

UFPA

PPGEC

**Universidade Federal
do Pará**



Eloisa Pires Azevedo

**Lajes lisas de concreto
geopolimérico com agregado
graúdo sintético e fibras de aço
ao punctionamento simétrico**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil

Dissertação orientada pelo Professor Dr. Dênio Ramam
Carvalho de Oliveira

Belém – Pará – Brasil

2023



Eloisa Pires Azevedo

Lajes lisas de concreto geopolimérico com agregado graúdo sintético e adição de fibras de aço ao punctionamento simétrico

Dissertação de Mestrado

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. Julgada pela comissão examinadora seguinte.

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Orientador
Universidade Federal do Pará – UFPA

Prof. Dr. Marcelo de Souza Picanço
Membro Interno
Universidade Federal do Pará – UFPA

Profa. Dra. Nívea Gabriela B. De Albuquerque
Membro Externo
Universidade Federal do Pará – UFPA

Prof. Dr. Gustavo Henrique Siqueira
Membro Externo
Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP)

Belém

Maio de 2023



LAJES LISAS DE CONCRETO GEOPOLIMÉRICO COM AGREGADO GRAÚDO SINTÉTICO E FIBRAS DE AÇO AO PUNCIONAMENTO SIMÉTRICO

AUTORA:

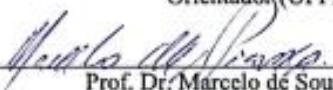
ELOISA PIRES AZEVEDO

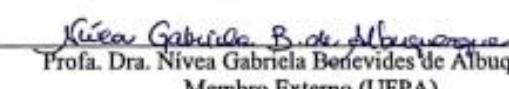
DISSERTAÇÃO SUBMETIDA À BANCA EXAMINADORA APROVADA PELO COLEGIADO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DO INSTITUTO DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ, COMO REQUISITO PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL NA ÁREA DE ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

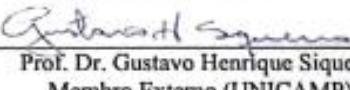
APROVADO EM: 24/05/23

BANCA EXAMINADORA:

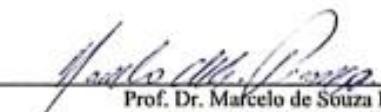

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Orientador (UFPA)


Prof. Dr. Marcelo de Souza Picanço
Membro Interno (UFPA)


Profa. Dra. Nivea Gabriela Berievides de Albuquerque
Membro Externo (UFPA)


Prof. Dr. Gustavo Henrique Siqueira
Membro Externo (UNICAMP)

Visto:


Prof. Dr. Maçelio de Souza Picanço
Coordenador do PPGEC / ITEC / UFPA

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Eloisa Pires Azevedo.

TÍTULO: Lajes lisas de concreto geopolimérico com agregado graúdo e fibras de aço ao punctionamento simétrico.

GRAU: Mestra ANO: 2023

É concedida à Universidade Federal do Pará permissão para reproduzir cópias desta qualificação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa qualificação de dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Eloisa Pires Azevedo.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

A9941 Azevedo, Eloisa Pires.
Lajes lisas de concreto geopolimérico com agregado sintético e
fibras de aço ao punctionamento simétrico / Eloisa Pires Azevedo. —
2023.
149 f. : il. color.

Orientador(a): Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará,
Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, Belém, 2023.

1. Lajes. 2. Punção. 3. Geopolímero. 4. Agregado
sintético. 5. Fibras de aço. I. Título.

CDD 624

“Se projetas alguma coisa, ela te sairá bem, e a luz brilhará em teus caminhos”.

(Jó,22,28)

A Deus e Nossa Senhora de Nazaré.

Aos meus pais, Eduardo e Leonor, por todo amor e apoio incondicional, sendo meu alicerce, à minha irmã Elizabeth, pelo estímulo e parceria, e a todo meu círculo familiar, que se fizeram presente nesses anos de estudo.

AGRADECIMENTOS

Ao meu querido orientador, professor Dênio Ramam C. de Oliveira, pela paciência e dedicação em compartilhar conhecimento, me incentivando a melhorar cada vez mais.

Aos professores e a secretária do PPGEC, Marcelo Picanço, Bernardo Pompeu e Sanny Assis.

Aos amigos do GAEMA, em especial a Ricardo Siqueira, Renan Ribeiro, Waléria Wanzeler e Ruan Ferreira, pelo esforço e companheirismo. Ao Seu Elson, pela amizade e prontidão, ao Fred Maurício, Leonardo Ribeiro, Joel Martins, Denisson Braun, Vander Melo e Aaron Kadima, que também sempre estiveram presentes e dispostos a contribuir em todas as fases da pesquisa. A todos, a minha gratidão.

Ao CNPQ e a CAPES pelo apoio financeiro para a concretização desta pesquisa e de tantas outras do país.

RESUMO

AZEVEDO, E. P. **Lajes lisas de concreto geopolimérico com agregado graúdo sintético e fibras de aço ao punctionamento simétrico.** Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil. 2023.

