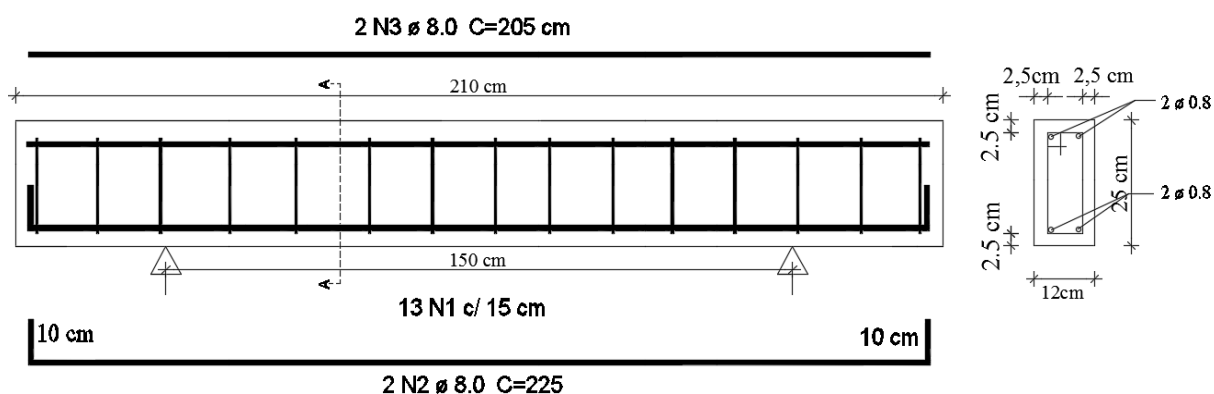
Fonte: AUTOR (2018).

5.3.3.3 Dimensionamento da armadura das vigas 210

As vigas foram dimensionadas de acordo a NBR 6118 (ABNT, 2014). O dimensionamento foi realizado para que as vigas atendessem também o Domínio 2

O detalhamento da armadura está ilustrado na Figura 5.38.

Figura 5.38. Detalhamento da armadura viga 210



Fonte: (AUTOR, 2018)

De acordo com o dimensionamento, as vigas foram confeccionadas com quatro barras com diâmetro de 8 mm, sendo duas posicionadas na parte inferior da viga chamada de N2, espaçada com 4,5 cm entre face; e mais duas na parte superior denominadas de N3. O espaçamento entre as barras na vertical é de 18,4 cm entre face. Também foram utilizados estribos, denominados de N1, espaçados de 15,0 cm entre face, totalizando 13 estribos por viga, com diâmetro de 4,2 mm.

A seção dimensionada foi projetada para suporta uma carga de 35,5 kN ou 6,5 MPa.

5.3.3.4 Produção das vigas

Não se utilizou espaçadores de polímero para ter certeza da não interferência na matriz do concreto, então optou-se de colocar suportes de madeira para ancorar as armaduras e assim garantir o espaçamento mínimo da barra de aço (Figura 5.39), mesmo esquema utilizado na segunda etapa.

Figura 5.39. Suporte para sustentação da armadura.



Fonte: (AUTOR, 2018)

Após a mistura o concreto era disposto na fôrma em duas camadas que posteriormente eram adensadas por um adensador de imersão.

As vigas eram desformadas após 24 horas e armazenadas em temperatura ambiente, conforme demonstrado a Figura 5.40:

Figura 5.40. Armazenamento e cura das vigas.



Fonte: AUTOR (2018).

5.3.3.5 Layout do reparo

O layout adotado para reparar as vigas maiores foi o retangular. A Figura 5.41 ilustra como ficou o esquema de uma geometria retangular nas vigas de tamanho real.

Figura 5.41. Esquemas dos layouts do reparo em vigas 210.



(a) Extensão do reparo de 50 cm.



(b) Extensão do reparo de 140 cm.

Fonte: AUTOR (2018).

5.3.3.6 Reparo das vigas

Seguindo as recomendações do fabricante, o substrato foi bem umedecido antes de receber a argamassa e em camadas menores que 5,0 cm; caso seja maior deve-se esperar 6 horas para aplicar as camadas subsequentes no caso da argamassa polimérica comercial. Com argamassa álcali ativada foi realizado também o umedecimento do substrato com a posterior aplicação (Figura 5.42).

Figura 5.42. Esquema do reparo com argamassa álcali ativada em vigas 210.

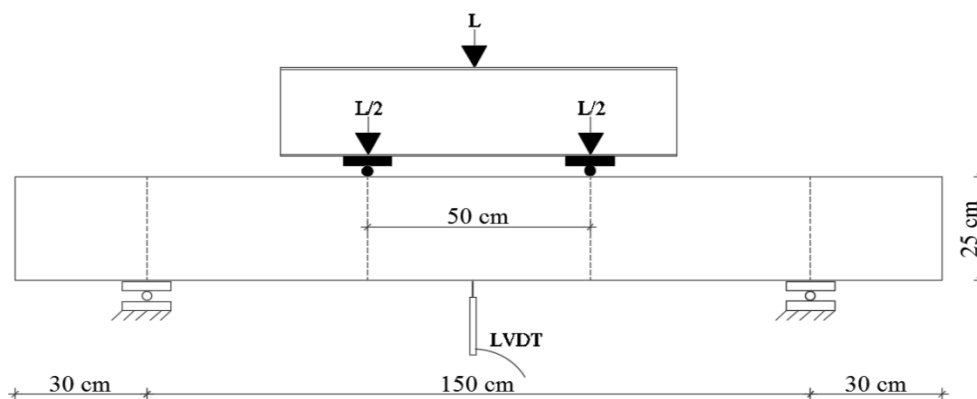


Fonte: AUTOR (2018).

5.3.3.7 Ensaio de resistência à tração na flexão vigas 210

A Figura 5.43 mostra como foi realizado o ensaio de tração na flexão na flexão nas vigas grandes.

Figura 5.43. Setup do ensaio de tração na flexão de vigas grandes.



Fonte: AUTOR (2018).

O ensaio que seguiu nas vigas grandes foi o mesmo do que com os protótipos, a resistência à tração na flexão a quatro pontos (ABNT NBR 12142:2010), com a avaliação dos mesmos parâmetros. Para isso a viga também foi instrumentada com LVDT na parte inferior do elemento.

A análise de resistência segue o mesmo mencionado na equação 5.4 e equação 5.5.

A prensa foi esquematizada como um pórtico, representado na Figura 5.44.

Figura 5.44. Ensaio de tração na flexão de vigas 210.



Fonte: AUTOR (2018).

5.5 Análises estatísticas

Nessa parte são descritas as análises estatísticas utilizadas para tratar os dados.

Para realizar o tratamento dos dados foi feita duas análises estatísticas, a análise de variância (ANOVA) e o teste comparativo de média. Ambos os testes foram feitos com um auxílio do *software* Minitab 18.

5.5.1 Análise de variância (ANOVA)

A análise de variância foi um comparativo entre todos os valores, fornecendo informações das variáveis independentes (extensão, espessura e geometria) sobre as variáveis resposta (resistência a tração na flexão, flecha, módulo de elasticidade e deslocamento).

5.5.2 Análise comparativo de média (ANOM)

O teste comparativo de médias, como já é descrito pelo ensaio é feito um comparativo de média das variáveis respostas, com objetivo de verificar se há realmente discrepância considerável entre esses valores.

Os gráficos de análise de médias têm uma linha central e limites de decisão. Se um ponto cair fora dos limites de decisão, existe evidência significativa de que a média representada por esse ponto é diferente da média geral da amostra.

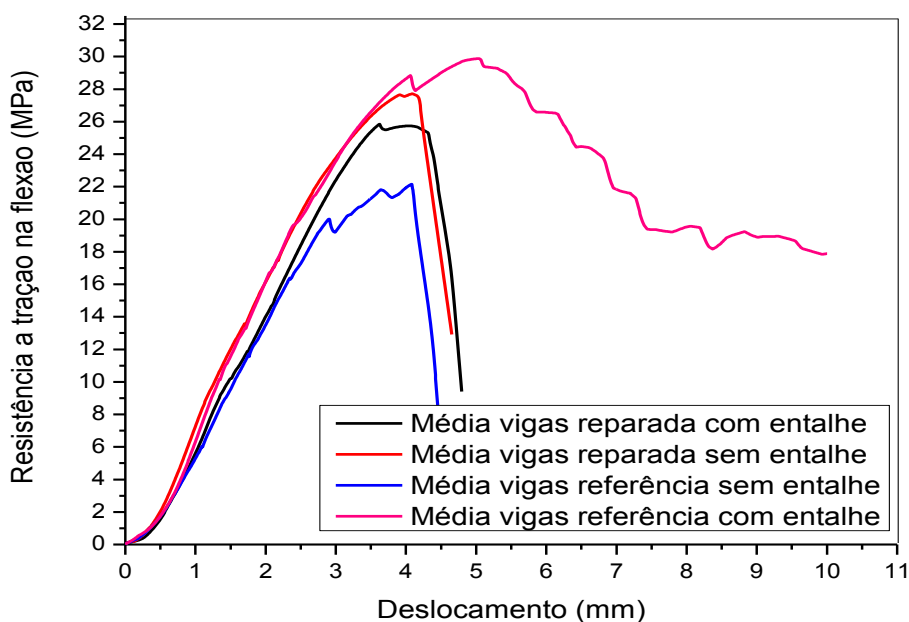
6 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÕES DOS RESULTADOS

Este capítulo trata da apresentação e da análise dos resultados, e discussões do comportamento dos materiais e das vigas de concreto armado.

6.1 Avaliação da aderência entre substrato e material de reparo

A Figura 6.1 apresenta a relação entre a tensão x deslocamento das vigas. A Figura 6.2 apresenta a relação entre a tensão x flecha.

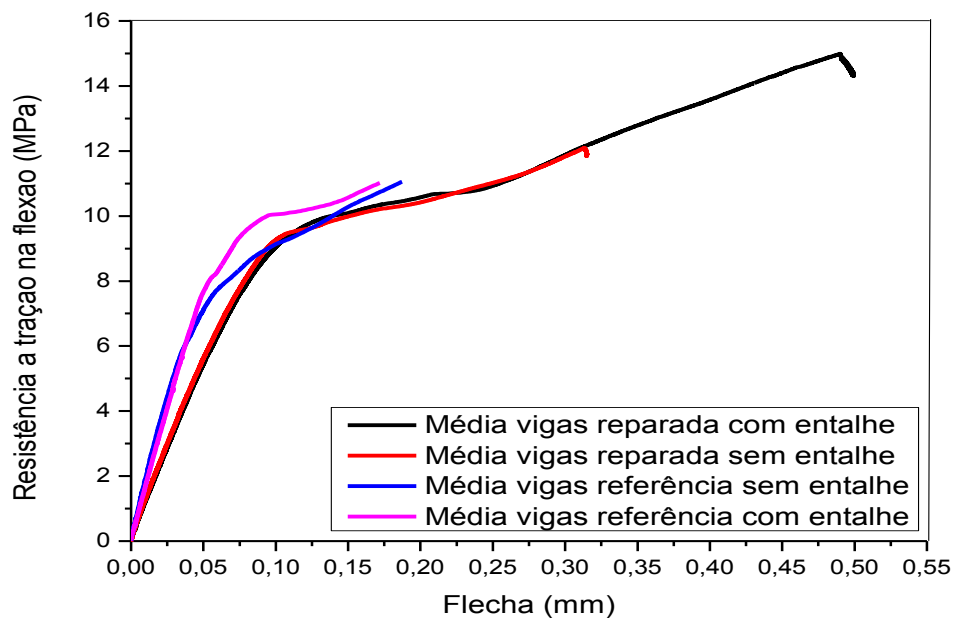
Figura 6.1 Relação tensão x deslocamento



Fonte: AUTOR (2018).

Na Figura 6.1 observa-se que as vigas reparadas, independente de ter ou não entalhe, são as que tiveram maiores valores de tensão.

Figura 6.2. Relação resistência a tração na flexão x Flecha



Fonte: AUTOR (2018).

As curvas da Figura 6.2 demonstraram um comportamento semelhante, indicando uma boa aderência entre argamassa e o substrato.

A partir dos dados das Figuras 6.1 e 6.2 foi possível calcular a resistência à tração na flexão e módulo de elasticidade apresentados no Tabela 6.1.

Tabela 6.1. Resumo do desempenho das vigas análise da aderência.

ID	N	Carga de ruptura (N)	Desl (mm)	tft (MPa)	tft Média (MPa)	Desvio padrão	Flecha (limite do regime elástico - mm)	Módulo de elasticidade (GPa)	Tipo de ruptura
Referência sem entalhe	1	106539,42	4,85	25,21	25,72	1,00	0,04608	55,25	C
	2	105903,16	4,08	25,06			0,05628	47,72	
	3	113530,52	2,89	26,87			0,03836	56,39	
Referência com entalhe	1	114456,79	3,89	27,09	25,20	1,71	0,03582	53,31	C
	2	100296,87	4,54	23,74			0,03652	57,77	
	3	104745,34	3,32	24,79			0,04126	49,76	
Reparada Sem Entalhe	1	130715,47	8,90	30,94	29,04	1,92	0,02584	40,07	C
	2	114508,30	3,62	27,10			0,07128	37,06	
	3	122855,71	4,30	29,08			0,03899	36,77	
Reparada Com Entalhe	1	127769,14	5,34	30,24	28,85	1,20	0,06610	36,64	C
	2	119380,53	3,90	28,25			0,07230	42,30	
	3	118592,20	4,86	28,07			0,06979	32,58	

Fonte: AUTOR (2018).

6.1.1 Comportamento mecânico do sistema reparo/substrato através do ensaio de flexão a quatro pontos (ABNT NBR 12142:2010)

Na Figura 6.1 nota-se que as curvas apresentam um comportamento muito semelhante. Tais fatos podem indicar boa aderência do reparo ao concreto, permitindo o trabalho solidário do sistema de substrato/reparo.

As vigas referência sem entalhe apresentaram um tensão de flexão média de 25,72 MPa, enquanto as vigas de referência com entalhe apresentaram uma tensão de 25,70 MPa. Já as vigas reparadas sem entalhe, apresentaram uma tensão de 29,04 MPa e as vigas reparadas com entalhe 28,85 MPa. Notou-se que as vigas reparadas tiveram um aumento de 12,5% em relação às vigas de referência sem entalhe, no entanto o entalhe nas vigas de referências fez com houvesse um aumento na resistência de 20% em relação às vigas de referência sem entalhe.

A presença do entalhe na face inferior das vigas causa a concentração de tensões nessa região (que é de máximo esforço de tração) e, com isso,

tenderia a provocar alterações significativas nos valores de carga de ruptura das vigas com carga inferior às cargas de ruptura da viga monolítica. Porém, para todos os deslocamentos verticais analisados, as cargas das vigas reparadas foram sempre maiores que às da referência, o que demonstra que, a presença do reparo nos entalhes, mesmo provocando uma elevada concentração de tensões na região próxima a eles, contribuiu com um incremento de resistência, aumentando a capacidade de suporte de carga na estrutura.

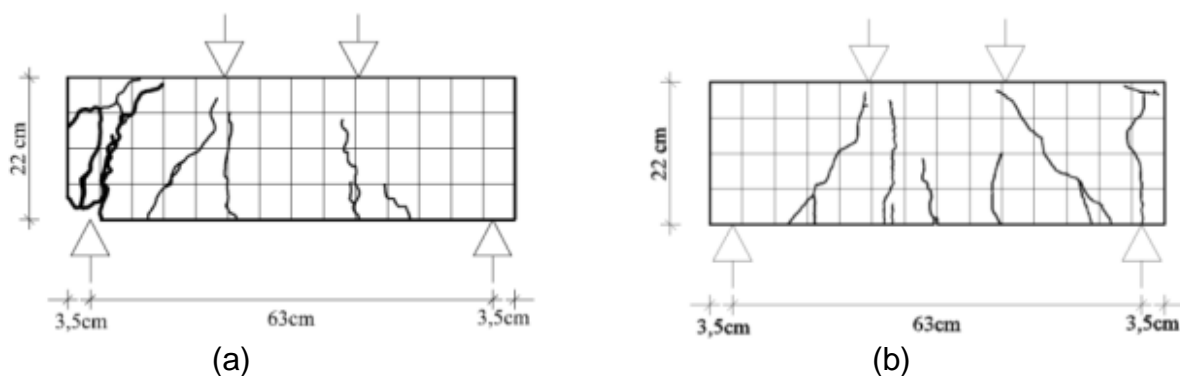
Em média, apareceu a mesma quantidade de fissuras nas vigas com e sem entalhe (média de 11), no entanto, nas vigas com entalhe apareceram mais fissuras de cisalhamento, conforme Tabela 6.1.

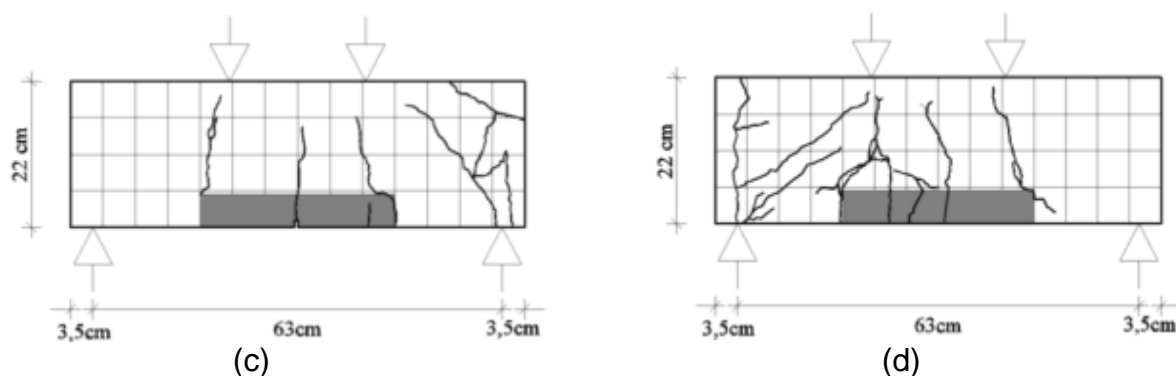
6.1.2 Comportamento da Aderência ao Cisalhamento na Flexão das Vigas referência e com Reparo (AFNOR NF P 18-851:1992)

A Figura 6.3 mostra o mapeamento das fissuras e a forma de ruptura que ocorre nas vigas de concreto armado.

