



Matheus Kenji Yoshikawa Pamplona

**Resistência ao Fendilhamento de  
Elementos Estruturais de Concreto  
Simples e Armado com Agregado  
Reciclado de Concreto**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

Instituto de Tecnologia  
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil

Dissertação orientada pelo Professor Maurício de Pina Ferreira

Universidade Federal do Pará  
Instituto de Tecnologia  
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



**Matheus Kenji Yoshikawa Pamplona**

**Resistência ao Fendilhamento de Elementos Estruturais de  
Concreto Simples e Armado com Agregado Reciclado de  
Concreto**

**Dissertação de Mestrado**

Projeto de Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará como requisito para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Maurício de Pina Ferreira

Belém  
Julho de 2018



**Matheus Kenji Yoshikawa Pamplona**

**Resistência ao Fendilhamento de Elementos Estruturais de  
Concreto Simples e Armado com Agregado Reciclado de  
Concreto**

Projeto de Dissertação apresentada como requisito para obtenção do título de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFPA. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

**Prof. Maurício de Pina Ferreira**  
Orientador  
Faculdade de Engenharia Civil – UFPA

**Prof. Rafael Alves de Souza**  
Faculdade de Engenharia Civil – UEM

**Prof. Bernardo Nunes Moraes Neto**  
Faculdade de Engenharia Civil – UFPA

**Prof. Luciana de Nazaré Pinheiro Cordeiro**  
Faculdade de Engenharia Civil – UFPA

Belém, 06 de Julho de 2018.

## **Agradecimentos**

Os meses que antecedem o término de um mestrado são conhecidos pelo desgaste físico e psicológico, assim como por noites não dormidas devido à ansiedade e à pressão para cumprir prazos e expectativas. Mas para mim, sobretudo, ficou marcado por ter sido um período em que tive a oportunidade de reatar um lado espiritual que há muito tempo havia esquecido. Não entendo quem Ele é, ou quais seus planos, mas sou grato de todo o coração por todo o cuidado e carinho que tem por mim, e hoje procuro seguir sem questionar, pois, confio que tudo vai acontecer da maneira que deve acontecer.

Nestes anos de mestrado, mais do que nunca percebi como devo gratidão à Deus por ter me colocado ao lado de pessoas maravilhosas, cada um à sua maneira. Alguns parágrafos nunca irão conseguir expressar o quanto sou grato a todos os que entraram na minha vida e tornaram todo esse projeto possível, mas, com grande felicidade, deixo aqui registrado meus agradecimentos.

Agradeço ao professor Maurício Pina, e gostaria que soubesse que faço isso não por obrigação de seguir um protocolo social, mas porque sou verdadeiramente grato por todos esses anos de orientação. Tenho muita admiração por sua capacidade em inspirar pessoas, e transmitir confiança mesmo nos piores momentos. Agradeço por toda atenção nas inúmeras reuniões, e espero um dia adquirir o mesmo nível de equilíbrio emocional que tem como orientador. Dentre os seus muitos ensinamentos, destaco um que nunca foi dito por palavras, mas através de suas ações: obrigado por me ensinar a encarar como “desafios” o que muitos enxergam como “dificuldades”.

Agradeço ainda à professora Luciana e professor Aarão pela contribuição fundamental que deram neste processo, transmitindo conhecimento e tornando possível esta pesquisa. Agradeço à diretoria do Laboratório de Engenharia Civil de Belém, e todos os envolvidos, pelo espaço cedido para realização das muitas etapas desenvolvidas neste trabalho. Obrigado a todos do Laboratório de Engenharia Civil de Tucuruí por ter me acolhido, em especial à técnica de laboratório Franci por toda ajuda e dedicação nos serviços prestados. Também agradeço ao Laboratório de Engenharia Química por ceder os equipamentos necessários para realização do programa experimental.

Agradeço aos meus amigos e colegas Karoline Dantas, Allan Cardoso, Walter Cancela e Thiago da Silva pela parceria nesta luta envolvendo muito suor e lágrimas, admiro cada um pelo o que pude conhecer de vocês. Obrigado também aos colegas do NUMEA por tornar o ambiente muito agradável para se trabalhar, estudar, trocar experiências acadêmicas e pessoais. Obrigado meu amigo Manoel Mangabeira e Marcus Freitas, por tornar a estadia na Casa de Passagem mais agradável, pelo grande incentivo moral e ajuda de todas as formas possíveis para execução deste trabalho.

Por fim, e mais importante, agradeço aos meus pais por todo o amor e ensinamentos que me dão diariamente. Vocês são minha maior motivação, e tudo o que faço é para poder retribuir os seus sacrifícios, da melhor forma, na medida do impossível.

## Resumo

PAMPLONA, M. K. Y. (2018). **Resistência ao Fendilhamento de Elementos Estruturais de Concreto Simples e Armado com Agregados Reciclados de Concreto**. Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 110p.

A reciclagem de resíduos sólidos de construção civil é apresentada como uma alternativa sustentável e economicamente viável, principalmente se aplicada em um contexto industrial, como a produção de estruturas pré-moldadas de concreto. Entretanto, a utilização de agregados graúdos reciclados de concreto (AGRC) para produção de estruturas ainda gera muitas incertezas devido às variáveis relacionadas à própria origem do material. Neste contexto, este trabalho busca analisar o comportamento e a resistência ao fendilhamento de elementos estruturais com AGRC. Um programa experimental foi desenvolvido com 36 espécimes prismáticos locais com objetivo de avaliar a influência de parâmetros como a taxa de substituição de agregados naturais por agregados reciclados (0%, 30% e 100%), concentração de carregamento e a atuação das armaduras transversais. Todos os espécimes romperam por fendilhamento, e foram analisadas a resistência, modo de ruptura, deslocamentos e deformações no concreto e nas armaduras. Os resultados foram comparados com os de outros trabalhos na literatura e com estimativas de resistência do ACI 318 (2014), *fib* Model Code 2010 (2013), Eurocode 2 (2004) e ABNT NBR 6118 (2014). Não foram encontradas evidências de uma influência significativa no comportamento e resistência ao fendilhamento de elementos estruturais com uso de AGRC em diferentes taxas de substituição. Entretanto, foram observados que fatores como a concentração de carregamento e uso de armaduras transversais interferem na maneira como se distribuem as tensões na estrutura, podendo aumentar ou reduzir a ductilidade e resistência ao fendilhamento, embora sejam parâmetros que possam estar sendo negligenciados por recomendações normativas para projetos de estruturas de concreto.

## Palavras-chave

Concreto Estrutural; Agregado Graúdo Reciclado de Concreto; Fendilhamento; Normas; Bieles

## **Abstract**

PAMPLONA, M. K. Y. (2017). **Splitting Strength of Structural Elements of Plane and Reinforced Concrete with Recycled Concrete Aggregate**. MSc Thesis, Institute of Technology, Federal University of Para, Belem, Para, Brazil, 110p (in Portuguese).

Recycling of solid construction waste is presented as a sustainable and economically viable alternative, especially when applied in an industrial context, such as the production of precast concrete structures. However, the use of recycled concrete aggregates (RCA) for the production of structures still generates many uncertainties due to the variables related to the origin of the material itself. In this context, this work seeks to analyze the behavior and the strength to splitting failure of RCA structural elements. An experimental program was developed with 36 local prismatic specimens to evaluate the influence of parameters such as the rate of replacement of natural aggregates by recycled aggregates (0%, 30% and 100%), loading concentration and the performance of transverse reinforcement. All specimens failed by splitting, and the strength, rupture, displacements and strains in concrete and reinforcement were analyzed. The results were compared with other studies in the literature and with standard codes of ACI 318 (2014), *fib* Model Code 2010 (2013), Eurocode 2 (2004) and ABNT NBR 6118 (2014). No evidence was found of an influence on behavior and strength to splitting failure of structural elements using RCA at different replacement levels. However, it was found that factors such as loading concentration and use of transverse reinforcement interfere in the way the strains are distributed in the structure, which can increase or reduce the ductility and splitting strength, despite being parameters that could be neglected by normative recommendations for concrete structures projects.

## **Keywords**

Structural Concrete; Recycled Concrete Aggregate; Splitting Failure; Codes; Struts

# Sumário

Capítulo	Página
<b>1. INTRODUÇÃO</b>	<b>13</b>
1.1. JUSTIFICATIVA	18
1.2. OBJETIVOS	18
1.2.1. Objetivo geral	18
1.2.2. Objetivos Específicos	18
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO	19
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>20</b>
2.1. AGREGADO GRAÚDO RECICLADO DE CONCRETO	20
2.1.1. Definições	20
2.1.2. Características dos AGRC	21
2.1.3. Resistência à compressão	24
2.1.4. Resistência à tração e Módulo de Elasticidade	26
2.2. FENDILHAMENTO	27
2.2.1. Fator de eficiência da biela	27
2.2.2. ACI 318 (2014)	32
2.2.3. <i>fib</i> MODEL CODE 2010 (2013)	34
2.2.4. EUROCODE 2 (2004)	35
2.2.5. ABNT NBR 6118 (2014)	36
2.2.6. Fator de concentração de carregamento e fator de forma	36
2.2.7. Armaduras transversais	40
<b>3. METODOLOGIA</b>	<b>41</b>
3.1. PROGRAMA EXPERIMENTAL	41
3.1.1. Características dos espécimes	41
3.1.2. Armaduras transversais	44
3.1.3. Instrumentação	46
3.1.4. Deslocamentos	46
3.1.5. Deformações	47



3.1.6. Concreto	49
3.1.7. Sistema de ensaio	56
3.2. BANCO DE DADOS	57
<b>4. RESULTADOS</b>	<b>60</b>
4.1. MODO DE RUPTURA	60
4.2. DESLOCAMENTOS	63
4.3. DEFORMAÇÕES	65
4.3.1. Superficiais do concreto	65
4.3.2. Internas do concreto	66
4.3.3. Armaduras transversais	82
4.4. RESISTÊNCIA	88
4.5. COMPARAÇÃO COM BANCO DE DADOS	92
4.5.1. Espécimes de concreto simples	93
4.5.2. Espécimes de concreto armado	94
<b>5. CONCLUSÕES</b>	<b>98</b>
<b>REFERENCIAS</b>	<b>100</b>

## Lista de Tabelas

<b>Tabela</b>	<b>Página</b>
Tabela 2.1 - Fator de eficiência da biela, segundo SCHLAICH <i>et al.</i> (1987).....	28
Tabela 3.1 - Características gerais dos espécimes.....	43
Tabela 3.2 – Composição granulométrica da 1ª amostra de areia natural.....	50
Tabela 3.3 – Composição granulométrica da 2ª amostra de areia natural.....	50
Tabela 3.4 - Composição granulométrica da amostra de brita natural.....	51
Tabela 3.5 - Caracterização do cimento.....	53
Tabela 3.6 - Quantidade de materiais por m <sup>3</sup> para cada série de ensaio.....	53
Tabela 3.7 - Quantidade de materiais por betonada.....	54
Tabela 3.8 - Resultados de caracterização dos espécimes cilíndricos com 0% de AGRC.....	55
Tabela 3.9 - Resultados de caracterização dos espécimes cilíndricos com 30% de AGRC.....	55
Tabela 3.10 - Resultados de caracterização dos espécimes cilíndricos com 100% de AGRC.....	55
Tabela 3.11 - Filtragem do banco de dados sem armadura transversal.....	58
Tabela 3.12 - Filtragem do banco de dados com armadura transversal.....	59
Tabela 3.13 - Banco de dados de espécimes sem armadura transversal.....	59
Tabela 3.14 - Banco de dados com espécimes com armadura transversal.....	59
Tabela 4.1 - Resultados de resistência para os espécimes com $b/a = 3$ .....	89
Tabela 4.2 - Resultados de resistência para os espécimes com $b/a = 5$ .....	90
Tabela 4.3 - Resultados de resistência para os espécimes com $b/a = 8,5$ .....	91
Tabela 4.4 - Influência do fator $b/a$ na resistência dos espécimes de concreto simples.....	91
Tabela 4.5 - Influência do fator $b/a$ na resistência dos espécimes de concreto armado.....	91
Tabela 4.6 - Influência da armadura transversal na resistência dos espécimes.....	92
Tabela 4.7 - Estatísticas das comparações de prismas de concreto simples com as normas.....	95
Tabela 4.8 - Estatísticas das comparações de prismas de concreto armado com as normas.....	97

## Lista de Figuras

<b>Figura</b>	<b>Página</b>
Figura 1.1 – Regiões estruturais sob ação de cargas de compressão em áreas reduzidas .....	15
Figura 1.2 - Fissuras de fendilhamento em uma ponte localizada no município de Tucuruí - PA ..	16
Figura 1.3 - Fluxo de tensões de compressão devido a um carregamento concentrado.....	16
Figura 1.4 - Bielas em regiões de descontinuidade.....	17
Figura 2.1 - Modelos de Bielas e Tirantes (FOSTER e MALIK, 2002).....	31
Figura 2.2 - Tipos de Bielas, adaptado de SCHLAICH <i>et al.</i> (1987).....	33
Figura 2.3 - Resistência nominal da biela .....	33
Figura 2.4 - Esquemático para cálculo da taxa de armadura, adaptado de ACI 318 (2014) .....	34
Figura 2.5 - Estado de tensões da biela com tensões transversais de tração .....	35
Figura 2.6 - Estado de uma biela com tensões transversais de tração, adaptado de Eurocode 2 (2004).....	36
Figura 2.7 - Distribuição de tensões transversais de tração em função de $b/a$ (Pelo autor) .....	38
Figura 2.8 - Relações de geometria com a intensidade da resultante de tração transversal (adaptado de LEONHARDT e MONNIG, 1978) .....	39
Figura 3.1 - Dimensões dos espécimes do programa experimental .....	42
Figura 3.2 - Chapas metálicas usadas para apoio e aplicação de carga.....	42
Figura 3.3 - Nomenclatura dos espécimes do programa experimental .....	43
Figura 3.4 - Detalhes das armaduras de contorno e da região nodal.....	44
Figura 3.5 - Detalhe das armaduras transversais.....	45
Figura 3.6 - Fotos das armaduras dos espécimes do programa experimental .....	46
Figura 3.7 - Posicionamento do potenciômetro para leituras de deslocamento vertical .....	47
Figura 3.8 - Foto das cantoneiras para fixação do potenciômetro para leituras de deslocamento vertical.....	47
Figura 3.9 - Posicionamento de potenciômetros para leituras de deformações transversais.....	48
Figura 3.10 - Extensômetros internos no concreto.....	48
Figura 3.11 - Extensômetros das armaduras transversais.....	49
Figura 3.12 - Curva granulométrica da areia natural.....	51
Figura 3.13 - Curva granulométrica do AGN.....	51
Figura 3.14 - Mistura final de agregado graúdo reciclado de concreto.....	52
Figura 3.15 - Cura dos espécimes em câmara úmida .....	54
Figura 3.16 - Foto do sistema de ensaio.....	56
Figura 3.17 - Sistema de ensaio .....	57
Figura 4.1 - Modo de ruptura dos prismas de concreto simples com 0% de AGRC.....	61

Figura 4.2 - Modo de ruptura dos prismas de concreto simples com 30% de AGRC.....	61
Figura 4.3 - Modo de ruptura dos prismas de concreto simples com 100% de AGRC.....	61
Figura 4.4 - Modo de ruptura dos prismas de concreto armado com 0% de AGRC.....	62
Figura 4.5 - Modo de ruptura dos prismas de concreto armado com 30% de AGRC.....	62
Figura 4.6 - Modo de ruptura dos prismas de concreto armado com 100% de AGRC.....	62
Figura 4.7 - Gráficos carga-deslocamento para os prismas de concreto simples.....	63
Figura 4.8 - Gráficos carga-deslocamento para os prismas de concreto armado.....	64
Figura 4.9 - Resultados com muitas oscilações de deformações superficiais do concreto para os espécimes sem armadura com $b/a = 3$ .....	66
Figura 4.10 - Gráfico Carga-Deformação dos espécimes de concreto simples com $b/a = 3$ .....	68
Figura 4.11 - Gráfico Carga-Deformação dos espécimes de concreto simples com $b/a = 5$ .....	69
Figura 4.12 - Gráfico Carga-Deformação dos espécimes de concreto simples com $b/a = 8,5$ .....	69
Figura 4.13 - Gráfico Carga-Deformação dos espécimes de concreto armado com $b/a = 3$ .....	71
Figura 4.14 - Gráfico Carga-Deformação dos espécimes de concreto armado com $b/a = 5$ .....	72
Figura 4.15 - Gráfico Carga-Deformação dos espécimes de concreto armado com $b/a = 8,5$ .....	73
Figura 4.16 - Estágios de carregamento utilizados nas Figuras 4.17 até 4.19.....	74
Figura 4.17 - Distribuição das deformações transversais internas no concreto dos prismas sem armadura com $b/a = 3$ .....	75
Figura 4.18 - Distribuição das deformações transversais internas no concreto dos prismas sem armadura com $b/a = 5$ .....	76
Figura 4.19 - Distribuição das deformações transversais internas no concreto dos prismas sem armadura com $b/a = 8,5$ .....	77
Figura 4.20 - Etapas de carregamento utilizadas nas Figuras 4.21 até 4.23.....	78
Figura 4.21 - Distribuição de deformações transversais no concreto dos prismas com armadura e $b/a = 3$ .....	79
Figura 4.22 - Distribuição de deformações transversais no concreto dos prismas com armadura e $b/a = 5$ .....	80
Figura 4.23 - Distribuição de deformações transversais no concreto dos prismas com armadura $b/a = 8,5$ .....	81
Figura 4.24 - Gráfico Carga-Deformação das armaduras transversais dos espécimes de concreto armado com $b/a = 3$ .....	82
Figura 4.25 - Gráfico Carga-Deformação das armaduras transversais dos espécimes de concreto armado com $b/a = 5$ .....	83
Figura 4.26 - Gráfico Carga-Deformação das armaduras transversais dos espécimes de concreto armado com $b/a = 8,5$ .....	84
Figura 4.27 - Distribuição das deformações das armaduras dos prismas com $b/a = 3$ .....	85
Figura 4.28 - Distribuição das deformações das armaduras dos prismas com $b/a = 5$ .....	86

Figura 4.29 - Distribuição das deformações das armaduras dos prismas com $b/a = 8,5$ .....	87
Figura 4.30 - Fatores de eficiência da biela para os espécimes com $b/a = 3$ e diferentes taxas de AGRC.....	89
Figura 4.31 - Fatores de eficiência da biela para os espécimes com $b/a = 5$ e diferentes taxas de AGRC.....	90
Figura 4.32 - Fatores de eficiência da biela para os espécimes com $b/a = 8,5$ e diferentes taxas de AGRC.....	91
Figura 4.33 - Influência do fator $b/a$ na resistência ao fendilhamento dos espécimes.....	92
Figura 4.34 - Influência da armadura transversal na resistência dos espécimes.....	92
Figura 4.35 - Análise dos resultados com Banco de Dados sem armadura.....	93
Figura 4.36 - Análise dos resultados com Banco de Dados com armadura transversal.....	94
Figura 4.37 - Comparação de resistência de ensaios de prismas com resistência calculada por normas.....	95
Figura 4.38 - Comparação de resistência de ensaios de prismas com resistência calculada por normas.....	96

## 1. INTRODUÇÃO

O crescimento populacional e a urbanização nas últimas décadas têm favorecido a indústria da construção civil no Brasil e no mundo: mais construções foram erguidas; mais reformas foram implementadas; mais demolições foram executadas. Como consequência houve um aumento na geração de resíduos, podendo trazer impactos negativos para a sociedade e ao meio ambiente se tratados de maneira indevida.

Segundo o Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (ABRELPE, 2012), são produzidas 195.233 toneladas/dia de resíduo sólido urbano no Brasil, dos quais 122.262 toneladas (62%) são resíduos de Construção Civil, que é composto em sua grande maioria de argamassa (63%) e concreto e blocos cerâmicos (29%). Ainda segundo o IPEA, o Brasil produz de 230 a 760 kg/habitante/ano, enquanto que, por exemplo, os EUA produzem de 463 a 584 kg/habitante/ano. Neste contexto, políticas de desenvolvimento sustentável têm estimulado o uso de técnicas que possam reduzir o consumo de energia e de matérias primas na construção civil. Um exemplo é a utilização de resíduos sólidos da construção civil (RSCC) na produção de agregados reciclados para fabricação de concreto, que ao mesmo tempo ajuda a preservar fontes naturais e a evitar a deposição destes resíduos na natureza.

MIRANDA *et al.* (2009) mostraram um crescimento de usinas de reciclagem de RSCC implantadas no Brasil até o ano de 2008. Os autores relacionam tal crescimento com a implementação da resolução CONAMA 307 (2002) e de outras políticas públicas nacionais e locais sobre gerenciamento desses resíduos. Segundo o relatório de 2016 da Associação Europeia de Agregados (*European Aggregates Association*, 2016), a produção de agregados com materiais reciclados e reutilizados tem aumentado 8,6% sob toda a produção de agregados nos últimos 4 anos.

O processo de reciclagem pode variar, mas fundamentalmente deve passar por uma etapa de triagem dos resíduos por tipos de materiais (cerâmicas, argamassas, concretos, barras de aço, madeira, etc.), redução das dimensões do material, britagem e peneiramento. Um dos produtos da reciclagem é o agregado reciclado de concreto (ARC), que tem como finalidade compor a mistura de um novo concreto como agregado graúdo ou miúdo. A

ABNT NBR 9935 (2011) estabelece que ARC é composto de no mínimo 90% em massa de fragmentos à base de cimento *Portland* ou de material pétreo.

Em 2004 a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) publicou documentos para normatizar as técnicas de manejo e reciclagem de RSCC para uso em pavimentos e concreto sem função estrutural. Embora ainda hoje não exista uma norma brasileira que defina técnicas e procedimentos para utilização em concreto com função estrutural, mas em âmbito global, este é um tema importante, que vem sendo foco de muitos esforços científicos internacionais e nacionais, conforme apontam YUAN e SHEN (2011).

A utilização de ARC em concretos para uso estrutural não é um procedimento simples, uma vez que as propriedades do agregado reciclado são diferentes de agregados naturais (AN), como apontam KATZ (2003), RAO *et al.* (2007) e TABSH e ABDELFATAH (2009). O ARC apresenta, em sua composição, uma camada de argamassa aderida à superfície do agregado de origem, conferindo maior porosidade e favorecendo a microfissuração na zona de transição. Em comparação com os agregados naturais, eles tendem a apresentar menor densidade, maior absorção de água e menor resistência mecânica.

O avanço nas técnicas de beneficiamento dos ARC e o desenvolvimento de métodos de dosagem específicos para concretos com ARC tem promovido tanto o aumento da qualidade do produto reciclado quanto da qualidade do concreto produzido, conforme apresentado por SHIMA *et al.* (2005). TAM e TAM (2007) e FATHIFAZL *et al.* (2009). A utilização de taxas de substituição parcial de AN por ARC também é uma alternativa para viabilizar seu uso, como apontam CORINALDESI (2010) e BEHERA *et al.* (2014).

Segundo WIJAYASUNDARA *et al.* (2016), do ponto de vista econômico, a utilização de ARC para produção de estruturas de concreto pode torna-se mais interessante quando analisada dentro de um contexto de produção industrial. Estudos sobre aplicação em indústrias de estruturas pré-moldadas de concreto, como o de DING *et al.* (2016) e MARINKOVIC *et al.* (2010), mostraram que as diferenças entre a produção de concreto com AN e ARC são mínimas do ponto de vista ambiental e econômico, uma vez que as vantagens e desvantagens acabam tornando-os equivalentes, mas considerando o transporte

por percursos mais distantes, o ARC mostrou-se mais econômico e menos agressivo ambientalmente.

Entretanto, para que este material possa ser empregado de forma segura, é fundamental determinar quais os efeitos gerados pela substituição de AN por ARC no comportamento e na resistência de elementos estruturais de concreto. No caso das estruturas pré-fabricadas de concreto, as zonas de ligação entre os elementos estruturais requerem atenção, pois são regiões onde esforços elevados precisam ser transferidos entre os elementos, respeitando-se os estados limites últimos e garantindo comportamento adequado em serviço. A Figura 1.1 ilustra uma série de exemplos de regiões onde é preciso transferir forças elevadas de compressão em áreas reduzidas, o que induz distúrbios importantes na distribuição de tensões, que devem ser corretamente considerados no dimensionamento estrutural.

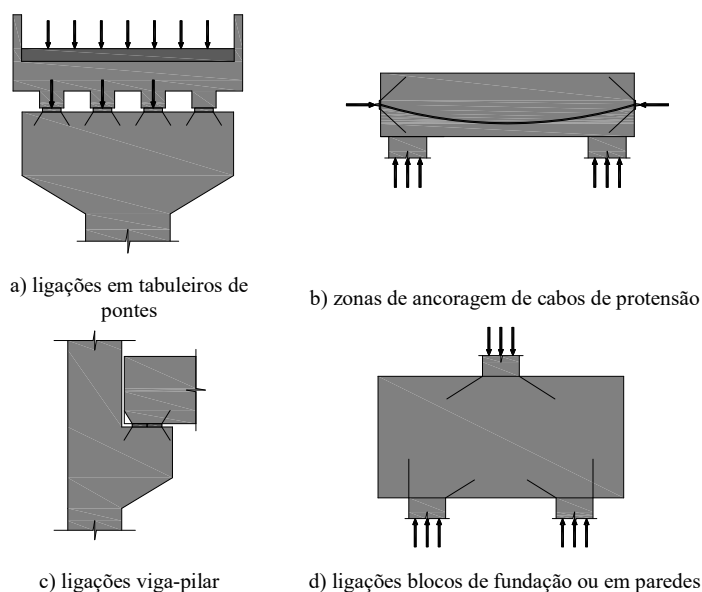


Figura 1.1 – Regiões estruturais sob ação de cargas de compressão em áreas reduzidas

Nas regiões estruturais ilustradas acima, a ruptura por fendilhamento do concreto é um fator importante que deve ser considerado em projeto, pois ela pode provocar desde o surgimento de fissuras indesejadas, podendo comprometer tanto o desempenho em serviço quanto a durabilidade e a vida útil, como também pode levar a estrutura como um todo à ruína. O fendilhamento é um modo de ruptura brusco e ocorre devido às tensões internas de tração induzidas por forças de compressão aplicadas em áreas reduzidas. O uso adequado de armaduras permite elevar tanto a resistência quanto a ductilidade destas



regiões estruturais. A Figura 1.2 mostra um caso de fissuras de fendilhamento em uma estrutura que recebe cargas concentradas de uma ponte.

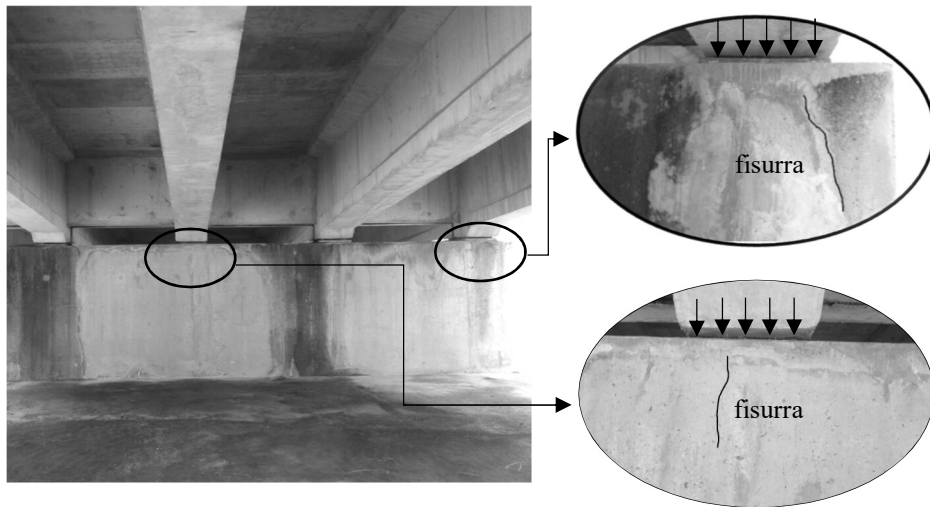


Figura 1.2 - Fissuras de fendilhamento em uma ponte localizada no município de Tucuruí - PA

GUYON (1963) *apud* SAHOO *et al.* (2009) foi o primeiro a estabelecer uma base teórica para analisar o fendilhamento de vigas protendidas, através de isopletas de compressão (*Isostatic lines of compression*). O carregamento concentrado em uma estrutura de concreto cria tensões internas de compressão que se distribuem no elemento, de forma a criar uma inclinação divergente no fluxo, conforme mostrado na Figura 1.3 a). Para manter o equilíbrio estático, surgem componentes transversais que tracionam o concreto. Estas tensões de tração são as responsáveis pelo surgimento da fissura de fendilhamento, caso ultrapassem a resistência à tração do concreto ( $f_{ct}$ ), e apresentam a mesma direção da aplicação de carga, como na Figura 1.3 b).

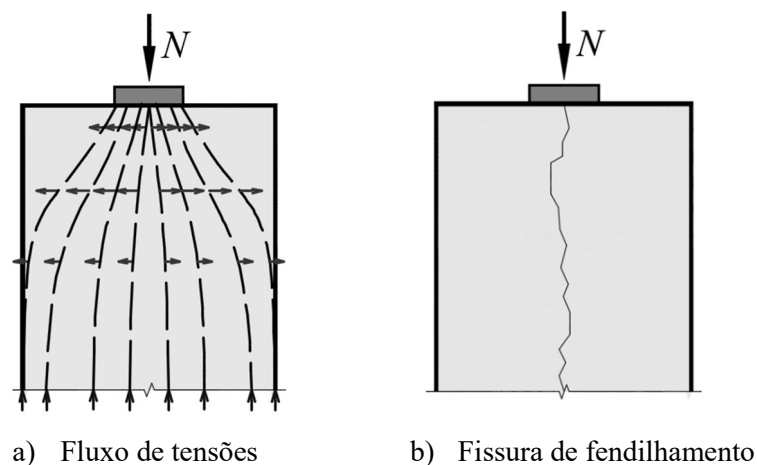


Figura 1.3 - Fluxo de tensões de compressão devido a um carregamento concentrado

As zonas comprimidas de elementos estruturais de concreto são também denominadas como bielas (ou escoras). Elas podem assumir diferentes tipos, de acordo com o fluxo de tensões de compressão que tentam discretizar, e a estimativa de resistência destas zonas é ainda hoje objeto de esforços científicos devido às muitas incertezas associadas (ver como referência MUTTONI *et al.*, 2015, TUCHSCHERER *et al.*, 2016, SU e LOOI, 2016 e SILVA e GIONGO, 2000). Normas de projeto como o ACI 318 (2014), *fib* Model Code 2010 (2013), Eurocode 2 (2004) e ABNT NBR 6118 (2014) apresentam procedimentos simplificados para cálculo da resistência de bielas, baseados em fatores de resistência, desenvolvidos de forma a reduzir a tensão resistente destas regiões como uma função do seu grau de fissuração.

No entanto, outros parâmetros também afetam a resistência ao fendilhamento. A investigação destes parâmetros vem sendo realizada através de ensaios experimentais em elementos prismáticos de concreto com carregamento concentrado em áreas reduzidas. Estes ensaios (ver como referência os trabalhos de CAMPIONE e MINAFÒ, 2011, SAHOO *et al.*, 2011 e PUJOL *et al.*, 2015, dentre outros) buscam representar modelos locais de regiões globais de grandes estruturas, conforme ilustrado na Figura 1.4. BROWN *et al.* (2006) e ARABZADEH *et al.* (2012) conduziram ensaios locais em espécimes prismáticos para analisar a influência da distribuição e das taxas de armaduras transversais na resistência ao fendilhamento. REGAN (1986) e SAHOO *et al.* (2008) analisaram a influência de diferentes níveis de concentração de carregamento na resistência ao fendilhamento de prismas de concreto armado simples e de concreto armado.

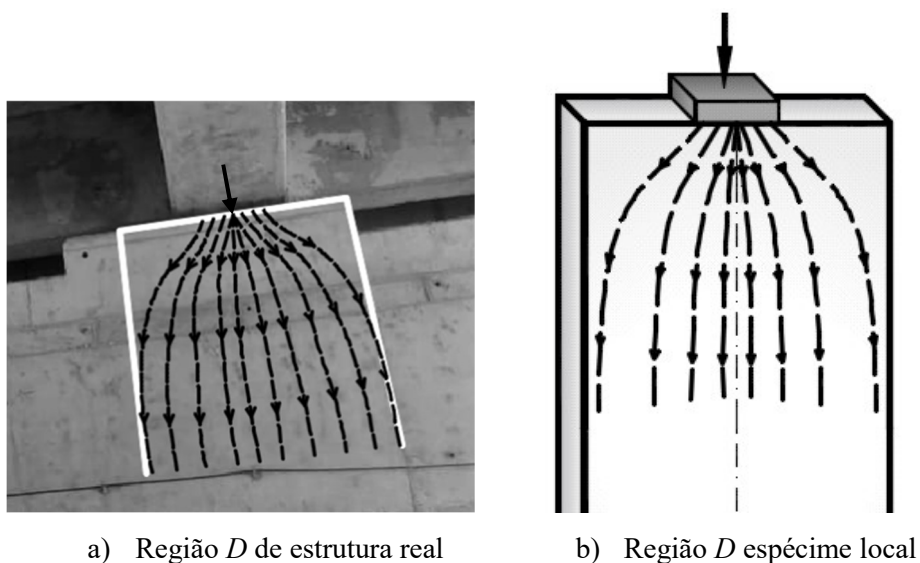


Figura 1.4 - Bielas em regiões de descontinuidade

## **1.1. JUSTIFICATIVA**

A resistência ao fendilhamento de estruturas de concreto com ARC é um tema relevante à comunidade científica em âmbito internacional. A substituição de agregados naturais por agregados reciclados tem se apresentado como uma alternativa ambientalmente sustentável para produção de concreto, e uma solução economicamente viável para a indústria de pré-fabricados de concreto. Entretanto, a utilização para uso estrutural ainda gera muitas incertezas devido às diversas variáveis características da própria natureza do material reciclado, como o tipo e a condição do material de origem, o procedimento de beneficiamento, a forma do agregado. O fendilhamento é um dos pontos críticos a ser analisado em estruturas pré-moldadas, e uma vez que depende de fatores relacionados à resistência do concreto, o estudo da influência do ARC na resistência e comportamento ao fendilhamento tem grande importância para a engenharia estrutural.

Somente em 2014 a norma brasileira para projeto de estruturas de concreto, a ABNT NBR 6118, recebeu um capítulo específico que orienta os projetistas brasileiros sobre como devem estimar a resistência de bielas. Este é um aspecto fundamental para o projeto de diversas regiões de estruturas pré-moldadas suscetíveis ao fendilhamento, como consolos curtos, dente-gerbers, blocos de fundação, zonas de ancoragem de cabos protendidos, dentre outras. Desta forma, é fundamental avaliar se as recomendações apresentadas pelas normas de projeto podem ser utilizadas para o caso de elementos estruturais com diferentes taxas de substituição de AN por ARC.