Esta pesquisa avalia o comportamento da ligação *laje x pilar* de lajes lisas de concreto geopolimérico reforçadas com fibras de aço, além de também analisar a viabilidade da aplicação do agregado graúdo sintético de resíduo de bauxita nesses elementos. Para isso, foram feitos testes experimentais e os resultados foram comparados às prescrições de alguns códigos de projeto e modelos teóricos presentes na literatura para concreto convencional, já que até o momento não há normas específicas para a aplicação e prescrição de concreto geopolimérico. Foram confeccionadas oito lajes lisas de (1400 x 1400 x 120) mm com taxa de armadura de flexão de aproximadamente 1%, sendo divididas em quatro pares compostos por uma laje sem fibras e um modelo com fibras. O primeiro par era de concreto convencional, sendo considerado o de referência, o segundo era formado por lajes feitas de cimento Portland e agregado sintético de resíduo de bauxita, o terceiro foi feito em concreto geopolimérico a base de metacaulim e, o quarto par foi composto por lajes de concreto geopolimérico e agregado sintético. Todas as lajes foram submetidas a carregamento simétrico e cargas de ruptura foram estimadas através do ACI 318 (2019), EUROCODE 2 (2004), NBR 6118 (ABNT, 2014), MODEL CODE 2010 (2011), HARAJLI (1995), HOLANDA (2002) e MUTTONI & RUIZ (2010). Os resultados obtidos mostram que a parcela das fibras causa um aumento de resistência ao punctionamento das lajes e que, quando utilizada em concreto geopolimérico, estas apresentam comportamento pós-pico superior as utilizadas em concreto convencional. Em relação as lajes com agregado sintético, estas mostram comportamento e cargas semelhantes as feitas de concreto convencional.

Palavras-chave: Lajes, punção, concreto, geopolímero, agregado sintético, resíduo de bauxita, fibras de aço.

ABSTRACT

AZEVEDO, E. P. Flat slabs of geopolymeric concrete with coarse synthetic aggregate and symmetric punching steel fibers. Masters Dissertation, Postgraduate Program in Civil Engineering, Institute of Technology, Federal University of Pará, Belém, Pará, Brazil, 2023.

This study evaluates the behavior of the slab x column connection of geopolymeric concrete slabs reinforced with steel fibers, in addition to analyzing the feasibility of applying synthetic coarse aggregate from bauxite residue in these elements. For this, experimental tests were carried out and the results were compared to the prescriptions of some design codes and theoretical models present in the literature for conventional concrete, since until now there are no specific norms for the application and prescription of geopolymeric concrete. Eight flat slabs of (1400 x 1400 x 120) mm were made with a flexural reinforcement rate of approximately 1%, being divided into four pairs composed of a slab without fibers and a model with fibers. The first pair was made of conventional concrete, being considered the reference, the second was formed by slabs made of Portland cement and synthetic aggregate of bauxite residue, the third was made of geopolymeric concrete based on metakaolin, and the fourth pair was composed by slabs of geopolymeric concrete and synthetic aggregate. All slabs were subjected to symmetric loading and failure loads were estimated using ACI 318 (2019), EUROCODE 2 (2004), NBR 6118 (ABNT, 2014), MODEL CODE 2010 (2011), HARAJLI (1995), HOLANDA (2002) and MUTTONI & RUIZ (2010). The results obtained show that the fiber portion causes an increase in the punching resistance of the slabs and that, when used in geopolymeric concrete, they present a post-peak behavior superior to those used in conventional concrete. In relation to the slabs made with synthetic aggregate, these show behavior and loads similar to those made of conventional concrete.

Keywords: Slabs, punching, concrete, geopolymer, synthetic aggregate, bauxite residue, steel fibers.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	2
1.1	Considerações iniciais.....	2
1.2	Justificativa	6
1.3	Objetivos	7
1.3.1	Gerais.....	7
1.3.2	Específicos.....	8
1.4	Estrutura do Trabalho	8
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	10
2.1	Lajes lisas de concreto armado	10
2.2	Revisão da literatura	11
2.2.1	Resíduo de bauxita e agregado sintético	11
2.2.2	Concreto reforçado com fibras de aço.....	17
2.2.3	Concreto geopolimérico	22
2.2.4	Punção	28
2.3	RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS PARA O CÁLCULO DE RESISTÊNCIA À PUNÇÃO.....	39
2.3.1	ACI 318 (2019).....	40
2.3.2	EUROCODE 2 (2004).....	41
2.3.3	NBR 6118 (ABNT, 2014)	43
2.3.4	MODEL CODE 2010 (2011)	44
2.3.5	TEORIA DA FISSURA CRÍTICA DE CISALHAMENTO (2008).....	47
2.3.6	Modelos de cálculos para prescrever a resistência à punção de lajes com fibras de aço	49
2.4	RESISTÊNCIA À FLEXÃO	53
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	58