Na Figura 6.3 está representado o mapeamento das fissuras típicas que ocorreram nos grupos de vigas. A Figura 6.3a esta representada as fissuras típicas do grupo de vigas de referência sem reparo e sem entalhe, a Figura 6.3b corresponde às fissuras típicas das vigas sem reparo e com entalhe, as Figuras 6.3 c e 6.3d são as reparadas com e sem entalhe respectivamente.

Figura 6.3 Mapeamento de fissuras das vigas na análise de aderência.





Fonte: AUTOR (2018).

Na Tabela 6.2 esta apresentada a quantidade média e o tipo de fissuras.

Tabela 6.2 Quantidade média e tipo de fissuras na análise da aderência.

Tipo de Vigas	Quantidade de vigas	Quantidade média de fissuras		Total
		Fissuras de flexão	Fissuras de cisalhamento	
Referência sem entalhe sem reparo	3	3	7	10
Referência com entalhe sem reparo	3	3	9	12
Reparada sem entalhe	3	4	8	12
Reparada com Entalhe	3	3	7	10

Fonte: AUTOR (2018).

De acordo a AFNOR NF P 18-851:1992 todas as vigas tiveram uma ruptura do Tipo C, houve rompimento do concreto sem comprometimento do sistema concreto e argamassa, no entanto ocorreram múltiplas fissurações que indicam que o concreto absorveu mais carga antes de sofrer a fratura, como ilustra a Figura 6.3c e Figura 6.3d.

6.1.3 Análise da resistência à aderência por cisalhamento sob compressão

Na Tabela 6.3 estão apresentados os resultados do ensaio de resistência ao cisalhamento proposto pelo presente trabalho.

Tabela 6.3. Resistência a cisalhamento do concreto de referência e resistência a aderência ao cisalhamento concreto reparado.

Idade (Dias)	Resistência ao cisalhamento concreto de referência (Mpa)	Coefficiente de variação (%)	Resistência ao cisalhamento concreto reparado (MPa)	Coefficiente de variação (%)
3	1,90	17	1,14	14
7	3,03	6	1,87	17
14	3,09	8	1,92	11
21	3,25	4	2,06	15

Fonte: AUTOR (2018).

Na Figura 6.4 mostra a forma de ruptura dos cps de concreto (Figura 6.4a) e o concreto com reparo (6.4b).

Figura 6.4. Forma de ruptura cps submetidos ao ensaio de aderência ao cisalhamento direto



(a) Corpo de prova de referencia



(b) Forma de ruptura do corpo de prova



(c) Corpo de Prova fraturado

Fonte: AUTOR (2018).

A partir do ensaio se obteve os dados da tensão máxima de cisalhamento, que foi calculada através da Equação 5.2. Para o cálculo foi

considerado o valor da área cisalhante (A) como 0,0075 m², e as cargas máximas como sendo a carga aplicada pela prensa (P).

De acordo com o método o valor da aderência atingiu um valor mínimo de 1,14 MPa o que atende o menor valor, 0,8 MPa, recomendado pela especificação da Concrete Society de 1991.

Os resultados demonstram que houve um aumento de resistência com a idade, esse aumento de tensão para o concreto se justifica pelo aumento da duração das reações de hidratação, comportamento semelhante ao trabalho de Momayez et al. (2005). Nos corpos de prova reparado o aumento da resistência indica que houve um aumento da aderência do material com a idade, uma vez que a ruptura ocorreu exatamente na zona de união desses materiais, conforme indica a Figura 6.4.

6.1.4 Avaliação da aderência entre argamassa álcali-ativada e argamassa polimérica – Ensaio pelo triplet test

A Tabela 6.4 apresenta a resistência a aderência comparativa entre a argamassa comercial e álcali ativada.

Tabela 6.4. Comparativo de resistência à aderência entre argamassa comercial e álcali ativada

Idade (Dias)	Argamassa comercial (MPa)	Coefficiente de variação (%)	Argamassa álcali ativada (MPa)	Coefficiente de variação (%)
1	0,51	15,0	0,74	18,0
7	1,76	26,0	2,73	7,0
14	2,28	20,0	4,14	11,0

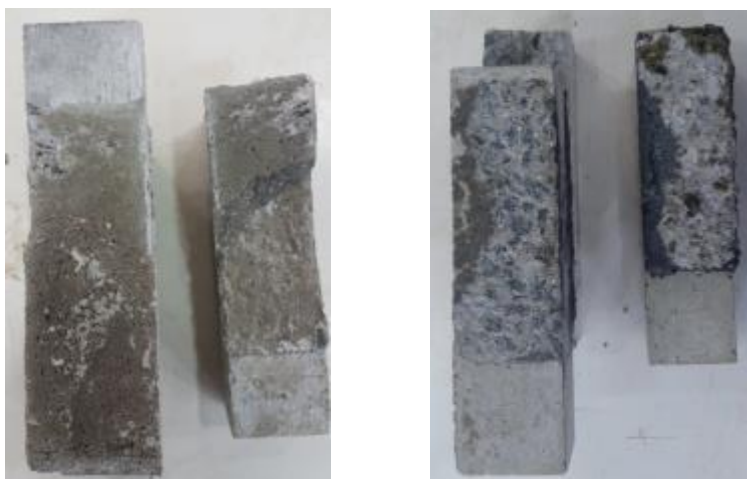
Fonte: AUTOR (2018).

O ensaio demonstrou que a argamassa álcali ativada tem uma resistência à aderência 82% maior que a argamassa comercial na idade de 14 dias.

A Figura 6.5 demonstra a forma de ruptura dos cps, onde observa-se que os cps reparadas com argamassa comercial aderiu pouco a superfície, enquanto os cps com argamassa álcali ativada não apenas aderiu mas como a ruptura ocorreu fora da zona de união, indicando que a resistência de

aderência de cisalhamento é maior que a resistência de cisalhamento do concreto.

Figura 6.5. Modo de ruptura - ensaio de aderência.

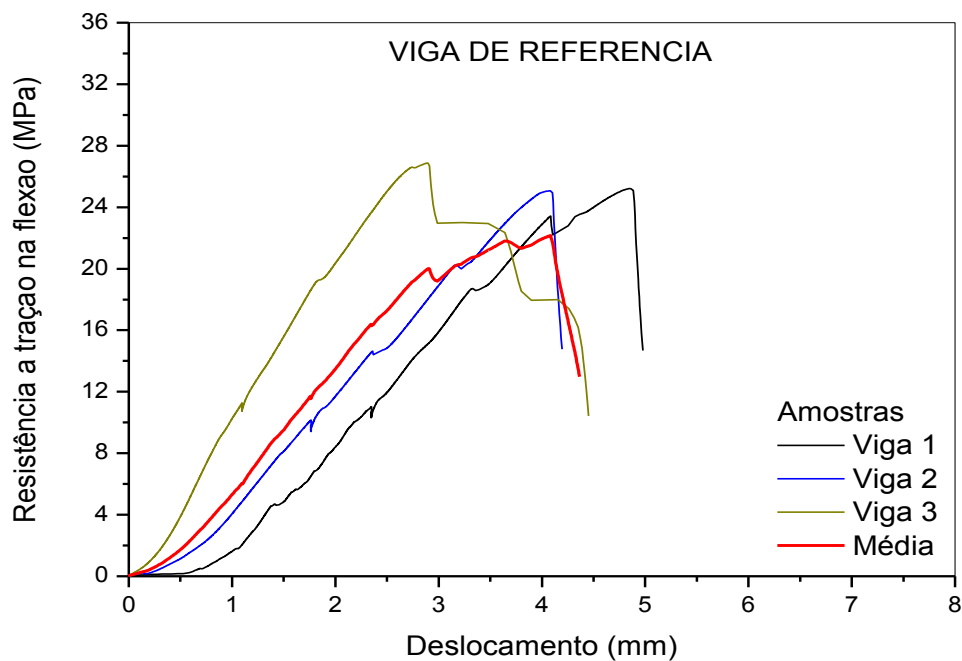


Fonte: AUTOR (2018).

6.2 Comportamento mecânico das vigas 70 na análise da geometria, espessura e extensão

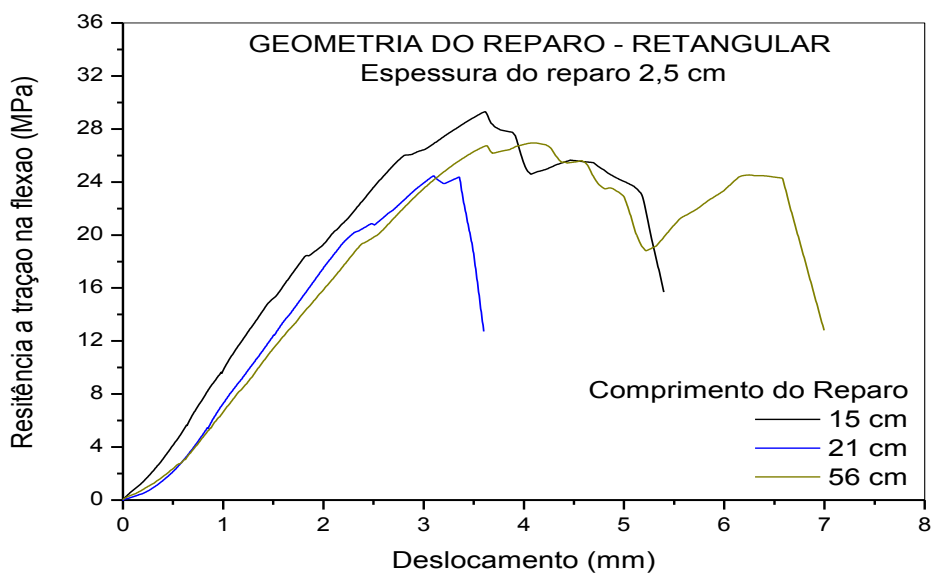
A Figura 6.6 apresenta a relação de tensão x deslocamento das vigas de concreto armado

Figura 6.6. Tensão x Deslocamento das vigas 70.

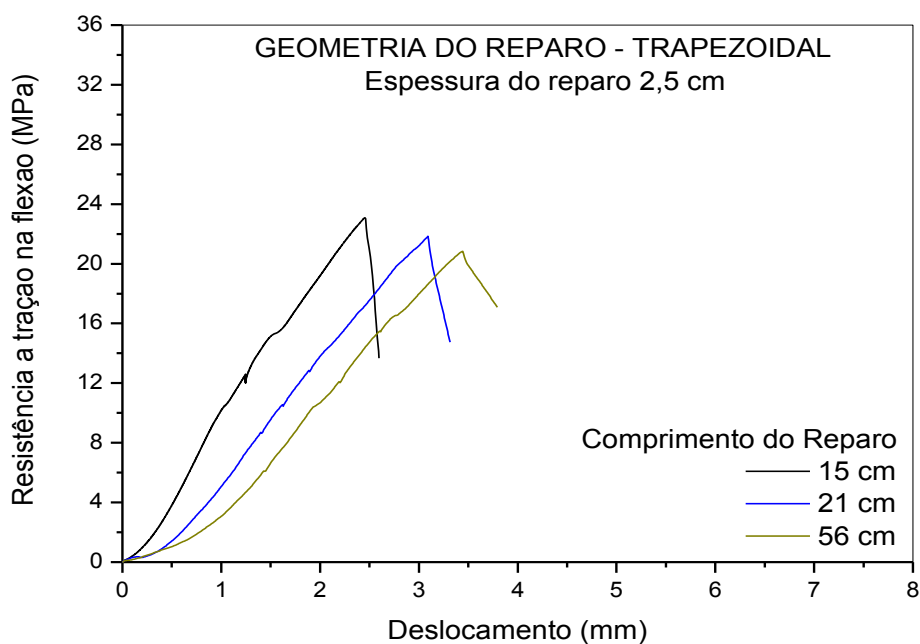


(a) Vigas de referência

Figura 6.6. Tensão x Deslocamento das vigas 70

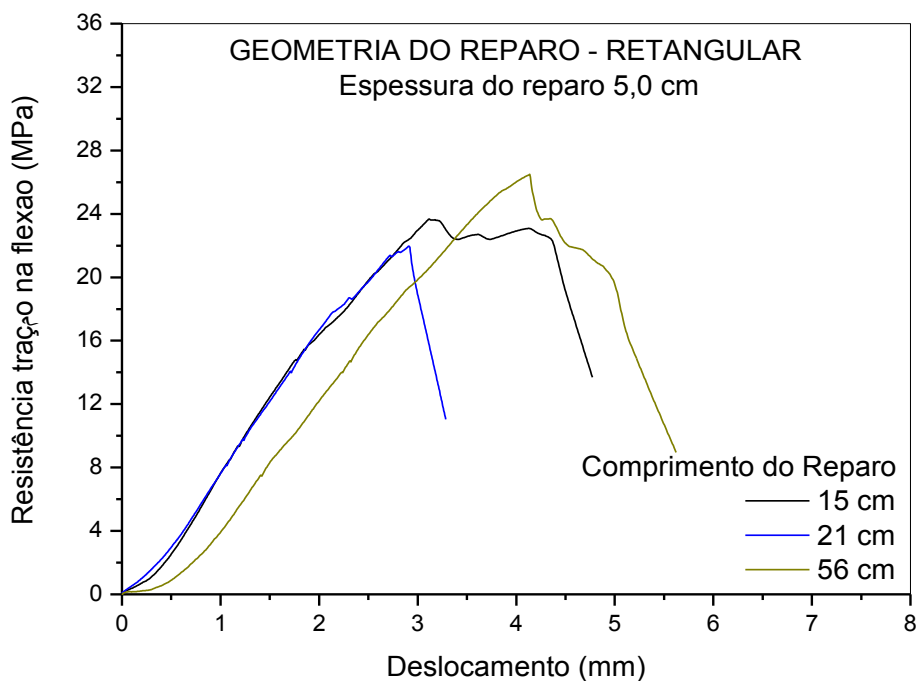


(b) Geometria do reparo retangular e espessura de 2,5 cm

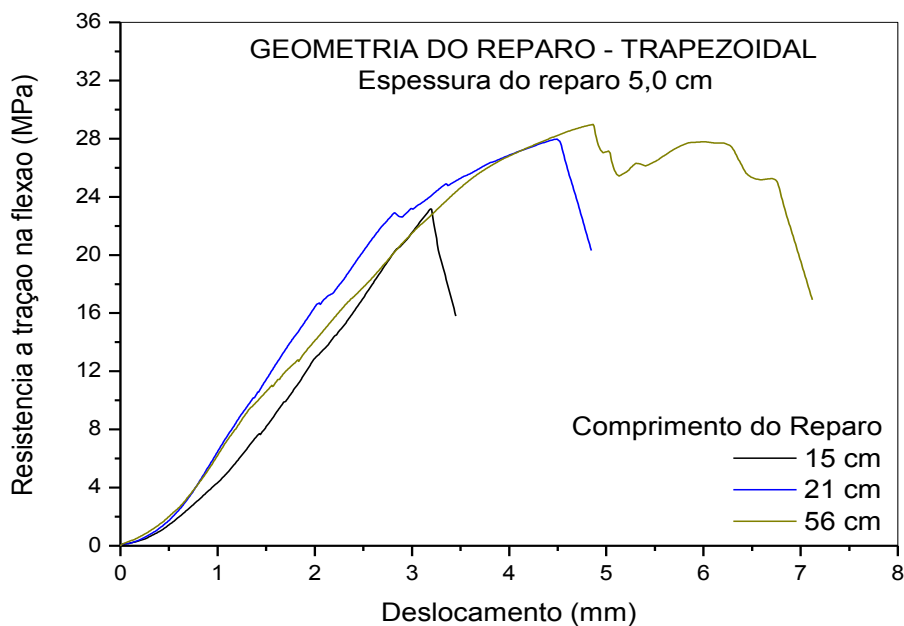


(c) Geometria do reparo trapezoidal e espessura de 2,5 cm

Figura 6.6. Tensão x Deslocamento das vigas 70



(d) Geometria do reparo retangular e espessura de 5,0 cm



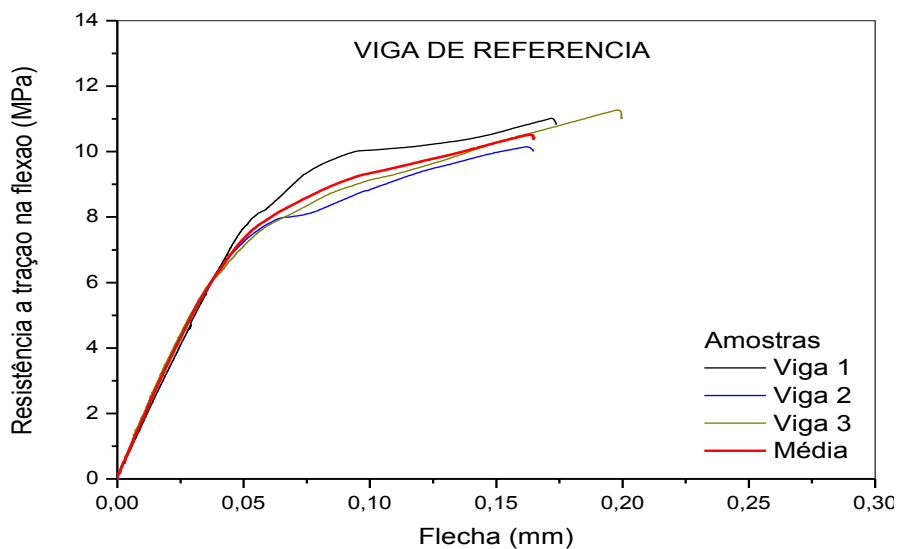
(e) Geometria do reparo trapezoidal e espessura de 5,0 cm

Fonte: AUTOR (2018).

Observa-se na Figura 6.1 que as curvas que representam as vigas reparadas com geometria trapezoidal apresentaram maiores tensão e maiores deslocamentos, indicando que são elementos mais tenazes, ou seja, absorvem mais energia antes de sofrerem ruptura.