## **1.2. OBJETIVOS**

### **1.2.1. Objetivo geral**

Este trabalho tem como objetivo geral avaliar o comportamento e a resistência ao fendilhamento de elementos estruturais de concreto simples e armado com diferentes taxas de substituição de agregado graúdo natural (AGN) por agregado graúdo reciclado de concreto (AGRC).

### **1.2.2. Objetivos Específicos**

De forma específica, procura-se com esta pesquisa:

- Analisar experimentalmente a influência de substituições de AGN por AGRC em taxas de 0%, 30% e 100% nas deformações específicas, deslocamentos e resistência

- ao fendilhamento em modelos locais de forma prismática de concreto simples e armado;
- Avaliar a influência das armaduras transversais e da concentração de carregamento em uma direção, expressa através da razão entre a largura do espécime e da largura da aplicação de carga,  $b/a$ , no comportamento e resistência de espécimes locais sob fendilhamento em diferentes taxas de substituição de AGRC;
  - Verificar a aplicabilidade das normas ACI 318 (2014), o *fib* Model Code 2010 (2013), o Eurocode 2 (2004) e a ABNT NBR 6118 (2014) para uso seguro do AGRC em situações estruturais sob fendilhamento.

### **1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO**

Neste trabalho de dissertação estruturado em 5 capítulos, o capítulo 1 apresenta uma introdução geral do problema e a justificativa da pesquisa e os objetivos a serem cumpridos. No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica, onde são discutidas as características mais importantes do agregado graúdo reciclado de concreto sob ponto de vista da resistência e comportamento ao fendilhamento, apontado por diversos trabalhos disponíveis na literatura. Também são apresentados fatores e parâmetros relacionados ao fendilhamento, comumente abordados por pesquisas científicas internacionais e por normas para projeto de estruturas de concreto, ao longo do desenvolvimento histórico deste tema.

No capítulo 3 é apresentada a metodologia do trabalho, detalhando o programa experimental através das características dos espécimes, da descrição dos materiais e dos procedimentos para testes, assim como os instrumentos e meios para monitoramento do comportamento físico no decorrer dos ensaios. Também é apresentado um banco de dados contendo resultados de espécimes prismáticos de outros autores na literatura, para comparação com os resultados do programa experimental. No capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos através de tabelas e gráficos para análise qualitativa do comportamento e resistência ao fendilhamento. No capítulo 5 são discutidos os resultados e conclusões do trabalho. Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas para produção desta dissertação, assim como os anexos com informações complementares.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1. AGREGADO GRAÚDO RECICLADO DE CONCRETO**

#### **2.1.1. Definições**

A resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente - CONAMA 307 (2002) representou um marco no Brasil por estabelecer as diretrizes, critérios e procedimentos para gestão dos resíduos sólidos da construção civil (RSCC) e definiu como: “provenientes de construções, reformas, reparos e demolições de obras de construção civil, e os resultantes da preparação e da escavação de terrenos, tais como: tijolos, blocos cerâmicos, concreto em geral, solos, rochas, metais, resinas, colas, tintas, madeiras e compensados, forros, argamassa, gesso, telhas, pavimento asfáltico, vidros, plásticos, tubulações, fiação elétrica, etc”.

Em 2004 a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) publicou documentos para normatizar as técnicas de manejo e reciclagem de RCC para uso em pavimentos e concreto sem função estrutural:

ABNT NBR 15113 – Resíduos sólidos da construção civil e resíduos inertes – Aterros – Diretrizes para projeto, implantação e operação;

ABNT NBR 15114 – Resíduos sólidos da construção civil – Áreas de reciclagem – Diretrizes para projeto, implantação e operação;

ABNT NBR 15115 – Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Execução de camadas de pavimentação – Procedimentos;

ABNT NBR 15116 – Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural – Requisitos.

Segundo a ABNT NBR 9935 (2011), agregado reciclado de resíduos de construção civil é um material granular obtido do processo de beneficiamento de resíduos de construção ou demolição da construção civil, previamente triados e pertencentes à uma classe “A” que atende à resolução CONAMA 307:

Resíduos da Construção Civil Classe A:

- Resíduos de construção, demolição, reformas e reparos de pavimentação e de outras obras de infraestrutura, inclusive solos provenientes de terraplanagem;

- Resíduos de construção, demolição, reformas e reparos de edificações: componentes cerâmicos (tijolos, blocos, telhas, placas de revestimentos e outros), argamassa e concreto;
- Resíduos de processos de preparo e/ou demolição de peças pré-moldadas em concreto (blocos, tubos, meios-feios e outros) produzidos nos canteiros de obras.

A ABNT NBR 9935 (2011) estabelece que ARC é composto de no mínimo 90% em massa de fragmentos à base de cimento Portland ou de material pétreo, e pode compor a mistura de um novo concreto como agregado graúdo ou miúdo.

### 2.1.2. Características dos AGRC

Como aponta ETXEBERRIA *et al.* (2014), o agregado graúdo reciclado de concreto (AGRC) é basicamente um material processado pelo esmagamento de estruturas de concreto recentes ou antigas. O uso de AGRC para produção de concreto não é muito simples devido as diferenças de propriedades entre os agregados reciclados e os agregados graúdos naturais (AGN), além disto, a qualidade do agregado reciclado varia muito quando coletada de diferentes fontes, segundo ISMAIL e RAMLI (2013) e TABSH *et al.* (2009).

Conclusões de DE JUAN e GUTIÉRREZ (2009) e TAM e TAM (2007) apontam que as diferenças de propriedades do ARC não dependem apenas das propriedades do agregado natural de origem, mas também dos restos de argamassa aderida à superfície dos agregados reciclados. Segundo BEHERA *et al.* (2014) o agregado reciclado é composto basicamente por três componentes: o agregado de origem, a argamassa antiga aderida ao agregado; e a zona de transição entre os dois elementos, tão bem como a zona de transição com a matriz do novo concreto.

SANCHEZ (2004) *apud* CORDEIRO (2013) também comenta que um dos fatores responsáveis pelas características dos agregados reciclados, é o equipamento a ser utilizado no beneficiamento. Conforme cita LOPATIN *et al.* (2015), o processo de beneficiamento pode variar, como através de trituradores rotativos, trituradores de mandíbula, de cone, ou de rolo, sendo este um fator que tem influência na forma final do agregado. Segundo NUNES (2007), britadores de mandíbula formam partículas mais angulares, enquanto que os de impacto, por sua vez, formam agregados mais arredondados.

ETXEBERRIA *et al.* (2007) relata que o uso de trituradores de impacto produz agregados graúdos com menores porcentagens de argamassa aderidas. Entretanto, segundo BUTLER *et al.* (2011), a argamassa aderida às partículas promovem uma melhora na ligação do agregado com a nova matriz cimentícia, devido ao formato irregular e rugoso característico do AGRC.

A influência da forma dos agregados na resistência do concreto é mais evidente em ensaios de flexão do que em ensaios de compressão ou de tração por compressão diametral, segundo SILVA *et al.* (2015), mas concretos com agregados de formas mais angulares normalmente irão apresentar uma maior resistência. Isto ocorre devido à uma melhor aderência à pasta de cimento nas zonas de transição, do que agregados com formas mais arredondadas.

Segundo DE JUAN e GUTIÉRREZ (2009) a presença da argamassa antiga aderida às partículas de agregado reciclado é a principal razão para diminuição da qualidade da zona de transição no AGRC, sendo esta a maior responsável para perda de qualidade em comparação ao AN, uma vez que a argamassa antiga apresenta maior porosidade e microfissuras, conferindo ao AGRC uma menor densidade, maior absorção de água e menores mecanismos resistentes que um agregado natural.

HANSEN (1986) relaciona a perda de qualidade do agregado reciclado devido à argamassa aderida às partículas, proporcionando maior porosidade e menor densidade que AGN. Através de uma análise de banco de dados de resultados de outros autores, XIAO *et al.* (2006) afirma que a resistência à compressão de concretos com AGRC está linearmente relacionada à densidade do agregado.

O desenvolvimento de novas técnicas de reciclagem tem possibilitado um aumento na qualidade do agregado graúdo reciclado de concreto (AGRC), conforme mostram os trabalhos de ISMAIL e RAMLI (2013) apresentam um método para beneficiamento do AGRC através da imersão em ácido clorídrico, deteriorando parte da camada de argamassa antiga no agregado, melhorando a aderência com a nova matriz de cimentícia, com consequente aumento de resistência mecânica.

SHIMA *et al.* (2005) apresentam uma técnica chamada “*heating and rubbing method*” na qual através do aquecimento e atrito mecânico é feita uma redução da camada de argamassa aderida à superfície do agregado. Entretanto, de acordo com ISMAIL e RAMLI (2013) estes métodos necessitam muitas vezes de equipamentos específicos e envolvem um alto consumo de energia, tornando o processo menos atraente do ponto de vista ambiental e financeiro.

BEHERA *et al.* (2014) comentam que de uma maneira geral, através de resultados disponíveis na literatura, são observadas menores resistências mecânicas em concretos com agregados reciclados, o que pode ser explicado por parâmetros relacionados à qualidade do agregado, como microfissuras, porosidade e a fraca aderência à nova matriz de concreto, mas também dependem de fatores de dosagem como a relação água/cimento e de taxas de substituição de agregados reciclados.

Visando a aplicação em sistemas de produção de elementos pré-moldados de concreto com agregado reciclado, pesquisas experimentais como as de NOVÁKOVÁ e MIKULICA (2016) mostraram que a utilização de taxas de substituição de 20% de AGN por AGRC foi capaz de manter as propriedades físicas e mecânicas do concreto.

THOMAS *et al.* (2016) também relata que 20% de AGRC à mistura de concreto não prejudicaram a resistência mecânica. Segundo CORINALDESI (2010) para concretos com resistência de 30 até 40 MPa, a taxa de substituição por AGRC de 30% é adequada para manter as propriedades do concreto endurecido como resistência à compressão, tração e módulo de elasticidade.

TAM e TAM (2007) ensaiaram experimentalmente concretos com 0%, 20% e 100% de AGRC. De maneira geral, o autor encontrou menores valores de resistência mecânica para concretos com 100% de AGRC. TAM e TAM (2007) também encontraram melhores resultados de durabilidade e resistência em concretos produzidos com adição de água em duas etapas através da técnica *Two Stage Mixing Approach*.

KIM *et al.* (2015) analisaram a resistência da aderência de barras de aço embutidas em concretos com diferentes taxas de AGRC e fator água/cimento. De acordo com os resultados experimentais, foi observado que tanto a forma do agregado quanto a zona de



transição entre a nova matriz de cimento e o agregado reciclado tem influência na ancoragem das barras, onde agregados mais arredondados e mais porosos são os principais causadores por uma diminuição nessa aderência. Segundo BUTLER *et al.* (2011) a força de ancoragem de barras de aço em concretos com AGRC é de 10% a 20% inferior à concretos com AN, e relaciona à resistência do agregado e à energia de fratura.

Trabalhos como o de FATHIFAZL *et al.* (2010) e SAHOO *et al.* (2013) analisaram a resistência ao fendilhamento de vigas curtas com ARC. Os autores não encontraram uma redução de resistência devido o uso de agregados reciclados, entretanto, observaram que as estimativas de resistência do ACI 318 (2014) e Eurocode 2 (2004) foram inseguras, o que segundo SAHOO *et al.* (2013) está relacionado à alguns parâmetros que não são considerados por estas normas, como a inclinação da biela na estrutura.

### 2.1.3. Resistência à compressão

Para concretos com 100% de AGRC, trabalhos como os de RAHAL *et al.* (2007) relatam uma queda de até 9% na resistência à compressão em comparação à concretos fabricados com AN. Uma análise de resultados experimentais realizada por BEHERA *et al.* (2014) apontaram para uma diminuição na resistência à compressão na ordem de até 30%. BUTLER *et al.* (2011) encontraram uma redução de 12% a 25%, enquanto que BAIRAGI *et al.* (1992) relatam uma queda de até 60% na resistência à compressão.

ETXEBERRIA *et al.* (2006) através de um programa experimental conduzido em vigas, observaram que taxas de substituição de até 25% não influenciaram na resistência mecânica em comparação à espécimes somente com AN, e de maneira geral é uma taxa suficientemente adequada para manter as propriedades de resistência à compressão e durabilidade para uso estrutural.

ISMAIL e RAMLI (2013) apontam para reduções de resistência na ordem de 15% e 40% para taxas de substituições de 50% e 100%. KATZ (2003) através de resultados experimentais observou uma queda de resistência à compressão de concretos com AGRC de 24%. Para 100% de AGRC e mesma relação água/cimento, *a/c*. TABSH *et al.* (2009) relatam que reduções de 25% na resistência à compressão são comumente observados para trabalhos disponíveis na literatura analisando concretos com 100% AGRC.

ETXEBERRIA *et al.* (2007) através de resultados experimentais relatam que concretos com 100% de AGRC apresentaram uma queda de resistência à compressão de 20% até 25%, para mesma relação água/cimento e quantidade de cimento. O autor relata ainda que esta queda de resistência está relacionada à aderência entre a nova matriz cimentícia e a argamassa antiga.

Resultados de YANG *et al.* (2011) mostraram uma redução de apenas 6% para uma taxa de substituição de 100%, o autor aponta para a utilização de uma mesma relação água/cimento, e da não utilização de agregados finos reciclados como razões para este valor de perda de resistência.

Segundo RAO *et al.* (2007) concretos com 100% de substituição apresentam resistências à compressão similares à concretos sem substituição, para relação água/cimento acima de 0,55, mas observou uma queda de até 15% para relações *a/c* de 0,40. Segundo RAO *et al.* (2007) as quedas de resistência à compressão de concretos com AGRC também estão relacionadas às resistências dos agregados de origem.

Através de um programa experimental TABSH *et al.* (2009) observaram que as reduções na resistência à compressão do concreto com AGRC está relacionada à resistência à compressão dos concretos de origem, onde encontrou resistências de 10 a 15% inferiores para agregados reciclados de origens desconhecidas em comparação à AGRC produzidos de concretos de 30 MPa.

TABSH *et al.* (2009) observaram que de uma maneira geral, concretos com AGRC produzidos de concretos com maiores resistências tem uma perda inferior quando comparados à concretos com AN, do que concretos com resistências inferiores, tanto para compressão como para tração.

FATHIFAZL *et al.* (2009) propuseram um método de dosagem na qual quantifica a taxa de argamassa aderida no agregado reciclado, e produziu concretos com diferentes taxas de AGRC mantendo as resistências à compressão e tração do que concretos de referência com 0% de AGRC.

#### 2.1.4. Resistência à tração e Módulo de Elasticidade

RAO *et al.* (2005) encontraram que para 100% de substituição, a resistência à tração do concreto foi reduzida de 15 a 20%. Segundo RAO *et al.* (2007) a resistência à tração em relação à resistência à compressão de concretos com AGRC está na ordem de 9 a 13%. KATZ (2003) através de resultados experimentais observou uma queda de resistência à tração de concretos com AGRC de 9 a 13%. Para 100% de AGRC e mesmo fator água/cimento.

De acordo com SILVA *et al.* (2015) é esperada uma redução na resistência à tração de concretos com AGRC, entretanto, é possível controlar este efeito através de um controle maior na produção concreto, como na quantidade, tamanho, tipo e qualidade do agregado reciclado, podendo inclusive aumentar a resistência.

THOMAS *et al.* (2016) encontraram resistências à tração superiores em concretos com AGRC do que com AN, entretanto, isto está relacionado à diminuição do fator água/cimento devido o uso de agregados secos proporcionou uma maior quantidade de cimento à mistura.

Segundo ETXEBERRIA *et al.* (2007) concretos com 100% de AGRC apresentam resistência à tração semelhante ou até superiores em comparação à concretos com apenas AN. TABSH *et al.* (2009) não encontraram diferenças de resistência à tração de concretos com AGRC produzidos de concretos de 50 MPa em comparação à AN. Entretanto, observou uma queda de 10 a 15% quando utilizado AGRC beneficiado de materiais de fontes desconhecidas.

RAHAL (2007) através de análises de resultados experimentais relata uma queda de até 15% no Módulo de Elasticidade de concretos com 100% de AGRC. RAO *et al.* (2005) encontraram que para 100% de substituição, o módulo de elasticidade do concreto foi reduzido de 50 a 70% do concreto sem substituição. De acordo com ETXEBERRIA *et al.* (2007) concretos com 100% de AGRC também apresentam menores módulos de elasticidade.

Segundo CORINALDESI (2010) concretos com 30% de AGRC apresentam módulo de elasticidade 15% menor em comparação à 0% de AGRC, para mesmas resistências à

compressão. TABSH *et al.* (2009) relatam reduções de até 40% no módulo de elasticidade através de uma análise de resultados de outros autores.

## 2.2. FENDILHAMENTO

A ruptura por fendilhamento ocorre pela falha da biela formada devido à carregamentos concentrados de compressão. SCHLAICH *et al.* (1987) caracterizaram as bielas em 3 tipos: Prismáticas, Leque e Garrafa, cada uma com suas particularidades, mas que se diferenciam basicamente pela forma como as tensões de compressão vão se dispersar na estrutura. As bielas do tipo garrafa representam o estado de tensões característico de elementos sob fendilhamento, distribuindo-se no concreto de forma que se desenvolvam tensões transversais de tração, que são as responsáveis pela ruptura.

O comportamento e a resistência de bielas do tipo garrafa vem sendo objeto de estudo de diversos autores e abordado por diferentes normas de projeto de estruturas de concreto. Este capítulo apresenta um embasamento teórico acerca de fatores que são considerados importantes para determinação da resistência ao fendilhamento de estruturas de concreto.

### 2.2.1. Fator de eficiência da biela

O fator de eficiência da biela ( $\beta_s$ ) expressa o quanto o concreto consegue suportar as tensões máximas de compressão, apresentado pela resistência efetiva da biela ( $f_{ce}$ ), em função da resistência à compressão axial ( $f_c$ ), como mostrado na Equação 2.1, portanto, valores inferiores a 1 apontam para uma redução na capacidade resistente da estrutura. Diversos autores apontam que espécimes sob carregamento concentrado desenvolvem bielas com tensões transversais de tração que são responsáveis pela redução de  $\beta_s$ . Entretanto, não há um consenso na literatura, ou em códigos normativos, acerca da grandeza deste fator, ou a influência que outros parâmetros possam ter sobre ele.

$$f_{ce} = \beta_s \cdot f_c \quad \text{Equação 2.1}$$

A seguir será apresentada uma revisão bibliográfica acerca do fator de eficiência da biela e como é abordado de diferentes maneiras por diversos autores na literatura ao longo do desenvolvimento histórico do tema. Os fatores utilizados a seguir terão sua simbologia

adaptadas de forma a manter uma padronização ao longo deste trabalho, e todas as unidades estão no S.I.

MARTI (1985) compara resultados experimentais de vigas e relata uma redução de 60% da resistência do concreto como valor adequado para resistência de bielas. Segundo o autor este valor ainda pode ser reduzido ou aumentado, dependendo de circunstâncias específicas como a distribuição dos esforços internos, presença de armaduras distribuídas, confinamento lateral, entre outros. MARTI (1985) sugere ainda que valores mais precisos de  $f_{ce}$  devem ser baseados nas deformações do fluxo de tensões assumido.

O trabalho de SCHLAICH *et al.* (1987) representou um marco para o dimensionamento de estruturas com descontinuidades, uma vez que propôs valores de resistências para bielas e que, segundo BROWN *et al.* (2006), antes disso eram adotadas mais pelo bom senso e experiência do projetista. SCHLAICH *et al.* (1987) propuseram reduções em  $f_{ce}$  de forma simplificada, conforme apresentado na Tabela 2.1, com valores de  $\beta_s$  que dependem do estado de tensões, onde as bielas que desenvolvem tensões transversais de tração têm valor de 0,8 de  $f_c$  para casos onde hajam ou não a presença de armaduras para absorção destas tensões.

Tabela 2.1 - Fator de eficiência da biela, segundo SCHLAICH *et al.* (1987)

$\beta_s$	Condição
1,0	Para estados de tensão de compressão uniaxial e sem distúrbios
0,8	Para bielas onde deformações transversais de tração no concreto, com ou sem armaduras, possam causar fissurações paralelas ao eixo da biela. Também se aplica para regiões nodais onde há presença de armaduras
0,6	Para situações como descritas acima, mas para fissuração inclinada
0,4	Para outros casos

VECCHIO e COLLINS (1986), através do *Modified Compression Field Theory* demonstraram que as deformações transversais de tração resultam em uma redução substancial na resistência e rigidez do concreto na compressão, e esta redução aumenta com a tensão de tração principal. Os autores propuseram um coeficiente análogo à  $\beta_s$

chamado de coeficiente de abrandamento (*softening coefficient*) que pudesse quantificar a redução de resistência, mostrado pela Equação 2.2.

$$f_{ce} = \beta_s \cdot f_c = \frac{1}{(0,8 + 170 \cdot \varepsilon_1)} \cdot f_c \leq f_c \quad \text{Equação 2.2}$$

Onde:

$\varepsilon_1$  é a deformação de principal de tração, que pode ser obtida através da Equação 2.3.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s - \varepsilon_2) \cot^2 \alpha_s \quad \text{Equação 2.3}$$

Onde:

$\varepsilon_2$  é a deformação principal de compressão no concreto (igual a -0,002);

$\alpha_s$  é a inclinação da biela com o tirante.

Baseado nisto, AL-NAHLAWI e WIGHT (1992) através de um programa experimental propôs uma equação semelhante, mas levando em consideração um fator para concretos leves ( $\lambda$ ) e um fator de redução de resistência ( $\Phi$ ) de 0,6 (ver Equação 2.4). O valor de  $\varepsilon_1$  é o mesmo da Equação 2.3.

$$\sigma_u = \beta_s \cdot f_c = \frac{\lambda \cdot \phi}{(0,8 + 170 \cdot \varepsilon_1)} \cdot f_c \leq \lambda \cdot \phi \cdot f_c \quad \text{Equação 2.4}$$

REGAN (1986) também apresenta uma formulação para  $\beta_s$ , relacionando a taxa de armadura e o fator de concentração de carregamento como variáveis diretas, conforme mostrado na Equação 2.5.

$$\frac{\sigma_u}{f_c} = 0,75 + 1,85 \left( \frac{\rho f_y}{f_c} \right) \left( \frac{b}{a} \right) \leq 0,75 \sqrt{\frac{b}{a}} \quad \text{Equação 2.5}$$

BERGMEISTER *et al.* (1991) apresentam um fator de eficiência da biela como uma função somente da resistência do concreto, conforme mostrado na Equação 2.6, válida para concretos com resistência de 20 a 80 MPa. Ainda segundo o autor, NIELSEN *et al.* (1978)

e RAMIREZ e BREEN (1983) também apresentam fatores de eficiência em função da resistência à compressão do concreto (ver Equação 2.7 e Equação 2.8).

$$\beta_s = 0,5 + \frac{1,25}{\sqrt{f_c}} \quad \text{Equação 2.6}$$

$$\beta_s = 0,7 - \frac{f_c}{200} \quad \text{Equação 2.7}$$

$$\beta_s = \frac{2,82}{\sqrt{f_c}} \quad \text{Equação 2.8}$$

VECCHIO e COLLINS (1993) através de uma análise estatística de resultados experimentais formularam dois novos modelos de abrandamento (*softening models*) para  $f_c$  superiores à 55 MPa, os coeficientes de eficiência  $\beta_{s,A}$  e  $\beta_{s,B}$  correspondem aos modelos *A* e *B*. O modelo *A* foi formulado levando em consideração a resistência do concreto e o abrandamento (*strain softening*), enquanto que o modelo *B* ignora a resistência do concreto.

Modelo *A*:

$$\beta_{s,A} = \frac{1}{1 + K_c K_f} \quad \text{Equação 2.9}$$

Onde:

$K_c$  representa o efeito da fissuração e deformação transversal (Equação 2.10);

$K_f$  representa o efeito da resistência do concreto  $f_c$  (Equação 2.11).

$$K_c = 0,35 \left( \frac{-\varepsilon_1}{\varepsilon_2} - 0,28 \right)^{0,8} \quad \text{Equação 2.10}$$

$$K_f = 0,1825 \sqrt{f_c} \geq 1,0 \quad \text{Equação 2.11}$$

Modelo *B*:

$$\beta_{s,A} = \frac{1}{1 + K_c} \quad \text{Equação 2.12}$$

Onde  $K_c$  representa o efeito da fissuração e deformação transversal (Equação 2.13);

$$K_c = 0,27 \left( \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0} - 0,37 \right) \quad \text{Equação 2.13}$$

Onde:  $\varepsilon_0$ : é a deformação correspondente à tensão de pico de corpo de prova cilíndrico.

Através de uma análise de banco de dados de vigas curtas e consolos, FOSTER e MALIK (2002) fizeram adaptações à formulação de VECCHIO e COLLINS (1986) (Equação 2.2), substituindo o termo de deformação principal de tração ( $\varepsilon_1$ ) pelo termo  $a/z$ , descrito na Figura 2.1. Os autores relatam que  $f_c$  mostrou ser um parâmetro com baixa influência sobre  $\beta_s$ , enquanto que o ângulo de inclinação da biela (expresso por  $a/z$ ) em relação ao eixo longitudinal da estrutura mostrou-se mais influente. A formulação proposta por FOSTER e MALIK (2002) é apresentada na Equação 2.14.

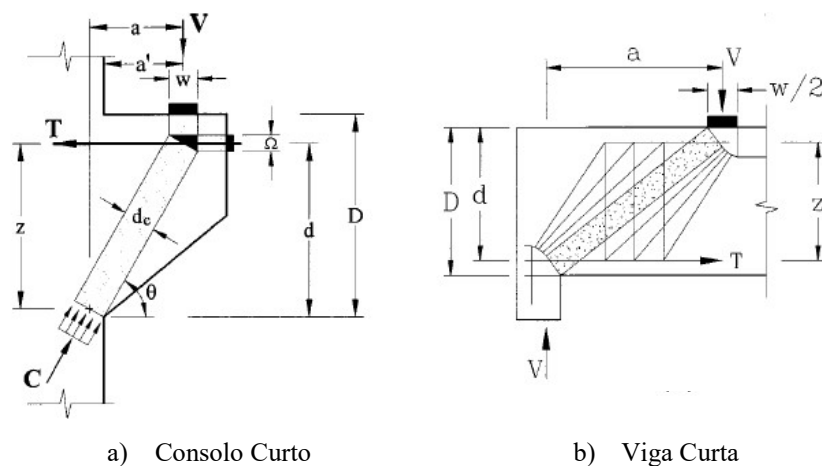


Figura 2.1 - Modelos de Bielas e Tirantes (FOSTER e MALIK, 2002)

$$\beta_s = \frac{1}{1 + 0,66(a/z)^2} \quad \text{Equação 2.14}$$



BROWN e BAYRAK (2008) através de uma análise estatística de banco de dados contendo resultados de vigas curtas, desenvolveu dois fatores de eficiência, incorporando a influência da inclinação, resistência do concreto, geometria da biela e armadura de cisalhamento. O primeiro é referente à bielas com armaduras transversais enquanto que o segundo é para bielas sem armaduras, ou em uma quantidade insuficiente (ver Equação 2.15 e Equação 2.16).

$$\beta_s = \frac{2,7}{(a/d)\sqrt{f_c}} \leq 0,85 \quad \text{Equação 2.15}$$

$$\beta_s = \frac{0,89}{(a/d)\sqrt{f_c}} \leq 0,85 \quad \text{Equação 2.16}$$

A formulação de SAHOO *et al.* “(2009)b” leva em consideração parâmetros como a taxa de concentração de carregamento e a inclinação da biela em relação ao eixo longitudinal do elemento, conforme mostrado na Equação 2.17.

$$\beta_s = \left(0,6 + \frac{0,05}{r_c}\right) \frac{\alpha_s}{90} + 55\rho_t \quad \text{Equação 2.17}$$

Onde:

$r_c$  é o fator de concentração de carregamento adotado pelo autor (Equação 2.18);

$\alpha_s$  é o ângulo da biela com o eixo longitudinal da estrutura;

$\rho_t$  é a taxa de armadura da biela calculada conforme Equação 2.23.

$$r_c = \frac{a}{b} = \frac{a}{h/2} = \frac{2a}{h} \quad \text{Equação 2.18}$$

### 2.2.2. ACI 318 (2014)

O ACI 318 (2014) apresenta procedimentos gerais para projetos de estruturas de concreto armado utilizando o Método de Bielas e Tirantes. A abordagem utilizada para classificação de bielas tem origem em trabalhos como de SCHLAICH *et al.* (1987), COLLINS e

MITCHELL (1991), MACGREGOR (2012), entre outros que dependem do estado de tensões desenvolvidos na biela, conforme mostra a Figura 2.2. Problemas de fendilhamento estão relacionados à tensões transversais de tração provocadas por um carregamento aplicado de forma parcial à estrutura de concreto, desta forma o caso em estudo é o de bielas do tipo garrafa.

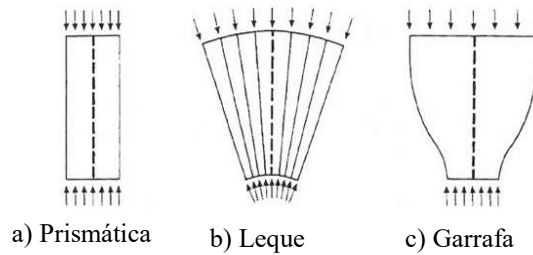


Figura 2.2 - Tipos de Bielas, adaptado de SCHLAICH *et al.* (1987)

A Equação 2.19 apresenta de forma simplificada uma verificação da resistência nominal de qualquer biela, onde  $f_{ce}$  é a resistência efetiva da biela e  $A_{cs}$  é a área da seção transversal da área de carregamento, ilustrado na Figura 2.3. Para casos onde existam armaduras longitudinais na biela, a equação passa a levar em consideração um ganho de resistência à compressão devido estas armaduras, conforme mostra a Equação 2.19.

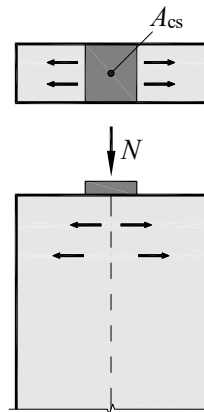


Figura 2.3 - Resistência nominal da biela

$$N_u = f_{ce} \cdot A_{cs} \quad \text{Equação 2.19}$$

$$N_u = f_{ce} \cdot A_{cs} + f_s \cdot A_s \quad \text{Equação 2.20}$$

A resistência efetiva da biela ( $f_{ce,ACI}$ ), mostrado na Equação 2.21, depende do tipo de biela existente, onde para as do tipo garrafa há uma redução na resistência devido às tensões transversais de tração que é adotada pelo ACI na forma de um fator de rendimento  $\beta_{s,ACI}$ , conforme mostra a Equação 2.22. Este fator depende da presença ou não de uma taxa de armadura mínima, calculada de acordo com a Equação 2.23 e mostrado na Figura 2.4.

$$f_{ce,ACI} = \beta_{s,ACI} \cdot f_c \quad \text{Equação 2.21}$$

$$\beta_{s,ACI} = \begin{cases} 0,75 \cdot 0,85 = 0,63 & \text{para } \rho_s \geq 0,3\% \\ 0,60 \cdot 0,85 = 0,51 & \text{para } \rho_s < 0,3\% \end{cases} \quad \text{Equação 2.22}$$

$$\rho_t = \sum \frac{A_{si}}{b_s \cdot s_i} \cdot \sin \alpha_i \quad \text{Equação 2.23}$$

Onde:

$i$  é a camada de armadura que cruza a biela;

$A_{si}$  é a área da seção transversal da armadura;

$b$  é a largura da biela;

$s$  é o espaçamento das barras;

$\alpha_i$  é o ângulo das barras com o eixo longitudinal da biela, conforme mostrado na Figura 7.

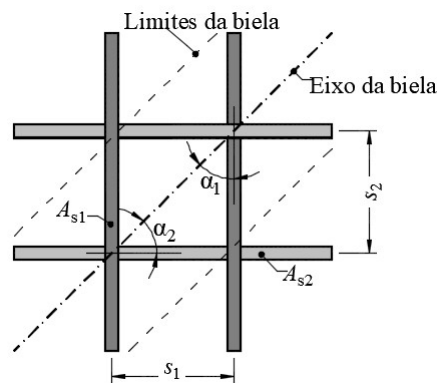


Figura 2.4 - Esquemático para cálculo da taxa de armadura, adaptado de ACI 318 (2014)

### 2.2.3. fib MODEL CODE 2010 (2013)

Para o cálculo da resistência nominal da biela, o *fib* Model Code 2010 (2013) utiliza a Equação 2.19. Embora não se refira aos tipos de biela da mesma maneira como o ACI 318 faz (bielas prismáticas, leque ou garrafa), também discrimina quanto ao estado de tensões desenvolvido através do fator de eficiência da biela ( $\beta_{s,MC10}$ ). Para calcular a resistência ao fendilhamento de uma estrutura de concreto, dentre as opções de estado de tensões que o MC10 aborda, a mais adequada é a de bielas que desenvolvem tensões de tração perpendiculares à direção da compressão, conforme mostrado na Figura 2.5. A Equação 2.24 apresenta a resistência efetiva da biela ( $f_{ce,MC10}$ ) e a Equação 2.25 apresenta o fator de eficiência da biela. Diferentemente do que ocorre no ACI 318, o MC10 considera que toda biela com tensões transversais de tração tem armaduras para absorver estas tensões.