3.1	Considerações iniciais.....	58
3.2	Características das lajes ensaiadas	58
3.3	Armaduras.....	61
3.4	Instrumentação	63
3.4.1	Concreto	63
3.4.2	Aço	64
3.5	Deslocamentos verticais	66
3.6	Sistemas de ensaio	68
3.7	MATERIAIS.....	70
3.7.1	Concreto convencional	70
3.7.2	Concreto geopolimérico	73
3.7.3	Agregado sintético de resíduo de bauxita.....	79
3.7.4	Fibras de aço.....	80
3.7.5	Formas	82
3.7.6	Aço	82
3.7.7	Propriedades dos materiais	83
4	RESULTADOS EXPERIMENTAIS	85
4.1	DESLOCAMENTO VERTICAL DAS LAJES	85
4.2	DEFORMAÇÕES NO CONCRETO	87
4.3	DEFORMAÇÕES NA ARMADURA DE FLEXÃO	89
4.4	MODOS DE RUPTURA OBSERVADOS	91
4.5	CARGAS DE RUPTURA OBSERVADAS.....	92
4.6	MAPAS DE FISSURAÇÃO	93
5	ESTIMATIVAS DE RESISTÊNCIAS CARACTERÍSTICAS.....	101
5.1	ACI 318 (2019).....	101
5.2	EUROCODE 2 (2004)	103
5.3	NBR 6118 (ABNT, 2014).....	104

5.4	MODEL CODE 2010 (2011).....	105
5.5	HARAJLI <i>et al.</i> (1995)	107
5.6	HOLANDA (2002)	108
5.7	MUTTONI & RUIZ (2010)	109
5.8	ANÁLISE DOS RESULTADOS ESTIMADOS PARA PUNÇÃO	111
5.9	ESTIMATIVAS PARA FLEXÃO	118
6	CONCLUSÕES.....	119
6.1	Considerações	119
	Sugestões para trabalhos futuros.....	121
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Estudos com agregado sintético de ASRB	14
Tabela 2: Trabalhos realizados com concretos convencionais e fibras de aço.....	20
Tabela 3: Trabalhos realizados com geopolímero.....	25
Tabela 4: Traços testados em argamassas geopoliméricas, adaptado de RYU <i>et al.</i> (2013).	26
Tabela 5: Características das lajes de OLIVEIRA (2003).....	30
Tabela 6: Características das lajes de NGUYEN-MINH <i>et al.</i> (2011).....	32
Tabela 7: Características das lajes VENKATESHWARAN (2019).	34
Tabela 8: Características das lajes de GOLDDYN & URBAN (2022).....	36
Tabela 9: Características das lajes de EREN (2022).	38
Tabela 10: Nomenclatura das lajes.....	59
Tabela 11: Características das lajes.....	60
Tabela 12: Traço utilizado nas lajes SC e SCF.	71
Tabela 13: Traço unitário desenvolvido.	76
Tabela 14: Características do agregado sintético utilizado.	79
Tabela 15: Propriedades mecânicas das armaduras.....	83
Tabela 16: Propriedades do concreto.....	84
Tabela 17: Modos de ruptura observados.....	92
Tabela 18: Cargas nas primeiras fissuras das lajes ensaiadas.	94
Tabela 19: Estimativas previstas pelo ACI 318.....	102
Tabela 20: Estimativas previstas pelo EUROCODE 2.....	103
Tabela 21: Estimativas previstas pela NBR 6118.	104
Tabela 22: Estimativas previstas pelo MODEL CODE (2010).....	106
Tabela 23: Estimativas previstas para lajes com fibras de aço pelo MODEL CODE (2010).	106
Tabela 24: Estimativas previstas por HARAJLI <i>et al.</i>	107
Tabela 25: Estimativas previstas por HOLANDA (2002).....	108
Tabela 26: Estimativas previstas por MUTTONI & RUIZ (2010).	110
Tabela 27: Estimativas para as lajes de fibras de aço previstas por MUTTONI & RUIZ (2010).	110

Tabela 28: Resumo das relações das cargas estimadas e cargas experimentais.....	115
Tabela 29: Classificação segundo critério de penalidade adaptado por COLLINS (2001).	116
Tabela 30: Classificação segundo o critério de COLLINS (2001) para as lajes ensaiadas.	117
Tabela 31: Cargas estimadas à flexão.	119