A Figura 6.7 apresenta a relação entre tensão e a flecha até o surgimento da primeira fissura das vigas 70.

Figura 6.7. Relação tensão x Flecha vigas 70



(a) Vigas de referência

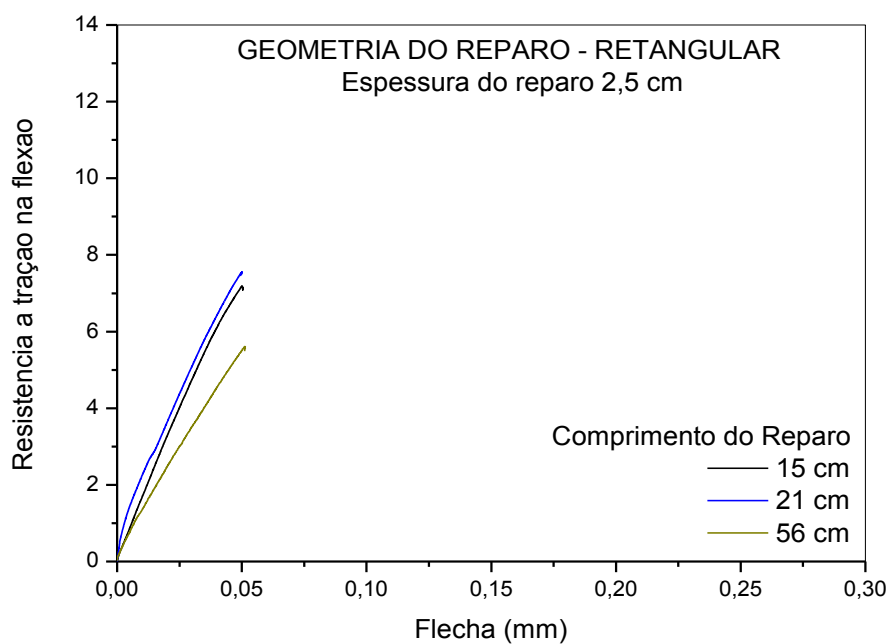
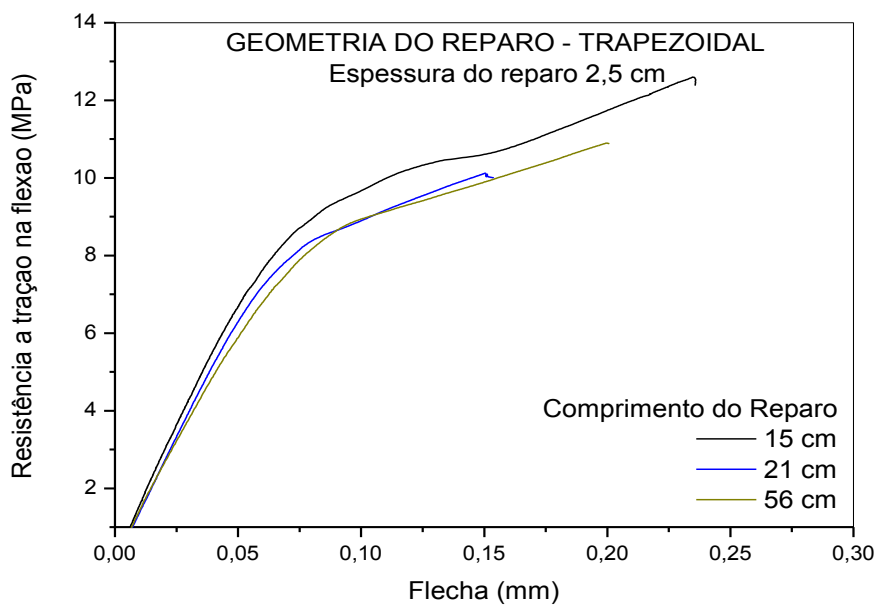
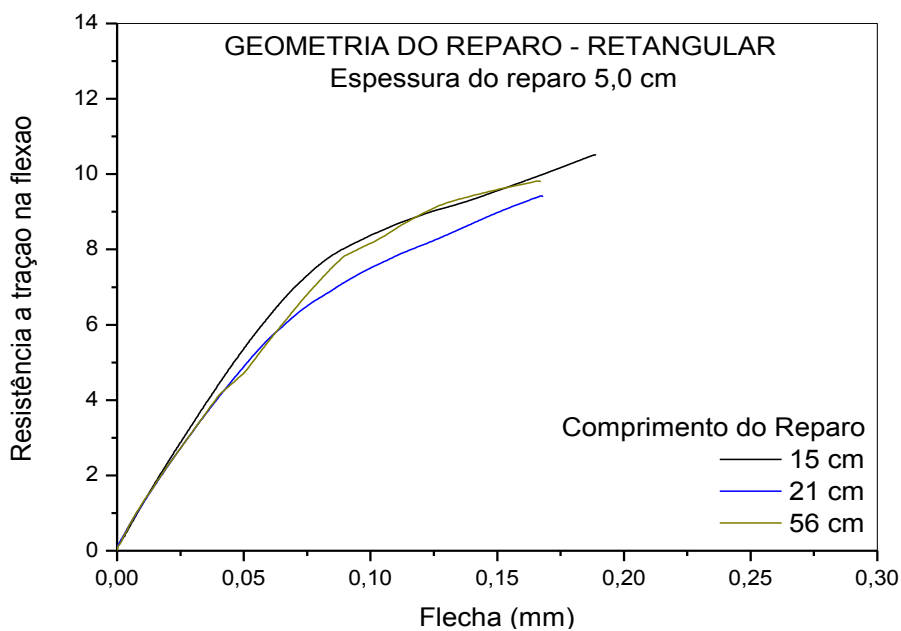


Figura 6.7. Relação tensão x Flecha

(b) Geometria do reparo retangular e espessura de 2,5 cm

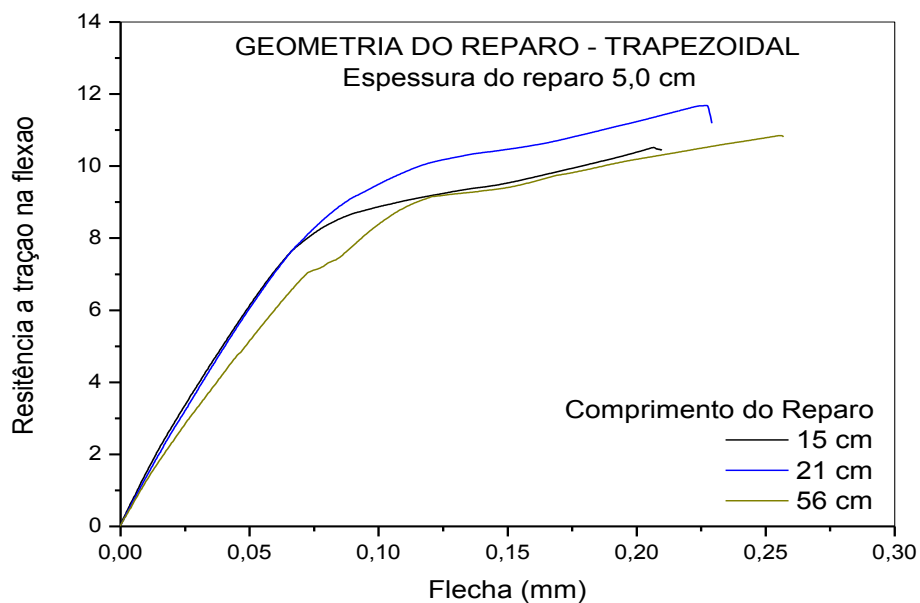


(c) Geometria do reparo trapezoidal e espessura de 2,5 cm



(d) Geometria do reparo retangular e espessura de 5,0 cm

Figura 6.7. Relação tensão x Flecha



(e) Geometria do reparo trapezoidal e espessura de 5,0 cm

Fonte: AUTOR (2018).

A partir das Figuras 6.6 e 6.7 foram calculados a resistência à tração na flexão e módulo de elasticidade na flexão. As Tabelas 6.5 e 6.6 apresentam os resultados de carga de ruptura, resistência à tração na flexão (ftf), módulo de elasticidade na flexão, deslocamento e flecha.

Tabela 6.6 – Quadro resumo do desempenho das vigas com reparo de espessura de 2,5 cm.

Espessura (cm)	Geometria	Extensão (cm)	ID	Carga de ruptura (N)	ftf (MPa)	ftf Média (MPa)	Flecha (mm)	Média flecha (mm)	Módulo de elasticidade (GPa)	Média módulo (GPa)	Desl (mm)	Média Desl (mm)
2,5	Retangular	15	1	122138,8	28,91	30,04	0,06593	0,0671	36,96	37,03	3,74	4,27
			2	144528,8	34,2		0,06880		39,10		5,46	
			3	114174,1	27,02		0,06655		35,03		3,61	
		21	1	121895,4	28,85	25,29	0,05040	0,0575	53,87	46,59	3,35	3,49
			2	95036,1	22,49		0,08700		31,13		4,02	
			3	103595,8	24,52		0,03501		54,76		3,09	
		56	1	105926	25,07	27,47	0,05120	0,0570	38,59	35,20	3,63	4,80
			2	109787,5	25,98		0,05115		41,31		4,53	
			3	132553,1	31,37		0,06860		25,70		6,25	
	Trapezoidal	15	1	104500,4	24,73	26,88	0,04529	0,0490	41,71	46,05	4,14	4,54
			2	97542,19	23,08		0,05285		49,76		2,45	
			3	138663,1	32,82		0,04874		46,67		7,03	
		21	1	114386,5	27,07	25,20	0,04789	0,0531	43,23	43,50	6,37	4,33
			2	101412,7	24,00		0,05432		45,49		3,09	
			3	103660,7	24,53		0,05698		41,79		3,53	
		56	1	135554,6	32,08	29,32	0,06028	0,0683	41,34	38,22	8,24	6,38
			2	103646,9	24,53		0,06854		36,07		4,83	
			3	132475,1	31,35		0,07593		37,24		6,08	
Vigas de referência			1	106525,3	25,21	25,71	0,04607	0,04687	52,5	53,10	4,84	3,93
			2	105903,2	25,06		0,0562		51,2		4,08	
			3	113518,5	26,86		0,03836		51,8		2,88	

Fonte: AUTOR (2018).

Tabela 6.7 – Quadro resumo do desempenho das vigas com reparo de espessura de 5,0 cm.

Espessura (cm)	Geometria	Extensão (cm)	ID	Carga de ruptura (N)	ftf (MPa)	ftf Média (MPa)	Flecha (mm)	Média flecha (mm)	Módulo de elasticidade (GPa)	Média módulo (GPa)	Desl (mm)	Média Desl (mm)
5,0	Retangular	15	1	101836,3	24,1	26,86	0,07492	0,0728	37,15	35,69	3,11	5,41
			2	139536,0	33,02		0,07636		36,92		8,99	
			3	99061,05	23,44		0,06706		32,99		4,12	
		21	1	90971,75	21,53	24,17	0,06524	0,0660	29,95	32,49	2,89	4,28
			2	110314,1	26,11		0,05728		38,59		5,43	
			3	105100,9	24,87		0,07553		28,94		4,53	
		56	1	116866,3	27,66	28,39	0,03889	0,0670	40,01	34,42	4,17	4,82
			2	117810,6	27,88		0,07511		32,98		4,13	
			3	125178,8	29,63		0,0871		30,27		6,17	
	Trapezoidal	15	1	154069,8	36,46	29,44	0,05568	0,0674	42,75	39,96	10	5,59
			2	109610,5	25,94		0,0744		36,71		3,19	
			3	109491,0	25,91		0,07202		40,42		3,59	
		21	1	132601,9	31,38	29,70	0,06744	0,0691	38,19	40,27	8,6	6,19
			2	123046,7	29,12		0,06207		41,23		5,53	
			3	120882,6	28,61		0,07782		41,4		4,43	
		56	1	127771,2	30,24	29,35	0,04825	0,0641	41,19	34,80	5,03	5,88
			2	116939,0	27,68		0,07362		29,74		7,41	
			3	127273,7	30,12		0,07044		33,47		5,19	
Vigas de referência			1	106525,3	25,21	25,71	0,04607	0,04687	52,5	53,10	4,84	3,93
			2	105903,2	25,06		0,0562		51,2		4,08	
			3	113518,5	26,86		0,03836		51,8		2,88	

Fonte: AUTOR (2018).

A seguir serão discutidos os resultados da influência da argamassa de reparo na resistência à tração na flexão, flecha, módulo de elasticidade na flexão e deslocamento.

6.2.1 Influência da argamassa de reparo na resistência à tração na flexão

Com a mudança da espessura de 2,5 cm para 5,0 cm observamos que para geometria retangular existe uma diminuição de carga para as extensões de 15 e 21 cm, no entanto, para extensão de 56 cm a relação inverte, tendo os valores com espessura de 5,0 cm maiores. Essas variações foram de 12% para extensão de 15 cm, 5% para extensão de 21 cm e para maiores extensões, de 56 cm são 5% a favor da espessura de 5,0 cm. A diminuição da resistência nas duas primeiras extensões em relação à espessura de 5,0 cm pode ser justificada pela ausência de aderência cauda por área de mau contato entre argamassa e substrato, a argamassa polimérica se mostrou bastante tixotrópica. A mudança de comportamento ocorreu devido a uma maior substituição da área de reparo por um material mais resistente e menos heterogêneo.

Para geometria trapezoidal o comportamento é invertido, a espessura de 5 cm possuem valores de resistência a tração na flexão maiores que a de 2,5 cm, para extensões de 15 e 21 cm e valores próximos para a extensão de 56 cm. Reparos com extensão de 15 cm e 21 são 9% e 16% maior, respectivamente. E a extensão de 56 cm apresenta variação menor que 0,1%. Essa análise indica que para geometria trapezoidal, a espessura só teve influencia na resistência a tração na flexão na extensão de 15 e 21 cm, sendo a espessura de 2,5 cm passiva de ocorrer falhas na matriz da argamassa. Para maiores extensões não existe mais dependência da espessura, por que provavelmente o fator que estabelecer resistência é a aderência entre argamassa e substrato.

Com a mudança da geometria, com reparo de espessura de 2,5 cm, variando a geometria retangular para geometria trapezoidal, observa se que existe uma diminuição na resistência a tração na flexão para extensão de 15 e 21 cm, e o aumento da resistência à tração na flexão para extensão de 56 cm. Essa variação corresponde a 11%, 3% e 7 % para extensão de 15, 21 e 56 cm.

Dessa forma observa-se que a geometria retangular se mostrou favorável até a extensão de 21 cm, tendo essa vantagem transformada com a mudança da geometria para extensão de 56 cm. Essa vantagem pode ser explicada pela diferença entre área de contato, argamassa e substrato, tendo a geometria trapezoidal maior área de contato, conseqüentemente maior resistência a tração na flexão.

Para vigas com reparo de espessura de 5,0 cm, com a mudança da geometria retangular para trapezoidal há um aumento na resistência a tração na flexão. Essas taxas são de 9 % para vigas com extensão de 15 cm, 19% para 21 cm e aumenta 5% para extensão de 56 cm. Dentro dessa categoria observa-se que o aumento da resistência a tração na flexão pode ser explicada pela maior aderência entre substrato e argamassa na geometria trapezoidal. No entanto os valores de resistência tendem a ser parecidos para maiores extensões podendo indicar que a mudança da geometria pouco vai influenciar com maiores extensões, como ocorre na mudança da espessura para vigas trapezoidais.

Com a mudança da extensão, para todas as categorias, exceto para vigas com 5,0 cm de espessura e geometria trapezoidal onde a resistência à tração na flexão se mantém constante, independente da extensão. Para todas as outras categorias, a resistência para extensões de 21 cm são menores que as de 15 cm e essas menores que de 56 cm. Essa diminuição de resistência da extensão intermediária (21 cm), pode ser explicada pelo fato que a carga estar aplicada exatamente na linha limite do reparo. No entanto também se observou que quando se substitui o concreto pela argamassa, quanto maior for essa substituição na extensão, maior será a resistência, isso pelo fato da argamassa ser um material mais resistente e homogêneo.

As vigas de referencia tiveram resistência à tração na flexão menor praticamente em todas as categorias, exceto para as vigas com espessura de 2,5 cm, geometria trapezoidal e extensão de 21 cm, e para as vigas reparadas com a espessura de 5,0 cm, geometria retangular e extensão de 21 cm.

Para avaliar a influência significativa das variáveis independentes na resistência à tração na flexão das vigas de concreto armado foi realizada a ANOVA. Os resultados da ANOVA estão apresentados na Tabela 6.8.

Tabela 6.8. Resultados da ANOVA em relação à resistência à tração na flexão

Fator	GDL	MQ	F calc	F 0,05	Significância
A - Espessura	1	3,420	0,26	4,14	NS
B - Geometria	1	14,704	1,10	4,14	NS
C- Extensão	2	22,937	1,72	3,28	NS
A-B	1	27,440	2,06	4,14	NS
A-C	2	3,069	0,23	3,28	NS
B-C	2	6,859	0,51	3,28	NS
A-B-C	2	10,805	0,81	3,28	NS
Erro	24	13,322	-	-	-

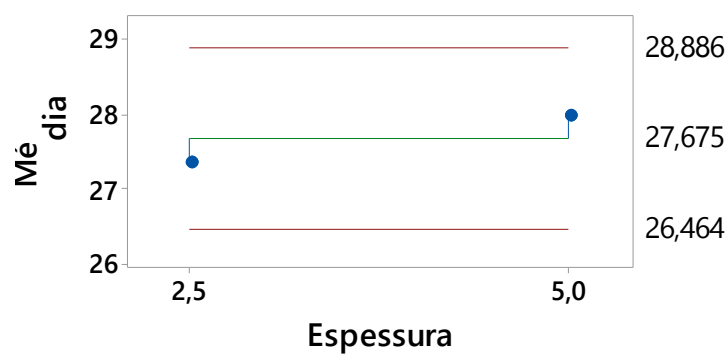
GDL – Graus de Liberdade; MQ – Média Quadrada; Fcalc – Valor de F calculado; F0,05 – Valor tabelado de F para o nível de significância de 5%; S – Efeito significativo NS – Efeito não significativo.