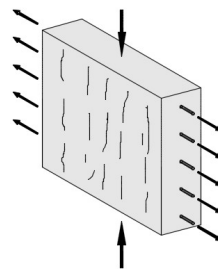


Figura 2.5 - Estado de tensões da biela com tensões transversais de tração (adaptado de *fib* Model Code 2010, 2013)

$$f_{ce,MC10} = \frac{\beta_{s,MC10} \cdot f_c}{1,4} \quad \text{Equação 2.24}$$

$$\beta_{s,MC10} = 0,75 \cdot (30/f_c)^{1/3} \quad \text{Equação 2.25}$$

#### 2.2.4. EUROCODE 2 (2004)

O Eurocode 2 (2004) apresenta suas recomendações normativas para projetos pelo Método de Bielas e Tirantes, de uma maneira geral são abordagens bem simplificadas assim como as outras normas, não levando em consideração outros parâmetros que não sejam a resistência do concreto para cálculo da resistência ao fendilhamento. A Equação 2.19 é utilizada para a estimativa da resistência nominal. A resistência efetiva da biela ( $f_{ce,EC2}$ ) é calculada de acordo com a Equação 2.26 e tem este fator reduzido devido ao estado de tensões desenvolver tensões transversais de tração, diminuindo a resistência da biela,

conforme mostrado na Figura 2.6. A Equação 2.27 apresenta o fator de eficiência da biela. Assim como o MC10, o EC2 não faz distinção na presença ou não de armaduras.

$$f_{ce,EC2} = \beta_{s,EC2} \cdot f_c \quad \text{Equação 2.26}$$

$$\beta_{s,EC2} = 0.60 \cdot \left(1 - f_c/250\right) \quad \text{Equação 2.27}$$

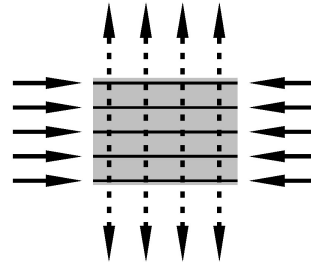


Figura 2.6 - Estado de uma biela com tensões transversais de tração, adaptado de Eurocode 2 (2004)

### 2.2.5. ABNT NBR 6118 (2014)

A norma brasileira apresenta em seu capítulo sobre projetos com o Método de Bielas e Tirantes recomendações nos mesmos moldes da *fib* Model Code 2010 (2013), utilizando a Equação 2.19 para cálculo da resistência nominal ao fendilhamento, e para cálculo da resistência efetiva da biela ( $f_{ce,NBR}$ ) segue conforme mostrado na Equação 2.28 e  $\beta_{s,NBR}$  é apresentado na Equação 2.29. Diferentemente do que ocorre com o ACI 318 (2014), a norma brasileira considera apenas bielas com armaduras, assim como o Eurocode 2 e Model Code 2010.

$$f_{ce} = \beta_{s,NBR} \cdot \frac{f_c}{1,4} \quad \text{Equação 2.28}$$

$$\beta_{s,NBR} = 0.72 \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \quad \text{Equação 2.29}$$

### 2.2.6. Fator de concentração de carregamento e fator de forma

SAHOO *et al.* “(2009)a” realizaram ensaios em prismas de concreto com razão  $h/b = 1$  e  $b/a = 1,5; 3,0; 6,0; 12,0$ . Os resultados mostraram valores maiores de eficiência conforme aumentado os valores de concentração de carregamento, que conforme concluem os

autores, é um parâmetro que está relacionado com a dispersão da biela e com o surgimento de tensões transversais de tração.

CAMPIONE e MINAFÒ (2011), também variaram a razão  $b/a$  em espécimes prismáticos e concluíram que carregamentos mais concentrados apresentaram menores resultados de carga-deslocamento. Entretanto, se analisados pela relação de  $\sigma_w/f_c$ , é observado um aumento de eficiência da biela conforme  $b/a$  aumenta.

REGAN (1986) ensaiou prismas com razão  $h/b = 2$  e  $b/a = 2,5; 5,0; 10,0$ . Também foi observado que a biela formada consegue, através de  $\beta_s$ , ter maior resistência quanto mais concentrado é o carregamento. Segundo o autor, de forma simplificada, pode-se supor que para qualquer razão  $b/a$ , o  $b$  governa o espalhamento da biela até que o ângulo de dispersão atinja um limite superior relacionado à área disponível de concreto.

Os resultados de ADEBAR e ZHOU (1993) *apud* LAUGHERY e PUJOL (2015) mostram um ganho de  $\beta_s$  conforme  $b/a$  aumenta. Contudo, através de resultados experimentais em espécimes prismáticos sem armadura, LAUGHERY e PUJOL (2015) não encontraram resultados que pudessem apontar para uma perda de eficiência de bielas do tipo garrafa ( $b/a > 1$ ) em comparação às bielas prismáticas ( $b/a = 1$ ). Entretanto, estas análises podem ter sido prejudicadas, uma vez que o autor não manteve constante o fator que relaciona a forma do espécime prismático, expresso por  $h/b$ .

Os gráficos da Figura 2.7 mostram resultados de uma análise Linear-Elástica pelo Método dos Elementos Finitos de espécimes prismáticos, com  $b/a$  e  $h/b$  como variáveis. São apresentados gráficos da tensão transversal ( $\sigma_t$ ) sob a tensão aplicada de compressão no espécime ( $\sigma_0$ ) e como se distribuem ao longo do eixo longitudinal do prisma. De uma maneira geral, espécimes com  $h/b = 1$  desenvolvem mais tensões transversais do que espécimes com  $h/b = 2$ , em relação à tensão aplicada.

Além disto, é observada uma curva mais distribuída para os espécimes de  $h/b = 1$ , de forma que, em um modelo de Bielas e Tirantes, o tirante se posicionaria no centro do espécime, enquanto que são observadas curvas mais concentradas para os espécimes de  $h/b = 2$ , que resultariam em tirantes próximos à  $0,2h$ . Desta forma, o fator de forma  $h/b$  também tem

relação na forma como as tensões transversais se distribuem nos prismas, uma vez que está relacionado ao ângulo de abertura da biela.

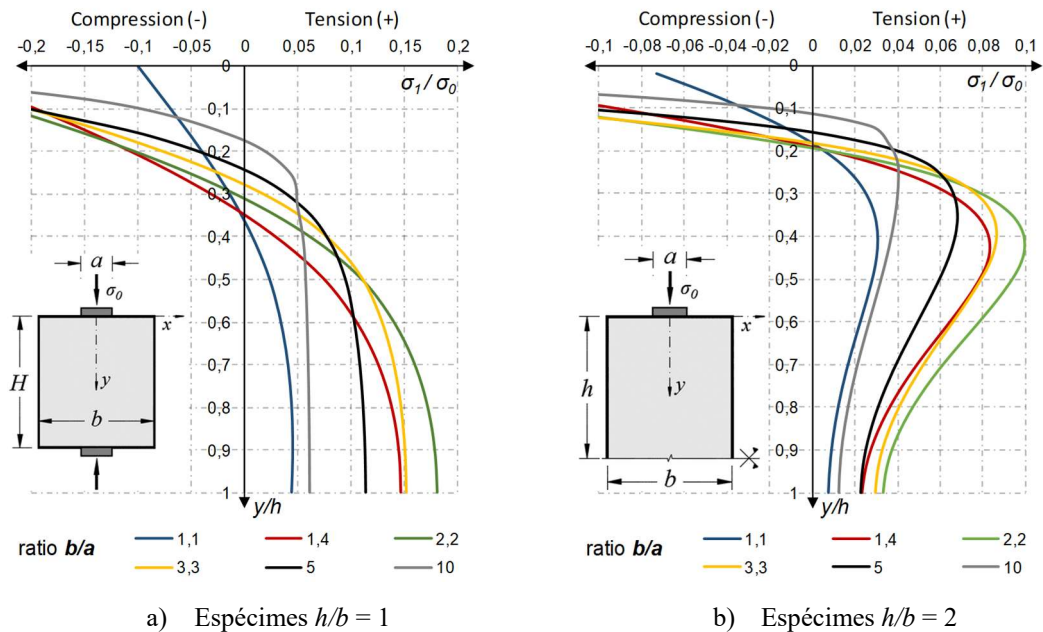


Figura 2.7 - Distribuição de tensões transversais de tração em função de  $b/a$  (Pelo autor)

Sobre a influência do fator de concentração de carregamento no modo como são distribuídas as tensões transversais, de maneira geral são observadas relações menores de  $\sigma_t/\sigma_0$  conforme  $b/a$  aumenta de 3,3; 5,0 e 10,0, assim como foram observados um ganho de eficiência da biela conforme o carregamento se torna mais concentrado. Para faixas de  $b/a$  de 1,1; 1,4 e 2,2 esta relação entre tensões decresce, mostrando uma resposta contrária ao observado anteriormente, com  $\beta_s$  reduzindo para espécimes com  $b/a$  nesta faixa.

MACGREGOR (2012) e LEONHARDT e MONNIG (1978) apresentam relações de geometria de um espécime local de concreto e a intensidade da resultante de tração através de uma análise analítica dos campos de tensão desenvolvidos, conforme mostra a Figura 2.8. A intensidade da tensão transversal de tração pode ser calculada de acordo com a Equação 2.30. Esta análise, entretanto, é válida apenas para espécimes prismáticos onde a altura  $h$  é pelo menos duas vezes a largura do espécime ( $h = 2b$ ).

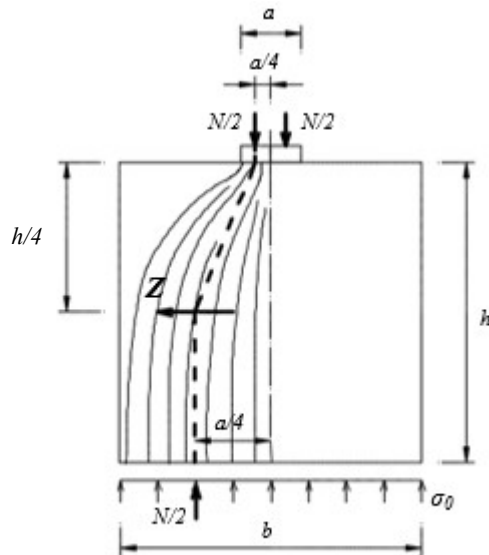


Figura 2.8 - Relações de geometria com a intensidade da resultante de tração transversal (adaptado de LEONHARDT e MONNIG, 1978)

$$Z = 0,25 \cdot N \cdot \left( \frac{b-a}{b} \right) \quad \text{Equação 2.30}$$

As normas AASHTO (2005) e BS 8110-1 (1997) *apud* SAHOO *et al.* (2009)a, também apresentam suas equações para cálculo da tensão transversal máxima através da análise do fluxo de tensões, conforme apresentado na Equação 2.31 para SAHOO *et al.* “(2009)a”, Equação 2.32 para AASHTO e Equação 2.33 para BS 8110-1, e seguem os mesmos princípios da Equação 2.30.

$$Z = 0,23 \cdot N \cdot \left( 1 - \frac{a}{b} \right) \quad \text{Equação 2.31}$$

$$Z = 0,30 \cdot N \cdot \left( 1 - \frac{a}{b} \right) \quad \text{Equação 2.32}$$

$$Z = k \cdot N \cdot \left( 1 - \frac{a}{b} \right) \quad \text{Equação 2.33}$$

Onde:

$k$  é uma constante que varia de 0,29 até 0,37.



### 2.2.7. Armaduras transversais

A ruptura por fendilhamento é em geral brusca, podendo levar à ruína total da estrutura. O uso de armaduras transversais de tração, ou armaduras de fretagem, possibilita uma maior ductilidade ao concreto, controle de fissuração e resistência. Entretanto, segundo SAHOO *et al.* (2011), “há uma falta de unanimidade nas atuais normas de projeto e na literatura em relação à função das armaduras transversais”. Sobre a resistência, o ACI 318 (2014) acrescenta um ganho de eficiência de 15% em relação à bielas do tipo garrafa com armadura em relação à sem armaduras, independentemente da forma como são distribuídas, apenas atendendo um valor mínimo de 0,3%.

Trabalhos experimentais em prismas como os de BROWN *et al.* (2006) avaliaram a influência da taxa de armadura e da forma como são distribuídas: Concentradas em pontos específicos, distribuídas ao longo do prisma, inclinadas em relação ao eixo da biela e o uso de diferentes taxas de armadura. O autor não encontrou diferenças de resistência em relação à espécimes com armaduras e sem armaduras, e aponta que a taxa mínima de 0,3% do ACI 318 é imprudente.

Por sua vez, SAHOO *et al.* (2011) ensaiou espécimes prismáticos com armadura e encontrou uma influência positiva no fator de eficiência de bielas com a utilização de armaduras transversais. Ele também questiona o fator de eficiência constante do ACI, bastando atender um valor mínimo, e propõem um método analítico para determinação deste valor de  $\beta_s$ .

ARABZADEH *et al.* (2012) fez uma análise do método para cálculo de  $\beta_s$  de VECCHIO e COLLINS (1986) (Equação 2.2), e observou que ele diminui para concretos com altas resistências, e que em estruturas de concreto armado de alta resistência, a função da armadura é mais sensível do que em estruturas com concreto de resistência normal.

REGAN (1986) ensaiou espécimes locais parcialmente carregados com armaduras transversais, e os resultados mostraram um ganho de resistência ao fendilhamento com o aumento da taxa de armadura. REGAN (1986) também observou que espécimes com carregamentos muito concentrados, ou seja, grandes valores de  $b/a$ , o ganho de resistência dos espécimes devido às armaduras foi pequeno, quase nulo em comparação ao de referência sem armadura.

### 3. METODOLOGIA

Foi desenvolvido um programa experimental conduzido no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA) no Campus de Tucuruí (CAMTUC) e os resultados foram comparados com um banco de dados construído a partir de resultados de outros trabalhos disponíveis na literatura. Nesta sessão serão descritos os objetos de estudo e as técnicas utilizadas para desenvolvimento desta pesquisa através dos tópicos Programa Experimental e Banco de Dados.

#### 3.1. PROGRAMA EXPERIMENTAL

##### 3.1.1. Características dos espécimes

Esta pesquisa desenvolveu um programa experimental com 36 espécimes prismáticos de concreto simples e armado, com a finalidade de analisar a influência da taxa de substituição de agregado graúdo natural (AGN) por agregado graúdo reciclado de concreto (AGRC) na resistência ao fendilhamento. Além disso, os ensaios realizados permitem avaliar o efeito do fator de concentração de carregamento ( $b/a$ ) e do uso de armaduras transversais, na resistência, mecanismo de ruína e ductilidade ao fendilhamento de prismas de concreto.

Os ensaios buscam representar de forma local zonas de descontinuidade, como pode ocorrer, por exemplo, em elementos pré-moldados, elementos protendidos, elementos de fundação, e outros que possam desenvolver tensões transversais de tração ao longo de uma biela. Foi escolhida uma geometria que pudesse representar esta região de distúrbio de tensões, possibilitando fazer uma análise de parâmetros de resistência ao fendilhamento sem a interferência de outros mecanismos resistentes que poderiam ocorrer em estruturas reais, como efeito arco ou efeito pino em vigas curtas, por exemplo.

Os espécimes apresentam forma prismática medindo 300 mm de largura ( $b$ ), 600 mm de altura ( $h$ ) e 150 mm de espessura ( $e$ ), conforme mostra a Figura 3.1. Os prismas foram projetados com o objetivo de ter uma ruptura por fendilhamento através da aplicação de uma Carga Máxima de Compressão ( $N_u$ ) em uma área de contato concentrada na superfície de concreto, que foi controlada através da relação entre a largura da superfície de carregamento ( $a$ ) com a largura dos espécimes, através do fator de concentração de carregamento ( $b/a$ ). Foram feitas 3 variações em  $b/a$  através de chapas de aço com larguras

de 100 mm, 60 mm e 35 mm, com espessuras e larguras fixadas em 35 mm e 150 mm, respectivamente, como mostrado na Figura 3.2.

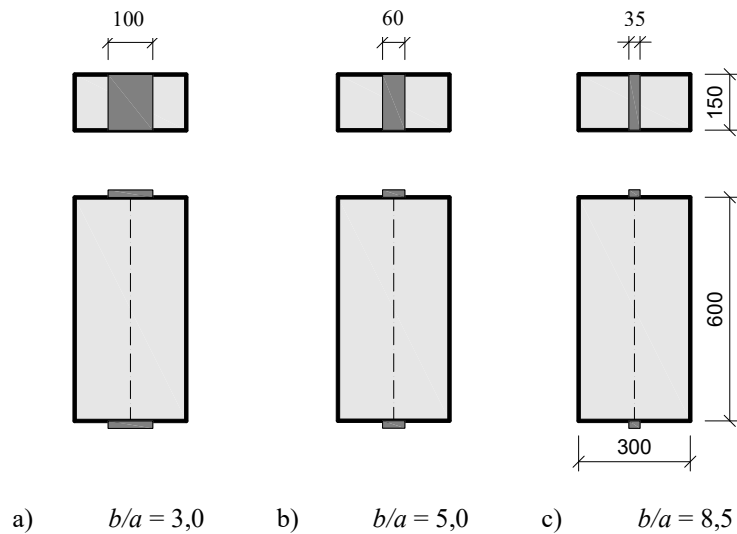


Figura 3.1 - Dimensões dos espécimes do programa experimental

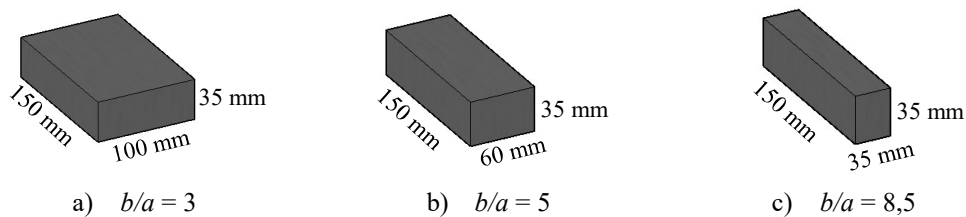


Figura 3.2 - Chapas metálicas usadas para apoio e aplicação de carga

No total foram moldados 36 prismas, dividido em 3 séries com 12 cada, conforme apresenta a Tabela 3.1. A principal variável de cada série foi a taxa de substituição por AGRC de 0%, 30% e 100%. A nomenclatura utilizada busca indicar os seguintes dados:

- Taxa de Substituição de Agregado (0, 30 e 100 – 0%, 30% e 100% de AGRC);
- Concreto simples ou armado (P ou R – *Plain* ou *Reinforced*);
- Fator de concentração de carregamento (3; 5 ou 8 –  $b/a$  igual à 3; 5 ou 8,5);
- Monitorado por extensômetros (1 se positivo ou 2 para negativo).

Então o espécime 30-R-8-2, por exemplo, é um prisma com 30% de substituição de AGN por AGRC (**30**), com armadura transversal (**R**), fator de concentração  $b/a$  igual à 8,5 (**8**) e não é monitorado por extensômetros (**2**), como mostra a Figura 3.3.

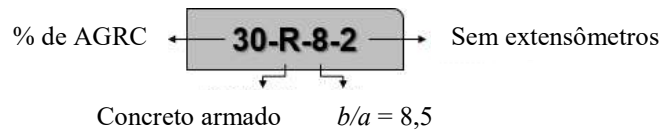
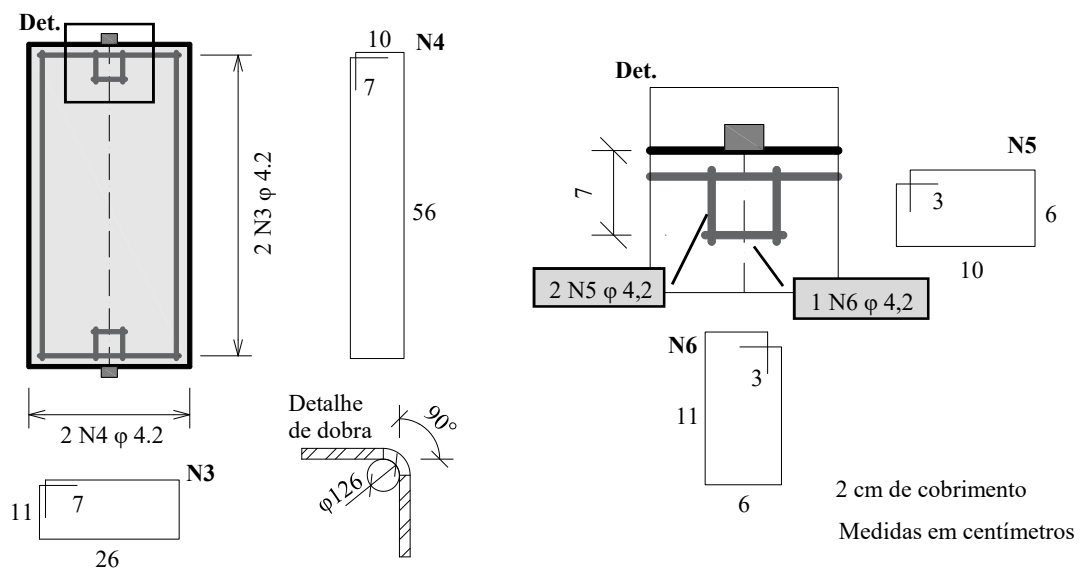


Figura 3.3 - Nomenclatura dos espécimes do programa experimental

Tabela 3.1 - Características gerais dos espécimes

Série	$\rho_t$ (%)	$b/a$	Espécime
0%	0,0	3,0	0-P-3-1
			0-P-3-2
		5,0	0-P-5-1
			0-P-5-2
		8,5	0-P-8-1
			0-P-8-2
	0,3	3,0	0-R-3-1
			0-R-3-2
		5,0	0-R-5-1
			0-R-5-2
		8,5	0-R-8-1
			0-R-8-2
30%	0,0	3,0	30-P-3-1
			30-P-3-2
		5,0	30-P-5-1
			30-P-5-2
		8,5	30-P-8-1
			30-P-8-2
	0,3	3,0	30-R-3-1
			30-R-3-2
		5,0	30-R-5-1
			30-R-5-2
		8,5	30-R-8-1
			30-R-8-2
100%	0,0	3,0	100-P-3-1
			100-P-3-2
		5,0	100-P-5-1
			100-P-5-2
		8,5	100-P-8-1
			100-P-8-2
	0,3	3,0	100-R-3-1
			100-R-3-2
		5,0	100-R-5-1
			100-R-5-2
		8,5	100-R-8-1
			100-R-8-2

Todos os prismas apresentam uma armadura de contorno para garantir a integridade das peças no manuseio e locomoção dentro do laboratório por meio de ganchos de aço, como mostra a Figura 3.4 a). Estas armaduras, não proporcionam aumento de resistência ao fendilhamento, uma vez que não se posicionam dentro do plano de ruína, portanto, não absorvendo as tensões transversais de tração. Em todos os prismas também foram utilizadas armaduras com mesmo aço localizadas abaixo das zonas de apoio e carregamento, com a finalidade de reforçar as regiões nodais da biela, evitando assim que os prismas falhem por esmagamento ao invés da ruptura desejável na biela, como mostra o detalhamento da Figura 3.4 b).



a) Armaduras de contorno

b) Armaduras da região nodal

Figura 3.4 - Detalhes das armaduras de contorno e da região nodal

Para as armaduras de contorno e armaduras das regiões nodais foram utilizadas barras de aço CA-60 no diâmetro de 4,2 mm, sem patamar de escoamento definido. O aço de 4,2 mm apresentou tensão de escoamento  $f_{ys}$  de 650 MPa, deformação de escoamento  $\epsilon_{ys}$  de 3,13 % e módulo de elasticidade  $E_s$  de 207.934 MPa.

### 3.1.2. Armaduras transversais

Para analisar a influência da taxa de armadura no ganho de resistência ao fendilhamento, foram adotadas em cada série espécimes sem armadura e espécimes com armaduras transversais para absorção das tensões transversais de tração da biela. Foram utilizadas barras de aço CA-60 de  $\phi$  5.0 mm sem patamar de escoamento definido, tensão de

escoamento de  $f_{ys}$  de 615 MPa,  $\varepsilon_{ys}$  de 3,04 ‰ e módulo de elasticidade  $E_s$  de 202.183 MPa em uma taxa de  $\rho_t = 0,3\%$  calculada através da Equação 3.1. Este valor foi escolhido por representar um valor adequado como armadura mínima para grande parte dos elementos estruturais de concreto armado, de acordo com o ACI 318 (2014), *fib* Model Code 2010 (2013), Eurocode 2 (2004) e ABNT NBR 6118 (2014), além de representar o valor de taxa mínima para bielas do tipo garrafa utilizado pelo ACI 318.

$$\rho_t = \sum \frac{A_{si}}{b_s \cdot s_i} \cdot \sin \alpha_i \quad \text{Equação 3.1}$$

Onde:

$i$  é a camada de armadura que cruza a biela;

$A_{si}$  é a área da seção transversal da armadura;

$b_s$  é a largura da biela;

$s$  é o espaçamento das barras;

$\alpha_i$  é o ângulo das barras com o eixo longitudinal da biela, igual a  $90^\circ$ .

As armaduras são na forma de estribos fechados, posicionados transversalmente e distribuídos ao longo do comprimento do prisma à cada 80 mm e com 20 mm de cobertura. A Figura 3.5 apresenta as características e disposições dos estribos e a Figura 3.6 mostra uma foto dos espécimes sem e com armaduras.

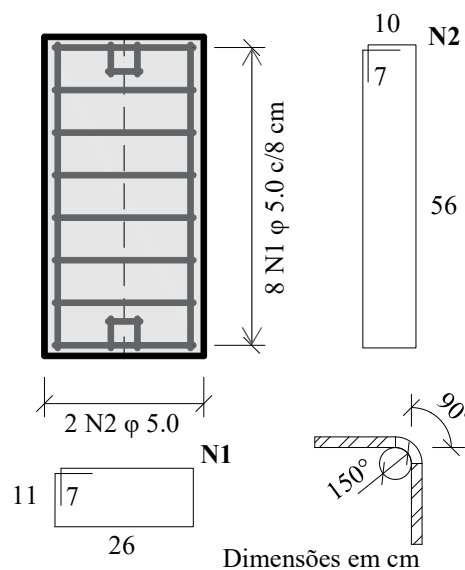
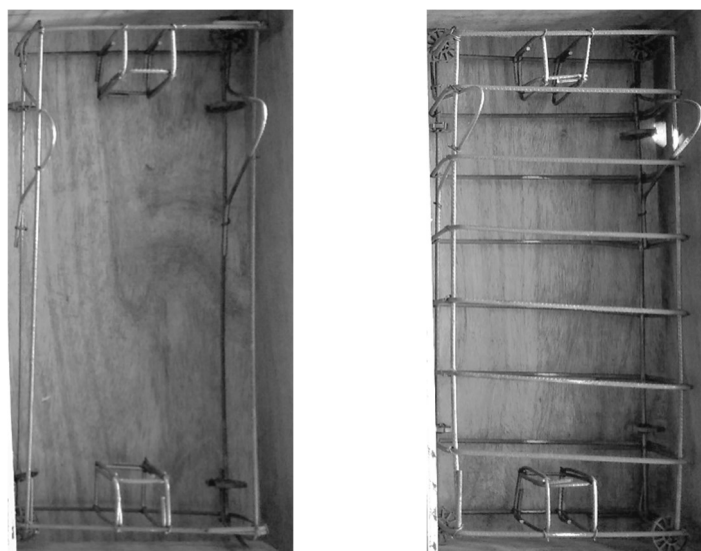


Figura 3.5 - Detalhe das armaduras transversais



a) Prisma de concreto simples      b) Prisma de concreto armado

Figura 3.6 - Fotos das armaduras dos espécimes do programa experimental

### 3.1.3. Instrumentação

Através da instrumentação foram obtidos dados para análise do comportamento mecânico dos espécimes ao longo do ensaio, como cargas, deslocamentos, deformações nas barras de aço, interior do concreto e deformações na superfície do concreto. Estes dados foram processados por uma central lógica de aquisição e processamento de dados ADS (*Acquisition data system*), que permite a realização dos ensaios de forma ininterrupta, sem passos-de-carga, de até 32 canais simultâneos, permitindo uma maior sensibilidade e precisão na captura dos dados. O carregamento foi monitorado através da célula de carga da prensa hidráulica.

### 3.1.4. Deslocamentos

O deslocamento de encurtamento vertical dos espécimes foi medido através de um potenciômetro da marca GEFTRAN com precisão de 0,1 mm, posicionado no eixo longitudinal do prisma e fixado em uma barra rosqueada presa em uma cantoneira de aço parafusada na parte superior do corpo do espécime, conforme mostra a Figura 3.7. O cursor do potenciômetro manteve contato com outra cantoneira de aço parafusada na parte inferior do espécime. Para fixação das cantoneiras foi utilizado um parafuso de  $\phi$  4,2 mm afastado 35 mm das faces dos prismas. As fotos da Figura 3.8 mostram as cantoneiras utilizadas.

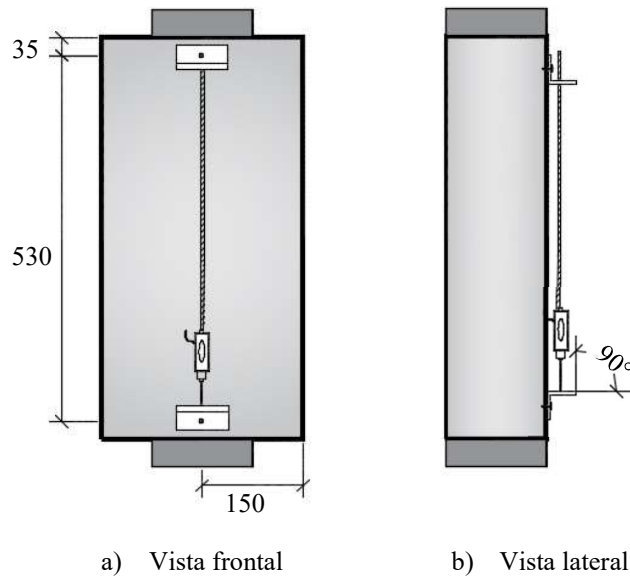


Figura 3.7 - Posicionamento do potenciômetro para leituras de deslocamento vertical

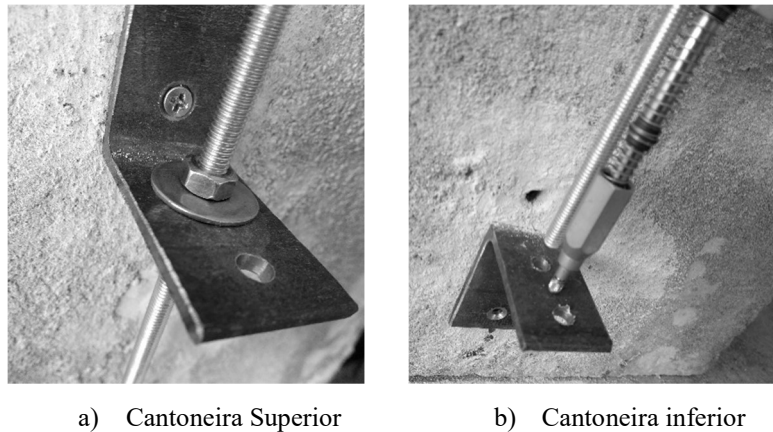
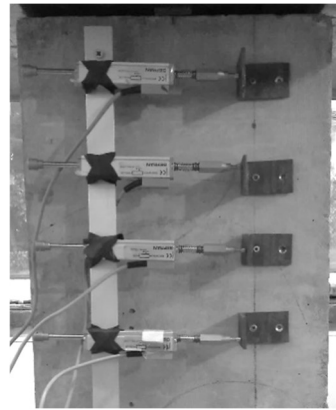
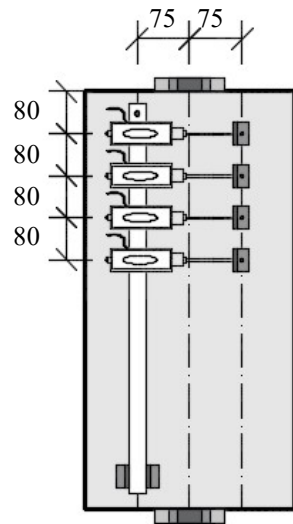


Figura 3.8 - Foto das cantoneiras para fixação do potenciômetro para leituras de deslocamento vertical

### 3.1.5. Deformações

Para monitoramento das deformações na superfície de concreto foram utilizados potenciômetros fixados ao longo da altura de todos os espécimes. Originalmente os dados obtidos são de deslocamento, mas podem ser convertidos para deformação. Foram utilizados 4 potenciômetros, com as mesmas características do utilizado verticalmente (mostrado na Figura 3.8), posicionados horizontalmente com afastamento de 80 mm a partir do topo do prisma. Foi utilizado um conjunto de ioque de alumínio e cantoneiras metálicas como sistema para fixação dos equipamentos. Tanto o ioque como as cantoneiras foram parafusadas na superfície de concreto com parafuso  $\phi$  4,2 mm de 1,4 mm de comprimento, e afastados 75 mm do eixo do espécime. A Figura 3.9 mostra o posicionamento e as fotos deste sistema.



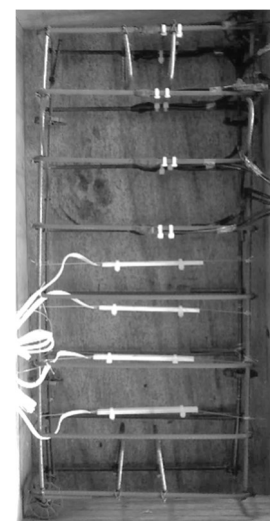
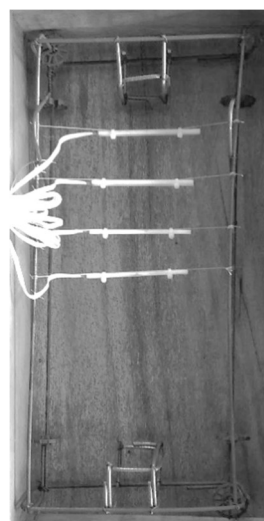
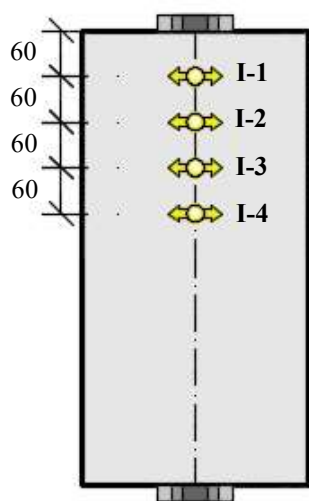


a) Detalhamento do sistema de Ioque

b) Foto do sistema

Figura 3.9 - Posicionamento de potenciômetros para leituras de deformações transversais

O monitoramento das deformações internas no concreto foi realizado na extensão superior ou inferior dos espécimes (ver Figura 3.3). Foram utilizados extensômetros elétricos (*strain gages*) de resistência elétrica de  $120 \Omega$  para imersão em concreto da marca KYOWA e especificação KM-120-120-H2-11. No total foram usados 4 *strain gages* internos dispostos transversalmente ao longo do eixo longitudinal do espécime com afastamento de 60 mm a partir do topo do prisma. A fixação foi feita com uso de fios de nylon presos às armaduras de contorno, tanto dos espécimes sem e com armaduras transversais. A Figura 3.10 apresenta o detalhamento do sistema e o registro fotográfico.



a) Detalhamento

b) Concreto simples

c) Concreto armado

Figura 3.10 - Extensômetros internos no concreto

As deformações das armaduras foram monitoradas através de extensômetros elétricos (*strain gages*) de resistência de  $120 \Omega$  para uso em superfícies de aço e da marca EXCEL com especificação PA-06-2101BA-120L. Foram instrumentados 4 estribos por prisma, cada um contendo 2 *strain gages* posicionados no eixo longitudinal da peça, conforme mostrado no detalhamento e na foto da Figura 3.11.