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Prédio <i>Pipers Row Car Park</i> , Wolverhampton, Reino Unido (WOOD, 1997).	3
Figura 2 - Edifício <i>Global Change Institute da University of Queensland</i> em Brisbane, Austrália construído em concreto geopolimérico (<i>in Habit</i> , 2013).	5
Figura 3 - Fluxograma para obtenção do resíduo de lama vermelha.....	12
Figura 4 - Depósito de resíduos sólidos em Barcarena, Pará, ALUNORTE (2023).	13
Figura 5 - Agregado sintético produzido por ROSSI (2009).	15
Figura 6 - Agregado sintético produzido por ROSÁRIO (2013).	15
Figura 7 - Efeito da temperatura na expansão do agregado sinterizado, respectivamente, a 1200°C, a 1250°C e a 1300°C, por SOUZA; RACANELLI & QUARESMA (2021).16	
Figura 8 - Agregado utilizado e corpo de prova em ensaio de compressão axial, por RIBEIRO (2022).	17
Figura 9 - Comportamento <i>softening</i> e <i>hardening</i> , respectivamente, em concreto reforçado com fibras de aço, adaptado de MC 10.	18
Figura 10 - Vigas ensaiadas por GOMES <i>et al.</i> (2018).....	21
Figura 11 - Ensaio de abatimento de tronco de cone e fibras utilizadas por HAN <i>et al.</i> (2019).	22
Figura 12 - Mecanismo de reação de geopolímero a base de cinzas volante, adaptado de GS RYU <i>et al.</i> (2013).....	23
Figura 13 - CPs retirado das formas após endurecimento; CP com eflorescência, LERMEN <i>et al.</i> (2022).	27
Figura 14 - a) Ruína em uma direção; b) Ruína em duas direções, adaptado de WIGHT & MACGREGOR (2009).	28
Figura 15 - Sistema de ensaio de OLIVEIRA (2003).	30
Figura 16 - Sistema de ensaio de NGUYEN-MINH <i>et al.</i> (2011).	32
Figura 17 - Sistema de ensaio VENKATESHWARAN (2019).	34
Figura 18 - Sistema de ensaio adotado por GOLDYN & URBAN (2022)	35
Figura 19 - Agregado sintético de cinza volante de GOLDYN & URBAN (2022).....	36
Figura 20 - Lajes ensaiadas no experimento de GOLDYN & URBAN (2022).	37
Figura 21 - Sistema de ensaio adaptado de EREN (2022).	38

Figura 22 - Perímetro crítico adotado para o ACI 318 (ACI, 2019).	40
Figura 23 - Perímetro de controle definido pelo EUROCODE 2 (EC 2, 2004).	43
Figura 24 - Perímetro de controle de pilar quadrado segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).	44
Figura 25 - Perímetro de controle estabelecido pelo MODEL CODE 2010 (2011).	45
Figura 26 - Modelo de ruptura devido à fissura crítica de cisalhamento, adaptado de MUTTONI (2008).	48
Figura 27 - Projeção da área de superfície de ruína adaptado de MUTTONI & RUIZ (2010).	53
Figura 28 - Modelo de flexão, MODEL CODE 2010 (2011).	54
Figura 29 - Configuração de ruína por flexão para as lajes em estudo.	56
Figura 30 - Dimensões das lajes.	60
Figura 31 - Detalhamento da armadura de flexão.	62
Figura 32 - Forma com as armaduras de flexão instaladas.....	62
Figura 33 - Posição do extensômetro de concreto.....	64
Figura 34 - Posição dos extensômetros de aço.....	65
Figura 35 - Extensômetria na barra da armadura de flexão.....	66
Figura 36 - Distância entre as réguas potenciométricas.	67
Figura 37 - Medidores posicionados e fixados em haste metálica.	67
Figura 38 - Vista em 3D do sistema de ensaio.	68
Figura 39 - Desenho esquemático da aplicação de carga.	69
Figura 40 - Equipamentos utilizados para aplicação de carregamento.	69
Figura 41 - Sistema de ensaio com a laje.	70
Figura 42 - Materiais das lajes de concreto convencional, cimento, brita 0 e areia.	71
Figura 43 - Abatimento de tronco de cone em concreto das lajes SC.e SCF, respectivamente.	72
Figura 44 - Ensaio de compressão axial e módulo de elasticidade.	73
Figura 45 - Água, metacaulim, agregado sintético e areia.	74
Figura 46 - Corpos de prova de (50 x 100) mm de argamassas geopoliméricas em ensaio de compressão axial e, ao lado, CP's com eflorescência.....	75
Figura 47 - Testes em concreto geopolimérico com brita zero.	76
Figura 48 - Soda cáustica e silicato de sódio.....	76
Figura 49 - Solução alcalina.	77

Figura 50 - Fluxograma das etapas para a produção de concreto geopolimérico.....	78
Figura 51 - Geopolímero com agregado graúdo sintético de resíduo de bauxita.....	78
Figura 52 - Agregado graúdo sintético de resíduo de bauxita seco e em saturação.....	79
Figura 53 - Corpos de prova em estado fresco e rompido após 45 dias.....	80
Figura 54 - Fibras de aço do tipo <i>Hooked</i>	81
Figura 55 - Concreto geopolimérico com AGS-80 e fibras de aço.	81
Figura 56 - Ensaio de tração em barra de 10,0 mm.....	82
Figura 57 - Concreto da laje SCRMF em estado fresco.....	84
Figura 58 - Deslocamentos verticais (continuação).....	87
Figura 59 - Deformação do concreto das lajes. (Continuação)	89
Figura 60 - Deformação nas armaduras de flexão.....	90
Figura 61 - Acréscimo de resistência nas lajes com fibras de aço.	93
Figura 62 - Análise dos modelos sem fibras de aço.	93
Figura 63 - Mapa de fissuração da laje SC.....	96
Figura 64 - Mapa de fissuração da laje SCRM.....	97
Figura 65 - Mapa de fissuração da laje SG.....	97
Figura 66 - Mapa de fissuração da laje SGRM.	98
Figura 67 - Mapa de fissuração da laje SCF.....	98
Figura 68 - Mapa de fissuração da laje SCRMF.	99
Figura 69 - Mapa de fissuração da laje SGF.	99
Figura 70 - Mapa de fissuração da laje SGRMF.	100
Figura 71 - Relação entre as cargas estimadas pelo ACI 318 e as cargas experimentais.	
.....	112
Figura 72 - Relação entre as cargas estimadas pelo EUROCODE 2 e as cargas experimentais.....	112
Figura 73 - Relação entre as cargas estimadas pela NBR 6118 e as cargas experimentais.	
.....	113
Figura 74 - Relação entre as cargas estimadas pelo MODEL CODE 10 e as cargas experimentais.....	113
Figura 75 - Relação entre as cargas estimadas para as lajes com fibras de aço por HARAJLI <i>et al.</i> e as cargas experimentais.....	114
Figura 76 - Relação entre as cargas estimadas para as lajes com fibras de aço por HOLANDA e as cargas experimentais.....	114