Como resultado da análise ANOVA, observa-se que não existe significância da espessura, da geometria e da extensão na resistência a tração na flexão.

Verifica-se, também, que não há interação entre as variáveis (espessura, geometria e extensão). Isto indica que estas variáveis possuem efeitos isolados com relação à resistência à tração na flexão.

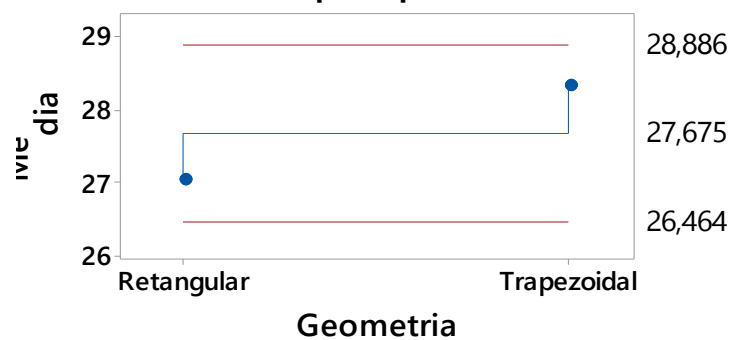
Na análise comparativa de média (ANOM), foram avaliadas as médias das variáveis dependentes. A Figura 6.8 indica a análise da espessura, a Figura 6.9 indica a análise da geometria e a Figura 6.10 indica a análise da extensão. No eixo y tem-se os valores da tensão média, em MPa, (variável dependente), o eixo x representa as variáveis independentes (espessura, geometria e extensão)

Figura 6.8. Efeitos principais da espessura na tensão



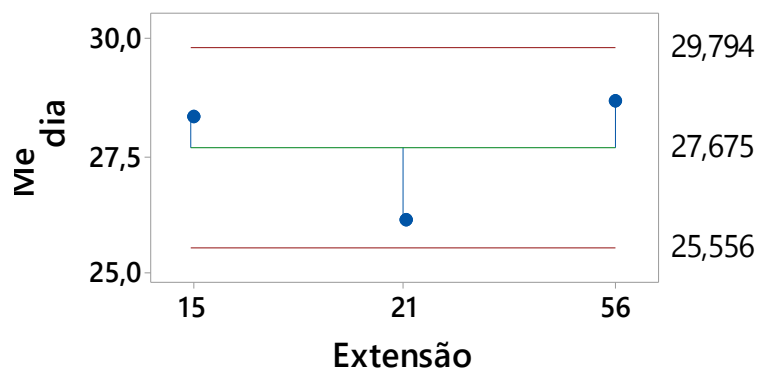
Fonte: AUTOR (2018).

Figura 6.9. Efeitos principais da geometria na tensão



Fonte: AUTOR (2018).

Figura 6.10. Efeitos principais da extensão na tensão



Fonte: AUTOR (2018).

Na análise ANOM não foram verificados níveis de significância entre as variáveis independentes (espessura, geometria e extensão) sobre a resistência a tração na flexão.

Para resistência a tração na flexão, as duas análises estatísticas demonstraram que não houve interações entre espessura, geometria e extensão na resistência a tração na flexão, pois os dados apresentaram grande variabilidade entre as triplicatas, fornecendo grandes coeficientes de variação.

6.2.2 Influência da argamassa de reparo na flecha

Quando ocorre a mudança de espessura (2,5 cm para 5,0 cm) para geometria retangular a flecha tende a crescer com o aumento da extensão. Esse crescimento é da ordem de 8%, 13% e 15%, para as extensões de 15, 21 e 56 cm, respectivamente. O aumento da espessura torna os elementos mais tenazes, isso é causado porque há a substituição do concreto pela argamassa de reparo em maior quantidade, tendo a argamassa um módulo de elasticidade diferente, provocando maiores deformações.

Para geometria trapezoidal, a mudança de espessura (2,5 cm para 5,0 cm) provoca um aumento da flecha até a extensão de 56, onde nessa o comportamento se inverte e a espessura de 2,5 cm passa a ter uma flecha 6% maior que as vigas de 5,0 cm. As extensões de 15 e 21 cm apresentaram grandes variações da ordem de 28 e 24%. Essa variação da flecha das extensões de 15 e 21 cm foi decorrente do aumento da quantidade de argamassa de reparo o que levou há uma mudança do comportamento com o aumento da extensão.

Para a espessura de 2,5 cm, com a mudança da geometria (retangular para trapezoidal) observa-se que a flecha diminui para as extensões de 15 e 21 cm, com uma taxa correspondente 26 e 13%, respectivamente. No entanto para a extensão de 56 cm observa se que o comportamento muda, e a flecha da geometria trapezoidal tende a ficar 21% maior. Para essa espessura a mudança de geometria faz com que haja uma diminuição na taxa de crescimento da flecha. Essa variação é influenciada pela mudança na aderência com a mudança da geometria.

Na espessura de 5,0 cm, a mudança de geometria (retangular para trapezoidal) faz com que a flecha diminua para extensões de 15 e 56 cm, com valores de 8% e 5%, respectivamente. E aumente 5% para vigas com extensão de reparo de 21 cm. A extensão de 21 cm com geometria trapezoidal teve melhor desempenho, pois a aderência nessa categoria é maior que favorece maiores a maiores flechas.

Com a variação da extensão do reparo (15, 21 e 56 cm), para geometria retangular, independente da espessura, a flecha tende a diminuir com o aumento da extensão. Isso ocorre porque, quanto maior for à extensão maior a área de contato, aumentando assim a aderência e resistência da viga, diminuindo consequentemente a flecha. Nas vigas com geometria trapezoidal, independente da espessura, o comportamento é invertido, existe um aumento da flecha com o aumento da extensão, porque os elementos da geometria trapezoidal são mais tenazes com aumento da extensão.

Em todos os casos as vigas de referência tiveram flechas menores que todas as vigas, em destaque para as vigas reparadas com espessura de 5,0 cm, geometria retangular e extensão de 15 cm flecha de 0,0728mm chegando a ser 55% maior que 0,04678 mm das vigas de referências.

Para avaliar a influência da flecha nos elementos de concreto armado realizada a ANOVA. Os resultados da ANOVA estão apresentados na Tabela 6.9.

Tabela 6.9. Resultados da ANOVA em relação à flecha

Fator	GDL	MQ	F calc	F 0,05	Significância
A - Espessura	1	0,000745	4,44	4,14	S
B - Geometria	1	0,000068	0,41	4,14	NS
C- Extensão	2	0,000028	0,17	3,28	NS
A-B	1	0,000009	0,05	4,14	NS
A-C	2	0,000085	0,51	3,28	NS
B-C	2	0,000201	1,20	3,28	NS
A-B-C	2	0,000153	0,91	3,28	NS
Erro	24	0,000168	-	-	-

GDL – Graus de Liberdade MQ – Média Quadrada Fcalc – Valor de F calculado F0,05 – Valor tabelado de F para o nível de significância de 5% S – Efeito significativo NS – Efeito não significativo.

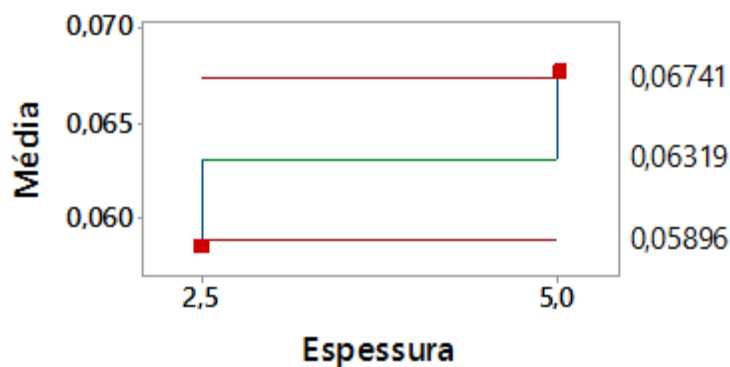
De acordo com a ANOVA observa-se que a espessura do reparo (2,5 e 5,0 cm) tem efeito significativo na flecha das vigas de concreto, as outras variáveis (geometria e extensão) tem efeitos isolados.

De acordo com a análise ANOVA não há interação entre as variáveis (espessura, geometria e extensão) com relação à flecha.

Verifica-se, também, que não há interação entre as variáveis (espessura, geometria e extensão). Isto indica que estas variáveis possuem efeitos isolados com relação à resistência à tração na flexão.

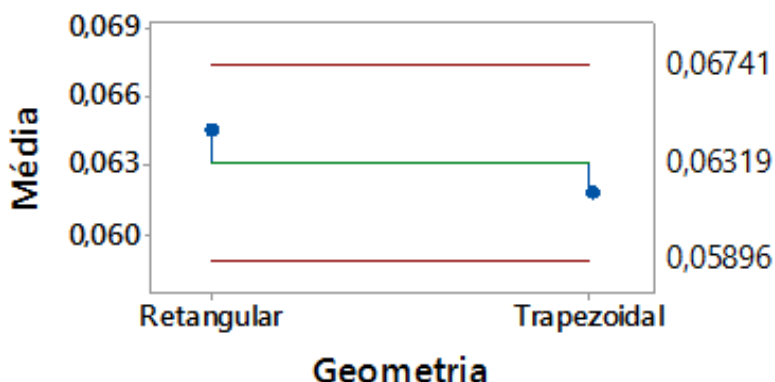
Na análise comparativa de média (ANOM), foram avaliadas a média das variáveis dependentes, no caso a flecha, em milímetros (eixo y) e no eixo x as variáveis independentes (espessura, geometria e extensão). A Figura 6.11 indica os efeitos da espessura, a Figura 6.12 indica efeitos da geometria e a Figura 6.13 indica os efeitos da extensão, na flecha.

Figura 6.11. Efeitos principais da espessura na flechas



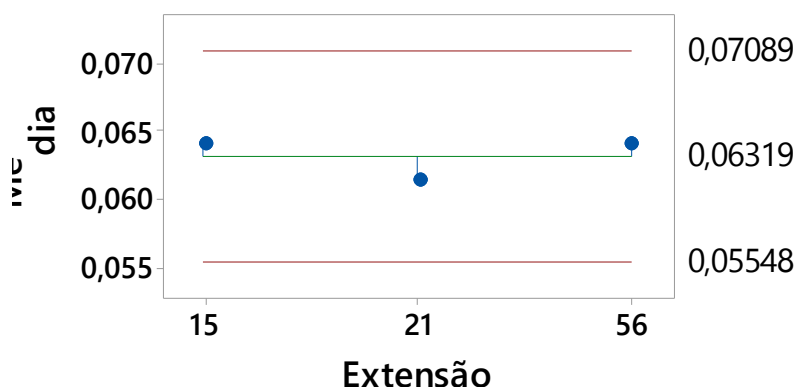
Fonte: AUTOR (2018).

Figura 6.12. Efeitos principais da geometria na flecha



Fonte: AUTOR (2018).

Figura 6.13. Efeitos principais da extensão na flecha



Fonte: AUTOR (2018).

Na análise de média somente a espessura, Figura 6.11, apresentou níveis de significância sobre a variável dependente, flecha. Esse comportamento foi similar e confirmando ao resultado da Anova.

As outras variáveis independentes (geometria e extensão) não apresentaram níveis de significância sobre a flecha.

6.2.3 Influência da argamassa de reparo no módulo de elasticidade na flexão.

Com a mudança da espessura (2,5 cm para 5,0 cm) para geometria retangular, observa-se que o módulo de elasticidade na flexão diminui 4% para extensão de 15 cm e 2% para extensão de 56 cm. E para extensão de 21 cm essa diminuição é de 43%. Para geometria trapezoidal, o comportamento é o mesmo, diminuem 15%, 8% e 10% para as extensões de 15, 21 e 56 cm

respectivamente. Essa diminuição ocorre porque em maiores espessuras existe uma maior substituição do concreto por argamassa polimérica que possui diferente módulo de elasticidade. Essa diminuição do módulo torna os elementos mais flexíveis e com maiores flechas.

Quando mudamos a geometria (retangular para trapezoidal), para espessura de 2,5 cm, observamos que o módulo de elasticidade na flexão aumenta 20%, 17% e 8% para extensões de 15 cm, 21 cm e 56 cm. O mesmo ocorre quando comparamos essa mudança de geometria para espessura de 5,0 cm, aumenta 11% para extensão de 15 cm, 9% para extensão de 21 cm e 1% para extensão de 56 cm. A mudança de geometria torna os elementos mais tenazes, possuindo maiores flechas e deslocamentos, esse aumento do módulo se justifica porque a geometria trapezoidal possui mais área transversal, implicando em um maior consumo de argamassa reparo, essa possui diferentes propriedades. Como também a interação entre argamassa e substrato é diferente para geometria retangular e geometria trapezoidal.

Variando a extensão para as vigas reparadas com espessura de 2,5 cm, com geometria retangular e trapezoidal, o módulo de elasticidade diminui com o aumento da extensão. Isso ocorre porque quanto maior a extensão maior a área e a quantidade de concreto retirado e substituído pela argamassa, material de diferente resistência e módulo de elasticidade.

Como o módulo de elasticidade é inversamente proporcional a flecha, as vigas de referência possuem módulo de elasticidade maior que as vigas de todas as categorias. Indicando que as vigas de referência são mais rígidas, deformam menos, menor tenacidade e menores quantidade de fissuras.

Para avaliar a influência do módulo de elasticidade foi realizada a ANOVA. Os resultados da ANOVA estão apresentados na Tabela 6.10.

Tabela 6.10. Resultados da ANOVA em relação ao módulo de elasticidade

Fator	GDL	MQ	F calc	F 0,05	Significância
A - Espessura	1	209,565	6,51	4,14	S
B - Geometria	1	114,297	3,55	4,14	NS
C- Extensão	2	85,565	2,66	3,28	NS
A-B	1	3,051	0,09	4,14	NS
A-C	2	35,093	1,09	3,28	NS
B-C	2	21,667	0,67	3,28	NS
A-B-C	2	53,760	1,67	3,28	NS
Erro	24	32,175	-	-	-

GDL – Graus de Liberdade; MQ – Média Quadrada; Fcalc – Valor de F calculado; F0,05 – Valor tabelado de F para o nível de significância de 5%; S – Efeito significativo; NS – Efeito não significativo.

A análise estatística ANOVA, Tabela 6.10, indica que há uma relação entre o módulo de elasticidade e a espessura do reparo. No entanto nem a geometria e extensão não apresentaram significância.

A análise de variância indica que não existe significância entre as variáveis independentes (espessura, geometria e extensão) em relação ao módulo de elasticidade.

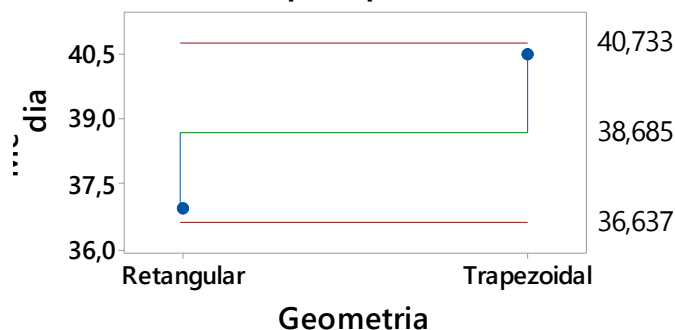
Na análise comparativa de média (ANOM), foram avaliadas a média das variáveis dependentes, no caso o módulo de elasticidade, em GPa (eixo y) e no eixo x as variáveis independentes (espessura, geometria e extensão). A Figura 6.14 indica os efeitos da espessura, a Figura 6.15 indica efeitos da geometria e a Figura 6.16 indica os efeitos da extensão, no módulo de elasticidade.

Figura 6.14. Efeitos principais da espessura no módulo de elasticidade



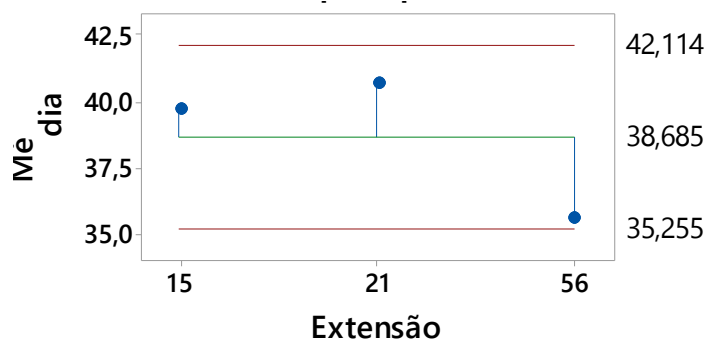
Fonte: AUTOR (2018).

Figura 6.15. Efeitos principais da geometria no módulo de elasticidade



Fonte: AUTOR (2018).

Figura 6.16. Efeitos principais da extensão no módulo de elasticidade



Fonte: AUTOR (2018).

Na análise ANOM só foram verificados níveis de significância da espessura sobre o módulo de elasticidade (Figura 6.14). Apresentando comportamento semelhante ao descrito pela ANOVA. As outras variáveis independentes (geometria e extensão) não apresentaram níveis de significância sobre o módulo de elasticidade.

6.2.4 Influência da argamassa de reparo no deslocamento

Variando a espessura (2,5 para 5,0 cm) na geometria retangular observa-se que existe um aumento no deslocamento com a variação da extensão. Esse aumento é 22% para extensão de 15 cm, 19% para extensão de 21 cm e 2% para extensão de 56 cm. Para vigas com geometria trapezoidal, o comportamento é semelhante, o aumento é da ordem de 19% para extensão de

15 cm, 31% para extensão de 21 cm e 19% para extensão de 56 cm. Esse aumento se explica porque houve uma maior substituição de concreto por argamassa, tendo essa diferente resistência e módulo de elasticidade o que implica diretamente no deslocamento e flecha.

Mudando a geometria (retangular para trapezoidal), na espessura de 2,5 cm, observa-se que o deslocamento aumenta. Esse aumento é de 6% para extensão de 15 cm, 20% para extensão de 21 cm e para vigas com extensão de 56 cm tende a estabilizar e o aumento é de apenas 1%. Para espessura de 5,0 cm o comportamento é o mesmo, ocorre um aumento do deslocamento, 4% para extensão de 15 cm, 31% para extensão de 21 cm e 18 % para extensão de 56 cm. Esse maior deslocamento com a mudança da geometria é devido a maior aderência entre argamassa de reparo e substrato de concreto, pois a geometria trapezoidal possui maior área de contato.