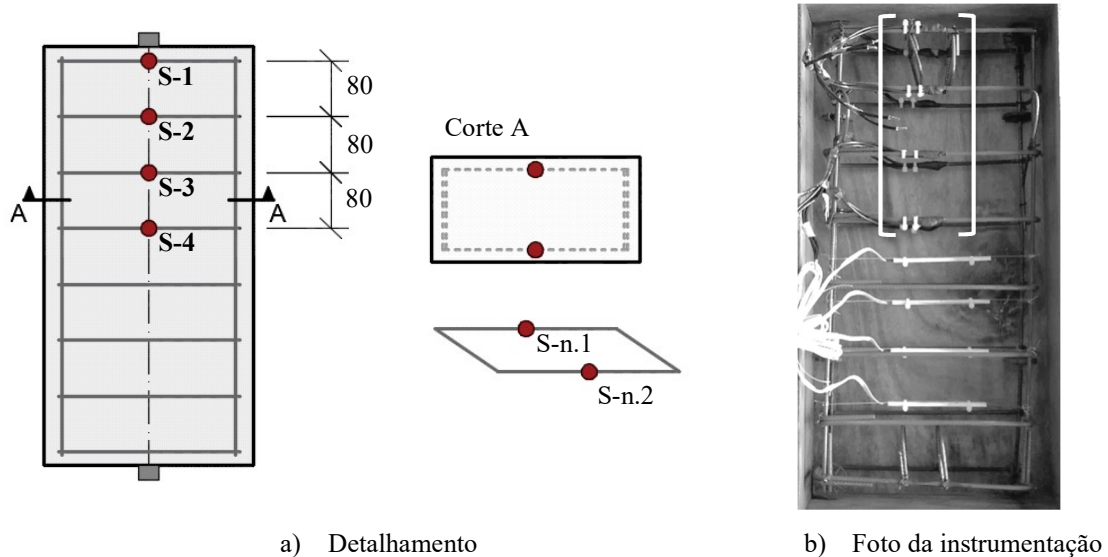


Figura 3.11 - Extensômetros das armaduras transversais

A fixação foi realizada com cola à base de metil-cianoacrilato (*Superbonder*) na superfície regularizada e lixada das barras de aço. Para impermeabilização e proteção mecânica foram feitas uma camada com cola epóxi (*Araldite*) e uma camada de cola de silicone, sendo respeitado o tempo de cura para aplicação de cada etapa, com o extensômetro sendo envolvido em fita isolante de auto fusão. Os terminais dos *strain gages* foram soldados em cabos elétricos para conexão no *ADS*.

### 3.1.6. Concreto

#### 3.1.6.1. Agregados naturais

A parcela de agregados miúdos utilizada nesta pesquisa foi de areia natural de quartzo. Os agregados graúdos naturais (AGN) utilizados nesta pesquisa foram obtidas através de uma jazida de brita de numeração comercial #1, oriundo de rochas basálticas. A caracterização da brita foi realizado, e conforme ABNT NBR NM 53 (2009) para massa específica e ABNT NBR NM 7251 (1982) para massa unitária.

A caracterização da areia foi realizada segundo a ABNT NBR NM 45 (2006) para massa unitária e a ABNT NBR NM 52 (2009) para massa específica. A graduação granulométrica foi realizada segundo a ABNT NBR NM 248 (2003).

A Tabela 3.2 e Tabela 3.3 apresentam a distribuição granulométrica obtida para a primeira e segunda amostra de areia, respectivamente. A Figura 3.12 mostra o gráfico das curvas granulométricas. A massa unitária da areia foi de 1,67 g/cm<sup>3</sup> e a massa específica foi de 2,61 g/cm<sup>3</sup> e o diâmetro máximo encontrado foi de 4,8 mm. O módulo de finura da 1ª amostra foi de 2,51 e da 2ª amostra foi de 2,61.

A Tabela 3.4 apresenta a composição granulométrica da amostra de brita natural. O gráfico da distribuição granulométrica é mostrado na Figura 3.13. A massa unitária da brita foi de 13,46 kg/dm<sup>3</sup> e a massa específica foi de 2,65 kg/dm<sup>3</sup>. O módulo de finura obtido foi de 7,03.

Tabela 3.2 – Composição granulométrica da 1ª amostra de areia natural

Amostra 1			
Abertura das peneiras (mm)	Massa Retida (g)	% Retido	% retido acumulado
4,8	3,74	1	1
2,36	44,55	9	10
1,18	66,07	13	23
0,6	88,08	18	41
0,3	207,49	42	82
0,15	61,54	12	95
0,08	19,85	4	99
0	6,32	1	100
Total	497,64	100	

Tabela 3.3 – Composição granulométrica da 2ª amostra de areia natural

Amostra 2			
Abertura das peneiras (mm)	Massa Retida (g)	% Retido	% retido acumulado
4,8	3,02	1	1
2,36	54,09	11	11
1,18	75,17	15	26
0,6	83,84	17	43
0,3	207,05	41	84
0,15	58,22	12	96
0,08	16,58	3	99
0	5,45	1	100
Total	503,42	101	

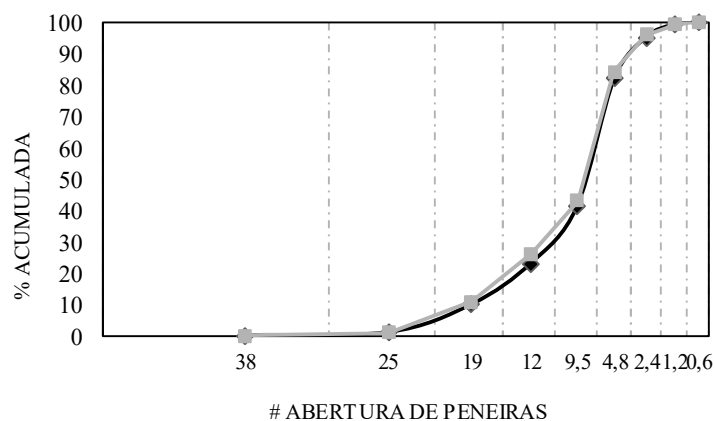


Figura 3.12 - Curva granulométrica da areia natural

Tabela 3.4 - Composição granulométrica da amostra de brita natural

Abertura das peneiras (mm)	% retido	% retido acumulado
32	0	0
25	0	0
19	14	14
9,5	75	89
6,3	10	99
4,8	1	100
2,36	0	100
1,18	0	100
0,6	0	100
0,3	0	100
0,15	0	100
0	0	100

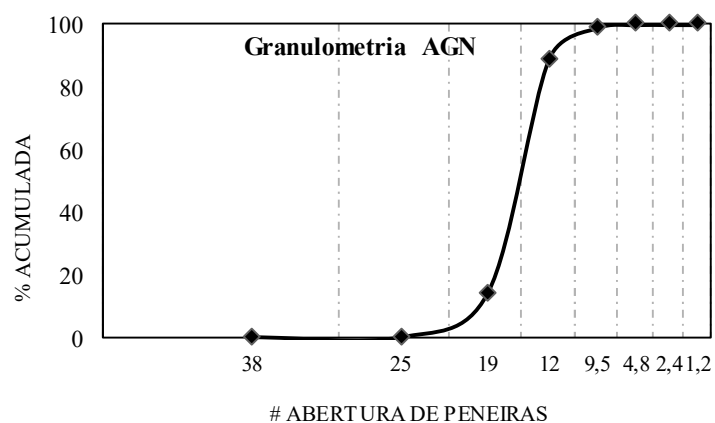


Figura 3.13 - Curva granulométrica do AGN

### 3.1.6.2. Agregados Reciclados

A substituição de agregados naturais por agregados reciclados nesta pesquisa foi realizada através da parcela graúda. No total foram utilizados 3 traços contendo: 0% de AGRC; 30%

de AGRC; 100% AGRC. O valor de 0% foi escolhido para referência nas análises da influência do agregado reciclado na resistência ao fendilhamento, enquanto que o valor de 100% representaria um exemplar com valor máximo de substituição possível. A taxa de substituição de 30% foi escolhida por representar uma taxa de substituição suficientemente adequada para manter os níveis de comportamento e resistências mecânicas desejáveis para o concreto com aplicações estruturais, de acordo com vários autores na literatura.

O agregado reciclado utilizado nesta pesquisa tem origem do beneficiamento de corpos de prova cilíndricos descartados no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA, e de concreteiras da cidade de Belém. Foram utilizados somente corpos de prova de concreto com agregado graúdo de seixo ou brita, sendo descartadas amostras com substituições ou adições, como fibras naturais ou de aço. Sobre a resistência do corpo de prova, não foram restringidos valores para utilização nesta pesquisa.

Foi utilizado um britador do tipo mandíbula para trituração do concreto. O material britado foi então separado em faixas granulométricas através de um conjunto de peneiras, com graduações de #19 mm, #12,5 mm, #9 mm e #4,8 mm, garantindo que a dimensão máxima do AGRC fosse de 19 mm. O material peneirado foi então utilizado para compor uma nova mistura com 25% em massa de cada uma das 4 faixas granulométricas estabelecidas.

A massa unitária e massa específica foi obtida através de ensaios segundo a ABNT NBR 7251 (1982), e foi utilizado o método adaptado por LEITE (2001) para determinação da absorção. O AGRC utilizado nesta pesquisa apresentou massa específica de  $2,62 \text{ g/cm}^3$  e massa unitária de  $1,11 \text{ kg/dm}^3$ . A Figura 3.14 apresenta o aspecto final da mistura de AGRC.



Figura 3.14 - Mistura final de agregado graúdo reciclado de concreto

### 3.1.6.3. Cimento

O cimento utilizado nesta pesquisa foi o cimento Portland CP V ARI RS, que foi obtido através da concreteira Supermix. A Tabela 3.5 apresenta a caracterização deste material, realizado pelo fabricante através de ensaios de acordo com a ABNT NBR 5736 (1991).

Tabela 3.5 - Caracterização do cimento

Características	Fabricante	ABNT NBR 5736 (1991)
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	3,09	-
Finura Blaine (cm <sup>2</sup> /g)	4970	≥ 3000
Resíduo peneira 200 µm (%)	0,16	≤ 6,0
Resíduo peneira 350 µm (%)	1,44	-
Tempo de Pega (h:m) Início	02:55	≥ 1,0
Tempo de Pega (h:m) Fim	04:35	≤ 10,0
Resistência à compressão (MPa) 1 dia	28,2	≥ 14,0
Resistência à compressão (MPa) 3 dia	42	≥ 24,0
Resistência à compressão (MPa) 7 dia	46,2	≥ 34,0
Resistência à compressão (MPa) 28 dia	51,5	-

### 3.1.6.4. Dosagem e quantidade de materiais

Para dosagem do concreto feito com AGN e AGRC foram adotadas as curvas de dosagem elaborada por SANTOS *et al.* (2015), que realizou um programa experimental utilizando o método de dosagem IPT/EPUSP proposto por HELENE e TERZIAN (1992). O traço de dosagem e as quantidades de material estão dispostas na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Quantidade de materiais por m<sup>3</sup> para cada série de ensaio

AGRC	Teor de argamassa (%)	f <sub>cj</sub>	a/c	m	c	a	p	C. de cimento (kg/m <sup>3</sup> )	C. de Agua (kg/m <sup>3</sup> )
0%	51	30	0,59	5,3	1	2,21	3,09	342,47	202,06
30%	51	30	0,60	5,1	1	2,11	2,99	349,88	209,93
100%	51	30	0,66	5,2	1	2,16	3,04	338,29	223,27

### 3.1.6.5. Concretagem e cura

O concreto foi produzido nas instalações do Laboratório de Engenharia Civil (LEC) do campus de Tucuuruí. Cada traço foi realizado em 2 betonadas, totalizando 1,27 m<sup>3</sup> de concreto. A brita e o AGRC estavam secos, mas a areia utilizada estava armazenada em um local descoberto, por isto foi necessário realizar um reajuste da água com base no teor de umidade da areia (*H*). O *slump test* foi realizado conforme ABNT NBR NM 67 (1998).

Foi realizada a concretagem dos espécimes, juntamente com jogos de fôrmas de corpos de prova cilíndrico medindo 200 x 100 mm para caracterização do concreto de cada betonada. O adensamento do concreto dos prismas foi realizado com um vibrador mecânicos de imersão. A Tabela 3.7 apresenta a quantidade de materiais utilizada em cada betonada.

Tabela 3.7 - Quantidade de materiais por betonada

betonada	Vol. (m <sup>3</sup> )	quantidades (kg)					reajuste de água		slump	
		c	areia	brita	ARC	água	H	água final		
# 1	<b>0%</b>	245	84,0	186,0	260,0	0,0	49,5	1,74%	46,3	20
# 2	<b>0%</b>	177	60,8	134,0	187,5	0,0	35,8	3,20%	31,5	14
# 3	<b>30%</b>	251	87,9	185,5	184,0	77,9	52,7	2,09%	48,8	6
# 4	<b>30%</b>	171	60,0	126,6	125,5	53,2	36,0	3,20%	31,9	8
# 5	<b>100%</b>	251	85,0	183,7	0,0	255,3	56,1	3,20%	50,2	5
# 6	<b>100%</b>	171	58,0	125,4	0,0	174,2	38,3	3,20%	34,3	6

Foi realizada cura úmida durante as primeiras 48 horas após a concretagem dos espécimes prismáticos e cilíndricos. Após este período foi feito o desmolde de todos os espécimes, com armazenamento em câmara úmida por 30 dias, conforme mostrado na Figura 3.15.



a) Espécimes cilíndricos



b) Espécimes prismáticos

Figura 3.15 - Cura dos espécimes em câmara úmida

### 3.1.6.6. Ensaios de caracterização

Para determinar as propriedades mecânicas do concreto, foram moldados corpos-de-prova cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, de acordo com as recomendações da ABNT NBR 5738 (2008). Os ensaios de compressão axial foram realizados segundo a ABNT NBR 5739 (2007). Os ensaios de tração foram realizados seguindo as recomendações da ABNT NBR 7222 (2011). O módulo de elasticidade do concreto foi determinado de acordo com a ABNT NBR 8522 (2008).

Os ensaios de caracterização foram realizados após o término dos ensaios dos espécimes prismáticos, para cada série. Ou seja, após ensaiados os prismas da série de 0% de AGRC, foram ensaiados os espécimes cilíndricos, onde em seguida seriam iniciados os ensaios dos prismas com 30% de AGRC, e assim sucessivamente até o término dos ensaios de todas as séries.

Os resultados dos ensaios de caracterização são apresentados na Tabela 3.8, Tabela 3.9 e Tabela 3.10. Para determinação final das propriedades mecânicas foi utilizada uma média aritmética dos 3 valores de cada ensaio.

Tabela 3.8 - Resultados de caracterização dos espécimes cilíndricos com 0% de AGRC

CP	(kN)		(MPa)		
	Comp	Tração	$f_c$	$f_{ct}$	$E_c$
1	288	136	36,7	4,3	23.570,0
2	291	129	37,0	4,1	23.170,0
3	317	126	40,4	4,0	23.860,0
FINAL			38,0	4,1	23.860,0

Tabela 3.9 - Resultados de caracterização dos espécimes cilíndricos com 30% de AGRC

CP	(kN)		(MPa)		
	Comp	Tração	$f_c$	$f_{ct}$	$E_c$
1	226	123	41,3	3,9	23.500,0
2	369	120	47,0	3,8	22.890,0
3	334	129	42,5	4,1	23.970,0
FINAL			43,6	3,9	23.500,0

Tabela 3.10 - Resultados de caracterização dos espécimes cilíndricos com 100% de AGRC

CP	(kN)		(MPa)		
	Comp	Tração	$f_c$	$f_{ct}$	$E_c$
1	314	137	39,9	4,3	18.330,0
2	277	106	35,3	4,4	14.730,0
3	320	133	40,7	4,2	21.860,0
FINAL			38,7	4,3	18.330,0



### 3.1.7. Sistema de ensaio

Os espécimes prismáticos foram ensaiados à compressão em uma prensa hidráulica, posicionados por intermédio de pares de chapas metálicas mostradas na Figura 3.2. Estas chapas foram previamente testadas sob compressão de 1000 kN, valor suficiente para alcançar a carga de ruptura de todos os prismas. Não foram observadas variações significativas de deformações durante os testes e nem deformações residuais.

Os espécimes foram moldados com fôrmas de madeira e concretados em posição horizontal com a maior superfície voltada para cima. Desta forma as arestas que receberam as chapas naturalmente já apresentavam um bom estado de regularização, mas foi utilizada uma camada de cerca de 1 mm de espessura de gesso para garantir que as tensões fossem distribuídas uniformemente para os prismas. Para reduzir a influência de atrito das chapas com as peças, foi utilizada uma pequena quantidade de graxa como lubrificante para reduzir o atrito na superfície de contato.

Os ensaios ocorreram de forma contínua, com deslocamento do êmbolo da prensa com velocidade constante de aproximadamente  $7,0 \times 10^{-4}$  mm/s, controlado manualmente pelo operador do equipamento. Os ensaios eram interrompidos após a formação da fissura de fendilhamento, quando não houvesse mais ganho de carga, com duração de 12 até 28 minutos, dependendo das características do espécime. Os dados da instrumentação eram processados por um *ADS 2000* da fabricante LYNX Tecnologia configurado para realizar 3 leituras por segundo, e controlado pelo *software* do fabricante. A Figura 3.16 apresenta um registro fotográfico e a Figura 3.17 apresenta um esquemático do sistema de ensaio.

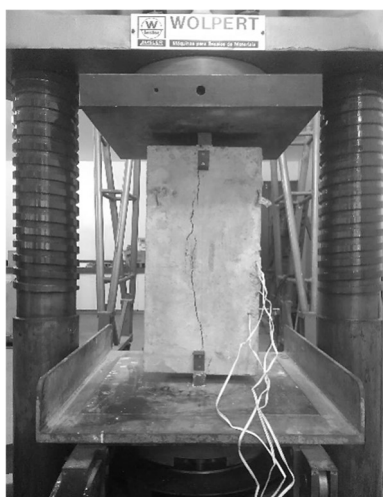
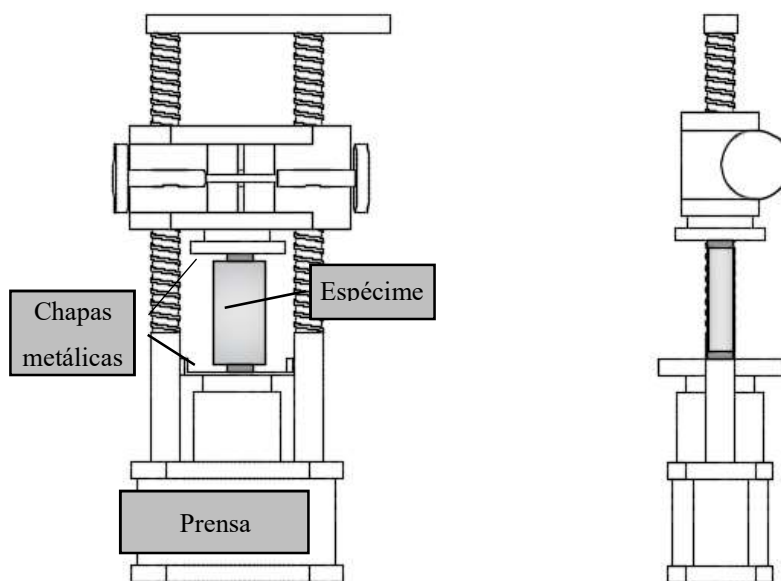


Figura 3.16 - Foto do sistema de ensaio



a) Detalhamento – Vista frontal      b) Detalhamento – Vista lateral

Figura 3.17 - Sistema de ensaio

### 3.2. BANCO DE DADOS

A comparação dos resultados dos espécimes deste trabalho com os de trabalhos de outros autores permite uma análise qualitativa dos resultados do programa experimental, além disto, a avaliação de parâmetros como o fator de concentração de carregamento ( $b/a$ ) ou a presença de armaduras transversais para ganho de resistência pode ser estendida para uma amostra muito maior de resultados. Desta forma, foi construído um banco de dados com resultados de espécimes ensaiados até a ruptura por fendilhamento de diferentes trabalhos encontrados em documentos e periódicos de grande aceitação científica para comparação com os resultados encontrados no programa experimental desenvolvido neste trabalho.

Por se tratar de um tema bem específico, ensaios em espécimes locais de concreto até a ruptura por fendilhamento não são comumente encontrados na literatura, além disto, não há uma normatização destes ensaios, logo cabe a cada autor decidir qual a geometria, dimensões, condições de contorno e outras variáveis dos espécimes usar, tornando a comparação de resultados de diferentes trabalhos uma tarefa que pode levar conclusões dispersas ou divergentes.

Para minimizar estas diferenças, foi realizada uma filtragem dos corpos de prova utilizados em todos os trabalhos selecionados. Espécimes com concretos não convencionais, como adições de fibras, não foram incluídos no banco de dados. Espécimes com condições de

carregamento que não desenvolvam um fluxo de tensões biaxial, ou apresente furos, armaduras concentradas em pontos específicos, ou qualquer outra característica que fuja da configuração adotada para os prismas do programa experimental deste trabalho foram filtrados do banco de dados.

A Tabela 3.11 apresenta a quantidade de espécimes que foram filtradas do banco de dados sem armadura transversal: “Concreto” diz respeito à qualquer característica diferente de concreto convencional, como uso de fibras; “Forma” se refere à outro tipo de geometria que não seja prismática; “Média” é para casos em que há mais de um exemplar por espécime, então utilizou-se a média dos resultados apresentados pelo autor; “Ausência de info” é para espécimes que não tiveram alguma de suas características descritas de maneira suficiente para esta aplicação; “Outros” são para outros casos como condições de apoio diferentes, ou furos no corpo do espécime.

A Tabela 3.12 apresenta a quantidade de espécimes que foram filtradas do banco de dados com armadura transversal: “Armadura” diz respeito à qualquer característica das armaduras que não sejam compatíveis para comparação com os resultados do programa experimental deste trabalho, como por exemplo, armaduras não distribuídas. Os outros filtros seguem o mesmo princípio utilizado na Tabela 3.11.

Tabela 3.11 - Filtragem do banco de dados sem armadura transversal

Autor	Qtd. Original	Filtros					Qtd. Final
		Concreto	Forma	Médias	Ausência de Info.	Outros	
{1}	4	-	-	-	2	-	2
{2}	10	-	-	-	2	4	4
{3}	4	-	-	-	-	-	4
{4}	42	-	-	28	-	-	14
{5}	32	-	20	-	-	-	12
{6}	8	-	-	-	-	-	8
{7}	6	3	-	-	-	-	3
{8}	11	-	-	-	-	7	4
{9}	14	-	-	-	-	-	14
{10}	3	-	-	-	-	-	3
TOTAL	134	3	20	28	4	11	68

{1} Brown *et al.* (2006); {2} Campione *et al.* (2011); {3} Ghanei (2016); {4} Pujol *et al.* (2011); {5} Pujol *et al.* (2015); {6} Regan (1986); {7} Sahoo *et al.* (2008); {8} Sahoo *et al.* (2009)a; {9} Sahoo *et al.* (2009)b; {10} Sahoo *et al.* (2011).

Tabela 3.12 - Filtragem do banco de dados com armadura transversal

Autor	Qtd Original	Filtros				Qtd. Final
		Armadura	Ausência de info.	Furos	Apoio	
{1}	22	6	-	-	5	11
{2}	10	-	2	4	-	4
{6}	69	22	-	-	-	47
{10}	16	-	-	-	-	16
TOTAL	120	28	2	4	5	80

{1} Brown *et al.* (2006); {2} Campione *et al.* (2011); {6} Regan (1986); {10} Sahoo *et al.* (2011).

A Tabela 3.13 apresenta o banco de dados sem armadura na sua versão filtrada, para utilização em comparações com os resultados do programa experimental. A quantidade final é de 68 espécimes de 10 trabalhos diferentes. A Tabela 3.14 apresenta o banco de dados com armadura após filtragem de resultados. Ao todo restaram 80 espécimes de 4 trabalhos diferentes.

Tabela 3.13 - Banco de dados de espécimes sem armadura transversal

Autor	Dimensões			$b/a$	$h/b$	$f_c$ (MPa)	$\sigma_u$ (MPa)	Qtd. Final
	Alt. ( $h$ )	Larg. ( $b$ )	Espes. ( $e$ )					
{1}	914	914	101 - 152	3	1	26 - 29	18,8 - 22,7	2
{2}	800	350	150	2 - 3	2,3	25	12,7 - 16,5	4
{3}	400 - 1000	200-400	100	5	1 - 2,5	48	24,4 - 34,3	4
{4}	305	152 - 610	152	1 - 4	0,5 - 2	17 - 25	18,3 - 27,3	14
{5}	300 - 610	152 - 810	200 - 610	1 - 4	0,7 - 3	20 - 34	22,5 - 33,8	12
{6}	1000	500	200	2.5 - 10	2	23 - 38	23,4 - 49,1	8
{7}	600	600	100	3	1	27 - 34	33,5 - 36,7	3
{8}	600	600	100	1.5 - 12	1	32 - 37	18,7 - 58,6	4
{9}	300 - 900	100 - 600	100	1 - 6	0,5 - 3	38	28,7 - 45,4	14
{10}	600	300	100	3	2	25 - 85	33,4 - 66,2	3

{1} Brown *et al.* (2006); {2} Campione *et al.* (2011); {3} Ghanei (2016); {4} Pujol *et al.* (2011); {5} Pujol *et al.* (2015); {6} Regan (1986); {7} Sahoo *et al.* (2008); {8} Sahoo *et al.* (2009)a; {9} Sahoo *et al.* (2009)b; {10} Sahoo *et al.* (2011).

Tabela 3.14 - Banco de dados com espécimes com armadura transversal

Autor	Dimensões			$b/a$	$h/b$	$f_c$ (MPa)	$\rho_t$ (%)	$\sigma_u$ (MPa)	Qtd. Final
	Alt. ( $h$ )	Larg. ( $b$ )	Espes. ( $e$ )						
{1}	914	914	152	3 - 6	0.6 - 1	29 - 38	0.2 - 0.6	18.8 - 22.7	11
{2}	800	350	150	2 - 3	2.3	25	0.3	16.1 - 19.2	4
{6}	250 - 1500	125 - 750	50 - 200	2.5 - 22.5	1 - 2	9 - 63	0.2 - 2.7	18.3 - 142.3	47
{10}	600	300	100	3	2	24 - 86	0.2 - 1.4	35.8 - 122.8	16

{1} Brown *et al.* (2006); {2} Campione *et al.* (2011); {6} Regan (1986); {10} Sahoo *et al.* (2011).

## 4. RESULTADOS

Esta seção apresenta os resultados extraídos do programa experimental desenvolvido neste trabalho. No total foram ensaiados à compressão 35 espécimes prismáticos de concreto simples e armado com substituição de AGRC. Os dados do ensaio do espécime 30-P-5-2 foram perdidos devido a falha de manuseio da prensa hidráulica. Serão apresentados os resultados de modo de ruptura, deslocamentos, deformações e resistência, em função de taxas de substituição de AGRC, do fator de concentração de carregamento ( $b/a$ ) e armadura transversal ( $\rho_t$ ). Os resultados de resistência dos espécimes serão comparados à resultados de um banco de dados e calculados por normas de projeto (ACI 318, Model Code 2010, Eurocode 2, ABTN NBR 6118).

### 4.1. Modo de Ruptura

A fissura de fendilhamento ocorre quando as tensões transversais de tração na biela ultrapassam a resistência à tração do concreto. Para prismas sem armaduras transversais a formação da fissura coincide com a ruptura da peça, que ocorre de maneira brusca. As Figura 4.1, Figura 4.2 e Figura 4.3 mostram o modo de ruptura dos espécimes com taxas de substituição de AGRC de 0%, 30% e 100%.

Além da ruptura por fendilhamento, os prismas poderiam romper por esmagamento da região nodal da biela, que seria indesejável para as aplicações deste trabalho. Desta forma, a análise do modo de ruptura é importante por ser uma das primeiras evidências que os espécimes realmente romperam por fendilhamento.

Diferentemente do que ocorreu nos prismas sem armadura, os prismas com armadura apresentaram uma ruptura mais dúctil. A abertura da fissura se inicia antes de atingir a carga máxima ( $N_u$ ), pois as armaduras transversais exercem o papel de continuar a absorver as tensões transversais da biela mesmo sem toda a participação do concreto, proporcionando uma maior ductilidade e resistência ao espécime. A abertura da biela aparece de forma mais controlada, aumentando conforme o acréscimo de carregamento. A Figura 4.4 até Figura 4.6 mostram o modo de ruptura dos espécimes com armadura e taxas de substituição de AGRC de 0%, 30% e 100%. De forma geral não foram observadas diferenças entre o modo de ruptura de concretos com substituições de AGN por AGRC.



a)  $b/a = 3$



b)  $b/a = 5$



c)  $b/a = 8,5$

Figura 4.1 - Modo de ruptura dos prismas de concreto simples com 0% de AGRC



a)  $b/a = 3$



b)  $b/a = 5$



c)  $b/a = 8,5$

Figura 4.2 - Modo de ruptura dos prismas de concreto simples com 30% de AGRC



a)  $b/a = 3$



b)  $b/a = 5$



c)  $b/a = 8,5$

Figura 4.3 - Modo de ruptura dos prismas de concreto simples com 100% de AGRC





a)  $b/a = 3$



b)  $b/a = 5$



c)  $b/a = 8,5$

Figura 4.4 - Modo de ruptura dos prismas de concreto armado com 0% de AGRC



a)  $b/a = 3$



b)  $b/a = 5$



c)  $b/a = 8,5$

Figura 4.5 - Modo de ruptura dos prismas de concreto armado com 30% de AGRC



a)  $b/a = 3$



b)  $b/a = 5$



c)  $b/a = 8,5$

Figura 4.6 - Modo de ruptura dos prismas de concreto armado com 100% de AGRC

## 4.2. Deslocamentos

A análise qualitativa dos gráficos carga-deslocamento permite avaliar o comportamento dos espécimes ao longo do ensaio. A ruptura frágil dos espécimes de concreto simples pode ser observada com a queda brusca dos gráficos carga-deslocamento mostrados na Figura 4.7, onde as taxas de substituição de AGRC podem ser comparadas através da curva preta (0% de AGRC), vermelha (30% de AGRC) e cinza (100% de AGRC). Os resultados mostram uma maior rigidez para os prismas com 30% de AGRC, embora que de modo geral, não há diferenças no comportamento em função da taxa de substituição de agregado.

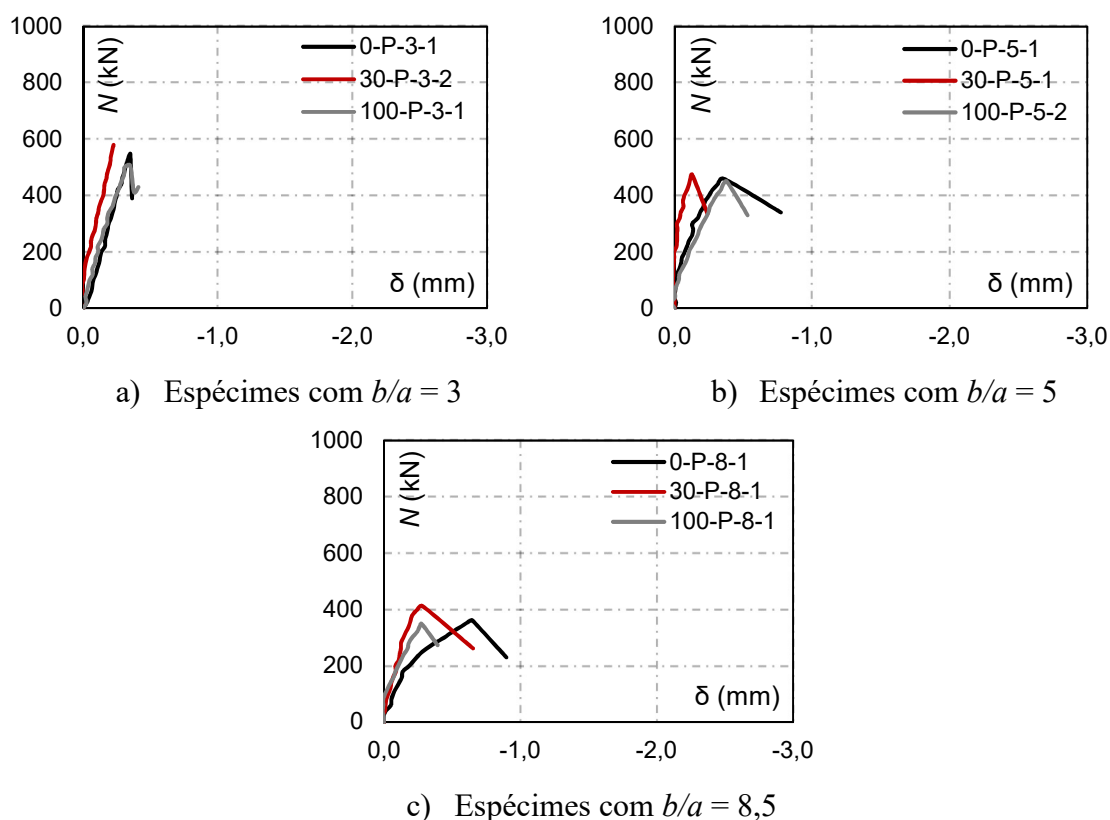


Figura 4.7 - Gráficos carga-deslocamento para os prismas de concreto simples

Os gráficos carga-deslocamento mostram um ganho em ductilidade e resistência devido a armadura transversal, como mostra a Figura 4.8. As cores das curvas representam a taxa de substituição de AGRC, assim como na Figura 4.7. O comportamento dos espécimes com armadura pode ser compreendido em duas partes: A primeira parte onde o gráfico segue de forma linear até uma queda de carregamento, que representa o momento do surgimento da fissura vertical de fendilhamento; A segunda parte onde o espécime volta a resistir ao carregamento de compressão até atingir uma carga máxima ( $N_u$ ), que representa



principalmente a contribuição das armaduras transversais, seguindo para o pós-pico com a perda de carregamento.