Figura 77 - Relação entre as cargas estimadas para as lajes com fibras de aço por MUTTONI & RUIZ e as cargas experimentais.....	115
Figura 78 - comparação dos resultados em gráfico <i>box plot</i>	118

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIAÇÕES

Símbolo	Significado
A_c	área bruta da seção transversal de concreto
A_s	área de aço da seção
l_x, l_y	largura da laje na direção considerada
d	altura útil
DP	desvio padrão
E_s	módulo de elasticidade das armaduras de flexão
f_c	resistência à compressão do concreto
f_{ct}	resistência à tração experimental do concreto
f_{ys}	tensão de escoamento do aço da armadura de flexão
b_0	perímetro crítico (ACI 318)
b_1	perímetro básico de controle (Model Code 2010)
C	contornos críticos da NBR 6118
d_g	diâmetro máximo do agregado graúdo
E_s	módulo de elasticidade da armadura longitudinal tracionada
f_c	resistência à compressão do concreto
F_{Sd}	força ou reação concentrada
m_{Rd}	momento resistente de cálculo por unidade de comprimento
m_{Sd}	momento solicitante médio de cálculo por unidade de comprimento
V_{NBR}	carga de ruptura estimada pela NBR 6118
V_{ACI}	carga de ruptura estimada pela ACI 318
V_{EC2}	carga de ruptura estimada pela Eurocode 2
P_{flex}	carga de ruptura por flexão

V_{MC10}	carga de ruptura estimada pela Model Code 2010
V_{NBR}	carga de ruptura estimada pela NBR 6118
V_{HAR}	carga de ruptura estimada por HARAJLI <i>et al.</i>
V_{HOL}	carga de ruptura estimada por HOLANDA
V_{NR}	carga de ruptura estimada por MUTTONI & RUIZ
V_u	carga última de ruptura da laje
u_1	perímetro crítico (Eurocode 2)
ρ	taxa geométrica de armadura de flexão
τ_{Sd}	tensão solicitante no caso de punctionamento
y_c	distância entre o centro de gravidade da seção de concreto e a fibra mais tracionada
r	distância a partir do eixo do pilar
x	profundidade da linha neutra na seção
ε_c	deformação do concreto na seção
ε_s	deformação do aço na seção
ψ	rotação da laje

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

As lajes lisas, apoiadas diretamente sobre os pilares, são de grande utilidade principalmente por permitir flexibilidade ao projeto arquitetônico. Este sistema estrutural pode ser formado por lajes pré-moldadas, protendidas, estando monoliticamente ou diretamente ligadas aos pilares, além de terem formas simples e de fácil execução. Para MACGREGOR (1992), elas apresentam um comportamento similar a um diafragma, contribuindo para o contraventamento da estrutura, sendo consideradas componentes essenciais em edifícios com múltiplos pavimentos.

Por dispensar a utilização de vigas, os edifícios que utilizam esse sistema acabam por ter uma redução no peso próprio, redução da altura do pé direito da estrutura, ocasionando assim em uma diminuição das cargas nas fundações e esforços solicitantes provenientes das ações do vento, uma vez que há uma menor área de exposição, além de reduzir também o custo com revestimentos e elementos verticais de redes de instalações, como elétrica. No entanto, esse modelo de estrutura apresenta a possibilidade de ruptura por punção, fenômeno que ocorre quando forças concentradas nos pilares perfuram as lajes, o que pode levá-las ao colapso total por ser um modo de ruína abrupto.



Figura 1 - Prédio *Pipers Row Car Park*, Wolverhampton, Reino Unido (WOOD, 1997).

Estudos como de TALBOT (1913) sugerem que a punção começou a ser investigada por volta do início do século passado, onde esse autor propôs um método de dimensionamento em termos de tensão de cisalhamento em um perímetro afastado a “d” da face do pilar. Posteriormente, pesquisas como as de FORSELL & HOLMBERG (1946) e de ELSTNER & HOGNESTAD (1956) neste mesmo seguimento contribuíram através de equações similares para a melhoria de diversas normas.