Nas vigas com espessura de 2,5 cm, a mudança da extensão, tanto para geometria retangular quanto trapezoidal, observa-se que para extensão de 21 cm menores deslocamentos, comparado com as extensões de 15 e 56 cm. Sendo as extensões de 56 cm apresentando maior deslocamento e em seguida as extensões de 15 cm. Esse comportamento pode ser explicado por que exatamente nessa extensão intermediária que ocorre o limite do carregamento, implicando em uma concentração de tensão e resistência a tração na flexão do elemento.

Todas as vigas reparadas tiveram o deslocamento maior que as vigas de referência, com exceção para o grupo de espessura 2,5cm, geometria retangular e extensão de 21cm teve um deslocamento 12% menor que as vigas de referência, com 3,93 mm.

Para avaliar a influência do deslocamento foi realizada a ANOVA. Os resultados da ANOVA estão apresentados na Tabela 6.11.

Tabela 6.11. Resultados da ANOVA em relação ao deslocamento

Fator	GDL	MQ	F calc	F 0,05	Significância
A - Espessura	1	4,74514	1,17	4,14	NS
B - Geometria	1	8,51667	2,11	4,14	NS
C- Extensão	2	2,44914	0,61	3,28	NS
A-B	1	0,05062	0,01	4,14	NS
A-C	2	2,15485	0,53	3,28	NS
B-C	2	1,24935	0,31	3,28	NS
A-B-C	2	0,50266	0,12	3,28	NS
Erro	24	4,04392		-	-

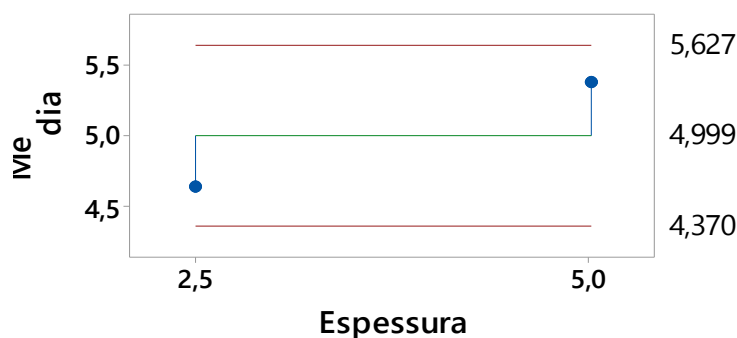
GDL – Graus de Liberdade MQ – Média Quadrada Fcalc – Valor de F calculado F0,05 – Valor tabelado de F para o nível de significância de 5% S – Efeito significativo NS – Efeito não significativo.

A partir da análise de variância observa-se que nenhuma das variáveis independentes (espessura, geometria, extensão) tem significância no deslocamento das vigas de concreto.

A análise de variância indica que não existe interação entre as três variáveis independentes (espessura, geometria e extensão) no deslocamento até a ruptura das vigas.

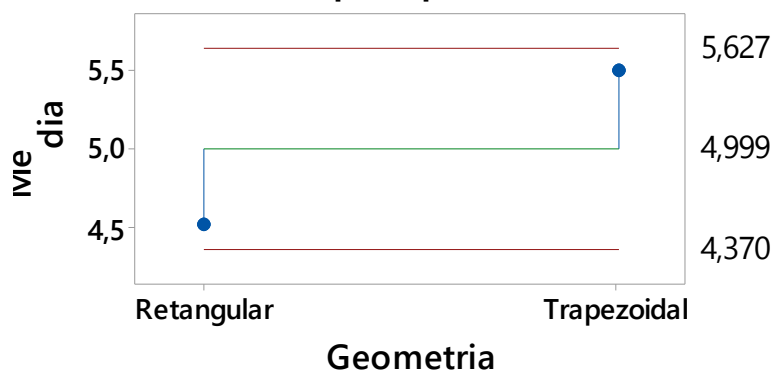
Na análise comparativa de média (ANOM), foram avaliadas a média das variáveis dependentes, no caso o deslocamento, em mm (eixo y) e no eixo x as variáveis independentes (espessura, geometria e extensão). A Figura 6.17 indica os efeitos da espessura, a Figura 6.18 indica efeitos da geometria e a Figura 6.19 indica os efeitos da extensão, no deslocamento.

Figura 6.17. Efeitos principais da espessura no deslocamento



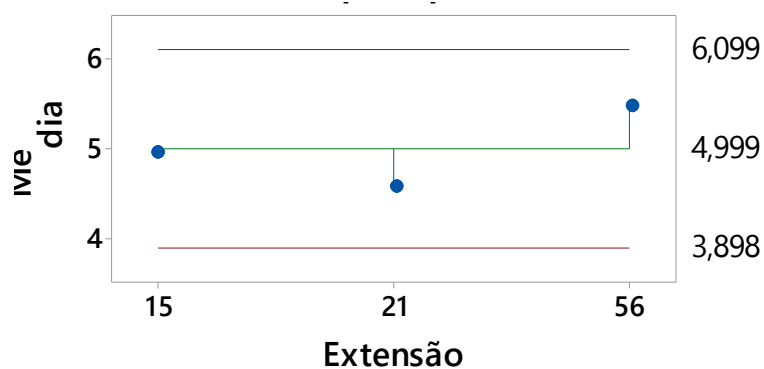
Fonte: AUTOR (2018).

Figura 6.18. Efeitos principais da geometria no deslocamento



Fonte: AUTOR (2018).

Figura 6.19. Efeitos principais da extensão no deslocamento



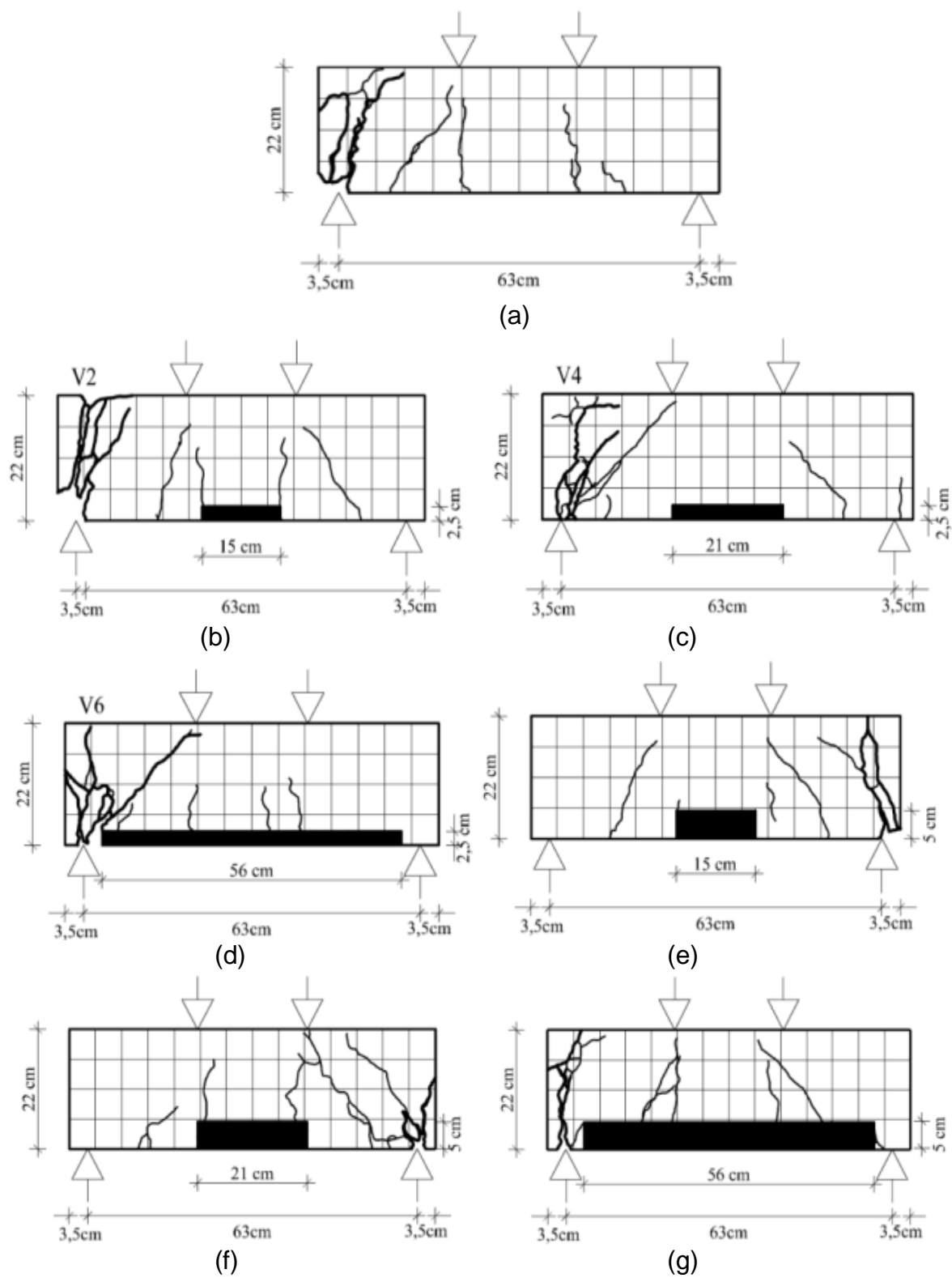
Fonte: AUTOR (2018).

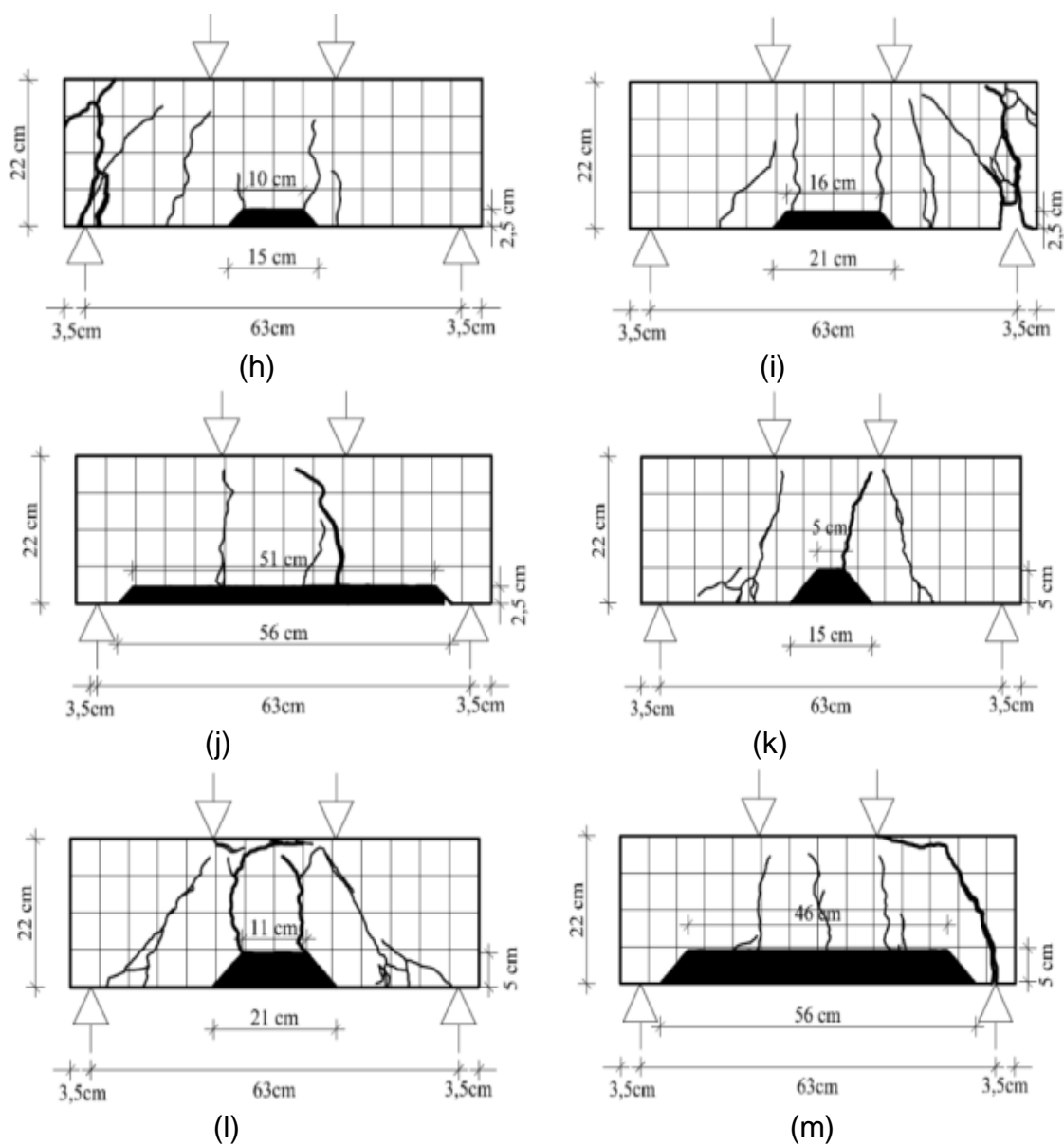
Na análise ANOM não foram verificados níveis de significância entre as variáveis independentes (espessura, geometria e extensão), em relação ao deslocamento. Esse comportamento, também, foi verificado a análise ANOVA.

6.2.5 Mapeamento de fissuras

As Figuras 6.20 apresenta o mapeamento das fissuras nas vigas de concreto armado.

Figura 6.20 – Configuração das fissuras e ruptura das vigas.





Fonte: AUTOR (2018).

Na Tabela 6.12 está apresentada a quantidade média e o tipo de fissuras para um grupo de 3 vigas.

Tabela 6.12. Quantidade média e tipos de fissuras na análise da geometria.

Espessura (cm)	Geometria (cm)	Extensão (cm)	Quantidade média de fissuras	
			Fissuras de flexão	Fissuras de cisalhamento
2,5	Retangular	15	2	6
		21	2	9
		56	4	6
	trapezoidal	15	3	9
		21	3	8
		56	5	2
5,0	Retangular	15	3	6
		21	2	7
		56	3	6
	trapezoidal	15	3	7
		21	4	13
		56	5	5
Referência			3	7

Fonte: AUTOR (2018).

A mudança de espessura de 2,5 cm para 5,0 cm, para geometria retangular fez com que a quantidade de fissuras aumentasse em uma média de 1 fissuras de flexão e 1 de cisalhamento para cada extensão. Nota se um aumento devido ao melhor desempenho da geometria trapezoidal, levando um pouco mais de carga até a fratura, surgindo assim mais fissuras. Para geometria trapezoidal não houve grandes mudanças para fissuras de flexão, no entanto para fissuras de cisalhamento para extensão de 21 cm a extensão de 5 cm teve em média 4 fissuras a mais. A seção retangular tem a tendência de diminuir a propagação de fissuras de flexão apesar de possuir resistência, flecha e deslocamento menores.

Com a mudança da geometria (retangular para trapezoidal) para espessura de 2,5 cm, observa-se que há um aumento no número de fissura de flexão e diminuição do número de fissuras de cisalhamento. Para espessura de 5,0 cm, a mudança de geometria implica em um aumento da quantidade de fissuras de flexão e cisalhamento com a variação da extensão. Isso se justifica porque para geometria trapezoidal os elementos são mais tenazes, se deformam mais e conseqüentemente aparecem mais fissuras.

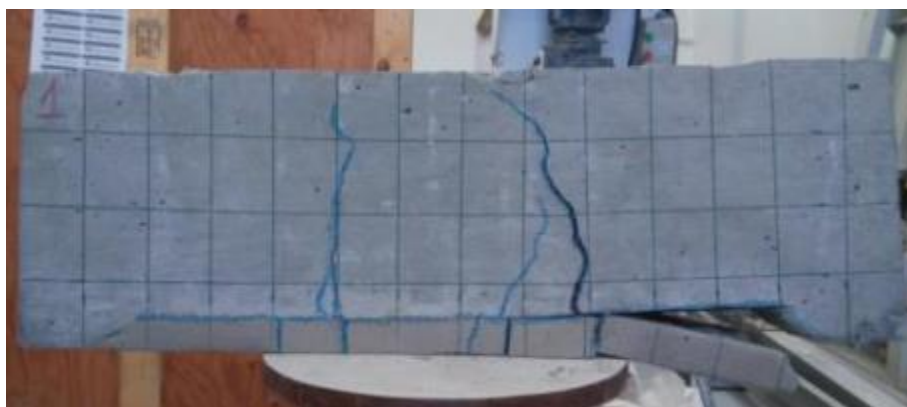
Com a variação da extensão, para todas categorias, avalia-se que a quantidade de fissuras tende a crescer. As vigas com maiores extensões possuem menores módulos de elasticidade tendendo a se deslocar mais e surgindo mais fissuras.

Em todas as configurações de geometria e nas vigas de referência a primeira fissura a aparecer foi do tipo de flexão, com carga média de 20 a 30 KN e tensão média de 9 MPa, podendo ser observado na Figura 6.2, onde a primeira fissura surge quando existe a mudança do coeficiente angular da curva tensão x flecha. Esse tipo de fissuração ficou evidente também no trabalho de Ignjatovic et al.(2017) e Rahal et al. (2017), surgindo com uma carga entre 10 a 12,5% da carga de ruptura.