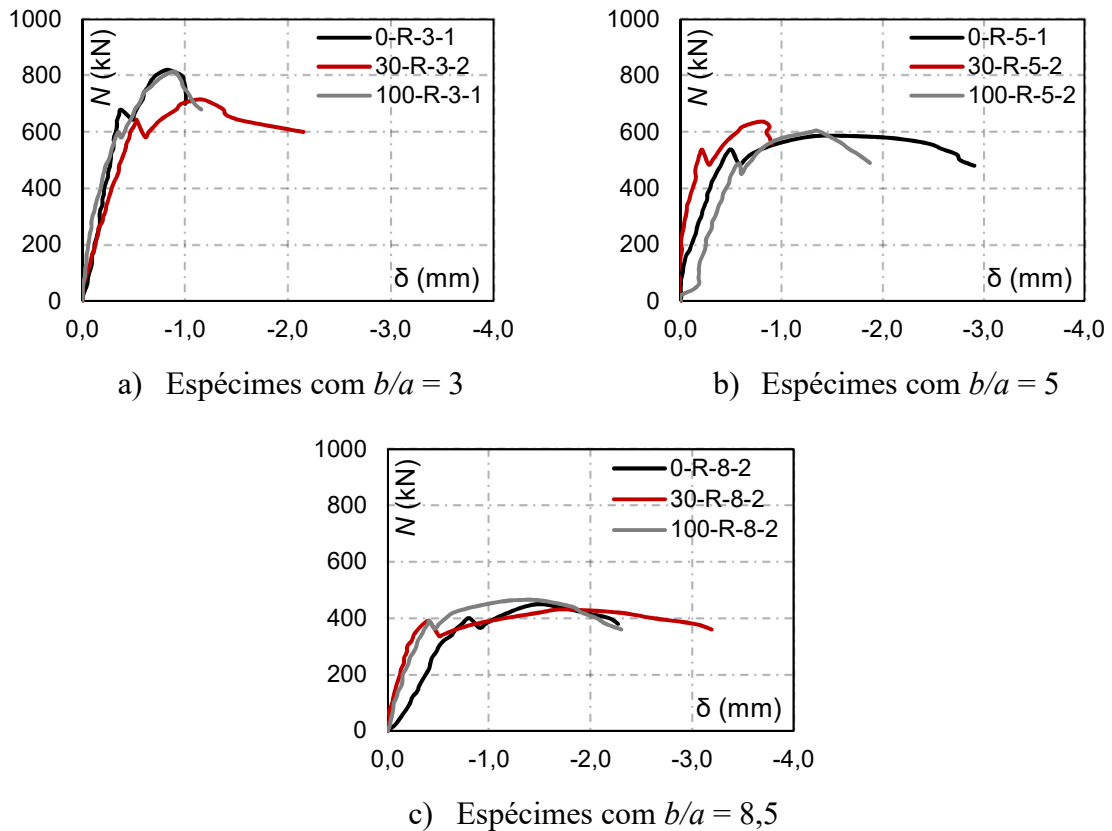


Figura 4.8 - Gráficos carga-deslocamento para os prismas de concreto armado

A resposta carga-deslocamento dos prismas de concreto simples mostrou uma maior rigidez para taxas de substituição de 30% de AGRC, uma vez que dependem apenas das características do concreto. Esta resposta não foi encontrada nos prismas de concreto armado, que apresentaram maior ductilidade em espécimes com  $b/a = 5$  e  $8,5$ , ou seja, para carregamentos mais concentrados.

Foi observado um ganho de resistência em espécimes com armadura, mas de um modo geral este ganho não está relacionado à taxa de substituição de AGRC, e sim à taxa de concentração de carregamento. Enquanto que cargas mais concentradas apresentam maior ductilidade (ex.:  $b/a = 8,5$ ), proporcionam menores ganhos de resistência se comparados à cargas mais distribuídas (ex.:  $b/a = 3$ ).

### 4.3. Deformações

Assim como os deslocamentos, as deformações são outro parâmetro para avaliar o comportamento dos prismas, uma vez que devido ao carregamento concentrado o fluxo de tensões longitudinais passa a desenvolver componentes de deformações transversais para equilibrar o efeito de dispersão da biela. A análise das deformações ao longo da altura dos prismas é importante para avaliar a intensidade e a forma como as deformações se distribuem de acordo com as variáveis fixadas em cada série de ensaio, como as taxas de substituição de AGN por AGRC, fatores de concentração de carregamento, as armaduras e como elas atuam no ganho de ductilidade e resistência da biela. A seguir serão apresentados os resultados de deformações dos ensaios em espécimes prismáticos de concreto simples e armados que foram instrumentados com *strain gages* (ver Capítulo 3).

#### 4.3.1. Superficiais do concreto

As deformações superficiais do concreto foram obtidas através das leituras de deslocamento de potenciômetros posicionados transversalmente ao longo da altura dos prismas. Os valores de deslocamentos foram convertidos em deformações através da divisão pelo comprimento total de leitura dos potenciômetros, como mostra a Equação 4.1.

$$\varepsilon_{c,E} = \frac{\Delta L_p}{L_p} \quad \text{Equação 4.1}$$

Onde:

$\varepsilon_{c,E}$ : Deformação superficial do concreto medido através dos potenciômetros;

$\Delta L_p$ : Variação do comprimento do potenciômetro;

$L_p$ : Comprimento total de leitura do potenciômetro (150 mm).

Entretanto, os dados obtidos apresentaram muitas oscilações, impossibilitando a interpretação dos resultados, como mostra a Figura 4.9. Estas oscilações podem ter sido causadas por problemas como a falta de sensibilidade dos próprios potenciômetros (precisão de 0,01 mm), podendo não ser suficiente para este tipo de aplicação, ou oscilações nos sinais do Sistema de Aquisição de Dados (*Acquisition Data System - ADS*), ou ainda a forma como o sistema de instrumentação foi planejado, restringindo ou liberando o movimento dos potenciômetros em direções de forma inadequada, influenciando na forma como os deslocamentos deveriam ser captados.

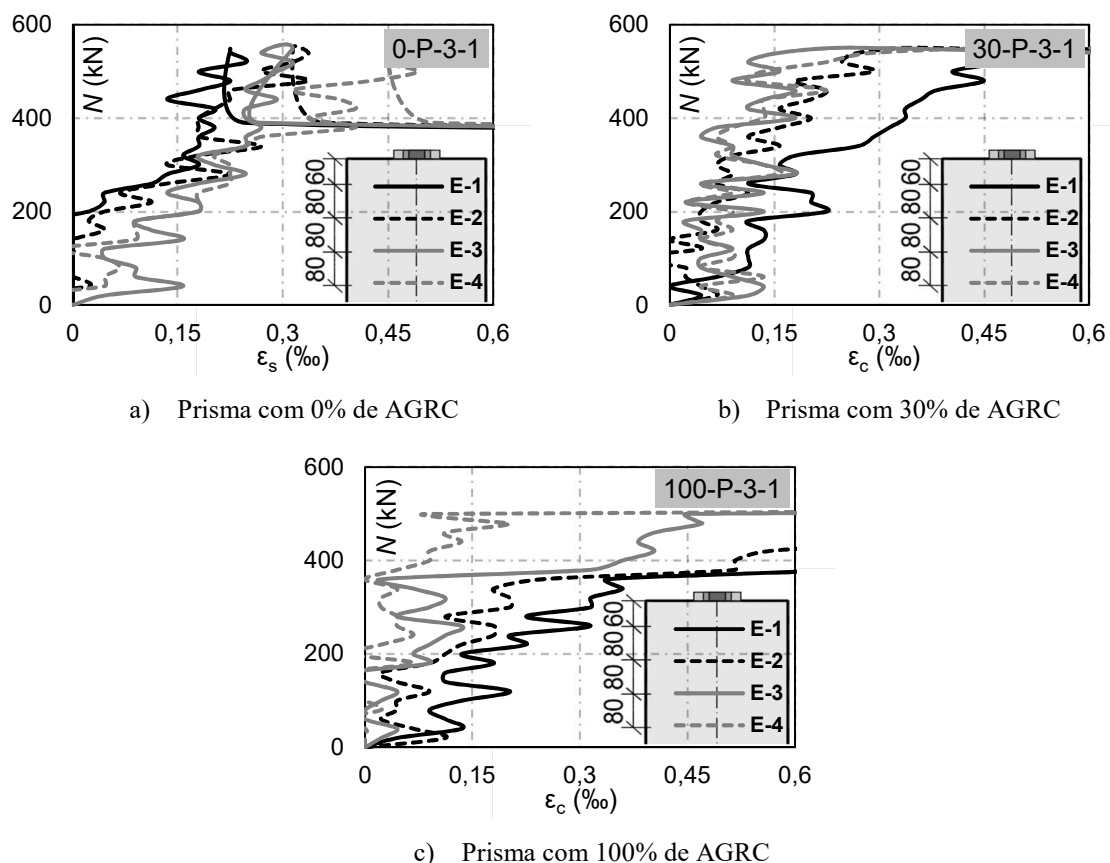


Figura 4.9 - Resultados com muitas oscilações de deformações superficiais do concreto para os espécimes sem armadura com  $b/a = 3$

Todos os resultados de deformações superficiais medidos através dos potenciômetros não serão utilizados para as análises deste trabalho.

#### 4.3.2. Internas do concreto

As deformações internas do concreto foram obtidas através de extensômetros elétricos de resistência (*strain gage*) próprios para uso interno no concreto, posicionados transversalmente ao longo da altura dos prismas. Os resultados são mostrados através dos gráficos Carga-Deformação para cada taxa de substituição de AGN por AGRC (em 0%, 30% e 100%, respectivamente). A Figura 4.10 até Figura 4.12 mostram os gráficos para os espécimes sem armadura (respectivamente para  $b/a = 3; 5; 8,5$ ) e na Figura 4.13 até Figura 4.15 mostram os gráficos para os espécimes com armadura (também para  $b/a = 3; 5; 8,5$ , respectivamente).

Embora apresente algumas oscilações de leitura, os resultados mostrados na Figura 4.10 até Figura 4.12 mostram os níveis de deformações transversais internas no concreto ( $\epsilon_{c,i}$ )

em função do carregamento para cada extensômetro posicionado no prisma. O comportamento esperado nos gráficos antes da ruptura é de uma correlação linear entre o ganho de carga e a deformação, com maior inclinação nas curvas dos extensômetros onde são monitoradas maiores deformações, e com menores inclinações nas curvas para onde são monitoradas menores deformações.

Como os espécimes não apresentam armadura transversal, a carga máxima ( $N_u$ ) do ensaio coincide com a formação da fissura de fendilhamento, então é esperado que as curvas do gráfico apresentem um ganho de deformação sem que haja ganho de carregamento. Estes gráficos também permitem identificar a partir de qual seção transversal do prisma a fissura começou a ser formada, uma vez que é esperado que se forme na seção onde são registradas as maiores deformações para um mesmo valor de carga.

Os resultados de carga-deformação dos espécimes sem armadura com  $b/a = 3$  são mostrados na Figura 4.10 a), b) e c), respectivamente para concretos com 0%, 30% e 100% de AGRC. Independente da taxa de substituição de agregado, o comportamento encontrado nestes espécimes foi semelhante, mostrando maiores deformações transversais quanto mais próximo à zona de carregamento, e um comportamento característico de ruptura se iniciando com valores de deformação de 0,27‰ até 0,45‰.

Os resultados de carga-deformação dos espécimes sem armadura com  $b/a = 5$  e  $b/a = 8,5$  são mostrados na Figura 4.11 e Figura 4.12 a), b) e c), respectivamente para concretos com 0%, 30% e 100% de AGRC. O padrão de comportamento das curvas mostra que a ruptura se inicia em valores próximos à 0,35‰ para espécimes com  $b/a = 5$  e 0,25‰ para  $b/a = 8,5$ . Não foram encontradas diferenças de comportamento em função da taxa de substituição por AGRC.

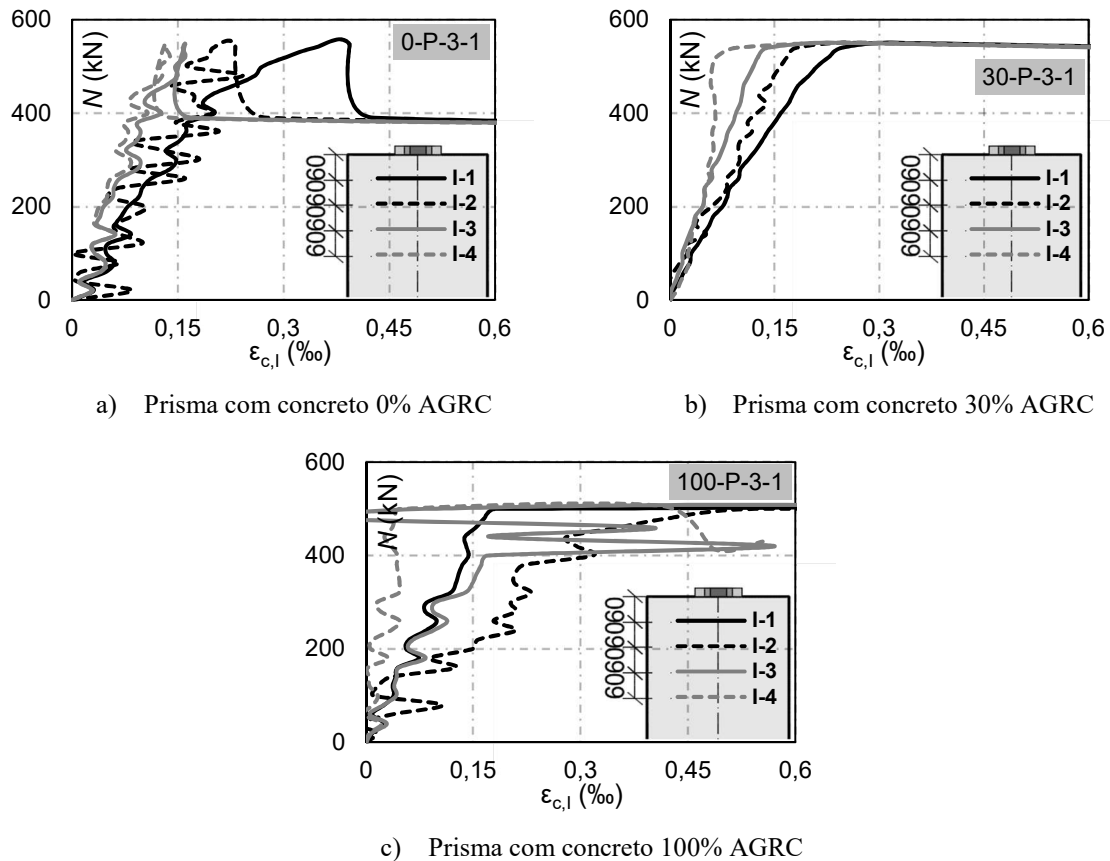
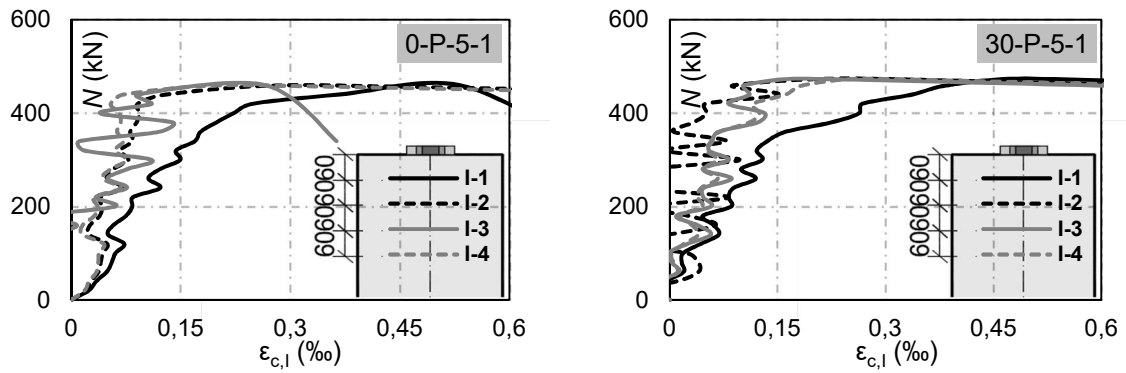


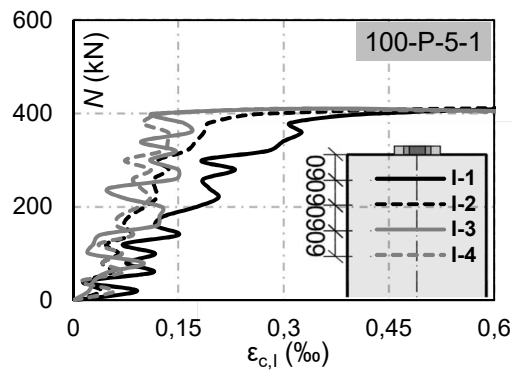
Figura 4.10 - Gráfico Carga-Deformação dos espécimes de concreto simples com  $b/a = 3$

O comportamento apresentado na Figura 4.11 e Figura 4.12 mostrou que a seção mais próxima à zona de carregamento foi a mais solicitada, devido à maior inclinação do gráfico, enquanto que as outras seções apresentaram níveis de deformações menores, mas com inclinações próximas entre si, o que pode ser interpretado como a presença de uma concentração maior de tensões transversais em seções mais próximas ao apoio para espécimes com carregamento mais concentrado ( $b/a = 5$  e  $8,5$ ) em comparação à espécimes com carregamento mais distribuído ( $b/a = 3$ ), onde as seções se deformam de maneira mais uniforme quando afastadas da zona de carregamento.



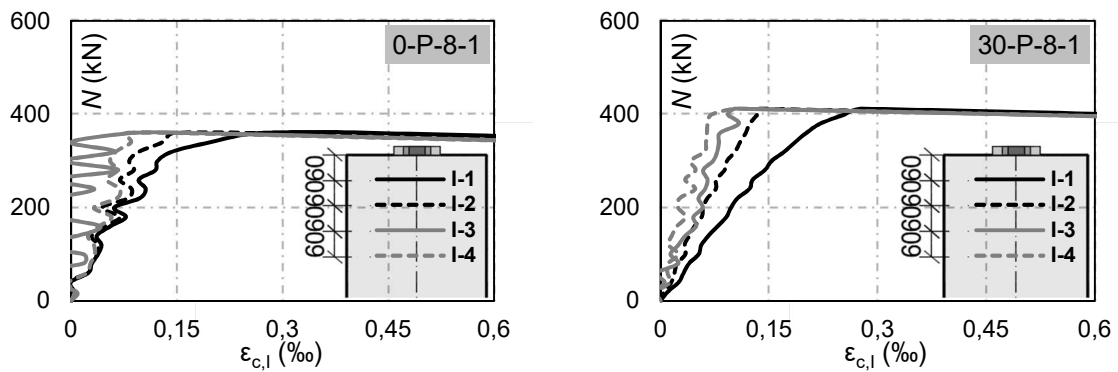
a) Prisma com concreto 0% AGRC

b) Prisma com concreto 30% AGRC



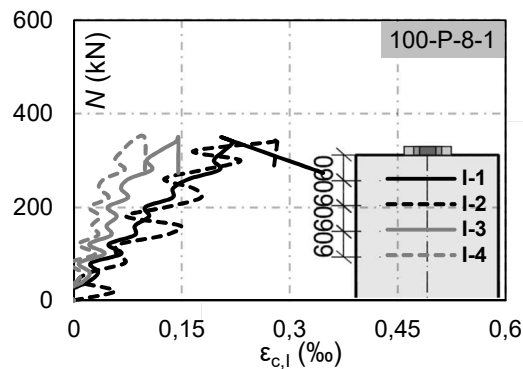
c) Prisma com concreto 100% AGRC

Figura 4.11 - Gráfico Carga-Deformação dos espécimes de concreto simples com  $b/a = 5$



a) Prisma com concreto 0% AGRC

b) Prisma com concreto 30% AGRC



c) Prisma com concreto 100% AGRC

Figura 4.12 - Gráfico Carga-Deformação dos espécimes de concreto simples com  $b/a = 8,5$

Os resultados de carga-deformação dos espécimes com armadura transversal são apresentados nos gráficos da Figura 4.13, Figura 4.14 e Figura 4.15. Diferentemente do que ocorre nos prismas de concreto simples, a carga de fissuração não necessariamente representa  $N_u$  uma vez que as armaduras contribuem para um ganho de resistência após a formação da fissura. Desta forma, para cada prisma são apresentados os gráficos de carga-deformação transversal do concreto nas etapas de pré e pós formação de fissura.

As Figura 4.13, Figura 4.14 e Figura 4.15 apresentam os resultados dos espécimes com armadura e  $b/a = 3; 5$  e  $10$ , respectivamente, para taxas de substituição por AGRC de  $0\%$ ,  $30\%$  e  $100\%$ . Os resultados das etapas de pré-fissuração (a, c, e) apresentam menos oscilações em comparação aos dos espécimes sem armadura (Figura 4.10 até Figura 4.12), o que pode ser um indício que estas oscilações possam estar relacionadas ao próprio comportamento do material. Os espécimes com armadura não apresentaram diferenças em função da taxa de substituição de AGN por AGRC.

O comportamento esperado na fase pré-fissuração é semelhante ao que ocorre nos espécimes sem armadura: um trecho linear de carga-deformação transversal, com variações nas inclinações das curvas, indicando que alguns extensômetros registraram maiores deformações em função de um mesmo carregamento. Na fase de pós-fissuração é esperado que o concreto perca, ou mantenha os níveis de deformação enquanto há ganho de carregamento, uma vez que o concreto fissurado perde sua capacidade de absorver as tensões transversais da biela, passando a ser principalmente a armadura um dos mecanismos resistentes.

Os resultados das etapas de pós-fissuração nas Figura 4.13, Figura 4.14 e Figura 4.15 (b, d, f) evidenciam a perda da capacidade de resistência do concreto às deformações de tração no momento que a fissura de fendilhamento é formada. Não foram observadas diferenças significativas que pudessem ser associadas à taxa de substituição de agregados.

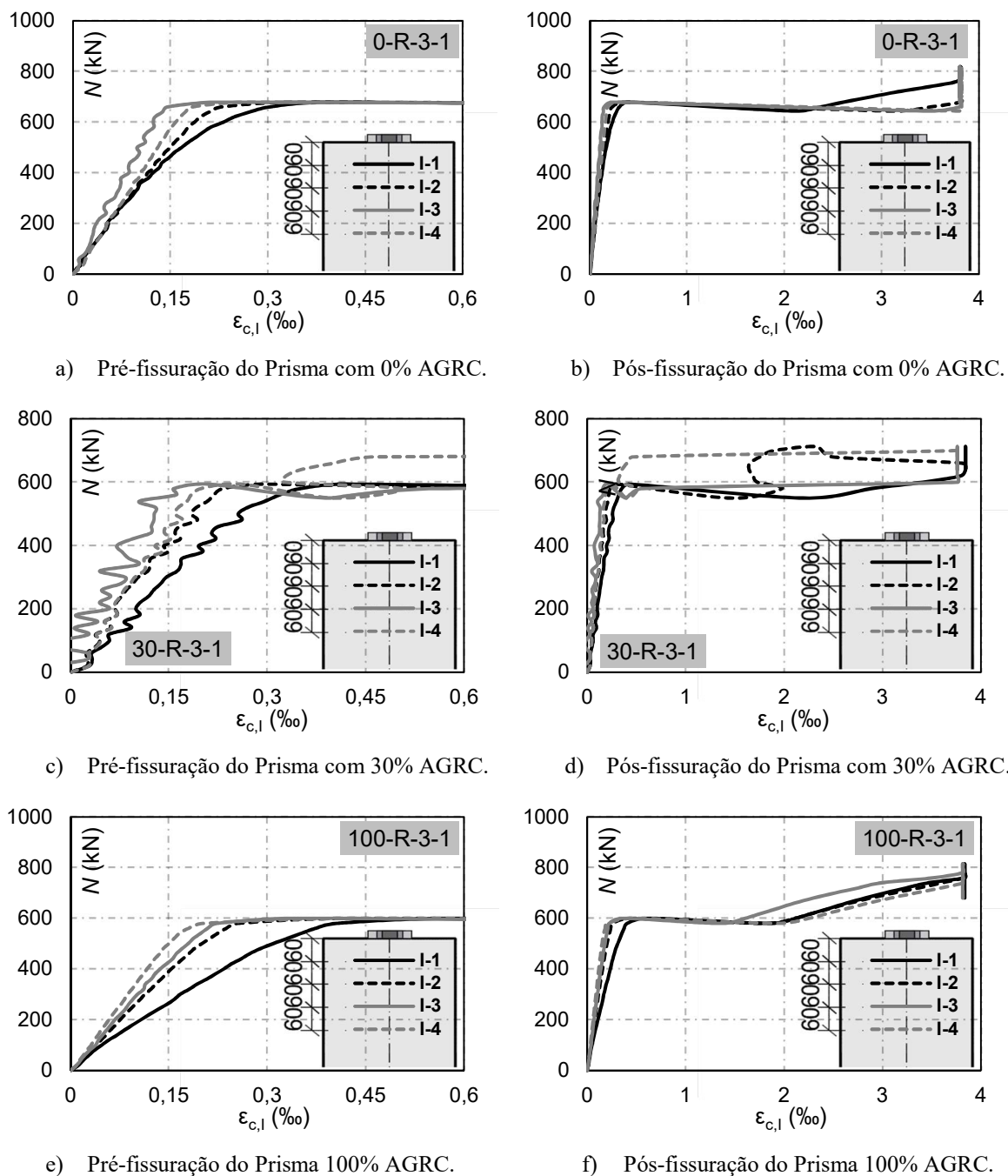
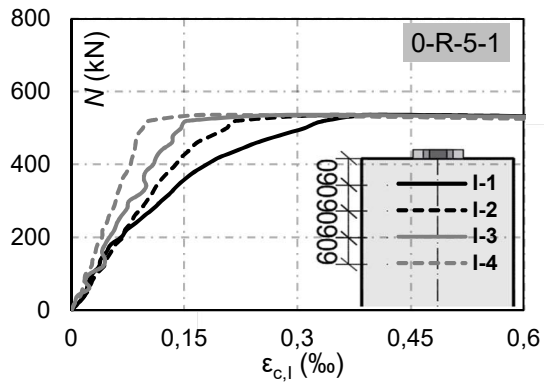


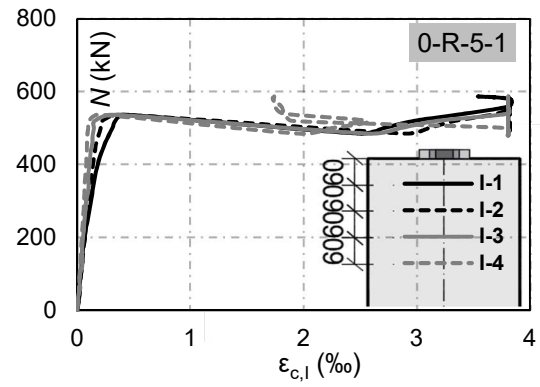
Figura 4.13 - Gráfico Carga-Deformação dos espécimes de concreto armado com  $b/a = 3$

Os resultados mostraram uma influência do fator  $b/a$  de maneira semelhante ao observado nos espécimes sem armadura, com maiores valores de deformação para mesmos níveis de carregamento em seções mais próximas ao apoio, e esta diferença se torna maior para fatores  $b/a$  maiores (5 e 8,5), ou seja, para carregamentos mais concentrados, indicando que as deformações transversais da biela se tornam mais concentradas em um determinado ponto, diferentemente do que ocorre para carregamentos mais distribuídos, que as deformações se distribuem de maneira mais uniforme ao longo da altura do prisma.

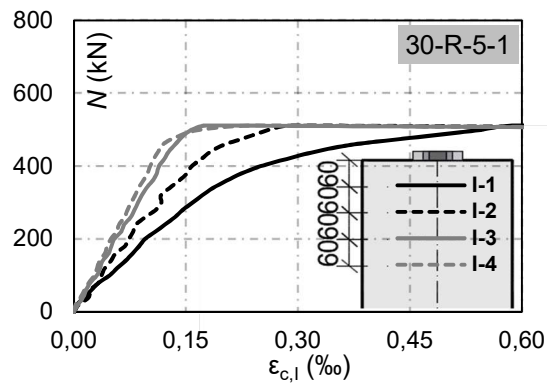




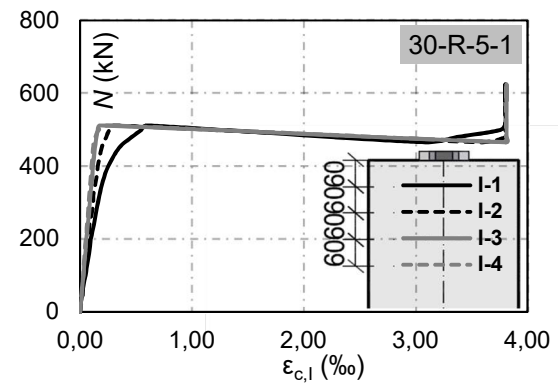
a) Pré-fissuração do Prisma com 0% AGRC.



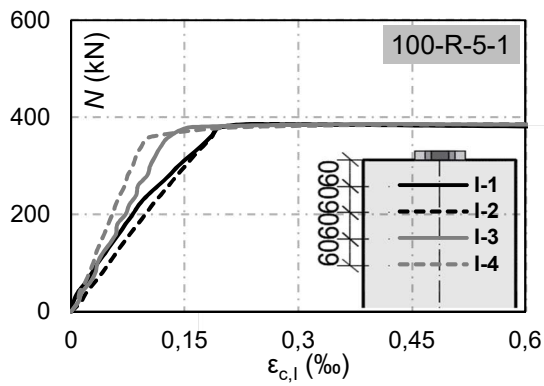
b) Pós-fissuração do Prisma com 0% AGRC.



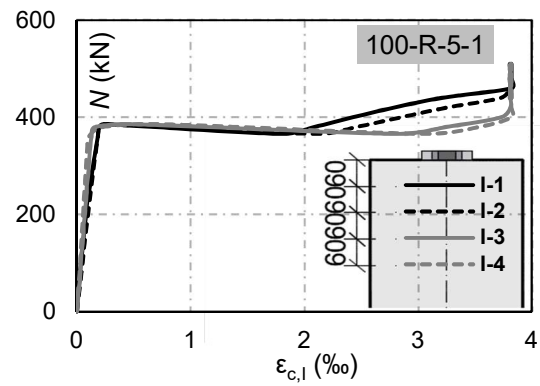
c) Pré-fissuração do Prisma com 30% AGRC.



d) Pós-fissuração do Prisma com 30% AGRC.

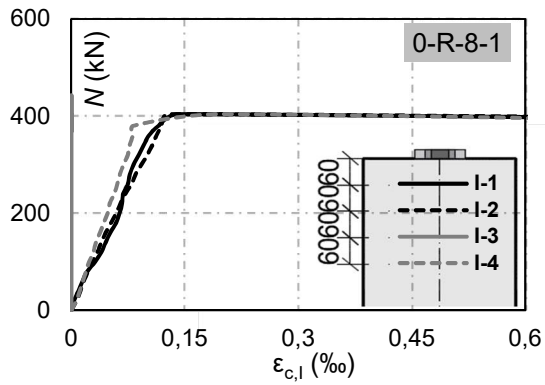


e) Pré-fissuração do Prisma 100% AGRC.

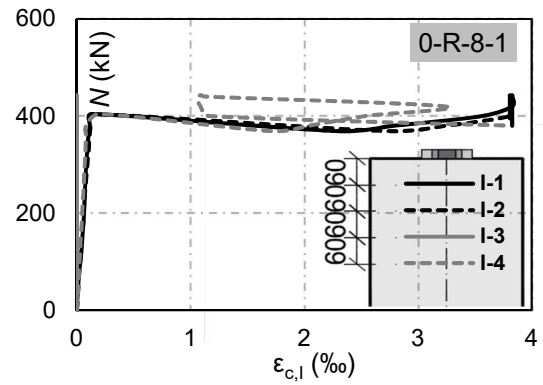


f) Pós-fissuração do Prisma 100% AGRC.

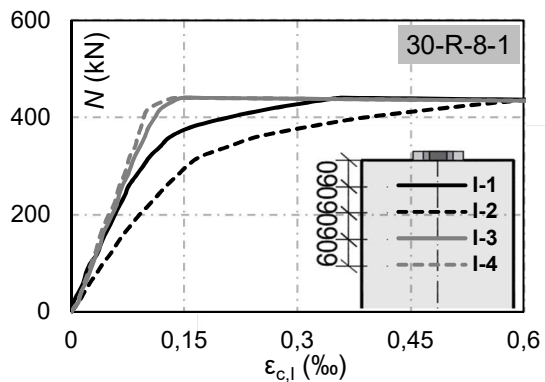
Figura 4.14 - Gráfico Carga-Deformação dos espécimes de concreto armado com  $b/a = 5$



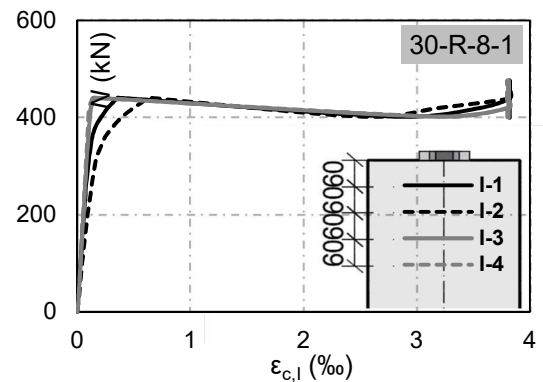
a) Pré-fissuração do Prisma com 0% AGRC.



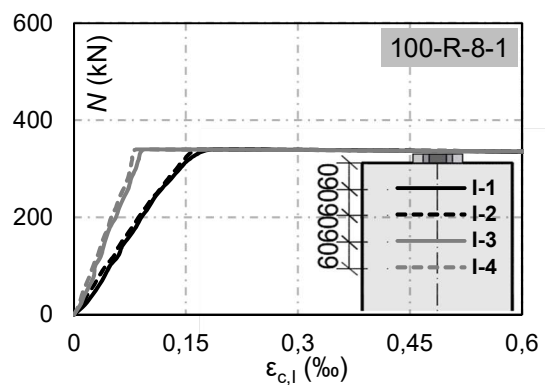
b) Pós-fissuração do Prisma com 0% AGRC.



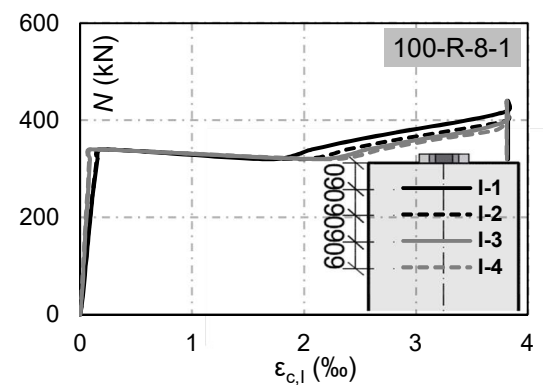
c) Pré-fissuração do Prisma com 30% AGRC.



d) Pós-fissuração do Prisma com 30% AGRC.



e) Pré-fissuração do Prisma 100% AGRC.



f) Pós-fissuração do Prisma 100% AGRC.

Figura 4.15 - Gráfico Carga-Deformação dos espécimes de concreto armado com  $b/a = 8,5$

A forma como as deformações se distribui no concreto ou nas barras de aço também são importante indicadores do comportamento dos espécimes nas etapas dos ensaios, pois evidenciam os pontos de máxima deformação de tração e permitem visualizar se há mudanças na distribuição de tensões em diferentes estágios de carregamento. A Figura 4.17 até Figura 4.19 mostram gráficos de deformações transversais nos espécimes sem armadura, plotados em função da altura de cada extensômetro interno posicionado ao

longo do eixo longitudinal dos prismas, para diferentes estágios de carregamento destacados na Figura 4.16 e correspondem às seguintes etapas do ensaio:

- 1 Sem carregamento (0%  $N_u$ );
- 2 Trecho linear-elástico (50%  $N_u$ );
- 3 Trecho linear-elástico (90%  $N_u$ );
- 4 Carga máxima (100%  $N_u$ ).