Em 1971, HAWKINS, FALSSEN & HINOJOSA (1971), demonstraram em ensaios a influência das taxas de armaduras na resistência à punção. Em seguida, métodos semelhantes como de SHEHATA & REGAN (1982) foram apresentados, além de outros que consideravam variáveis como plasticidade, índice de retangularidade do pilar, influência dos agregados no cisalhamento, modelos baseados na teoria das linhas de ruptura e modelos de treliças.

Segundo PARK & GAMBLE (1980), a ruptura por punção ocorre ao longo de um tronco de cone causado por uma fissura de tração. Diferentemente das deformações na flexão, o cisalhamento apresenta sinais de alertas limitados antes da ruína, tornando-o um modo de ruptura perigoso. Quando se tem a presença das fibras de aço como reforço nas lajes, há a possibilidade de alteração nesse modo de ruptura, tornando-o mais dúctil como na flexão. Para OLIVEIRA (2003) as resistências à punção e flexão das lajes são recíprocas. O MODEL CODE 2010 (2011) considera que o tronco de cone surge da extremidade da área carregada até a face oposta da laje, com uma inclinação em torno de 30° e a fissura é formada entre 1/2 e 2/3 da carga de ruptura, sem deixar a peça em instabilidade.

Em relação a materiais, o concreto é um dos mais utilizados no mundo, uma vez que é usado, geralmente, em grandes quantidades. Isto se deve a capacidade de se adequar a várias situações de produção e formas, além de ter relativamente um baixo custo. Normalmente, a mistura desse compósito é de Cimento Portland, água e agregados naturais, como areia e rochas britadas. No entanto, há alguns anos, tem-se questionado o quanto a produção desse compósito pode ser prejudicial ao ambiente, tanto pela liberação de CO₂ na produção do cimento quanto pelo consumo de materiais naturais.

Neste contexto, o geopolímero surge como um possível substituto dos concretos convencionais, uma vez que permite a utilização de diversas matérias-primas em sua composição, desde naturais até resíduos industriais ou subprodutos destes. Basicamente esse compósito é formado por um material precursor, rico em aluminossilicatos, que em contato com uma solução altamente alcalina passa por um processo de polimerização.

CESARI (2015) define o processo polimerização como a dissolução da sílica e alumina em um meio alcalino onde há a quebra das ligações originais da matéria-prima, com isso forma-se um gel que em seguida é convertido numa malha tridimensional com evolução acelerada. Posteriormente a formação do gel, acontece uma reorganização das partículas que resulta na polimerização e endurecimento da argamassa.

O concreto geopolimérico já está sendo utilizado na Austrália, como indica a Figura 2, e Canadá com aplicação em dormentes de ferrovias, painéis pré-fabricados de edificações, bloco, reparações de rodovias. Para SONAFRANK (2010), isto demonstra os avanços que estão sendo feitos ao redor do mundo em relação a essa tecnologia. Ainda DAVIDOVITS (1994) afirma, por meio de investigações químicas e mineralógicas, que os blocos das pirâmides do Egito não são de pedra calcária natural, mas sim de um aglomerante feito da mistura de calcário de Gizé com hidróxido de sódio, produzido no local pela mistura de cal, carbonato de sódio e água indicando a utilização de geopolímeros há milhares de anos.



Figura 2 - Edifício *Global Change Institute* da *University of Queensland* em Brisbane, Austrália, construído em concreto geopolimérico (*in Habit*, 2013).

Ainda nesse contexto de materiais alternativos podem-se enquadrar os agregados sintéticos de resíduo de bauxita. Por ser uma grande consumidora de recursos naturais, a indústria da construção civil busca por estratégias para suprir esta demanda, desenvolvendo materiais ambientalmente mais eficientes. Como forma de alcançar essas estratégias e amenizar o problema de rejeitos gerados na produção de alumínio, tem-se estudado a viabilidade da produção desses agregados, para posteriormente serem feitos em larga escala.

A bauxita, segundo a Associação Brasileira de Alumínio – ABAL, é formada por um conglomerado de óxidos metálicos, onde predomina o óxido de alumínio (Al_2O_3), sendo composta por um ou mais hidróxido de alumínio, óxido de ferro, sílica entre outros componentes. O refinamento deste minério é feito através do processo Bayer, que posteriormente será explicado, mas adianta-se que deste processo resulta a lama vermelha.

RIBEIRO & MORETTI (2008) classificam esta lama como resíduo perigoso-classe I, pois apresenta corrosividade acima da permitida pela NBR 10004 (ABNT, 2004), entretanto, o material passa por um processo de estabilização para que se torne inerte. TSAKIRIDIS (2004) afirma que este rejeito pode ser utilizado na fabricação de clínquer por ter um teor considerável de ferro, o que favorece para a obtenção de uma estrutura vítreia a temperaturas inferiores e acelerando as reações de clinquerização.

Quanto à fabricação de agregados sintéticos leves, SANTOS (2019) define que estes são produzidos a partir da queima da matéria-prima, geralmente triturada ou moída e em seguida pelotizada. Também podem ser feitos por sinterização contínua, aplicado geralmente em argilas ou outros materiais que possam expandir quando submetidos a processos térmicos adequados. Este processo de fabricação requer um controle adequado de parâmetros como composição da mistura, tempo e temperatura de queima.