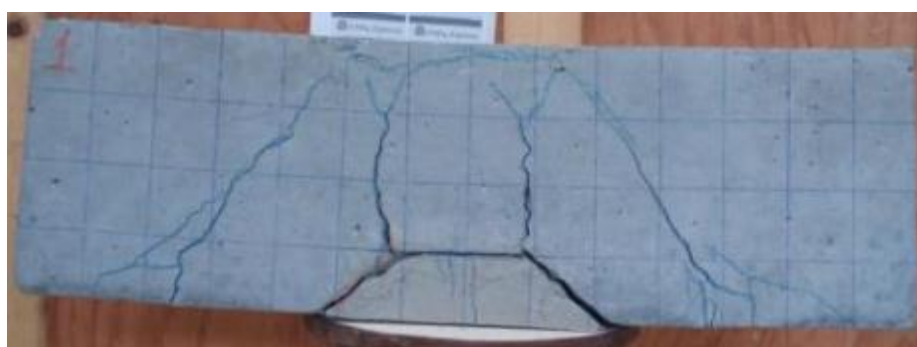
Na maioria dos elementos a ruptura ocorreu nos apoios onde o esforço cortante é máximo o que induz ao cisalhamento direto. Pode-se observar que a relação entre a tensão aplicada e a deflexão é aproximadamente linear até a carga de fratura (Figura 6.6). Após a fissuração há o aumento da deflexão causando a ruptura frágil, comportamento similar ao descrito por Ahmad et al.(2012).

Algumas vigas da seção trapezoidal apresentaram um problema de deslocamento do reparo, conforme a Figura 6.21. As vigas com geometria trapezoidal apresentam esse problema de deslocamento, devido a uma maior absorção de carga e energia.

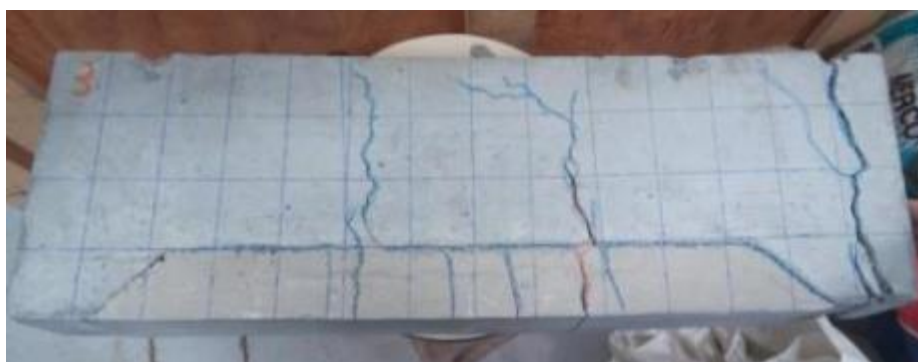
Figura 6.21. Deslocamento do reparo em vigas com reparo trapezoidal.



(a) Reparo trapezoidal (2,5x56) deslocado



(b) Reparo trapezoidal (5,0 x 15) deslocado



(c) Reparo trapezoidal (5,0 x 56) deslocado

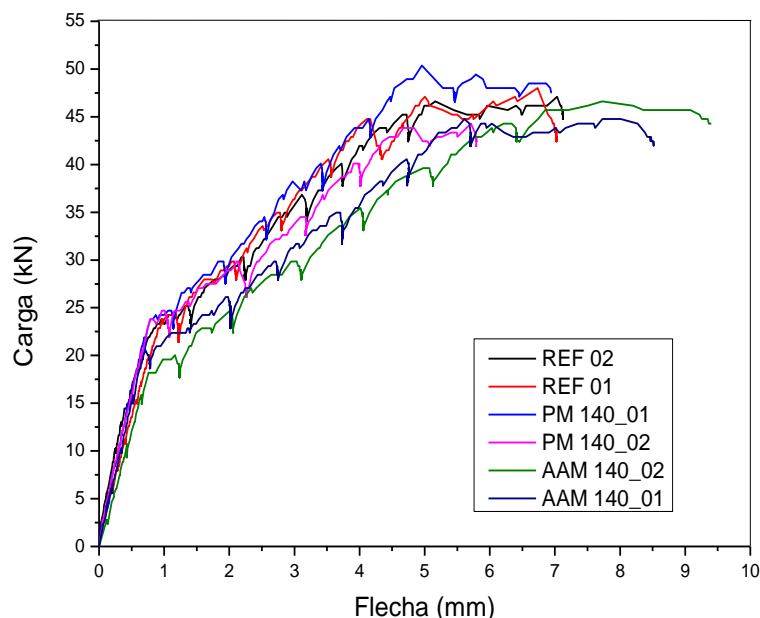
Fonte: AUTOR (2018).

6.3 Análise comparativa do comportamento do reparo com argamassa polimérica e álcali ativada

Nesse capítulo foi analisado o comportamento de vigas de concreto armado variando a extensão do reparo e o tipo de argamassa utilizada.

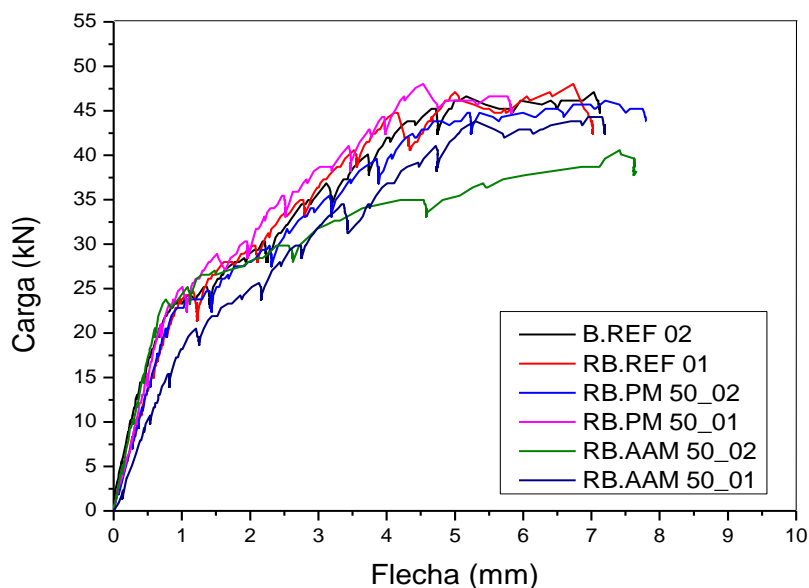
A Figura 6.22 e 6.23 apresenta os diagramas gerados após o ensaio de tração na flexão de quatro pontos e relacionam a carga x flecha.

Figura 6.22. Relação entre carga e flecha - vigas de referência e reparadas com extensão de 140 cm.



Fonte: AUTOR (2018).

Figura 6.23. Relação entre carga e flecha - vigas de referencia e reparadas com extensão de 50 cm.



Fonte: AUTOR (2018).

A partir das Figuras 6.22 e 6.23 foi possível calcular a resistência à tração na flexão e módulo de elasticidade. Na Tabela 6.13 esta representado os dados analisados das vigas ensaiadas, a carga da primeira fissura, carga máxima, carga de ruptura, flecha, tensão e módulo de elasticidade na flexão.

Tabela 6.13 – Quadro resumo do desempenho das vigas 210.

ID	Carga primeira fissura (kN)	Carga média da primeira fissura	Carga máxima (kN)	Carga máxima média	Carga de ruptura (kN)	Carga de ruptura média (KN)	Flecha (mm)	Flecha média (mm)	Ftf (MPa)	Ftf médio (MPa)
B.REF 01	24,71	24,99	48,02	47,33	42,43	43,83	7,02	7,07	9,6	9,46
B.REF 02	25,27		46,63		45,22		7,12		9,33	
RB.AAM 140_01	25,64	25,18	44,76	45,72	42,43	43,36	8,51	8,78	8,95	9,14
RB.AAM 140_02	24,71		46,68		44,29		9,04		9,34	
RB.AAM 50_01	20,51	22,85	44,29	47,09	42,9	45,46	7,19	7,34	8,86	9,42
RB.AAM50_02	25,18		49,89		48,02		7,49		9,98	
RB.PM 140_01	24,71	24,25	44,24	46,83	41,97	44,77	5,79	6,37	8,85	9,37
RB.PM 140_02	23,78		49,42		47,56		6,95		9,88	
RB.PM 50_01	24,24	23,55	46,63	46,40	44,76	44,30	5,83	6,84	9,33	9,28
RB.PM 50_02	22,85		46,16		43,83		7,84		9,23	

Fonte: AUTOR (2018).

Para análise comparativa foram avaliadas as seguintes variáveis: carga da primeira fissura, carga máxima, carga de ruptura, flecha, quantidade e tipo de fissuras, forma de ruptura, módulo de elasticidade na flexão.

No Tabela 6.14 está apresentada a carga e sua respectiva flecha utilizada para calculo do módulo de elasticidade.

Tabela 6.14. Variáveis para o módulo de elasticidade.

ID	Carga (kN)	Flecha (mm)	Módulo Elasticidade (GPa)	Módulo de elasticidade médio (Gpa)
B.REF 01	24.24	1,05	17,7	18,37
B.REF 02	23.33	0,94	19,03	
RB.AAM 140_01	22.37	1,11	15,45	13,56
RB.AAM 140_02	20.98	1,38	11,66	
RB.AAM 50_01	18.64	1,24	11,52	13,96
RB.AAM50_02	23.30	1,09	16,39	
RB.PM 140_01	23.77	0,92	19,81	17,59
RB.PM 140_02	22.84	1,14	15,36	
RB.PM 50_01	23.07	1,07	16,53	15,98
RB.PM 50_02	23.75	1,18	15,43	

Fonte: AUTOR (2018).

6.3.1 Influência da extensão do reparo

A carga máxima das vigas reparadas com extensão de 140 cm e argamassa álcali ativada foi em media 3% menor que as vigas reparadas com a mesma argamassa e extensão de 50 cm e vigas de referência, conforme Quadro 6.4. A comparação feita entre as vigas reparadas com argamassa comercial, RB.PM 140 E RB.PM 50, demonstrou que a variação foi apenas de 0,04 % na mudança da carga média analisada. Dessa forma verifica-se que as vigas reparadas com extensões maiores sofrem pouca redução na carga máxima média e conseqüentemente nas tensões médias.

A flecha média das vigas RB.AAM 140 foi de 8,78 mm, enquanto as vigas da categoria RB.AAM 50 teve uma flecha média de 7,34 mm, e as vigas B.REF 7,07 mm, Quadro 6.4. Observa-se eu as vigas reparadas com maiores extensões e com argamassa álcali ativada conseguem se deslocar 20% mais que as vigas RB.AAM50 e 24% mais que as vigas B.REF, sendo assim

elementos mais tenazes. Esse comportamento muda quando comparada com as vigas reparadas com argamassa comercial. As vigas RB.PM 50 tem um deslocamento 7,22% maior que as vigas do grupo RB.PM140 e 4% menor que as vigas B.REF.

O módulo de elasticidade na flexão é inversamente proporcional a flecha até o regime elástico. As vigas RB.AAM.50 tem um módulo 3% maior que o grupo RB.AAM140 e 31,52% menor que as vigas de referência, B.REF. Não existe uma grande influência do tamanho da extensão do reparo, visto que não há grande mudanças nos valores, no entanto a existência do reparo faz com que o módulo tenha uma perda considerável. Indicando que a presença do reparo faz com que os elementos tenham comportamento mais elástico. As vigas do grupo RB.PM 140 tem um módulo 10% menor que as vigas BR.PM50 e 4,4% menor que as vigas de referência, o comportamento é alterado pela presença da argamassa álcali ativada.

A primeira fissura no grupo RB.AAM140 surge com uma carga média 10% maior que as vigas do grupo RB.AAM50 e apenas 1% maior que as vigas de B.REF. A carga do grupo das vigas RB.PM140 é 3% maior que as vigas RB.PM50 e 3% menor que as vigas de referência. Sendo assim o reparo com maior extensão foi capaz de absorver mais carga até o surgimento da primeira fissura. Comportamento similar ao discutido por Truong et al. (2018) onde em seu trabalho a carga da primeira fissura nas vigas surgem com tensões variando de 7 a 8 Mpa. No trabalho desenvolvido por Geraldo et al. (2018) as primeiras fissuras das vigas surgiram com carga média de 10 a 12% da carga de ruptura.

Em todas as vigas o número de fissuras de flexão foi maior. As vigas do reparadas com extensão de 140 cm tiveram em média 8 fissuras de flexão e 2 de cisalhamento, o grupo com extensão de 50 cm teve em media 6 fissuras de flexão e 2 de cisalhamento, Quadro 6.4. Fica evidente que quanto maior a extensão maior a quantidade de fissuras de flexão, indicando que reparos muitos extensos não são ideais para evitar esse tipo de fissuras.

Observa-se que houve maior concentração de fissuras no terço médio da viga, onde os esforços de flexão são máximos, comportamento semelhante discutido por Nounu e Chaudhary (1999) e Ahmad et al. (2012).

No trabalho de Geraldo et al. (2018), as vigas tiveram em média 2 fissuras de flexão e 5,0 fissuras de cisalhamento, sendo que a última fissura a se desenvolver e a levar a ruptura foi uma fissura de cisalhamento, tanto para os elementos de referência quanto para os elementos reparados.

As vigas de referência tiveram a ruptura devido ao esforço de flexão, no entanto a maioria dos elementos teve ruptura devido ao esforço cisalhante, indicando que o reparo, independente da extensão ou tipo de material de reparo, muda a forma de ruptura do elemento. A forma de ruptura pode ser melhor visualizada no Apêndice B.

6.3.2 Influência do tipo de argamassa

A carga máxima das vigas reparadas com argamassa álcali ativada foi de 3 % menor que as vigas reparadas com argamassa comercial para extensão de 140 cm e 2% maior para vigas reparadas com extensão de 50 cm, nesse caso o tipo de argamassa não interferiu de forma significativa, como mostra a análise Anova, indicando que a argamassa álcali ativada pode ser utilizada como material de reparo sem haver perdas na resistência.

A flecha média das vigas reparadas com argamassa álcali ativada é 21% maior do que nas vigas reparadas com argamassa comercial de extensão de 140 cm e 15% maior que as vigas reparadas com extensão de 50 cm. As vigas reparadas com argamassa álcali ativada conseguem absorver mais energia e se deformando mais antes de sofrerem ruptura.

O módulo de elasticidade das vigas reparadas com argamassa álcali ativada é 22% menor que as vigas reparadas com argamassa para extensão de 140 cm e 6% menor para vigas com reparo de extensão de 50 cm e 33% menor que as vigas de referência. Como confirmado pela flecha, às vigas reparadas com argamassa álcali ativada tem um comportamento mais elástico comparada com as vigas reparadas com argamassa comercial.

A primeira fissura nas vigas reparadas com argamassa álcali ativada e extensão de 50 cm surgem com uma carga 3 % menor que as vigas reparadas

com argamassa comercial e extensão de 140 cm e 3% maior para vigas com extensão de 50 cm. Não existe variação significativa.

A abertura média das fissuras foi de 1,2 mm. Ahmad et al. (2012) trabalharam com abertura de 1,0 mm para controle de fissuras.

Vigas reparadas com argamassa álcali ativada tiveram em média 8 fissuras de flexão e 3 de cisalhamento. As vigas reparadas com argamassa comercial apresentaram uma média de 6 fissuras de flexão e 3 de cisalhamento. Indicando que argamassa álcali ativada não é eficiente para controle desse tipo de fissuras.

6.3.3 Análise ANOVA

Para avaliar a influência da extensão e do tipo de argamassa de reparo foi realizada uma análise de variância (ANOVA), utilizando como variáveis independentes a extensão do reparo e o tipo de argamassa, como variáveis dependentes a carga máxima, a flecha e o módulo de elasticidade.

A Tabela 6.15 mostra os resultados da ANOVA em relação à carga máxima.

Tabela 6.15. Resultados da ANOVA em relação à carga máxima

Fator	GDL	QM	F calc	F 0,05	Significância
A- Extensão	1	0,43427	0,06	5,99	NS
B-Argamassa	1	0,08488	0,01	5,99	NS
A-B	1	1,64684	0,21	5,99	NS
Erro	4	7,76089			

GDL – Graus de Liberdade; MQ – Média Quadrada; F calc – Valor de F calculado; F0,05 – Valor tabelado de F para o nível de significância de 5%; S – Efeito significativo; NS – Efeito não significativo.

Conforme demonstrado pela análise de variância não houve influência da extensão e da argamassa na carga máxima das vigas. Não há significância entre as variáveis, elas atuam de forma isolada.

A Tabela 6.16 mostra os resultados da ANOVA em relação à flecha.

Tabela 6.16. Resultados da ANOVA em relação à flecha

Fator	GDL	QM	F calc	F 0,05	Significância
A- Extensão	1	0,4705	0,65	5,99	NS
B-Argamassa	1	4,2341	5,88	5,99	NS
A-B	1	1,8050	2,51	5,99	NS
Erro	4	0,7196			

GDL – Graus de Liberdade; MQ – Média Quadrada; F calc – Valor de F calculado; F0,05 – Valor tabelado de F para o nível de significância de 5%; S – Efeito significativo; NS – Efeito não significativo.

De acordo com os resultados da ANOVA, não existe relação entre a extensão e do tipo de argamassa em relação à flecha. Como também não existe interação entre as variáveis.

A Tabela 6.17 apresenta os resultados da ANOVA em relação ao módulo de elasticidade.

Tabela 6.17. Resultados da ANOVA em relação ao módulo de elasticidade

Fator	GDL	QM	F calc	F 0,05	Significância
A- Extensão	1	0,7206	0,10	5,99	NS
B-Argamassa	1	18,3311	2,48	5,99	NS
A-B	1	2,0147	0,27	5,99	NS
Erro	4	7,3815			

GDL – Graus de Liberdade; MQ – Média Quadrada; F calc – Valor de F calculado; F0,05 – Valor tabelado de F para o nível de significância de 5%; S – Efeito significativo; NS – Efeito não significativo.

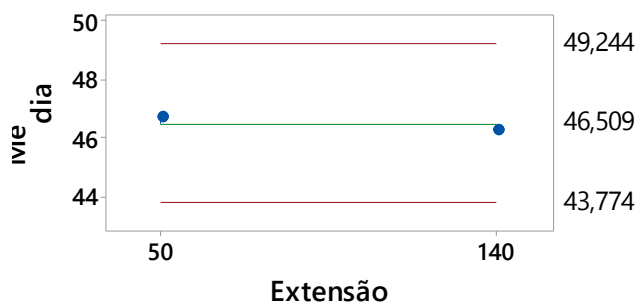
Os resultados da ANOVA indicam que não existe relação de significância entre a extensão, argamassa de reparo e o módulo de elasticidade. E não há interação entre as variáveis.