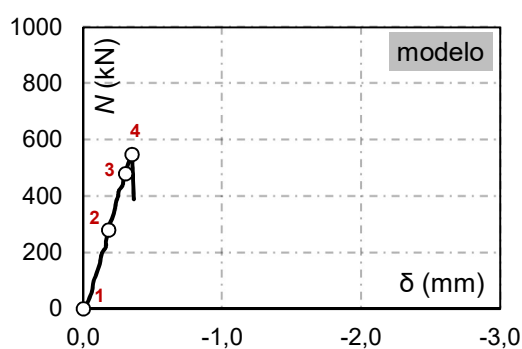
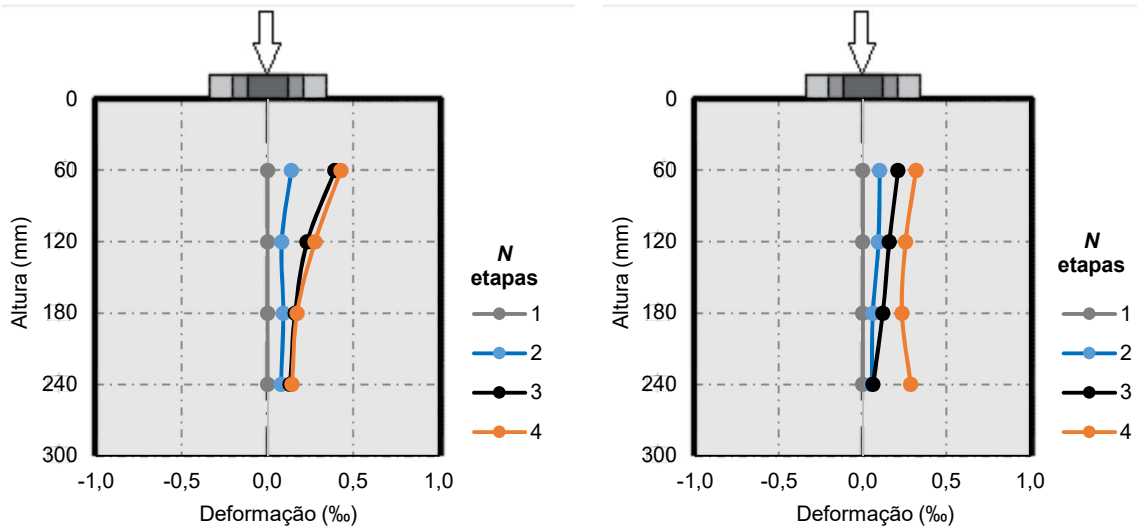


Figura 4.16 - Estágios de carregamento utilizados nas Figuras 4.17 até 4.19

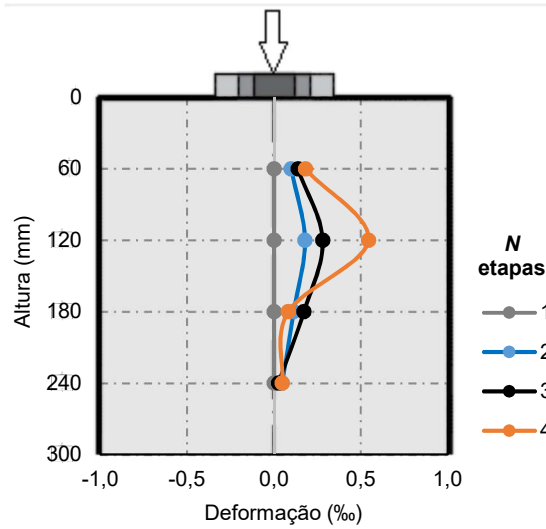
Os gráficos da Figura 4.17 mostram o comportamento dos espécimes com  $b/a = 3$  e taxas de substituição de AGN por AGRC de 0%, 30% e 100%. De uma maneira geral foram observados valores de deformação maiores para o extensômetro mais próximos ao carregamento (*strain gage* I-1), enquanto que para os outros foi registrado um decréscimo gradual de deformação quanto mais afastados do carregamento. Analisando o comportamento dos espécimes em função da taxa de substituição de agregados, não foram encontradas diferenças que pudessem apontar para uma influência deste parâmetro.

Os gráficos da Figura 4.18 e Figura 4.19 mostram a distribuição de deformações respectivamente dos espécimes com  $b/a = 5$  e  $8,5$  para 0%, 30% e 100% de AGRC. Também foram observados maiores valores de deformação para o extensômetro mais próximo ao carregamento (*strain gage* I-1). Espécimes com carregamento mais concentrado ( $b/a = 8,5$ ) apresentaram um perfil de deformações que pode ser interpretado como uma concentração maior de deformações transversais em regiões mais próximas à carga, diferentemente do que foi observado nos espécimes com carregamento mais distribuído, onde as deformações se distribuem mais uniformemente ao longo da altura do prisma ( $b/a = 3$ ).



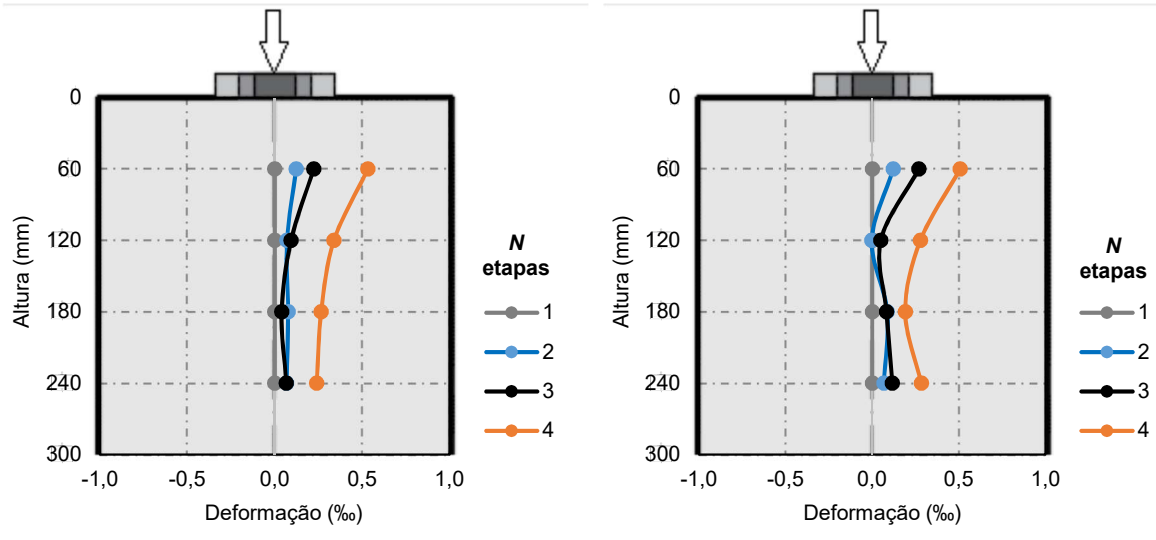
a) Distribuição de deformações 0-P-3-1

b) Distribuição de deformações 30-P-3-1



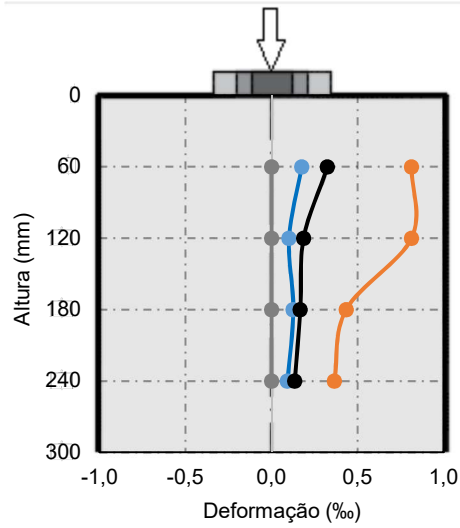
c) Distribuição de deformações 100-P-3-1

Figura 4.17 - Distribuição das deformações transversais internas no concreto dos prismas sem armadura com  $b/a = 3$



a) Distribuição de deformações 0-P-5-1

b) Distribuição de deformações 30-P-5-1



c) Distribuição de deformações 100-P-5-1

Figura 4.18 - Distribuição das deformações transversais internas no concreto dos prismas sem armadura com  $b/a = 5$

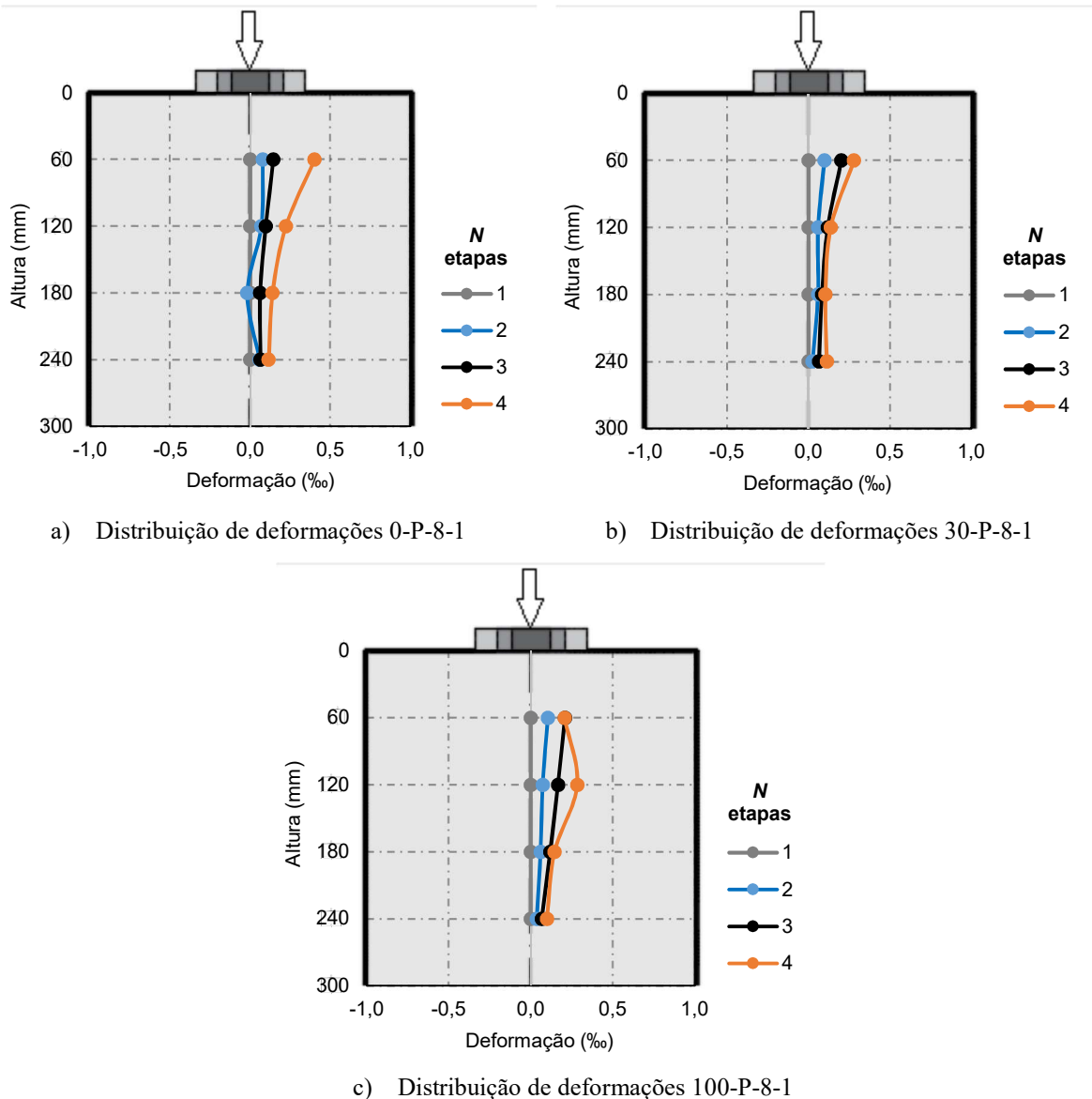


Figura 4.19 - Distribuição das deformações transversais internas no concreto dos prismas sem armadura com  $b/a = 8,5$

As distribuições de deformações transversais no concreto dos espécimes com armaduras,  $b/a = 3, 5$  e  $8,5$  são mostrados na Figura 4.21, Figura 4.22 e Figura 4.23, respectivamente. São apresentados os perfis nas etapas de pré e pós fissuração do concreto, que correspondem aos estágios de carregamento mostrados na Figura 4.20, onde as etapas pré-fissuração foram escolhidas em função da carga máxima antes da formação da fissura (Carga de fissuração), que se caracteriza pelo último ponto do trecho linear da curva, enquanto que as etapas pós-fissuração foram escolhidas em função da carga máxima ( $N_u$ ). No total foram 8 etapas:

Etapas pré-fissuração:

- 1 0% Carga de fissuração;
- 2 50% Carga de fissuração;
- 3 90% Carga de fissuração;
- 4 100% Carga de fissuração.

Etapas pós-fissuração:

- 5 101% Carga de fissuração;
- 6 85% Carga máxima ( $N_u$ );
- 7 90% Carga máxima ( $N_u$ );
- 8 100% Carga máxima ( $N_u$ ).

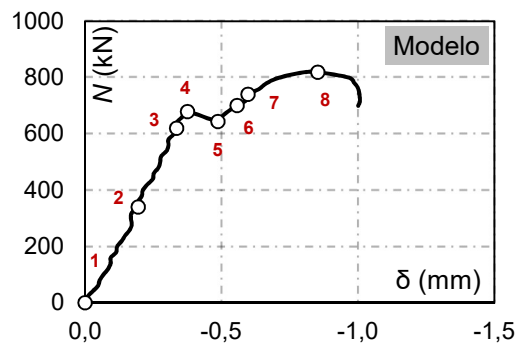
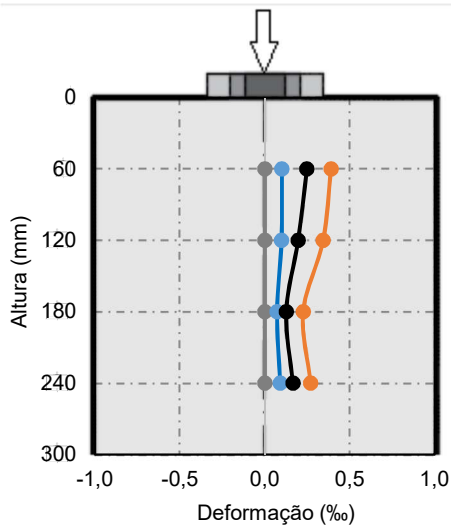
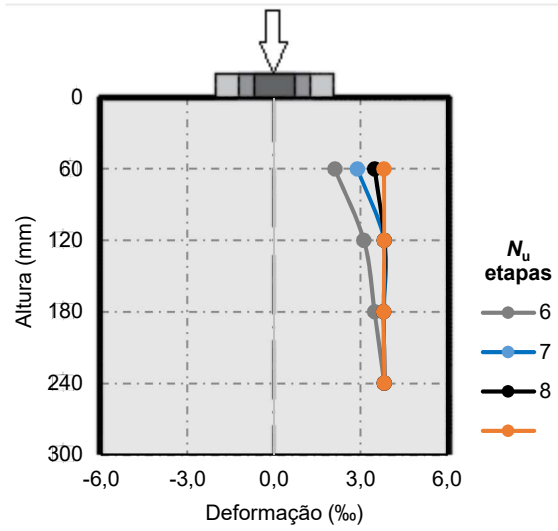


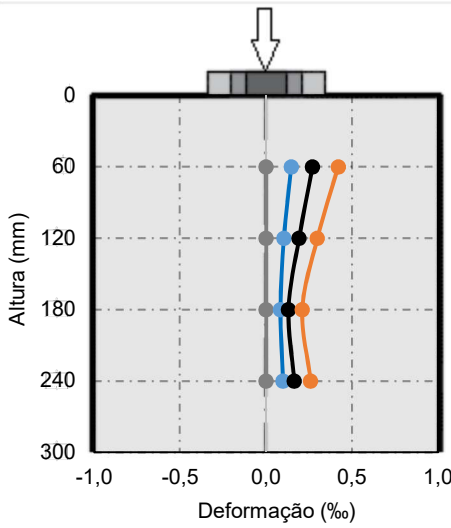
Figura 4.20 - Etapas de carregamento utilizadas nas Figuras 4.21 até 4.23



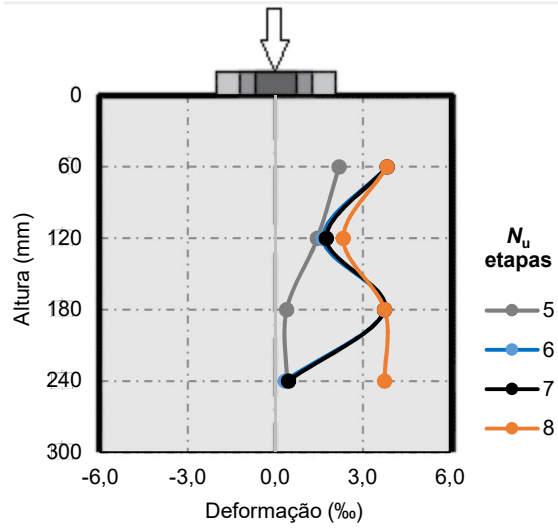
a) Distribuição de pré-fissuração 0-R-3-1



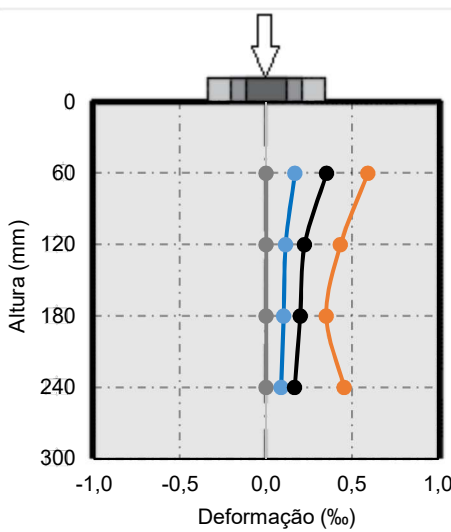
b) Distribuição pós-fissuração 0-R-3-1



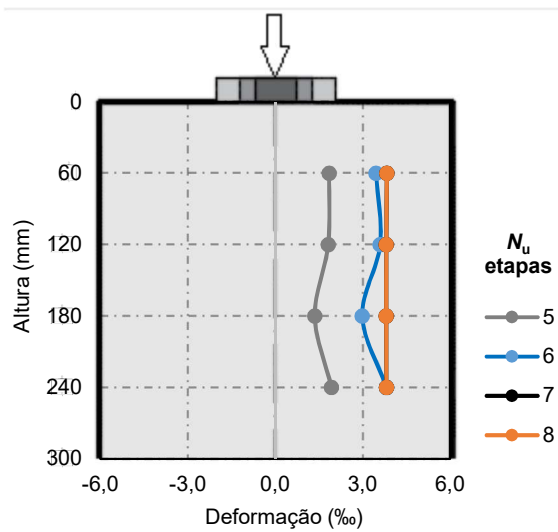
c) Distribuição de pré-fissuração 30-R-3-1



d) Distribuição pós-fissuração 30-R-3-1



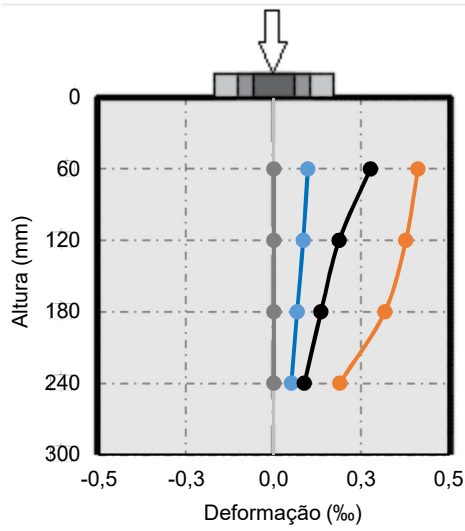
e) Distribuição de pré-fissuração 100-R-3-1



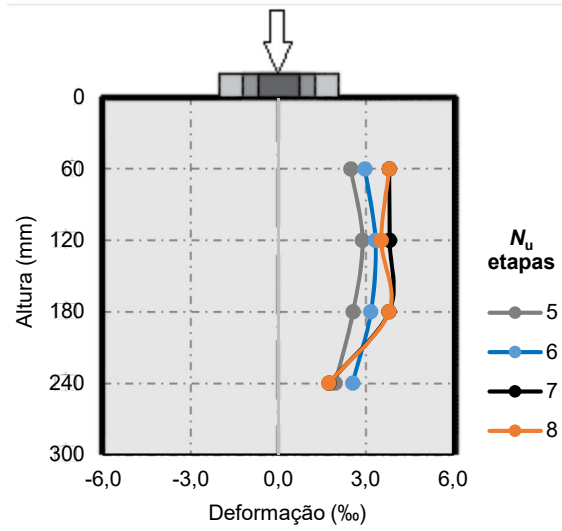
f) Distribuição pós-fissuração 100-R-3-1

Figura 4.21 - Distribuição de deformações transversais no concreto dos prismas com armadura e  $b/a = 3$

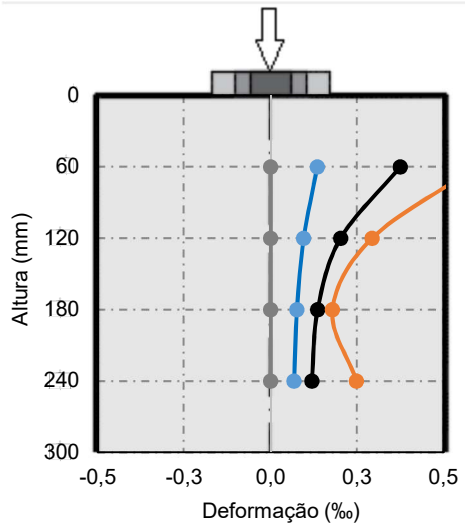




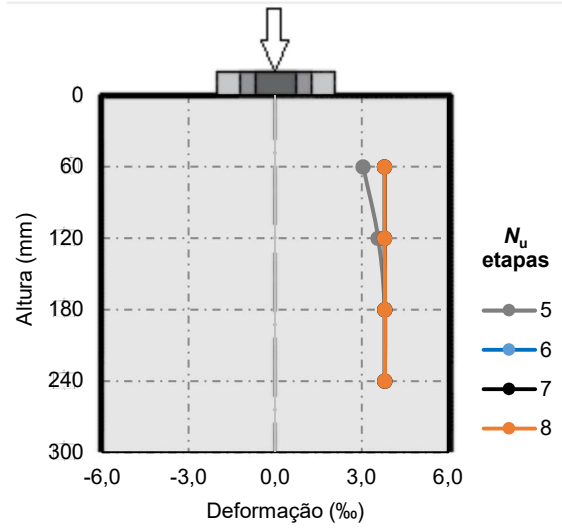
a) Distribuição de pré-fissuração 0-R-5-1



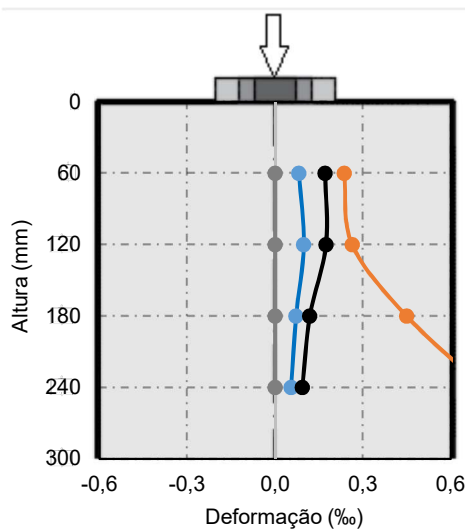
b) Distribuição pós-fissuração 0-R-5-1



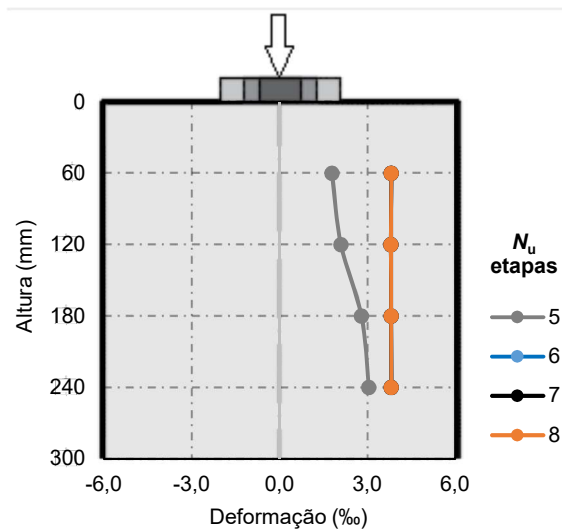
c) Distribuição de pré-fissuração 30-R-5-1



d) Distribuição pós-fissuração 30-R-5-1



e) Distribuição de pré-fissuração 100-R-5-1



f) Distribuição pós-fissuração 100-R-5-1

Figura 4.22 - Distribuição de deformações transversais no concreto dos prismas com armadura e  $b/a = 5$

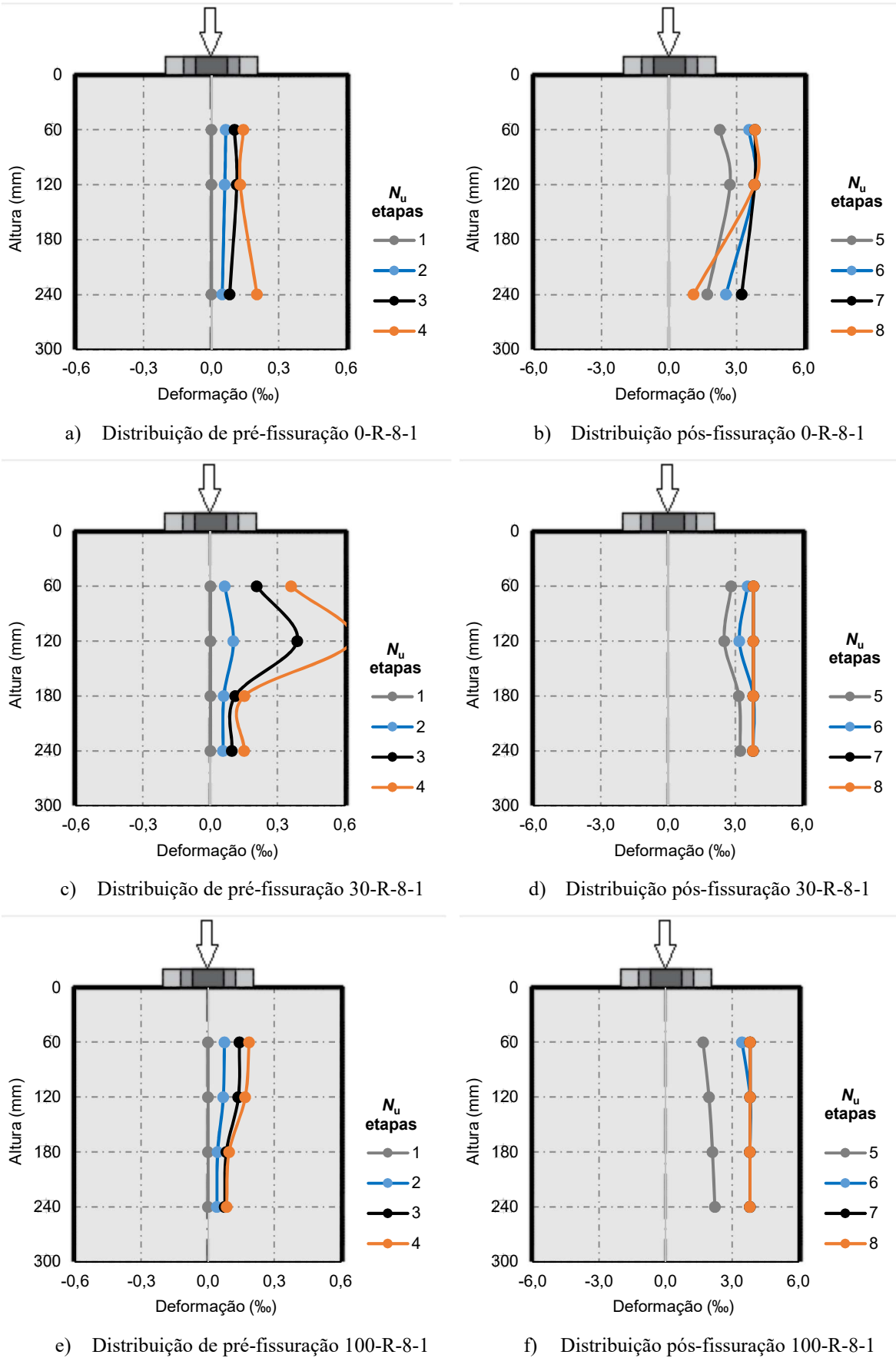


Figura 4.23 - Distribuição de deformações transversais no concreto dos prismas com armadura  $b/a = 8,5$

### 4.3.3. Armaduras transversais

As deformações das armaduras transversais foram monitoradas através de extensômetros elétricos de resistência (*strain gage*) que foram utilizados em metade das armaduras dos espécimes (4 estribos). Cada estribo instrumentado recebeu 2 extensômetros, e os resultados apresentados correspondem ao valor de maior potencial de deformação entre os 2 resultados. As Figura 4.24 até Figura 4.26 mostram os gráficos Carga-Deformação das armaduras transversais para  $b/a = 3$ ; 5 e 8,5, respectivamente.

O trecho linear-elástico das curvas corresponde às etapas pré-fissuração dos espécimes, e após esta etapa o concreto não resiste mais às tensões de tração, que passam a ser absorvidas, além de outros mecanismos, pelas armaduras transversais. A ruptura do espécime por ocorre quando é atingido o limite de escoamento das barras de aço ( $\epsilon_s \geq 3\%$ ).

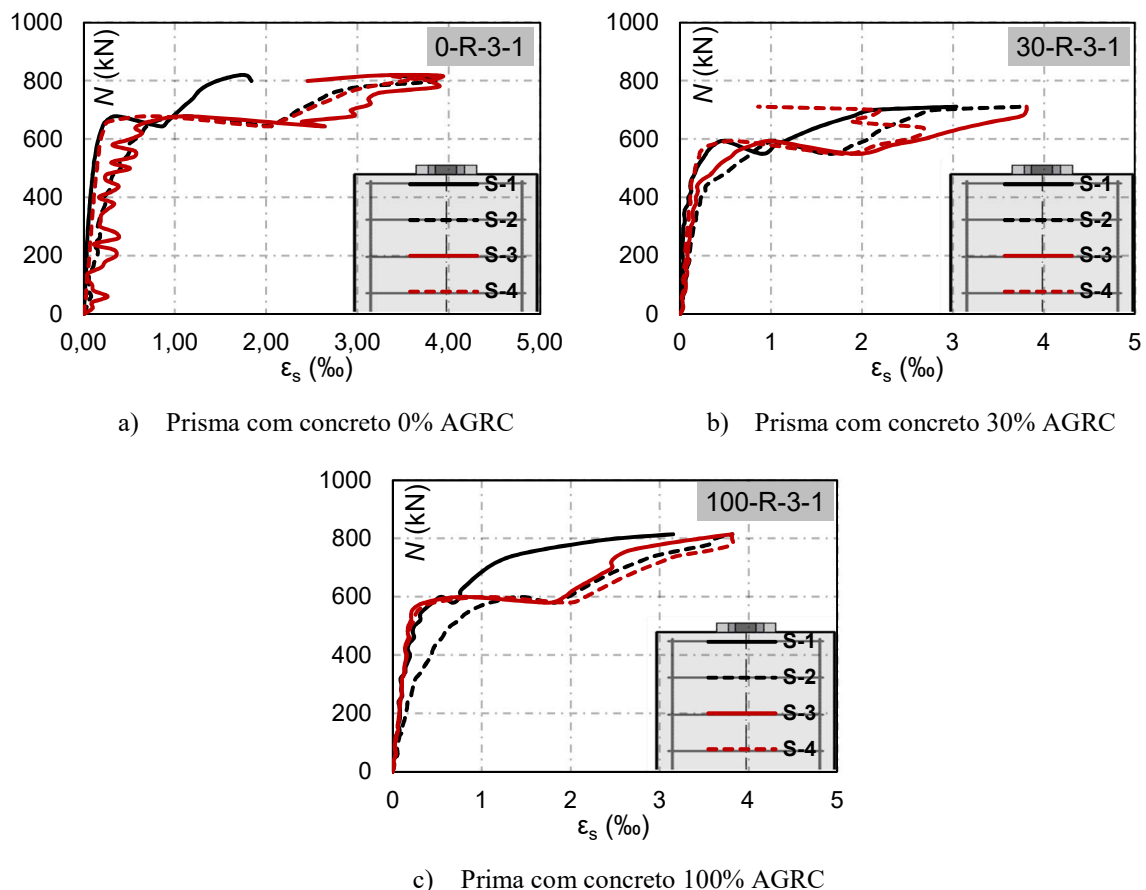
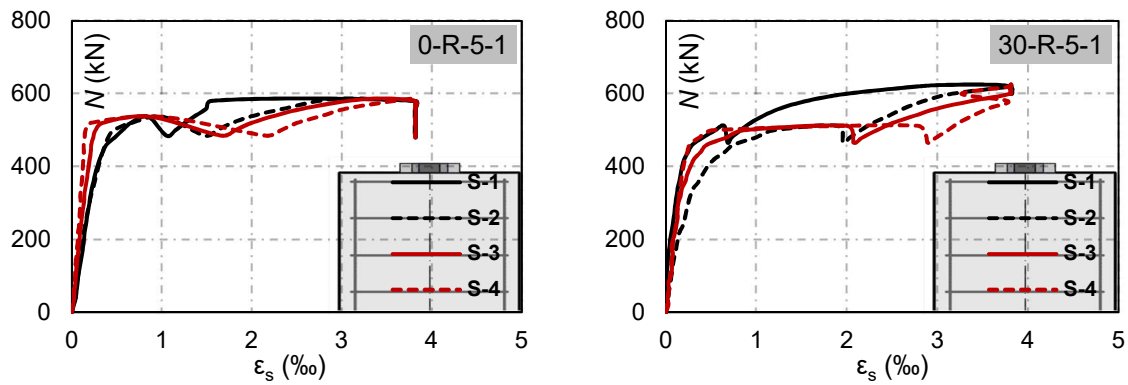
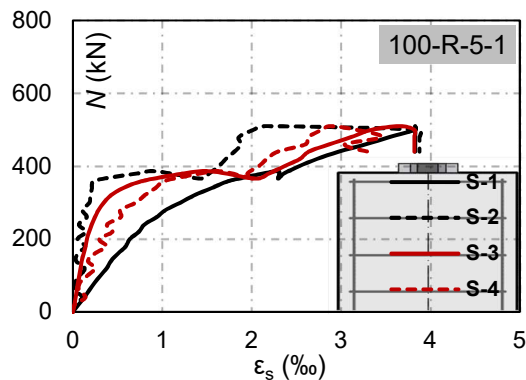


Figura 4.24 - Gráfico Carga-Deformação das armaduras transversais dos espécimes de concreto armado com  $b/a = 3$



a) Prisma com concreto 0% AGRC

b) Prisma com concreto 30% AGRC



c) Prisma com concreto 100% AGRC

Figura 4.25 - Gráfico Carga-Deformação das armaduras transversais dos espécimes de concreto armado com  $b/a = 5$

Os gráficos da Figura 4.24, Figura 4.25 e Figura 4.26 mostram que de uma maneira geral, no trecho pré-fissuração as armaduras apresentam um comportamento similar ao observado nas deformações transversais no concreto, com deformações maiores para os estribos posicionados mais próximos ao carregamento. Entretanto, após a fissuração os estribos posicionados perto do centro dos espécimes sofrem deformações maiores, o que era esperado, uma vez que é a região onde há maior abertura de fissura. Não foram observadas diferenças no comportamento das armaduras em função da taxa de substituição de AGN por AGRC.