1.2 Justificativa

As lajes lisas, apesar de apresentarem certo grau de complexidade relacionado à punção, são amplamente utilizadas como solução estrutural para se conseguir economia de materiais e vãos maiores. A punção, por sua vez, é um fenômeno sensível a diversas variáveis, como taxas de armaduras, resistência à compressão do concreto, engrenamento do agregado graúdo, tipos de materiais e carregamento, está em constante processo de investigação.

Alguns artifícios são utilizados para diminuir a tensão de cisalhamento entre a laje e pilar, como estribos e *studs*, capitéis, o uso de concreto de alto desempenho somente na região do perímetro crítico, e até mesmo o uso de fibras na matriz cimentícia. Embora tenha presente na literatura muito modelos de cálculos para estimar a parcela de contribuição das fibras de aço na resistência ao punctionamento, dos códigos estudados nesta pesquisa, apenas o MODEL CODE 2010 (2011), sugere a estimativa dessa parcela.

Em outro âmbito, a construção civil frequentemente está associada à questão ambiental. Um dos grandes desafios é a produção de CO₂ gerado na produção do cimento Portland, levando a busca por novos materiais menos prejudiciais a natureza e que tenham propriedades mecânicas semelhantes ao concreto convencional. Nesse contexto, também se enquadra a produção de agregados sintéticos, uma vez que são fabricados para dar uma finalidade ecologicamente melhor a rejeitos gerados pelas indústrias.

Assim, esta pesquisa visou avaliar a resistência à punção em lajes lisas feitas com a utilização de materiais ecologicamente mais sustentáveis, como o concreto armado geopolimérico a base de metacaulim, que no seu processo de fabricação libera H₂O, ao invés de CO₂. Além da aplicação de agregado graúdo sintético proveniente de resíduos de bauxita, produzidos com rejeitos gerados no processo de mineração da empresa *Hydro* e, por fim, verificar também o comportamento desses materiais quando combinados com um volume de fibras de aço.

1.3 Objetivos

1.3.1 Gerais

Esta pesquisa busca contribuir com os estudos relacionados ao comportamento da ligação *laje x pilar* de lajes lisas bidirecionais de concreto geopolimérico a base de metacaulim e adição de fibras de aço sujeitas, internamente, a carregamento simétrico.

Também se pretende avaliar a atuação do agregado graúdo sintético de lama vermelha no elemento estrutural.

1.3.2 Específicos

Neste contexto, foi desenvolvido um programa experimental composto por oito lajes lisas bidirecionais de concreto armado no Laboratório da Pós-Graduação de engenharia civil da Universidade Federal do Pará. O trabalho foi dividido em duas séries, “1” que consiste em quatro lajes sem o uso da fibra de aço, e “2” que é formado por mais quatro lajes que contam com a parcela de resistência da fibra. Todas as lajes possuem dimensões de (1400 x 1400) mm e 120 mm de espessura. A taxa de armadura foi de aproximadamente 1% e as lajes foram apoiadas sobre uma placa metálica de (85 x 85) mm que simula um pilar central. Assim, nesta pesquisa pretende-se:

- Realizar a moldagem e ensaio até a ruína por punção de oito lajes bidirecionais de concreto armado;
- Comparar o comportamento de lajes de concreto convencional e concreto geopolimérico;
- Comparar a influência do tipo de agregado graúdo entre natural (brita zero) e sintético (lama vermelha);
- Verificar a contribuição da parcela de resistência da fibra de aço nos diferentes tipos de concreto;
- Aplicar proposições teóricas e normativas mais relevantes constantes na literatura.

1.4 Estrutura do Trabalho

Esta dissertação está dividida em *6 capítulos* mais as referências bibliográficas. No *capítulo 1* faz-se a introdução da pesquisa, a justificativa e os objetivos.

No *capítulo 2* é apresentado uma breve definição de lajes lisas de concreto armado e o fenômeno da punção. Além disso, consta a revisão bibliográfica que reúne referências de trabalhos experimentais realizados por autores, assim, embasando o presente trabalho.

O *capítulo 3* apresenta o programa experimental desenvolvido, descrevendo as características geométricas das peças, bem como armaduras, processo de instrumentação, concreto e aço utilizado, deslocamentos verticais e sistema de ensaio.

No *capítulo 4* consta os resultados do programa experimental, com os gráficos de descolamentos, deformações no concreto, deformações na armadura de flexão, modos de ruptura e cargas observadas, além do mapa de fissuração

No *capítulo 5* tem-se as estimativas normativas para resistência a punção para as lajes sem fibra de aço e três modelos teóricos para as lajes reforçadas com fibra e uma análise dos referidos códigos. No *capítulo 6* são apresentadas as conclusões obtidas desse estudo e sugestões para trabalhos futuro.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Lajes lisas de concreto armado

A utilização de lajes lisas começou por volta do início do século XX, e para a época causou grande impacto na engenharia. Alguns nomes como George M. Hill e Claude A. P. Turner se destacam como pioneiros na utilização desse tipo de estrutura. Estas são comumente definidas como elementos de superfície plana, com espessura muito menor do que as outras dimensões, sendo as de concreto armado mais presentes nas construções, com a função de repassar o carregamento aplicado aos elementos que lhes dão apoio, como vigas, que se ligadas monoliticamente podem contribuir para um aumento de resistência, e pilares.