6.3.4 Análise ANOM

Para avaliar a influência da extensão e do tipo de argamassa de reparo (variáveis independentes) na carga máxima, flecha e no módulo de elasticidade (variáveis dependentes) foi realizada uma análise comparativa de médias (ANOM).

Observa-se que nem a extensão (Figura 6.24) nem o tipo de argamassa (Figura 6.25) tiveram níveis de significância sobre a carga máxima.

Figura 6.24. Efeitos principais da extensão na carga máxima



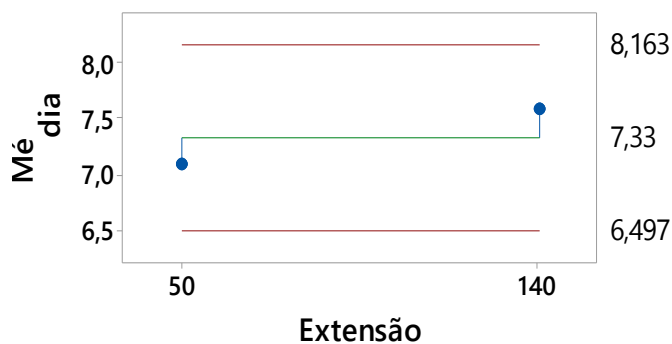
Fonte: AUTOR (2018).

Figura 6.25. Efeitos principais do tipo de argamassa na carga máxima



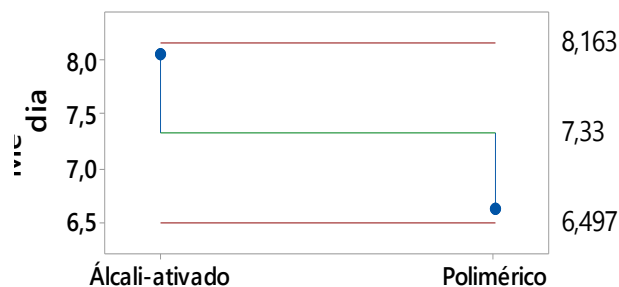
Na análise da flecha, observa-se que nem a extensão (Figura 6.26) nem o tipo de argamassa (Figura 6.27) tiveram níveis de significância.

Figura 6.26. Efeitos principais da extensão na flecha



Fonte: AUTOR (2018).

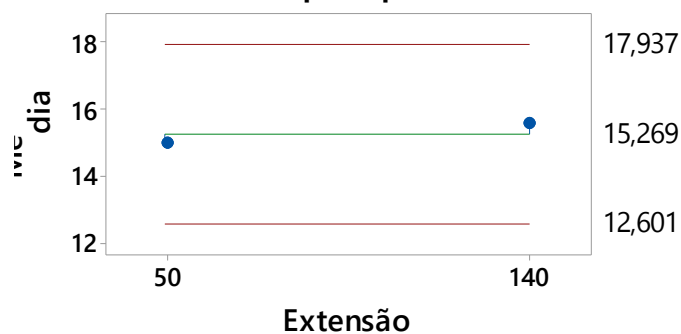
Figura 6.27. Efeitos principais do tipo de argamassa na flecha



Fonte: AUTOR (2018).

Na análise do módulo de elasticidade, observa-se que nem a extensão (Figura 6.28) nem o tipo de argamassa (Figura 6.29) tiveram níveis de significância.

Figura 6.28. Efeitos principais da extensão no módulo de elasticidade



Fonte: AUTOR (2018).

Figura 6.29. Efeitos principais do tipo de argamassa no módulo de elasticidade

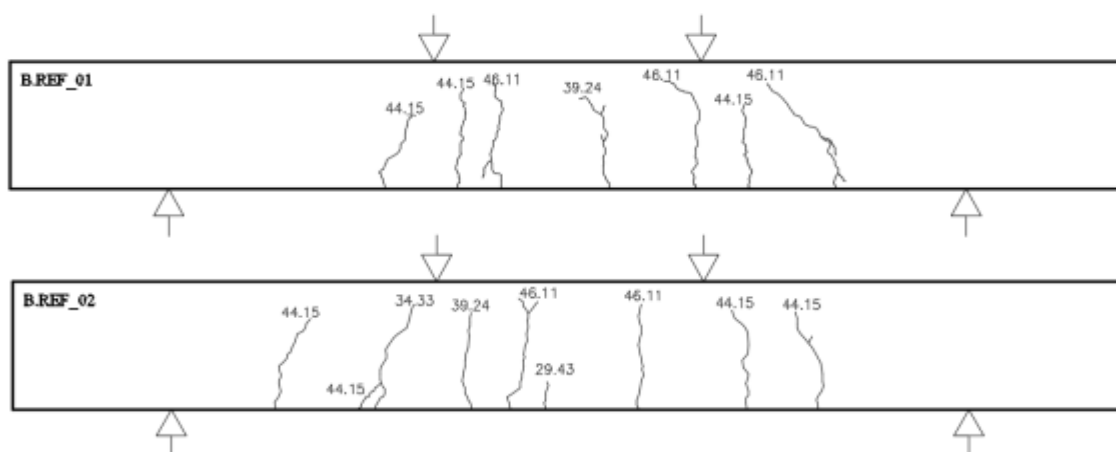


Fonte: AUTOR (2018).

6.3.5 Mapeamento de fissuras

Na Figura 6.30 esta representado o mapeamento das fissuras típicas que ocorreram nos grupos de vigas referencia (B.REF).

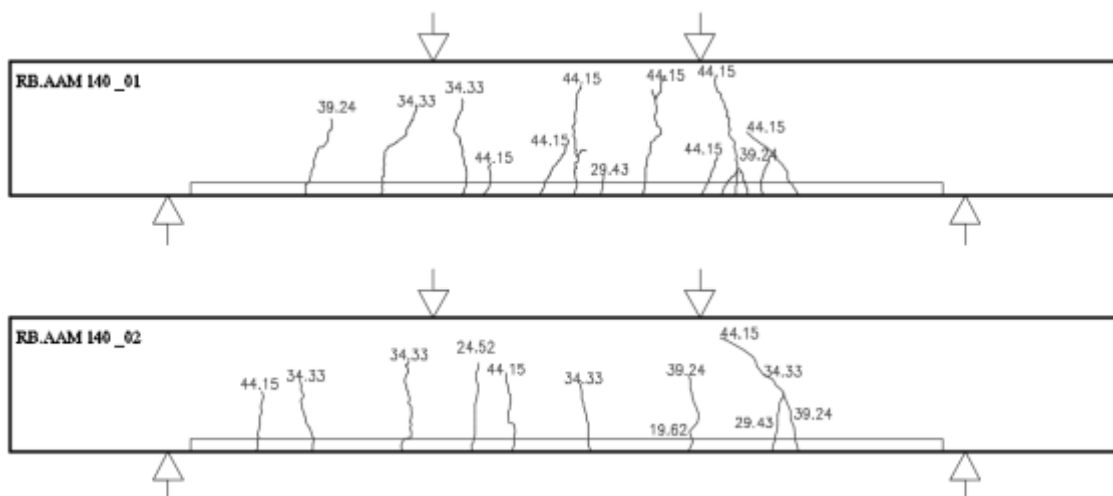
Figura 6.30. Mapeamento das fissuras- vigas de referência.



Fonte: AUTOR (2018).

Na Figura 6.31 está representado mapeamento das fissuras típicas que ocorreram nos grupos de vigas reparadas com argamassa álcali ativada e extensão do reparo de 140 cm.

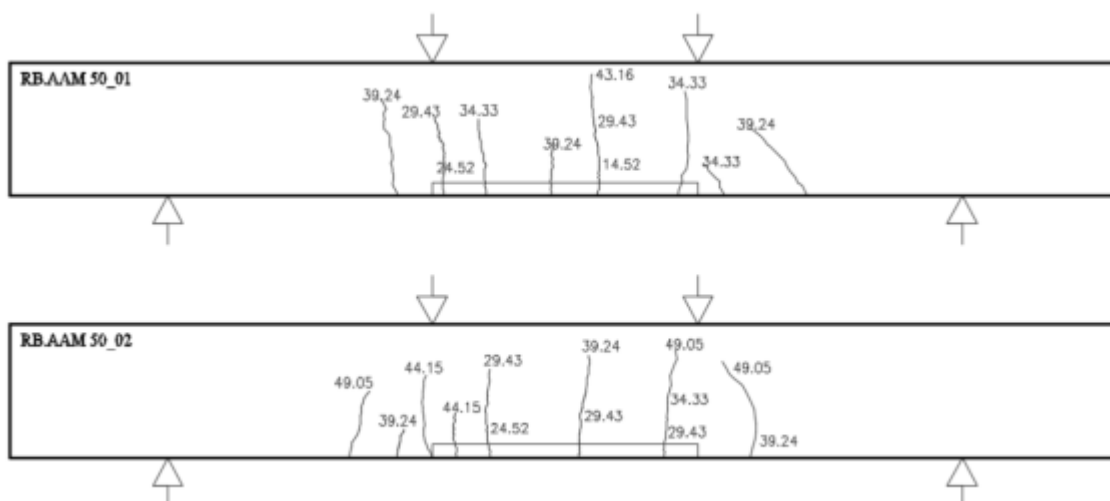
Figura 6.31. Mapeamento das fissuras vigas RB.AAM140



Fonte: AUTOR (2018).

Na Figura 6.32 esta representado o mapeamento das fissuras típicas que ocorreram nos grupos de vigas reparadas com argamassa álcali ativada e extensão do reparo de 50 cm.

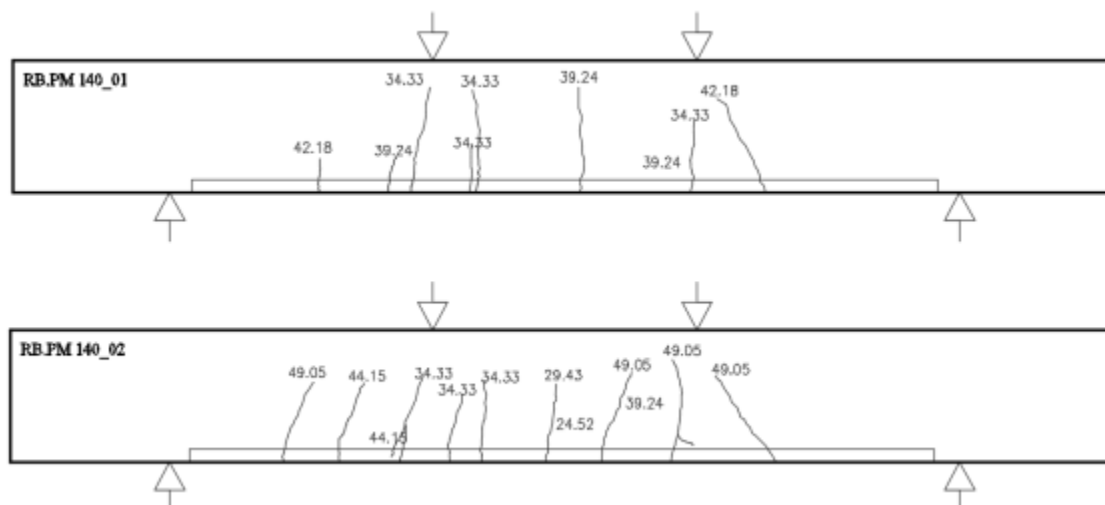
Figura 6.32. Mapeamento das fissuras vigas RB.AAM 50



Fonte: AUTOR (2018).

Na Figura 6.33 esta representado o mapeamento das fissuras típicas que ocorreram nos grupos de vigas reparadas com argamassa comercial e extensão do reparo de 140 cm.

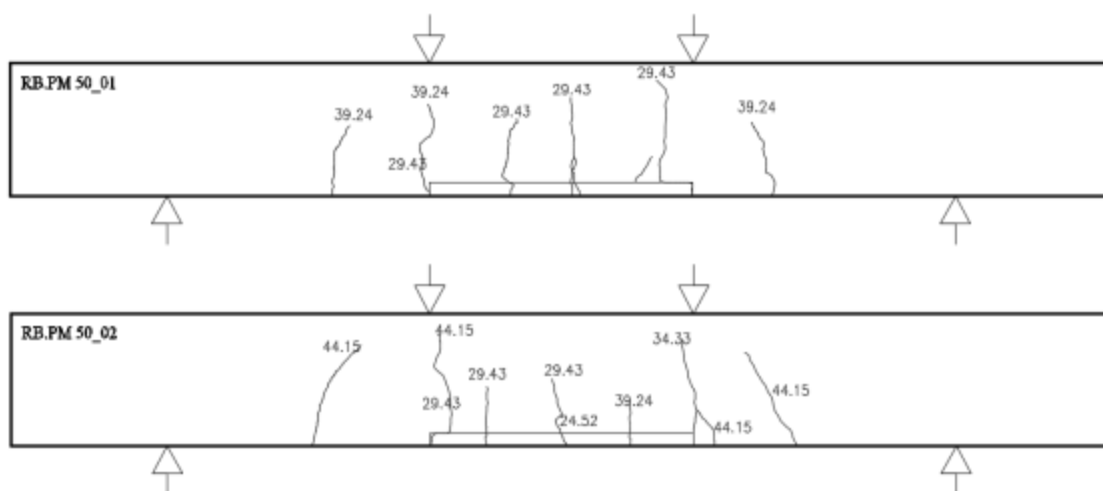
Figura 6.33. Mapeamento das fissuras vigas RB.PM 140



Fonte: AUTOR (2018).

Na Figura 6.34 esta representado o mapeamento das fissuras típicas que ocorreram nos grupos de vigas reparadas com argamassa comercial e extensão do reparo de 50 cm.

Figura 6.34. Mapeamento das fissuras vigas RB.PM 50



Fonte: AUTOR (2018).

Na Tabela 6.18 esta descrito o tipo e a quantidade de fissuras e o modo de fratura das vigas.

Tabela 6.18. Número de fissuras e tipo de fratura.

Vigas	Quantidade de fissuras		Modo de fratura
	Flexão	Cisalhamento	
B.REF_01	7	2	Flexão
B.REF_02	7	3	Flexão
RB.AAM140_01	8	3	Cisalhamento
RB.AAM140_02	8	1	Flexão
RB.AAM50_01	7	1	Flexão
RB.AAM50_02	6	2	Cisalhamento
RB.PM140_01	7	1	Cisalhamento
RB.PM140_02	5	5	Cisalhamento
RB.PM50_01	5	2	Cisalhamento
RB.PM50_02	5	2	Cisalhamento

Fonte: AUTOR (2018).

7 CONCLUSÕES

A partir dos resultados apresentados no programa experimental nesta pesquisa, pode-se chegar as seguintes conclusões, que são apresentadas a seguir.

As conclusões apresentadas neste estudo referem-se aos resultados obtidos com concretos produzidos com os materiais, dosagens e técnicas de execução específicas. Sua representatividade deve ser confirmada através de novos estudos, que devem ser realizados levando em consideração aspectos que confirmarão e complementarão o comportamento das argamassas de reparo no comportamento das vigas de concretos.

7.1 Avaliação da aderência entre material de reparo e substrato

- Segundo a AFNOR NF 18-851-1992 a aderência da argamassa obteve uma classificação tipo C, um bom desempenho;

- O método proposto se mostrou eficiente, onde se observa um aumento da resistência a aderência ao cisalhamento com o aumento da idade.

- Apareceram mais fissuras de cisalhamento em todos os elementos devido aos esforços cisalhantes;

- O teste de resistência a aderência mostrou que a AAM apresentou uma performance de 82% superior à PM com a idade de 14 dias, indicando uma melhor aderência ao substrato de concreto.

7.2 Comportamento mecânico das vigas na análise da forma do reparo

7.2.1 Influência na resistência a tração na flexão

Todas as vigas reparadas aumentaram à resistência a tração na flexão.

Em relação à espessura (2,5 para 5,0), as vigas com espessura de 2,5 cm para geometria retangular apresentaram maiores valores de resistência a tração na flexão. Para extensão de 5,0 cm e geometria trapezoidal o comportamento muda, e as vigas com essa geometria passam a ter valores maiores.

Em relação à geometria, para as vigas com extensão de 2,5 cm, a geometria retangular teve maior resistência à tração na flexão, enquanto na

espessura de 5,0 cm, as vigas com geometria trapezoidal apresentaram maiores valores de resistência à tração na flexão.

Em comparação com a extensão do reparo, observa-se que as vigas com extensão de 21 cm apresentaram menor resistência a tração na flexão.

De acordo com as análises estatísticas observa-se que para análise de variância nenhuma variável tem impacto significativo na resistência à tração na flexão. Para a análise de média (ANOM), também, se observou esse comportamento, nenhuma variável independente teve impacto significativo na resistência à tração na flexão.

7.2.2 Influência na flecha

Com variação da espessura, e independente da geometria, as vigas com reparo e espessura de 5,0 cm tiveram maiores flechas.

Variando a geometria, para espessura de 2,5 cm e 5,0 cm a geometria retangular apresentaram maiores flechas.

Na análise da extensão, observa se que as vigas com geometria retangular, independente da espessura, a flecha diminui com o aumento da extensão. Para geometria trapezoidal os valores aumentam com o aumento da extensão.

De acordo com as análises estatísticas observa-se que para análise de variância (ANOVA) somente a espessura do reparo tem impacto significativo na flecha. Para a análise de média (ANOM), também, observou se esse comportamento, somente a espessura tem impacto significativo na flecha.

7.2.3 Influência no módulo

As vigas com espessura de 2,5 cm, independente da geometria, possuem maiores módulos de elasticidade.

Para as vigas com geometria trapezoidal apresentaram maiores módulos de elasticidade, independente da espessura.

O módulo de elasticidade diminui com o aumento da extensão.

A análise Anova tem demonstrado que somente a variação da espessura tem significância no módulo de elasticidade.

De acordo com as análises estatísticas observa-se que para análise de variância (ANOVA) somente a espessura do reparo tem impacto significativo no módulo de elasticidade. Para a análise de média (ANOM), também, observou-se esse comportamento, somente a espessura tem impacto significativo no módulo de elasticidade.

7.2.4 Influência no deslocamento

O deslocamento das vigas, com espessura do reparo de 2,5 cm são menores que as vigas com reparo com extensão de 5,0 cm.

As vigas com geometria retangular, independente da espessura, possuem menores valores de deslocamento.