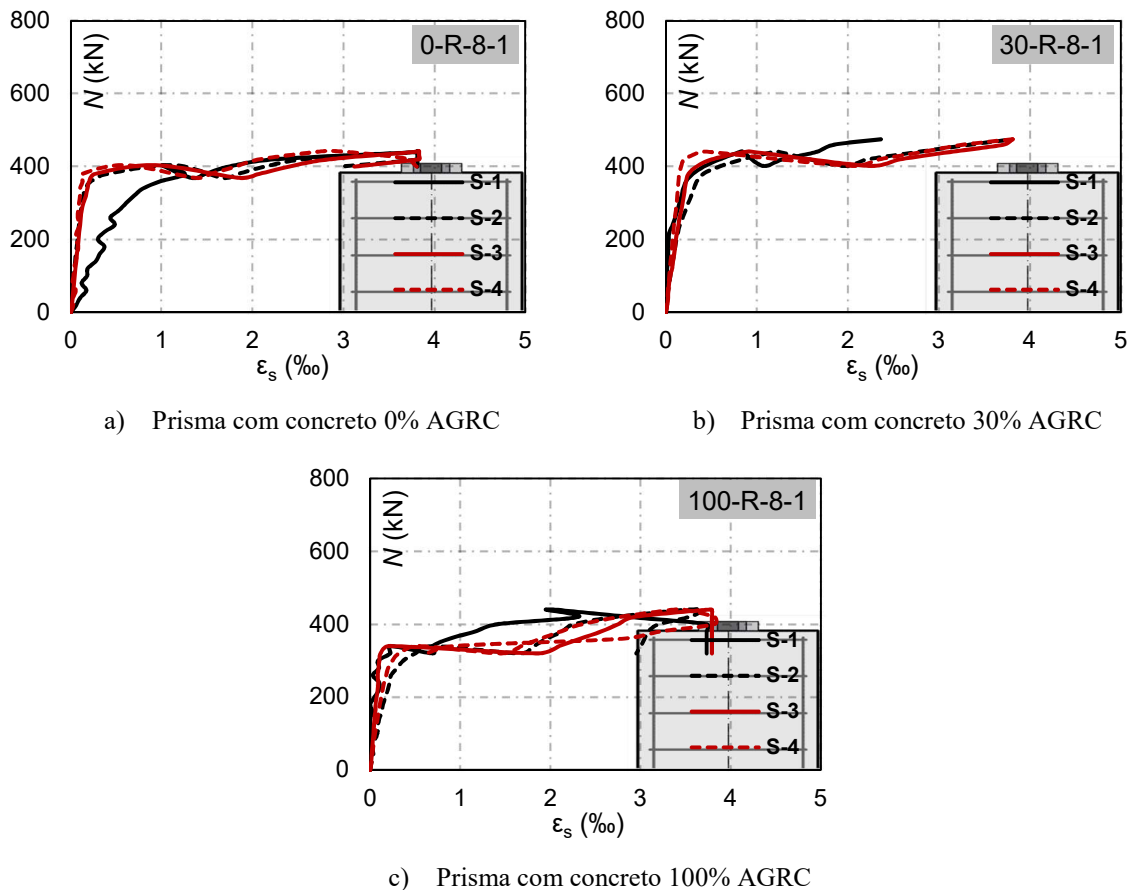
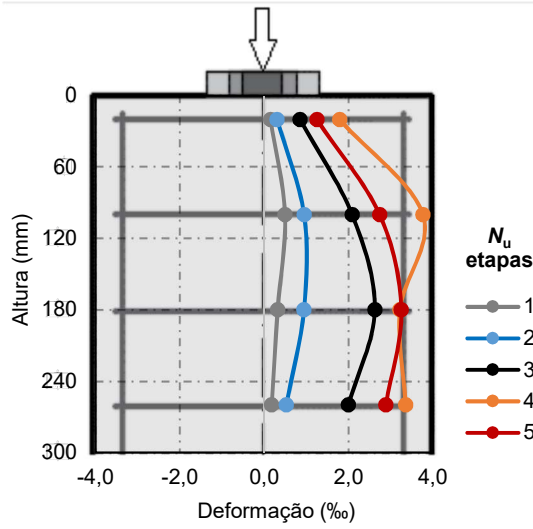


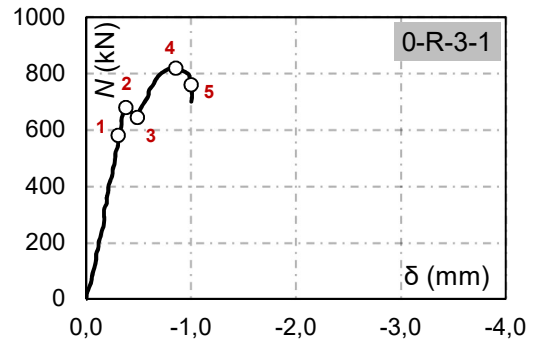
Figura 4.26 - Gráfico Carga-Deformação das armaduras transversais dos espécimes de concreto armado com  $b/a = 8,5$

A Figura 4.27 até Figura 4.29 mostram os gráficos de distribuição de deformações em cada estribo para cada taxa de substituição por AGRC (respectivamente, 0%, 30% e 100%). Através da distribuição de deformações é possível avaliar qualitativamente como as armaduras transversais são recrutadas para resistir às tensões transversais da biela formada no fendilhamento.

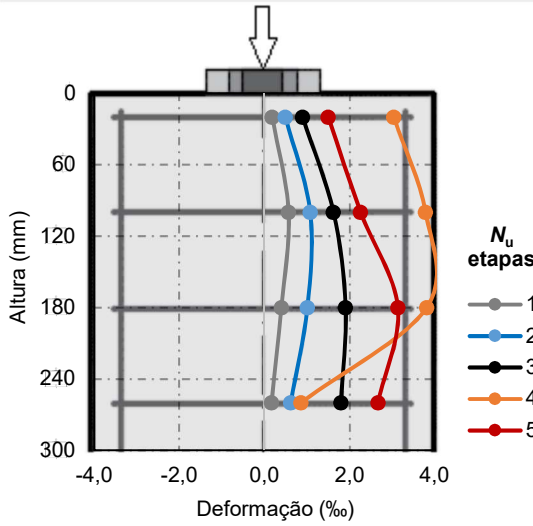
Através do perfil de deformações nas armaduras dos prismas foi possível observar a forma como as tensões transversais se distribuem. Não foram observadas diferenças que pudessem apontar para uma influência da taxa de substituição de AGRC na forma como as deformações se distribuem na armadura na pré e pós formação de fissura.



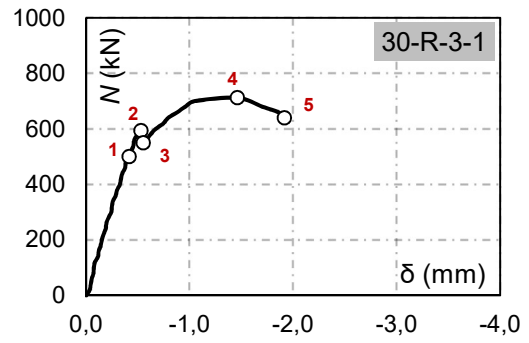
a) Distribuição de deformações 0-R-3-1



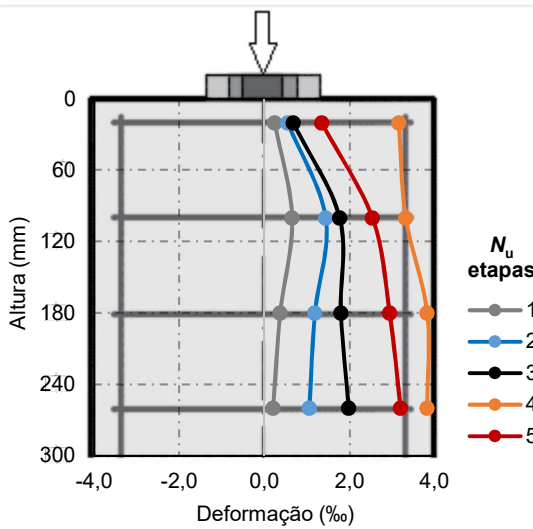
b) Etapas do ensaio 0-R-3-1



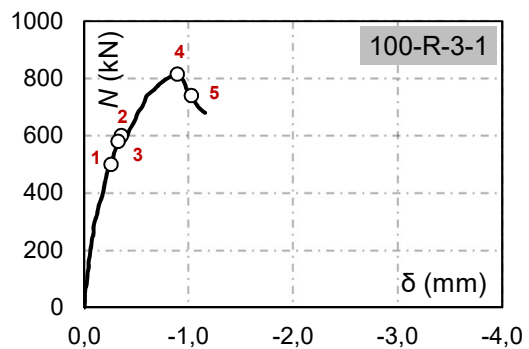
c) Distribuição de deformações 30-R-3-1



d) Etapas do ensaio 30-R-3-1

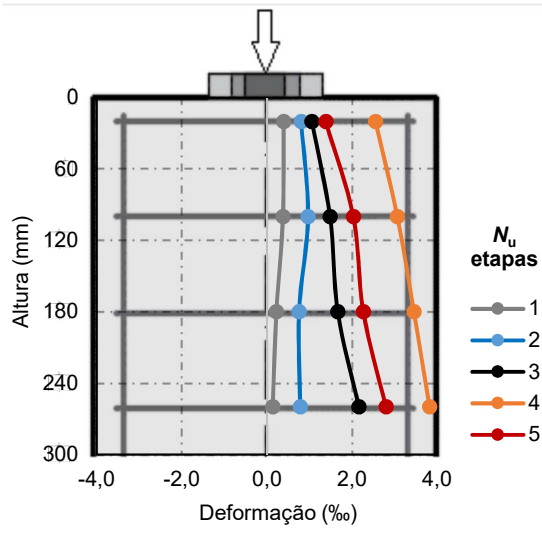


e) Distribuição de deformações 100-R-3-1

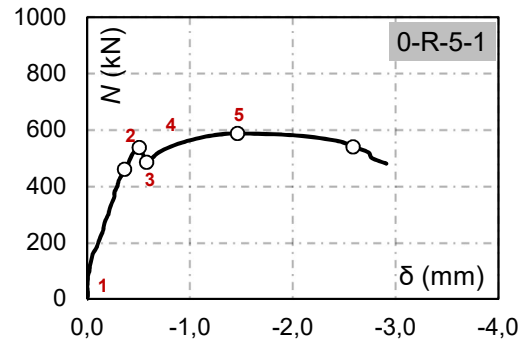


f) Etapas do ensaio 100-R-3-1

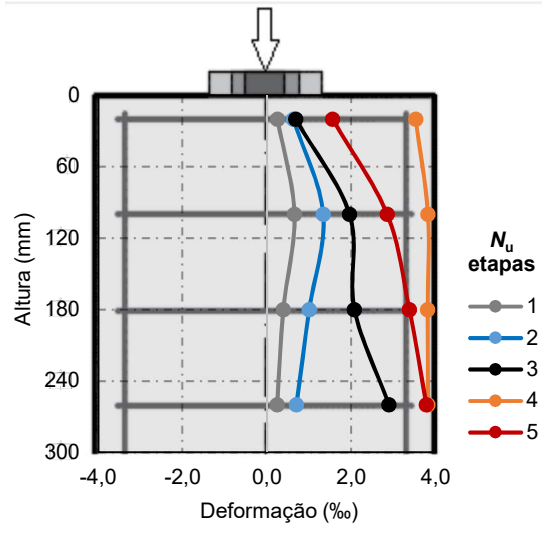
Figura 4.27 - Distribuição das deformações das armaduras dos prismas com  $b/a = 3$



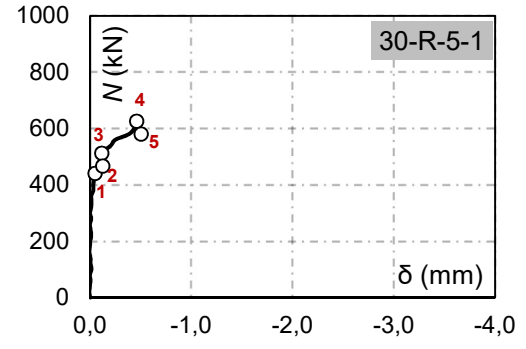
a) Distribuição de deformações 0-R-5-1



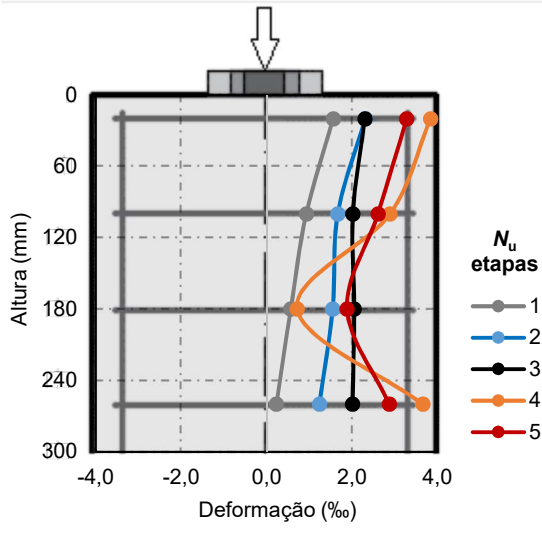
b) Etapas do ensaio 0-R-5-1



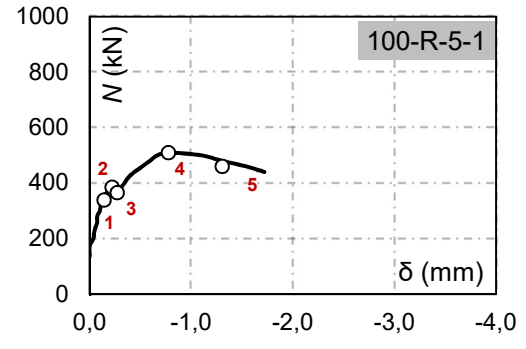
c) Distribuição de deformações 30-R-5-1



d) Etapas do ensaio 30-R-5-1

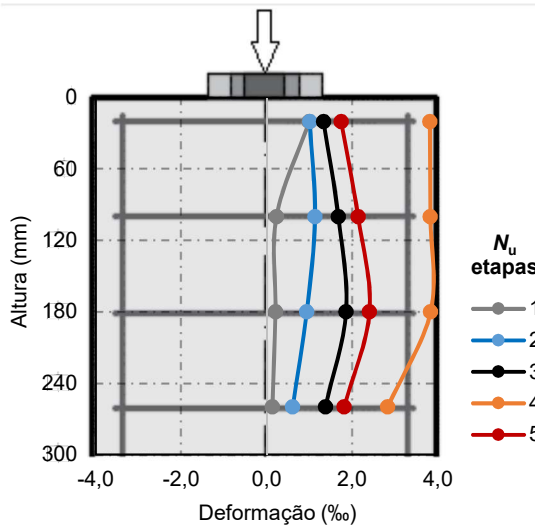


e) Distribuição de deformações 100-R-5-1

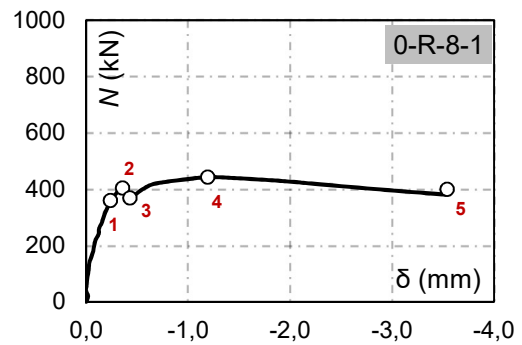


f) Etapas do ensaio 100-R-5-1

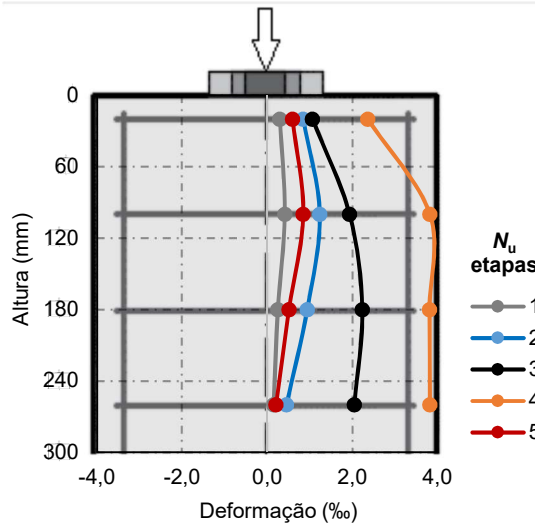
Figura 4.28 - Distribuição das deformações das armaduras dos prismas com  $b/a = 5$



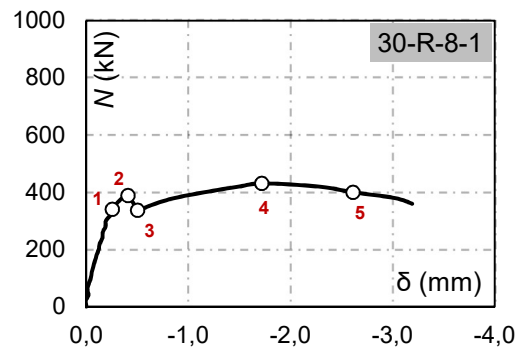
a) Distribuição de deformações 0-R-8-1



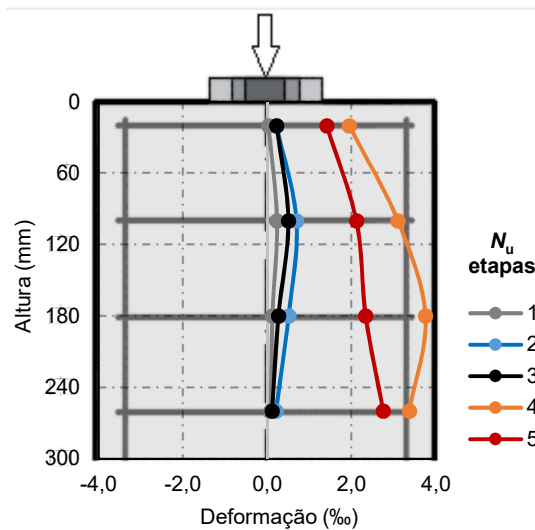
b) Etapas do ensaio 0-R-8-1



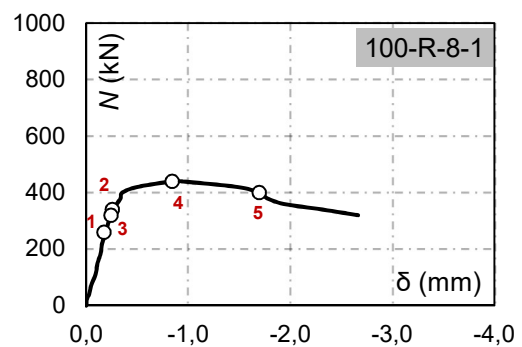
c) Distribuição de deformações 30-R-8-1



d) Etapas do ensaio 30-R-8-1



e) Distribuição de deformações 100-R-8-1



f) Etapas do ensaio 100-R-8-1

Figura 4.29 - Distribuição das deformações das armaduras dos prismas com  $b/a = 8,5$



#### 4.4. Resistência

Assim como o comportamento, a resistência é um importante parâmetro para avaliar a influência do AGRC em estruturas submetidas à ruptura por fendilhamento. Foram ensaiados 18 espécimes com características diferentes, e para cada prisma havia outro espécime idêntico, mas sem armadura, totalizando 36 espécimes no programa experimental. Para esta análise foram utilizados os resultados de maior potencial de resistência entre 2 espécimes iguais.

Serão avaliados alguns parâmetros que possam ter influência na resistência ao fendilhamento de espécimes locais de concreto, como: a taxa de substituição de AGN por AGRC; fator de concentração de carregamento, através da relação  $b/a$ ; e uso ou não de armadura transversal. Para isto, as comparações entre os espécimes não serão realizadas utilizando o valor absoluto de resistência encontrado nos ensaios, mas uma resistência relativa através de um fator de eficiência da biela ( $\beta_s$ ), mostrado na Equação 4.2, onde relaciona a tensão última  $\sigma_u$  e a resistência do concreto  $f_c$ .

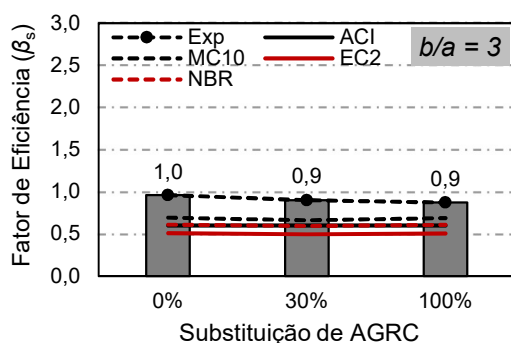
$$\beta_s = \frac{\sigma_u}{f_c} \quad \text{Equação 4.2}$$

Os resultados dos espécimes serão apresentados em função do fator de  $b/a$ . A Tabela 4.1, Tabela 4.2 e Tabela 4.3 mostram os resultados para os espécimes com 0%, 30% e 100% de AGRC. São apresentados os resultados de carga última ( $N_u$ ) de cada espécime, o valor do fator de eficiência final ( $\beta_{s,exp}$ ), e relações dos resultados experimentais com os calculados por normas (exp/norma), de acordo com as equações 2.22, 2.25, 2.27 e 2.29, respectivamente para ACI 318, MC10, EC2 e NBR.

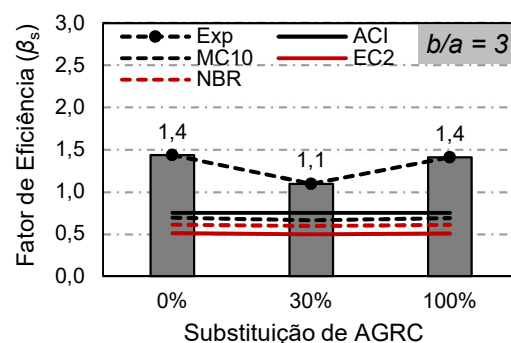
A análise dos resultados apresentado na Tabela 4.1 mostra que não houve influência da taxa de substituição de agregados na resistência dos espécimes sem armadura, conforme as pequenas variações da relação exp/norma mostradas na Figura 4.30 a). Entretanto, para espécimes com armadura foi encontrado menores valores de eficiência para os espécimes com 30% de AGRC, embora tenha se mantido para 0% e 100%, como mostrado na Figura 4.30 b). Os valores calculados pelas normas mostraram-se muito conservadores, com valores de até 180% menores que os encontrados experimentalmente.

Tabela 4.1 - Resultados de resistência para os espécimes com  $b/a = 3$

Espécime	$f_c$ (MPa)	$\rho_t$ (%)	$b/a$	$\sigma_u$ (MPa)	$N_u$ (kN)	$N_u$ (kN)	$\beta_{s,exp}$	Exp /ACI	Exp /MC10	Exp /EC2	Exp /NBR
0-P-3-1	38,0	0	3	36,5	548	548	1,0	1,9	1,4	1,9	1,6
0-P-3-2				31,9	479						
30-P-3-1	43,6			36,7	551	590	0,9	1,8	1,4	1,8	1,5
30-P-3-2				39,3	590						
100-P-3-1	38,7			33,7	506	506	0,9	1,7	1,3	1,7	1,4
100-P-3-2				43,1	388						
0-R-3-1	38,0	0,3	3	54,6	819	819	1,4	1,7	2,1	2,8	2,4
0-R-3-2				54,0	810						
30-R-3-1	43,6			47,5	712	716	1,1	1,0	1,7	2,2	1,8
30-R-3-2				47,7	716						
100-R-3-1	38,7			54,3	815	817	1,4	1,7	2,0	2,8	2,3
100-R-3-2				54,5	817						



a) Sem armadura transversal



b) Com armadura transversal

Figura 4.30 - Fatores de eficiência da biela para os espécimes com  $b/a = 3$  e diferentes taxas de AGRC

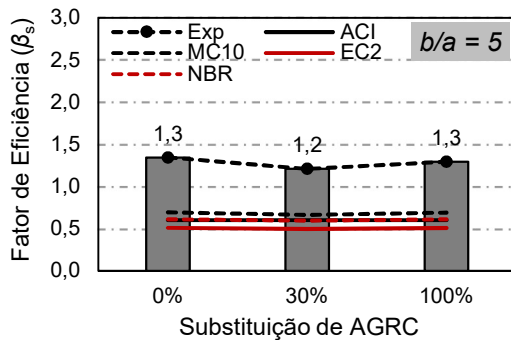
A Tabela 4.2 e Tabela 4.3 mostram os resultados dos ensaios dos espécimes com  $b/a = 5$  e  $8,5$ . Foram observadas pequenas diferenças entre os resultados para diferentes taxas de substituição de agregado, indicando que este parâmetro apresentou pouca influência na resistência ao fendilhamentos dos espécimes, tanto sem armadura como com armadura. Os valores calculados por normas, assim como para  $b/a = 3$ , mostraram-se muito conservadores, como mostrado nas Figura 4.31 e Figura 4.32.

Os resultados apresentados mostraram uma influência do fator de concentração de carregamento na resistência ao fendilhamento, com ganhos de eficiência conforme é

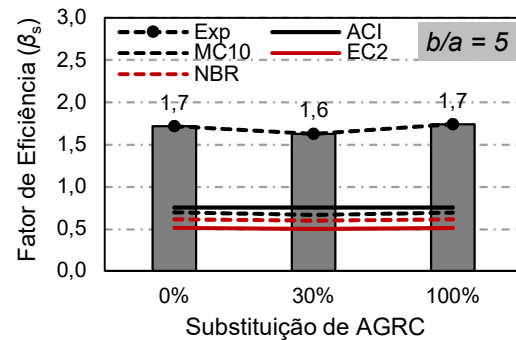
aumentado  $b/a$ , tanto para espécimes sem armadura na Figura 4.33 a) e Tabela 4.4, como para espécimes com armadura, conforme mostrado na Figura 4.33 b) e apresentado na Tabela 4.5.

Tabela 4.2 - Resultados de resistência para os espécimes com  $b/a = 5$

Espécime	$f_c$ (MPa)	$\rho_t$ (%)	$b/a$	$\sigma_u$ (MPa)	$N_u$ (kN)	$N_u$ (kN)	$\beta_{s,exp}$	Exp /ACI	Exp /MC10	Exp /EC2	Exp /NBR
0-P-6-1	38,0	0	5	51,1	460	460	1,3	2,6	1,9	2,6	2,2
0-P-6-2				48,8	439						
30-P-6-1	43,6			52,7	474	474	1,2	2,4	1,8	2,4	2,0
30-P-6-2				45,6	410	450	1,3	2,5	1,9	2,5	2,1
100-P-6-1	38,7			50,0	450						
100-P-6-2											
0-R-6-1	38,0	0,3	5	65,2	587	587	1,7	2,0	2,5	3,4	2,8
0-R-6-2				64,7	582						
30-R-6-1	43,6			69,4	625	637	1,6	1,5	2,5	3,3	2,7
30-R-6-2				70,8	637						
100-R-6-1	38,7			56,7	510	605	1,7	2,0	2,5	3,4	2,9
100-R-6-2				67,2	605						



a) Sem armadura transversal



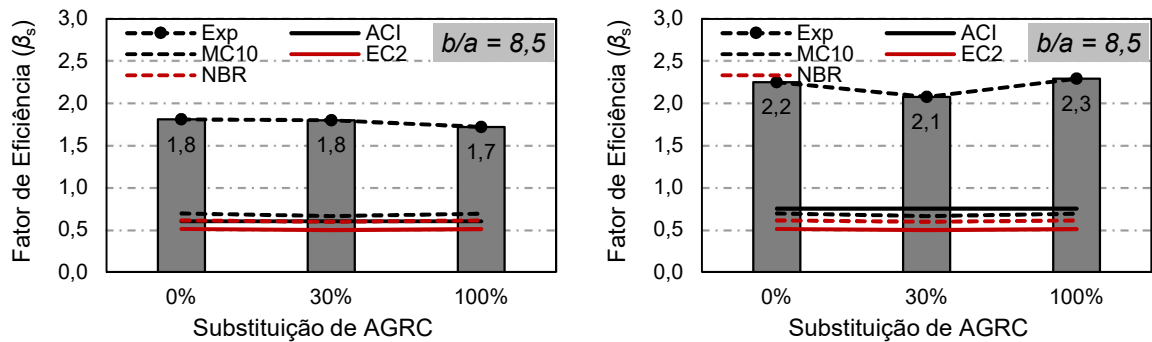
b) Com armadura transversal

Figura 4.31 - Fatores de eficiência da biela para os espécimes com  $b/a = 5$  e diferentes taxas de AGRC.

Para análise da influência das armaduras transversais, este programa experimental buscou avaliar o caso de bielas sem armadura e bielas com armaduras, com uma taxa mínima de  $\rho_t = 0,3\%$ . Os resultados mostraram ganhos de eficiência para os espécimes com armadura, com valores médios que variam de 24% para prismas com  $b/a = 8,5$  e 44% para  $b/a = 3$ , na razão entre os resultados de concreto *Armado/Simples* conforme mostrado na Tabela 4.6 e na Figura 4.34.

Tabela 4.3 - Resultados de resistência para os espécimes com  $b/a = 8,5$

Espécime	$f_c$ (MPa)	$\rho_t$ (%)	$b/a$	$\sigma_u$ (MPa)	$N_u$ (kN)	$N_u$ (kN)	$\beta_{s,exp}$	Exp /ACI	Exp /MC10	Exp /EC2	Exp /NBR
0-P-8-1	38,0	0	8,5	68,8	361	361	1,8	3,5	2,6	3,5	2,9
0-P-8-2				63,2	332						
30-P-8-1	43,6			78,5	412	412	1,8	3,5	2,7	3,6	3,0
30-P-8-2				67,0	352						
100-P-8-1	38,7			66,5	349	349	1,7	3,3	2,5	3,4	2,8
100-P-8-2				61,7	324						
0-R-8-1	38,0	0,3	8,5	84,4	443	449	2,3	2,6	3,2	4,4	3,7
0-R-8-2				85,5	449						
30-R-8-1	43,6			90,5	475	475	2,1	1,9	3,1	4,2	3,5
30-R-8-2				82,1	431						
100-R-8-1	38,7			83,8	440	465	2,3	2,7	3,3	4,5	3,7
100-R-8-2				88,6	465						



a) Sem armadura transversal

b) Com armadura transversal

Figura 4.32 - Fatores de eficiência da biela para os espécimes com  $b/a = 8,5$  e diferentes taxas de AGRC.

Tabela 4.4 - Influência do fator  $b/a$  na resistência dos espécimes de concreto simples

$b/a$	0% AGRC	30% AGRC	30%/0%	100% AGRC	100%/0%
3	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9
5	1,3	1,2	0,9	1,3	1,0
8,5	1,8	1,8	1,0	1,7	1,0

Tabela 4.5 - Influência do fator  $b/a$  na resistência dos espécimes de concreto armado

$b/a$	0% AGRC	30% AGRC	30%/0%	100% AGRC	100%/0%
3	1,4	1,1	0,8	1,4	1,0
5	1,7	1,6	0,9	1,7	1,0
8,5	2,2	2,1	0,9	2,3	1,0

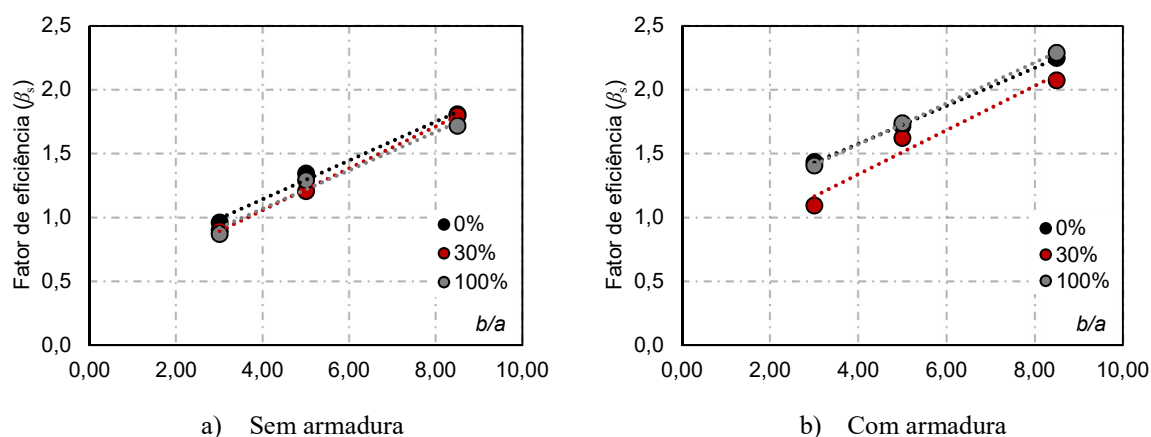


Figura 4.33 - Influência do fator  $b/a$  na resistência ao fendilhamento dos espécimes

Tabela 4.6 - Influência da armadura transversal na resistência dos espécimes

Série	$b/a$		
	3	5	8,5
0%	1,5	1,3	1,2
30%	1,2	1,3	1,2
100%	1,6	1,3	1,3
média	1,4	1,3	1,2
D. Padrão	0,21	0,04	0,09

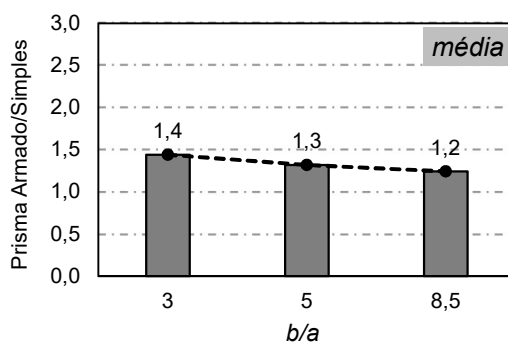


Figura 4.34 - Influência da armadura transversal na resistência dos espécimes

#### 4.5. Comparação com Banco de Dados

Os resultados do programa experimental foram comparados com resultados de outros trabalhos encontrados na literatura. Para analisar a resistência dos espécimes foi utilizado o fator de eficiência da biela ( $\beta_s$ ), calculado conforme a Equação 4.2. Os resultados serão analisados qualitativamente de forma gráfica em função de parâmetros como o fator de concentração de carregamento ( $b/a$ ), fator de forma dos espécimes ( $h/b$ ) e taxa de armadura transversal ( $\rho_t$ ).