As vigas com extensão do reparo de 21 cm apresentaram menores valores de deslocamento.

Para análise Anova nenhuma variável possui significância em relação ao deslocamento.

De acordo com as análises estatísticas observa-se que para análise de variância (ANOVA) nenhuma variável dependente tem impacto significativo no deslocamento. Para a análise de média (ANOM), também, observou-se esse comportamento, nenhuma variável dependente tem impacto significativo no deslocamento.

7.3 Análise comparativa do comportamento do reparo com argamassa polimérica e álcali ativada

- As resistências de compressão e flexão de 28 dias da AAM foram 32% e 174% maiores que PM, respectivamente.

- As vigas de concreto armado reparadas com AAM ou PM apresentaram comportamento semelhante. A resistência à flexão das vigas reparadas com PM foi 1,3% superior à das vigas de referência.

- As vigas reparadas com uma extensão de 50 cm apresentaram melhor resistência à flexão, deformações e fissuras menores e maior módulo de elasticidade do que as vigas reparadas com uma extensão de 140 cm.

- Os resultados permitiram concluir que as vigas de concreto armado reparadas com AAM e contendo uma extensão de área de reparo de 50 cm tiveram um melhor desempenho em todas as propriedades analisadas.

- Fissuras de flexão sobrepõem às fissuras de cisalhamento em quantidade.

7.4 Sugestões trabalhos futuros

Para um melhor entendimento sobre o comportamento das vigas de concreto armado reparadas e as propriedades das argamassas de reparo são sugeridos os seguintes estudos:

a) Adotar um ensaio na análise da aderência com o elemento sobre tensão, o ensaio fornecido pela AFNOR NF 18-851 (1992) fornece apenas parâmetros qualitativos;

b) Aumentar o número de vigas 70 por categoria, uma vez que se notou uma grande variabilidade nos valores das variáveis dependentes (resistência à tração na flexão, flecha, módulo e deslocamento);

c) Aumentar o número de vigas 210 para análise da argamassa alcali-ativada como material alternativo. A argamassa alcali-ativada se mostrou bastante eficiente, devendo assim dar uma ênfase em outras propriedades, como a tenacidade e resiliência do elemento;

REFERÊNCIAS

AHMAD, S. et al. Use of polymer modified mortar in controlling cracks in reinforced concrete beams. **Construction and Building Materials**, v. 27, n. 1, p. 91–96, 2012.

AL-DULAIJAN, S.U., M.M. AL-ZHRANI, H. SARICIMEN, M. MASLEHUDDIN, M. SHAMEEM AND T.A. ABBASI, 2002. Effect of rebar clean lines sand repair material on rebar corrosion and flexural strength of repaired concrete beams. **Cement and Concrete Composite**, 24: 139-149.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 211.1-91: Standard practice for selecting proportions for normal weight and mass concrete: ACI manual of concrete practice. Detroit, Michigan, 1994a. Part 1: **materials and general properties of concrete**.

ANDRADE, C. **Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão de Armaduras**. Editora Pini. São Paulo, 1992.

ANDRADE, J.J O. **Durabilidade das estruturas de concreto armado: análise das manifestações patológicas nas estruturas do estado de Pernambuco**. 1997. 148p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre.

ANDRADE, T.; SILVA, A. J. C. **Patologia das Estruturas**. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005

ARANHA, P.M.S. **Contribuição ao Estudo das Manifestações Patológicas em Estruturas de Concreto Armado na Região Amazônica**. 1994. 144f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 45**: Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 52**: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Procedimento. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 53**: Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Procedimento. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 65**: Cimento portland - Determinação do tempo de pega. Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 67**: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone Procedimento. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5733**: Cimento Portland de alta resistência inicial. Especificação. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7215**: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão. Procedimento. Rio de Janeiro, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Procedimento. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12142**: Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13276**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Preparo da mistura e determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13528**: Revestimento de paredes de argamassas inorgânicas – Determinação da resistência de aderência à tração,- Rio de Janeiro, 2010. 11 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14081-4**: Argamassa colante industrializada para assentamento de placas cerâmicas

parte 4: Determinação da resistência de aderência à tração. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575-2**: Edificações habitacionais – Desempenho – Parte 2: requisitos para os sistemas estruturais. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13279**: Revestimento para assentamentos e revestimento de parede e tetos – determinação de resistência tração na flexão e a compressão. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. **AFNOR NF P 18-851**: Produits ou systèmes de produits à base de résines synthétiques ou de liants hydrauliques destinés aux réparations de surface du béton durci. - Essai de flexion sur éprouvette évidée et reconstituée. Bruxelles, 1992.

AZEREDO, H.A. **O edifício até sua cobertura**. Editora Edgard Blücher. São Paulo, 1997.

BAUER L.A.F. **Materiais de construção**, Rio de Janeiro: Ed. LTC, 1994, 5ª edição v.2

BALDAN, A. Adhesion Phenomena in bond edjoints. **International Journal of Adhesion and Adhesives** 38,95-116 (2012).

BERTOLO, R.S.; SELMO, S.M.S. **Argamassas de reparo de estruturas de concreto com corrosão de armaduras**, Revista Concreto. São Paulo: IBRACON, v.33,n.38p.64-73,mar/abr/maio, 2005.

BOTELHO, C. **Concreto Armado: eu te amo**. 1. ed. São Paulo: Edgard Blüch, 1983

CÁNOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. 1 ed. Tradução de M. C. Marcondes, C. W. F. dos Santos, B. Canabrava. São Paulo: Ed. Pini, 1988. 522p.

CARASEK, H. **Aderência de Argamassa a base de cimento Portland a substrato porosos: Avaliação dos fatores intervenientes e contribuição ao estudo do mecanismo da ligação**, (1996). Tese (Doutorado, São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo).

COSTA, E. B.C. **Análise de parâmetros influentes na aderência de matriz cimentícia** (2014). Tese (Doutorado, São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo).

CUSSON, D. Reply to a letter entitled " Repair Materials " commenting on the technical paper " **Durability of repair materials**. NRCC-38817. n. February,

2014.

FERREIRA, S. G. **A tecnologia da recuperação das estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro, 1985.

GARBACZ, A.; COURARD, L.; KOSTANA, K. Characterization of concrete surface roughness and its relation to adhesion in repair systems. **Materials Characterization**, v. 56, n. 4–5 SPEC. ISS., p. 281–289, 2006.

GARCIA, C.C. **A incidência de patologias geradas pela falta de controle e de qualidade nos canteiros de obra interunidade em ciências e engenharia dos materiais**. 1999. Dissertação de mestrado.

GAVA, G.P.; PIERI, T.S.; PRUDENCIO JR, L.R.; Ensaio de flexão de vigas de concreto reforçado com fibras de aço: influência da presença e posicionamento do entalhe e do número de fibras na seção fissurada. **Revista de Ciência e Tecnologia de Materiais de Construção Civil**. Vol. 1, n.2, p.114-127, novembro de 2004.

GERALDO, R.H. **Aglomerante álcali-ativado contendo lodo de ETA e cinza de casca de arroz**. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2016. 134p.

GERALDO, R.H; TTEIXEIRA. O. G; MATOS, S.R.C; SILVA, F.G.C; GONÇALVES, J.P; CAMARINI, G. Study of álcali-activated mortar used as conventional repair in reinforced concrete. **Construction and building materials**. 165, p 914-919, 2018.

GONÇALVES, J. P. et al. Proposta de método de ensaio para avaliação da resistência ao cisalhamento em argamassas. **in: simpósio brasileiro de tecnologia de argamassas**, 10, 2013, Fortaleza. Anais... Fortaleza: UFC, 2013.

GONDIM, F. L. **Estudo da interface entre o concreto e o material de reparo mediante microscopia**. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2005. 143p.

GRANATO, J. E. Apostila: **Patologia das construções**. São Paulo, 2002

GUETTALA, A. - A. ABIBSI Corrosion degradation and repair of a concrete bridge. **Materials and Structures** (2006) 39:471–478.

HELENE, P.R. L. **Durabilidade das estruturas de concreto armado**. In: **Seminário Internacional: Prevenção, Inspeção e Reparo de Estruturas de Concreto Atacadas pela corrosão de armadura**. 1995, Porto Alegre, Anais...Porto Alegre, Agosto, 1995. P. 6-14.

HELENE, P.R. L. **Manual para Reparo, Reforço e proteção de Estruturas de Concreto**. São Paulo: PINI, 1992.

HELENE, P.R. L. e PEREIRA, F. **Manual de Rehabilitacion de Estructuras de Hormigon**. São Paulo, Paulo Helene e Fernanda Pereira Editores, 2003.

HELENE, P. R. L. Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: COMPAT 97- IV **Congresso Ibero-americano de Patologia das Construções, 1998**.

HOFFMANN, Anelise Todeschini. **Influência da adição de sílica ativa, relação água/aglomerante, temperatura e tempo de cura no coeficiente de difusão de cloretos em concretos**. Dissertação, Programa de Pós Graduação em engenharia civil. Rio Grande do Sul, 2001.

IGNJATOVIĆ, I. S.; MARINKOVIĆ, S. B.; TOŠIĆ, N. **Shear behaviour of recycled aggregate concrete beams with and without shear reinforcement**. *Engineering Structures*, v. 141, p. 386–401, 2017.

JUMAAT, M.Z., M. H. KABIR AND M. OBAYDULLAH, 2006. A review of the repair of reinforced concrete Beams. *Journal of Applied Science Research*, 2(6): 317-326.

LIMA, R.C. **Avaliação da Eficiência de Inibidores de Corrosão em Reparo de Estruturas de Concreto**. 2000. 169f. Dissertação (Mestrado em engenharia). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

MARTINOLA, G.; MEDA, A.; PLIZZARI, G.A, 2010. Streng the ning and repairof RC beams with fiber reinforced concrete. *Cement & Concrete Composites* 32 (2010) 731–739.

MAILVAGANAM, N. P. Concrete Repair and Rehabilitation: Issues and Trends. *The Indian Concrete Journal*, volume 75, Pag. 759-764. 2001.

MEHTA, K. P., MONTEIRO, P. Concreto: **Estrutura, Propriedades e Materiais**. Tradução de P. R. L. Helene *et al.*. São Paulo: Pini, 2008. 573p. Original em Inglês: Concrete: Structure, Properties and Materials.

MO, K. H.; ALENGARAM, U. J.; JUMAAT, M. Z. Structural performance of reinforced geopolymer concrete members: A review. *Construction and Building Materials*, v. 120, p. 251–264, 2016.

MOMAYEZ, A., EHSANI, M. R., RAMEZANIANPOUR, A. A., & RAJAIE, H. Comparison of methods for evaluating bond strength between concrete substrate and repair materials. *Cement and Concrete Research*, 35(4), 748–757, 2005.

MONTEIRO, P. J. M. et al.. Pesquisas sobre a Durabilidade do Concreto Realizadas em Berkeley. In: **Jornadas sudamericanas de ingenieria**

estructural, **xxix**, **2000**, Punta Del Este, Memórias... Punta Del Este: [S.d], 2000.

MORENO Jr., R. “**Estudo de fatores que afetam a aderência da argamassa de reparo para estruturas de concreto**”. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002, 202p.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. São Paulo, Editora Pini, 2001.

NOUNU, G.; CHAUDHARY, Z. U. H. Reinforced concrete repairs in beams. **Construction and Building Materials**, v. 13, n. 4, p. 195–212, 1999.

NP EN 1504-1. **Products and systems for the protection and repair of concrete structures – Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity – Part 1: Definitions**, (2006).

PELLEGRINO, C.; DA PORTO, F.; MODENA, C. Experimental behaviour of reinforced concrete elements repaired with polymer-modified cementitious mortar. **Materials and Structures**, v. 44, n. 2, p. 517–527, 2011.

PORT, A. B.; CAMERON, C. Performance properties of coatings. **The Chemistry and Physics of Coatings**, v. I, p. 64–95, 2004.

RAHAL, K. N.; ALREFAEI, Y. T. Shear strength of longitudinally reinforced recycled aggregate concrete beams. **Engineering Structures**, v. 145, p. 273–282, 2017.

RECUM, A.F.V.; SHANNO, C.E.; CANNO, C. E. Surface Roughness, Porosity, and texture as Modifiers of Cellular Adhesion. *Tissue Engineering 2*, 241-253 (1996).

REIS, JOÃO MARCIANO LAREDO DOS ; MOTTA, EDUARDO PEREIRA . Mechanical properties of castor oil polymer mortars. **Materials Research**, v. 17, p. 1162-1166, 2014.

RIBEIRO, M.; GONÇALVES, A.; BRANCO, F. Styrene-butadiene polymer action on compressive and tensile strengths of cement mortars. **Material and Structures**, n.º 41, pp. 1263-1273 (2008).

RIPPER , E. **Como evitar erros na construção**. 3 ed. São Paulo:PINI, 1996.

REINHART, F.W. **Nature of adhesion**, J. Chem. Educ 31, 128 (1954).

ROCHA, A. P. **Estudo da aderência no reparo com concreto auto adensável(CA): Influência do reparo da superfície, da resistência a compressão do concreto da base e do tipo do concreto**, 2012. Dissertação (Mestrado, Goiânia: Universidade Federal de Goiás)

- SHASH, A.A. Repair of concrete beams – a case study. **Construction and Building Materials** 19 (2005) 75–79.
- SATOH, A.; SATOH, M.; YAMADA, K. Improvement of adhesion performance of mortar-repair interface with inducing crack path into repair. **Construction and Building Materials** v. 34, p. 397–405, 2015.
- SATOH, A.; YAMADA, K. FEM simulation of tension struts on adhesion performance of mortar repair interface. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 167, p. 84–100, 2016.
- SCHULTZ, J.; NARDIN, M. Theorie sand Mechanisms of adhesion. **Hand book of Adesive Technology, Revised and Expanded** (2003).
- SHASH, A. A. Repair of concrete beams - A case study. **Construction and Building Materials**, v. 19, n. 1, p. 75–79, 2005.
- SILVA FILHO, L. C. P. **Durabilidade do concreto à ação de sulfatos: análise do efeito da permeação de água e da adição de microssílica**. 1994. 143p Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.
- SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. São Paulo: PINI, 1998.
- STORTE, M. Argamassa polimérica como revestimento impermeável. **Revista Concreto. IBRACOM**, V.33, p. 24-26, mar/abril/maio. 2005.
- TANG, S. W. et al. Recent durability studies on concrete structure. **Cement and Concrete Research**, v. 78, p. 143–154, 2015.
- THOMAZ, E. **Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação**. São Paulo: IPT/EPUSP/PINI, 1989.
- TRUONG, B. T. et al. Experimental investigations of reinforced concrete beams repaired/reinforced by TRC composites. **Composite Structures**, v. 168, p. 826–839, 2017.
- TANG, S.W.; YAO. Y.; ANDRADE, C.; LI, Z.J, 2015. Recent durability studies on concrete structure. **Cement and Concrete Research** 78: 143–154.
- THE CONCRETE SOCIETY (UK). **'Patch repair of reinforced concrete. Model specification and method of measurement'**. Concrete Society Technical Report No. 38, 1991.
- VASCONCELOS, A.C. **A escola brasileira do concreto armado**. 1 ed. São Paulo :Axis Mundi, 2005.

VIEIRA, F.P et al. **Durabilidade e Resistência mecânica de concreto e argamassa com adições de sílica ativa**. Revista EGATEA. Porto alegre: UFRGS, v.25, p.91-99, março/abril 1997.

WANG, B.; XU, S.; LIU, F. Evaluation of tensile bonding strength between UHTCC repair materials and concrete substrate. **Construction and Building Materials**, v. 112, p. 595–606, 2016.

WEN-YU, Z.; QING-JIE, Z.; JIAN-GUO, G. **Model of coherent interface formation in cement based composites containing poly blend of poly vinyl alcohol and methy cellulose**. J. Wuhan Univ. Technol. MAT.Sci. Edti, 17, 58-61 (2002).

APÊNDICE A

No Apêndice A estão todas as vigas para análise da geometria.

Vigas de referências



Vigas com reparo retangular, espessura 2,5 cm e extensão 15 cm.



Vigas com reparo retangular, espessura 2,5 cm e extensão 21 cm.



Vigas com reparo retangular, espessura 2,5 cm e extensão 56 cm.



Vigas com reparo retangular, espessura 5,0 cm e extensão 15 cm.



Vigas com reparo retangular, espessura 5,0 cm e extensão 21 cm.



Vigas com reparo retangular, espessura 5,0 cm e extensão 56 cm.



Vigas com reparo trapezoidal, espessura 2,5 cm e extensão 15 cm.



Vigas com reparo trapezoidal, espessura 2,5 cm e extensão 21 cm.



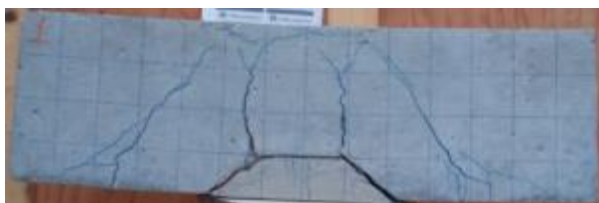
Vigas com reparo trapezoidal, espessura 2,5 cm e extensão 56 cm.



Vigas com reparo trapezoidal, espessura 5,0 cm e extensão 15 cm.



Vigas com reparo trapezoidal, espessura 5,0 cm e extensão 21 cm.



Vigas com reparo trapezoidal, espessura 5,0 cm e extensão 56 cm.



APÊNDICE B

No Apêndice B estão às fotos de todas as vigas para análise da aderência.

Vigas com reparadas e com entalhe.



Vigas com reparadas e sem entalhe.



Vigas de referência e com entalhe.



APÊNDICE C

No Apêndice C estão todas as vigas para análise comparativa entre o desempenho do reparo com argamassa polimérica e álcali ativada.

Vigas de referencia (B.REF).



Vigas de reparadas com argamassa álcali ativada e extensão de 50 cm (RB.AAM 50).





Vigas de reparadas com argamassa álcali ativada e extensão de 140 cm (RB.AAM140).



Vigas de reparadas com argamassa comercial e extensão de 50 cm (RB.PM50).





Vigas de reparadas com argamassa comercial e extensão de 140 cm (RB.PM140).