O banco de dados não apresenta nenhum resultado de espécimes com taxas de substituição de AGN por AGRC, entretanto, como os resultados do programa experimental não apresentaram grandes divergências de  $\beta_s$  as análises gráficas serão realizadas com as séries de 30% e 100% de AGRC.

#### 4.5.1. Espécimes de concreto simples

Os resultados para os espécimes sem armadura são mostrados nos gráficos da Figura 4.35. Em a) é apresentado o gráfico de  $\beta_s$  em função de  $b/a$ . A faixa de abrangência dos resultados de outros autores vai de  $b/a = 2$  até 13, entretanto percebe-se uma carência de resultados entre a faixa de 8 até 10, da qual os espécimes do programa experimental com  $b/a = 8,5$  são os únicos dados dentro deste intervalo.

Os dados do BD mostraram uma tendência de crescimento da eficiência da biela conforme mais concentrado é o carregamento, o que também foi observado para as 3 séries do programa experimental. De uma maneira geral os resultados de outros autores apresentaram-se bem dispersos entre si, o que pode estar relacionado à diferentes características dos espécimes, como dimensões, material ou sistema de ensaio.

A Figura 4.35 b) apresenta o gráfico para avaliação da influência de  $h/b$  na resistência ao fendilhamento. Os dados abrangem uma faixa de 0,5 até 3, enquanto que os espécimes do programa experimental se encontram na faixa 2. Não foram observadas influência deste parâmetro com o  $\beta_s$ , além da tendência de resultados manter-se constante, foi mostrado que para mesmas faixas de fator de forma há uma grande variação de resistência, o que pode estar associado à influência de outros parâmetros.

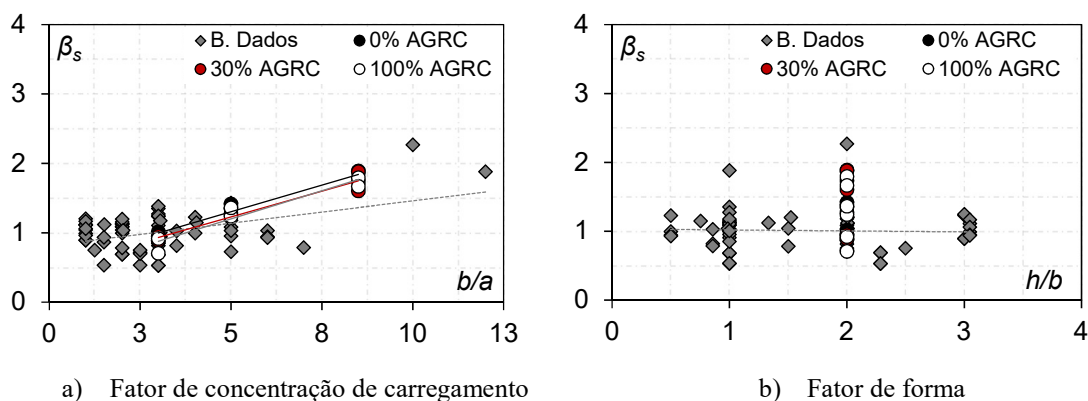


Figura 4.35 - Análise dos resultados com Banco de Dados sem armadura

#### 4.5.2. Espécimes de concreto armado

Os resultados dos espécimes com armadura transversal são apresentados na Figura 4.36. A análise da influência do parâmetro  $b/a$  pode ser feita através do gráfico em a). Assim como observado nos espécimes sem armadura, notou-se um ganho de eficiência conforme há uma concentração maior de carregamento. Tal resposta foi observada tanto nos espécimes do programa experimental quanto nos espécimes de outros autores, muito embora ainda apresente uma grande dispersão de resultados do BD.

Estas respostas podem levar a interpretação da influência de  $b/a$  na resistência ao fendilhamento de estruturas de concreto simples e armado, enquanto que parâmetros como  $h/b$  não apresentaram uma correlação consistente para mostrar uma possível influência no ganho de resistência, como mostrado na Figura 4.36 b).

Em c) foi observada uma influência da taxa de armadura transversal no ganho de eficiência da biela, conforme esperado. Embora os espécimes do programa experimental não apresentem variações de  $\rho_t$ , os espécimes do BD mostraram que espécimes com taxas superiores à 1% mantiveram uma eficiência mínima de pelo menos 1, enquanto que abaixo deste desta taxa há uma grande dispersão de resultados, mas com  $\beta_s$  mínimo de 0,5.

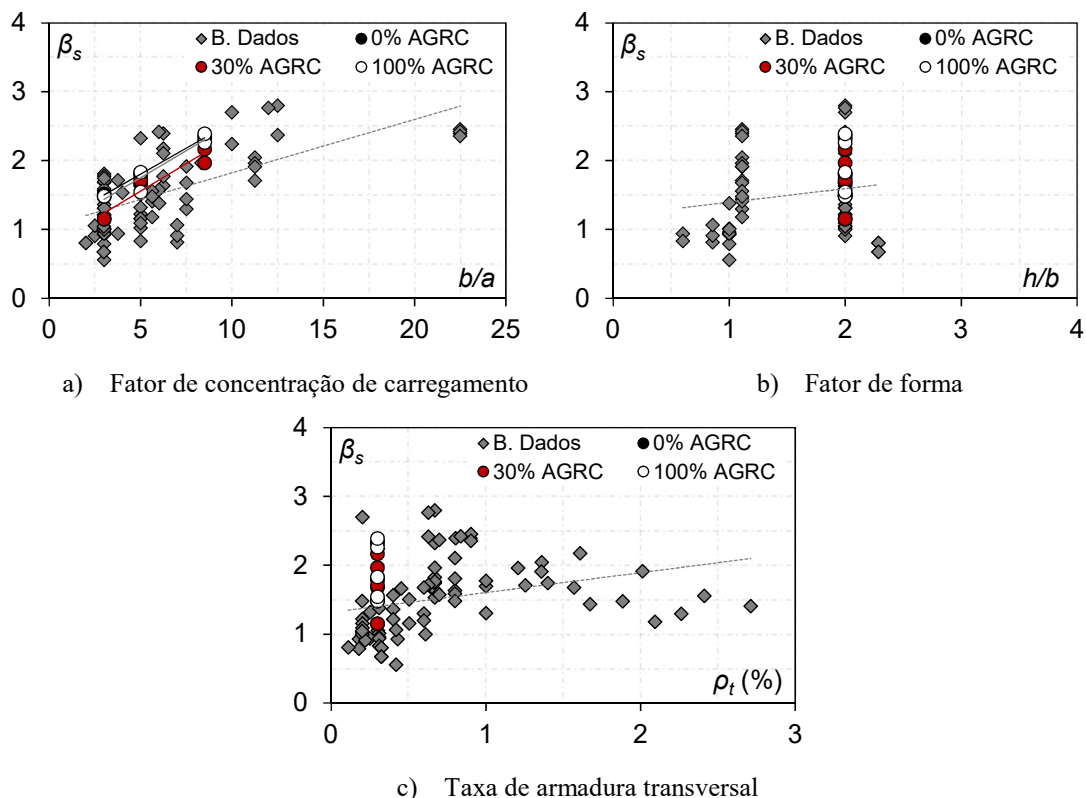


Figura 4.36 - Análise dos resultados com Banco de Dados com armadura transversal

A Figura 4.37 mostra gráficos que relacionam valores de  $N_u$  dos ensaios do programa experimental e de trabalhos que compõem o Banco de Dados de concreto simples (ver Capítulo 4.2) com valores de  $N_u$  calculados por normas. A linha de tendência foi obtida por regressão linear de todos os resultados do gráfico. A Tabela 4.7 apresenta valores estatísticos destas comparações, como: coeficiente de correlação  $R^2$ ; porcentagem de valores com razão  $N_{u,exp}/N_{u,norma}$  abaixo de 1 (contra a segurança); média simples; coeficiente de variação; e desvio padrão.

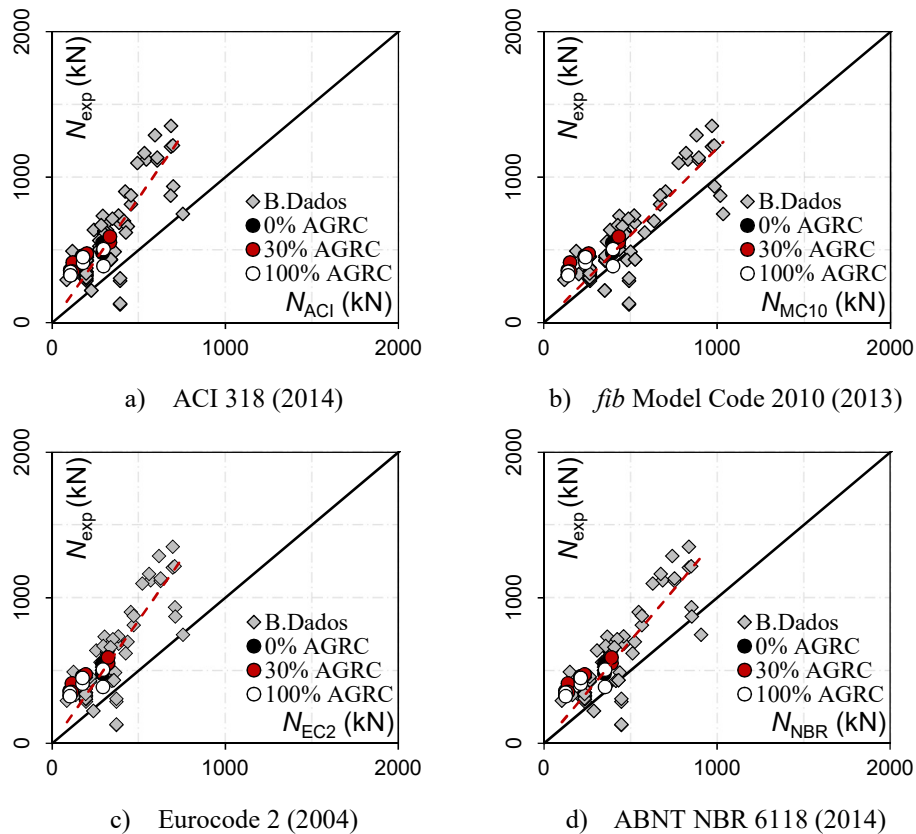


Figura 4.37 - Comparação de resistência de ensaios de prismas com resistência calculada por normas

Tabela 4.7 - Estatísticas das comparações de prismas de concreto simples com as normas

Norma	ACI	MC10	EC2	NBR
Coef. $R^2$	0,60	0,67	0,64	0,64
Result. < 1 (%)	8,1%	16,3%	8,1%	8,1%
Média	1,98	1,37	1,93	1,61
Coef. Variação	0,30	0,39	0,29	0,29
D. Padrão	0,70	0,48	0,66	0,55



Mesmo que somente o ACI 318 admita bielas sem armaduras, todas as normas apresentaram linhas de tendência favoráveis à segurança, em sua maioria com apenas 8% dos resultados com razão abaixo da segurança, com exceção do Model Code 2010, onde 16% dos resultados foram abaixo da segurança e que também apresentou a menor média de resultados (1,37). Os resultados do programa experimental seguiram a mesma tendência dos resultados de outros autores, independentemente da taxa de agregado reciclado. Das normas analisadas,

A Figura 4.38 e a Tabela 4.8 apresentam os resultados das comparações com as normas para os espécimes com armadura transversal. A média de  $N_{u,exp}/N_{u,norma}$  mostraram resultados experimentais até 3 vezes superior ao calculado por normas, o que de certa forma aponta para um maior conservadorismo em relação à bielas sem armaduras. Os espécimes do programa experimental seguiram a mesma tendência dos espécimes do banco de dados.

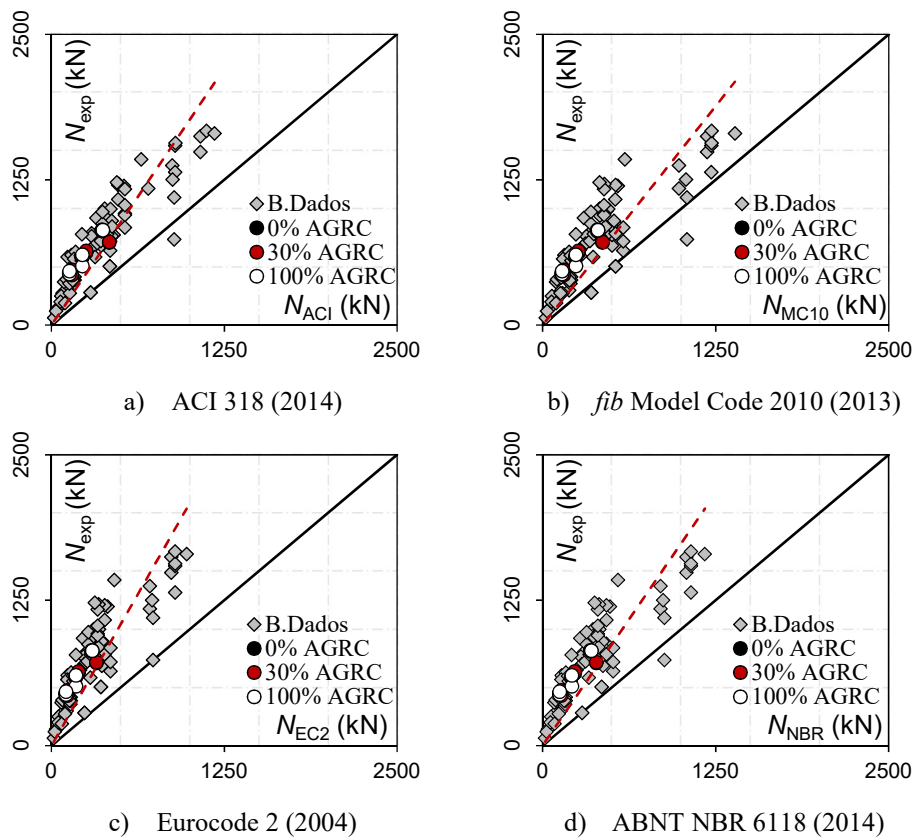


Figura 4.38 - Comparação de resistência de ensaios de prismas com resistência calculada por normas

Tabela 4.8 - Estatísticas das comparações de prismas de concreto armado com as normas

Norma	ACI	MC10	EC2	NBR
Coef. R <sup>2</sup>	0,61	0,43	0,48	0,48
Result. < 1 (%)	3,0%	5,1%	0,0%	3,0%
Média	2,41	2,19	3,01	2,50
Coef. Variação	0,33	0,36	0,35	0,35
D. Padrão	0,77	0,77	1,01	0,84

## 5. CONCLUSÕES

As conclusões apresentadas a seguir foram baseadas nos resultados obtidos do programa experimental conduzido neste trabalho. Foram ensaiados 35 dos 36 espécimes de concreto simples e armado com taxas de substituição de agregados graúdos naturais (AGN) por agregados graúdos reciclados de concreto (AGRC) em taxas de 0%, 30% e 100%.

No geral, os concretos utilizados nas três séries foram equivalentes em resistência mecânica, uma vez que os resultados de ensaios em corpos-de-prova cilíndricos não apresentaram diferenças de resistência à compressão axial ( $f_c$ ) para os traços de 0% e 100% de AGRC, sendo inferiores à 2%. Para o traço de 30% foi encontrada uma diferença de 15% em relação ao traço de referência de 0%, o que pode ser explicado devido à maior quantidade de cimento no traço de 30%. Para resistência à tração ( $f_{ct}$ ) não foram encontradas diferenças de resistência para os dois traços com substituição em comparação ao de referência, sendo iguais à 5%.

As comparações de resistência dos espécimes prismáticos não foram realizadas com valores absolutos de carga última ( $N_u$ ), mas através de um fator que pudesse relacionar o quanto o espécime conseguiria resistir em relação à  $f_c$ , com o fator de eficiência da biela  $\beta_s = \sigma_u/f_c$ . Esta razão permite avaliar a influência de variáveis do programa experimental na resistência ao fendilhamento, como o fator de concentração de carregamento ( $b/a$ ), além de possibilitar comparações com resultados de outros autores.

Para ambos os espécimes de concreto simples e armado, não foram encontradas evidências da influência da taxa de substituição de AGN por AGRC. Os resultados mostraram diferenças inferiores à 10% em relação à  $\beta_s$  de prismas com 30% e 100% de AGRC se comparados aos espécimes de referência com 0% de AGRC. As armaduras transversais foram responsáveis por um ganho de resistência ao fendilhamento de em média 30% em comparação aos prismas sem armaduras para os 3 traços.

Os resultados de resistência dos espécimes mostraram que quanto mais concentrado o carregamento, menor é o valor de carga última ( $N_u$ ), entretanto, se comparados através de  $\beta_s$ , foi observado que quanto mais concentrado o carregamento, maior é a resistência encontrada. Também foi observado que o ganho de resistência devido às armaduras

transversais foi menor para espécimes com  $b/a$  maiores: Com 40% para  $b/a = 3$ ; 30% para  $b/a = 5$ ; 20% para  $b/a = 8,5$ .

Quando comparados com resultados de outros autores, através de gráficos relacionando  $b/a$  e a taxa de armadura com  $\beta_s$ , os espécimes do programa experimental seguiram a mesma distribuição, independentemente do tipo de agregado.

As normas apresentaram valores até 2 vezes inferiores aos valores obtidos experimentalmente, para espécimes sem armadura, e até 3 vezes inferiores para os espécimes com armadura, o que pode ser explicado pelas formulações simplificadas que não levam em consideração parâmetros que afetam à resistência da biela, como  $b/a$ . Em relação à utilização de ARC, as estimativas normativas apresentaram resultados adequados para fendilhamento.

## Referencias

ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318 – 14) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2014.

ADEBAR, P., e ZHOU, Z., (1993), “Bearing Strength of Compressive Struts Confined by Plain Concrete,” ACI Structural Journal, V. 90, No. 5, Sept.-Oct., pp. 534-541.

ADEBAR, P.; ZHOU, Z. (1993). Bearing Strength of Compressive Struts Confined by Plain Concrete. ACI Structural Journal, v. 90, n. 5, p. 534-541, Sep-Oct.

AL-NAHLAWI, K.; WIGHT, J. K. (1992), Beam Analysis Using Concrete Tensile Strength in Truss Models. ACI Structural Journal, V. 89, No.3, May-June.

American Association of State Highway and Transport Officials, “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications,” third edition, Washington, DC, 2005, pp. 5-119.

American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, third edition,” Washington, DC, 2005, 1436 pp.

ARABZADEH, A.; AGHAYARI, R. AND RAHAI, A.R. (2012), A new model for predicting the effective strength in reinforced concrete bottle-shaped struts. International Journal of Civil Engineering, v. 10, n. 4, December, p. 253-261.

ARABZADEH, A.; AGHAYARI, R.; RAHAI, A. R. (2012). A New Model for Predicting the Effective Strength in Reinforced Concrete Bottle-Shaped Struts. International Journal of Civil Engineering, IRAN, v. 10, n. 4, p. 253-262, Dec.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE LIMPEZA PÚBLICA E RESÍDUOS ESPECIAIS. Panorama de Resíduos Sólidos no Brasil. São Paulo: Abrelpe, 2012.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (1998). NBR NM 67 - Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2007). NBR 5739 - Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2008). NBR 5736 – Cimento Portland Pozolânico. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2008). NBR 5738 - Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2008). NBR 8522 - Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2011). NBR 7222 - Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregado – Determinação da composição granulométrica. NBR NM 248, Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregado – Determinação da massa unitária e dos espaços vazios. NBR NM 45, Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregado graúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente. NBR NM 53. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente. NBR NM 52. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregados – Terminologia. NBR 9935. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Execução de camadas de pavimentação – Procedimentos. NBR 15115. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural – Requisitos. NBR 15116. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland comum. NBR 5732. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. NBR 7222. Rio de Janeiro, 2011.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Resíduos sólidos da construção civil e resíduos inertes - Aterros - Diretrizes para projeto, implantação e operação. NBR 15113. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Resíduos sólidos de construção civil – Áreas de reciclagem – Diretrizes para projetos, implantação e operação. NBR 15114. Rio de Janeiro, 2004.

BAIRAGI, N. K.; RAVANDE, K.; PAREEK, V. K. (1993), Behaviour of concrete with different proportions of natural and recycled aggregates. Resources, Conservation and Recycling, 9, 109-126.

BEHERA, M.; BHATTACHARYYA, S.K.; MINOCHA, A.K.; DEOLIYA, R.; MAITI, S. (2014), Recycled aggregate from C&D waste & its use in concrete – A breakthrough towards sustainability in construction sector: A review. *Construction and Building Materials* 68, pg 501-516.

BERGMEISTER, K.; BREEN, J. E.; JIRSA, J. O. (1991), Dimensioning of the nodes and development of reinforcement. *IABSE Colloquium* 62, Stuttgart. D.O.I.: <http://doi.org/10.5169/seals-47685>

BRITISH STANDARDS INSTITUTION, “Structural Use of Concrete—Part 1:Code of Practice for Design and Construction (BS 8110-1:1997),” BSI, London, UK, 2005, 159 pp.

British Standards Institution, “Structural Use of Concrete—Part 1: Code of Practice for Design and Construction (BS 8110-1:1997),” BSI, London, UK, 2005, 159 pp.

BROWN, M. D. e BAYRAK, O. (2008), Design of deep beams using strut-and-tie models – Part I: Evaluating U.S. provisions. *ACI Structural Journal*, 105(4), pp. 395-404.

BROWN, M. D. e BAYRAK, O. (2008), Design of deep beams using strut-and-tie models – Part II: Design recommendations. *ACI Structural Journal*, 105(4), pp. 405-413.

BROWN, M.D.; SANKOVICH, C.L.; BAYRAK, O. AND JIRSA J.O.(2006), Behavior and Efficiency of Bottle-Shaped Struts. *ACI Structural Journal*, v. 103, n. 3, p. 348-355.

BUTLER, L.; WEST, J. S.; TIGHE, S. L. (2011), The effect of recycled concrete aggregate properties on the bond strength between RCA concrete and steel reinforcement. *Cement and Concrete Research* 41, 1037–1049.

CAMPIONE, G. AND MINAFÒ, G. (2011), Experimental Investigation on Compressive Behavior of Bottle-Shaped Struts. *ACI Structural Journal*, v. 108, n. 3, May-June, p. 294-303.



COLLINS, M. P. AND MITCHELL, D. (1980), Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-prestressed Concrete Beams. PCI Journal, v. 25, n. 5, pp. 32-100, September-October.

CONAMA – Conselho Nacional de Meio Ambiente. Resolução nº 307, de 5 de Julho de 2002. Ministério das Cidades, Secretaria Nacional de Habitação. Publicada no Diário Oficial da União em 17/07/2002.

CORDEIRO, L.N.P. Análise dos parâmetros principais que regem a variabilidade de concretos com agregado reciclados de concreto. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

CORINALDESI, V. (2010), Mechanical and elastic behaviour of concretes made of recycled-concrete coarse aggregates. Construction and Building Materials 24, pp 1616–1620.

DE JUAN, M. S.; GUTIÉRREZ, P. A. (2009), Study on the influence of attached mortar content on the properties of recycled concrete aggregate. Construction and Building Materials, n. 23, p. 872–877.

DING, T.; XIAO, J.; TAM, V. W. Y. (2016), A closed-loop life cycle assessment of recycled aggregate concrete utilization in China. Waste Management. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.wasman.2016.05.031>

ETXEBERRIA, M.; MARÍ, A. R.; VÁZQUEZ, E. (2006), Recycled aggregate concrete as structural material. Materials and Structures 40, 529–541.

ETXEBERRIA, M.; VÁZQUEZ, E.; MARÍ, A. R.; BARRA, M. (2007), Influence of amount of recycled coarse aggregates and production process on properties of recycled aggregate concrete. Cement and Concrete Research 37, 735–742.

EUROCODE 2, Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2004, 225 pp.

EUROPEAN AGGREGATES ASSOCIATION. Annual Review 2015-2016. Belgium, 2016.

FATHIFAZL, G.; ABBAS, A.; RAZAQPUR, A. G.; ISGOR, O. B.; FOURNIER, B.; FOO, S. (2009), New Mixture Proportioning Method for Concrete Made with Coarse Recycled Concrete Aggregate. *Journal of materials in civil engineering* 21, pp 601-611.

FATHIFAZL, G.; RAZAQPUR, A. G.; ISGOR, O. B.; ABBAS, A.; FOURNIER, B.; FOO, S. (2010), Shear strength of reinforced recycled concrete beams with stirrups. *Magazine of Concrete Research*, 62, No. 10, October, 685–699

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB), Model Code 2010, final draft, vol. 1. fib, Bulletin 65, Lausanne, Switzerland, 2013, Vol. 2, 350 pp.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB), Model Code 2010, final draft, vol. 2. fib, Bulletin 66, Lausanne, Switzerland, 2013, Vol. 2, 370 pp.

FOSTER, S. J. e MALIK, A. R. (2002), Evaluation of Efficiency Factor Models used in Strut-and-Tie Modeling of Nonflexural Members. *Journal of structural engineering* 128, may.

GHANEI, A. H.; AGHAYARI, R. (2016), Experimental Investigation on Effect of Aspect Ratio on Behavior of Isolated Reinforced Concrete Struts. *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 4, July-August.

GUYON, Y. (1963), *Prestressed Concrete*. Contractor's Record Ltd., London, UK, 543 pp.

HANSEN, T.C. (1986), Recycled aggregate and recycled aggregate concrete, second state of- the-art report, developments from 1945–1985. *Materials and Structures*;19(3):201–46.

HELENE P.R.I; TERZIAN, P., *Manual de dosagem e controle do concreto*. São Paulo, Pine Brasilia, SENAI, 1992.

HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P. (1992), Manual de Dosagem e Controle de Concreto. São Paulo: Pini; Brasília: SENAI, 349 p.

ISMAIL, S.; RAMLI, M. (2013), Engineering properties of treated recycled concrete aggregate (RCA) for structural applications. *Construction and Building Materials*, n° 44, p. 464–476.

ISMAIL, S.; RAMLI, M. (2013), Engineering properties of treated recycled concrete aggregate (RCA) for structural applications. *Construction and Building Materials* 44, 464–476.

KATZ, A. (2003), Properties of concrete made with recycled aggregate from partially hydrated old concrete. *Cement and Concrete Research* 33, 703– 711.

KIM, S. W.; YUN, H. D.; PARK, W. S.; JANG, Y. I. (2015), Bond strength prediction for deformed steel rebar embedded in recycled coarse aggregate concrete. *Materials & Design* 83, 257–269.

LAUGHERY, L.; PUJOL, S. (2015), Compressive Strength of Unreinforced Struts. *ACI Structural Journal*, V. 112, No. 5, September-October.

LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. (1977). *Construções de concreto – volume 1: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado*. Rio de Janeiro, Editora Interciência.

LOPATIN, N. A.; MOTORNAJA, A. I.; NEGULIAEVA, E. Y. (2015), The most effective crushing equipment and testing of recycled concrete aggregates. *Construction of Unique Buildings and Structures*, n. 10 (37).

MACGREGOR, J. G., WIGHT, J. K. *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*. New Jersey: Pearson. 6th Edition, 2011.

MARINKOVIC, S.; RADONJANIN, V.; MALESEV, M.; IGNJATOVIC, I. (2010), Comparative environmental assessment of natural and recycled aggregate concrete. *Waste Management*, nº 30, p. 2255–2264.

MARINKOVIC, S.; RADONJANIN, V.; MALESEV, M.; IGNJATOVIC, I. (2010), Comparative environmental assessment of natural and recycled aggregate concrete. *Waste Management* 30, 2255–2264.

MARTI, P. (1985), Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design. *ACI Journal*, pp. 46-56.

MARTINS, L. H. S.; SALGADO NETO, F. S.; LOPES, I. S.; FARIAS, L. S.; CORDEIRO, L. N. P. (2015), Concreto com Substituição Parcial de Agregado Graúdo Reciclado de Concreto. *Anais do 57º Congresso Brasileiro do Concreto. CBC2015. Bonito – MS, Outubro.*

MIRANDA, L. F. R.; ANGULO, S. C.; CARELI, E. D. (2009), A reciclagem de resíduos de construção e demolição no Brasil: 1986-2008. *Ambiente Construído, Porto Alegre*, v. 9, n. 1, p. 57-71, jan./mar.

MUTTONI, A.; RUIZ, M. F.; NIKETIC, F. (2015), Design versus Assessment of Concrete Structures Using Stress Fields and Strut-and-Tie Models. *ACI Structural Journal*, V. 112, No. 5, September-October.

NIELSEN, M. P.; BRAESTRUP, M. W.; JENSEN, B. C.; BACH, F. (1978), Concrete Plasticity, beam shear – shear in joints, punching shear. *Special Publication, Danish Society for Structural Science and Engineering, Technical University of Denmark, Lyngby*, 129 pp.

NOVÁKOVÁ, I.; MIKULICA, K. (2016), Properties of concrete with partial replacement of natural aggregate by recycled concrete aggregates from precast production. *Procedia Engineering* 151, 360 – 367.

NUNES, W. C. Influência do Agregado Graúdo Reciclado de Resíduo de Construção Predial nas Propriedades do Concreto Fresco e Endurecido. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2007.

PUJOL, S.; RAUTENBERG, J.M. and SOZEN, M.A. (2011), Compressive Strength of Concrete in Nonprismatic Elements. *Concrete International*, v. 33, n. 9, p. 42-49.

RAHAL, K. (2007), Mechanical properties of concrete with recycled coarse aggregate. *Building and Environment* 42, 407–415.

RAMIREZ, J.; BREEN, J.: Proposed Design Procedures for Shear and Torsion in Reinforced and Prestressed Concrete. Research Report 248-4F, Center for Transportation Research, 1983

Rao A., Experimental Investigation on Use of Recycled Aggregates in Mortar and Concrete. Thesis submitted to the Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Kanpur; 2005.

RAO, A.; JHA, K. N.; MISRA, S. (2007), Use of aggregates from recycled construction and demolition waste in concrete. *Resources, Conservation and Recycling* 50, 71–81.

REGAN, P.E. (1986), The Bearing Strength of Reinforced Concrete Subjected to Strip Loading. Structures Research Group Polytechnic of Central London, England.

SAHOO, D.K.; GAUTAM, R.K.; SINGH, B. and BHARGAVA, P. (2008), Strength and deformation characteristics of bottle-shaped struts. *Magazine of Concrete Research*, v. 60, n. 2, p. 137-144.

SAHOO, D.K.; SINGH, B. and BHARGAVA, P. (2009)a, Investigation of Dispersion of Compression in Bottle-Shaped Struts. *ACI Structural Journal*, v. 106, n. 2, p. 178-186.

SAHOO, D.K.; SINGH, B. and BHARGAVA, P. (2009)b, An appraisal of the ACI strut efficiency factors. *Magazine of Concrete Research*, 61, n. 6, August, p. 445-456.

SAHOO, D.K.; SINGH, B. and BHARGAVA, P. (2011), Minimum Reinforcement for Preventing Splitting Failure in Bottle-Shaped Struts. *ACI Structural Journal*, v. 108, n. 2, p. 206-216.

SAHOO, D.K.; SINGH, B.; MATHEW P.; BHARGAVA, P. (2013), Efficiency Factors of Recycled Concrete Bottle-Shaped Struts. *Structures and Buildings* 167, April, Issue SB4.

SANCHEZ, M. (2004), Estudio Sobre la Utilización de Árido Reciclado para la Fabricación de Hormigón Estructural. Tese de Doutoramento em Construção. Universidade Politécnica de Madrid, Madrid.

SANCHEZ, M. (2004), Estudio sobre la utilización de árido reciclado para la fabricación de hormigón estructural. Tese de Doutoramento em Construção, Universidade Politécnica de Madrid, Madrid.

SANTOS, I.L.; SALGADO NETO, F.S.; MARTINS, L.H.S.; CORDEIRO, L.N.P. Dosagem de Concretos Produzidos com Agregado Graúdo Reciclado de Concreto. In: 57CBC, 2015, Bonito. 57 Congresso Brasileiro de Concreto, 2015

SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.; and JENNEWEIN, M. (1987), Towards a Consistent Design of Structural Concrete. *PCI Journal*, v. 32, n. 3, p. 74-150.

SHIMA, H.; TATEYASHIKI, H.; MATSUHASHI, R.; YOSHIDA, Y. (2005), An advanced Concrete Recycling Technology and its Applicability Assessment through Input-Output Analysis. *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol 3, No 1, 53-67.

SILVA, R. C. AND GIONGO, J.S. (2000), Modelos de Bielas e Tirantes Aplicados a Estruturas de Concreto Armado. 1ª Ed., EESC-USP.

SILVA, R. V.; BRITO, J.; DHIR, R. K. (2015), Tensile strength behaviour of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, n. 83, p. 108–118.

SILVA, R. V.; BRITO, J.; DHIR, R. K. (2015), Tensile strength behaviour of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials* 83, 108–118.

SU, R. K. L. and LOOI, D. T. W. (2016), Revisiting Unreinforced Strut Efficiency Factor. *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 2, March-April.

TABSH, S. W.; ABDELFAH, A. S. (2009), Influence of recycled concrete aggregates on strength properties of concrete. *Construction and Building Materials* 23, 1163–1167.

TAM, V. W. Y. e TAM, C. M. (2007), Assessment of durability of recycled aggregate concrete produced by two-stage mixing approach. *J Mater Sci* 42, 3592–3602

THOMAS, C.; SETIÉN, J.; POLANCO, J. A. (2016), Structural recycled aggregate concrete made with precast wastes. *Construction and Building Materials* 114, 536–546.

TURSCHERER, R. G.; BIRRCHE, D. B.; BAYRAK, O. (2016), Reducing Discrepancy between Deep Beam and Sectional Shear-Strength Predictions. *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 1, January-February.

VECCHIO, F. J. e COLLINS, M. P.; (1986), The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Journal*, 83(2), pp. 219-231.

VECCHIO, F. J. e COLLINS, M. P.; (1993), Compression response of cracked reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 119(12), pp. 3590-3610.

WIGHT, J.K., MACGREGOR, J.G. (2012). *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*. Pearson, 6th Edition.

WIJAYASUNDARA, M.; MENDIS, P.; CRAWFORD; R H. (2017), Methodology for the integrated assessment on the use of recycled concrete aggregate replacing natural aggregate in structural concrete. *Journal of Cleaner Production* 166, pg – 321-334.

XIAO, J. Z.; LI, J. B.; ZHANG, C. (2006), On relationships between the mechanical properties of recycled aggregate concrete: An overview. *Materials and Structures* 39, 655–664.

YANG, J.; DU, Q.; BAO, Y. (2011), Concrete with recycled concrete aggregate and crushed clay bricks. *Construction and Building Materials* 25, 1935–1945.

YUAN, H.; SHEN, L. (2011), Trend of the research on construction and demolition waste management. *Waste Management*, n. 31, p. 670–679.