De acordo com CUNHA & VICENTE (1998), essas peças podem ser classificadas quanto à forma, tipos de apoios e natureza. Em lajes lisas, ainda segundo os autores, é preciso verificar a resistência ao esforço cortante ao redor do pilar, já que esta é a condição preponderante no dimensionamento. A NBR 6118 (ABNT, 2014) define laje lisa como a laje apoiada diretamente sobre pilares sem a utilização de capitéis. Embora apresente diversas vantagens, esse tipo de laje tende a romper subitamente por punção.

As vantagens da aplicação desses elementos são mostradas em trabalhos experimentais de autores como MAYA *et al.* (2012) e MORAES NETO (2013) que citam como ponto positivo um possível melhor aproveitamento dos espaços, simplificação das formas e concretagem, redução da altura total do edifício, melhoria na qualidade final. Como pontos negativos, é evidenciada a possibilidade de flechas elevadas quando em condições de serviço, diminuição da estabilidade global quanto aos esforços horizontais, e CARVALHO & PINHEIRO (2013) ainda afirmam que esse tipo de laje aumenta o consumo de cimento e aço, por não usar elementos com grande inércia.

Segundo MENÉTREY (1998), o colapso das lajes lisas pode ocorrer por flexão; por punção; e por flexão-punção. Na ruína por flexão, a ruptura é dada pelo esmagamento do concreto comprimido ou pela deformação plástica excessiva da armadura de tração. Quando ocorre por punção, a laje se rompe antes que a sua resistência à flexão seja atingida, provocando uma ruptura de caráter frágil e perigosa.

2.2 Revisão da literatura

2.2.1 Resíduo de bauxita e agregado sintético

A grande quantidade de resíduos gerados pelas indústrias de alumínio tem motivado estudos no mundo todo a buscar alternativas que proporcione melhor aplicabilidade a esses rejeitos. A lama vermelha, material sólido proveniente da digestão da bauxita no processo Bayer, apresenta características físico-químicas que despertam interesses para uso como matéria-prima na construção civil, como na produção de agregados sintéticos. MENDES (2016) sugere que esse material até então descartado na fase de beneficiamento apresenta potencial para o desenvolvimento de novos produtos.

Por apresentarem natureza perigosa, esses subprodutos geralmente são depositados em locais próximos às fabricas para evitar altos custos com o tratamento e transporte. Segundo MERCURY *et. al.* (2010), o processo Bayer parte do princípio da dissolução dos hidróxidos de alumínio (gibbsita) encontrados na bauxita pelo ataque deste mineral com uma solução alcalina de NaOH em temperaturas entre 135-170°C e em condições hidrotérmicas (1-30 atm).

Segundo a ALCOA (2021), o processo Bayer começa com a preparação da matéria-prima e em seguida passa para a etapa de digestão, filtração e precipitação do hidrato, calcinação e conversão em alumina. Um dos problemas dessa indústria está relacionado à destinação adequada para a lama vermelha. Esse tipo de rejeito pode ser depositado em minas subterrâneas, depósitos ou barragens de rejeitos.

Este processo se divide em quatro etapas, iniciando na digestão com a moagem do mineral seguido de adição de solução cáustica; na clarificação ocorre a sedimentação e filtração do material; na precipitação a parte líquida nomeada “licor verde” esfria, e em seguida é adicionado uma pequena quantidade de cristais de alumina; na calcinação a alumina é lavada e posteriormente seca e calcinada a aproximadamente 1000°C para desidratar os cristais, formando cristais de alumina puros, de aspecto arenoso e branco.

O reaproveitamento desses rejeitos tem dado certo em vários países, como a China, que buscam alternativas para o crescente volume de resíduos sólidos, conforme LIU *et al.* (2008) estima-se que 1 tonelada de alumina produzida se gera em torno de 1,5 tonelada de lama vermelha. As indústrias de alumínio demonstram grande interesse que se tenha um consumo satisfatório desse material, pois assim diminuiriam a preocupação ambiental e os custos causados na etapa de armazenamento.



Figura 3 - Fluxograma para obtenção do resíduo de lama vermelha.

A empresa *Hydro* Alunorte, por exemplo, reduziu a umidade e concentração de soda cáustica desses resíduos através de filtros prensa, além de combiná-lo com o método de empilhamento a seco, o que segundo a empresa, resultou em uma redução de quatro vezes no espaço necessário para armazenar os resíduos.



Figura 4 - Depósito de resíduos sólidos em Barcarena, Pará, ALUNORTE (2023).

Os agregados sintéticos normalmente geram um produto com peso específico inferior ao da pedra britada e com elevada absorção de água. Conforme ROSÁRIO (2013), as características satisfatórias desses agregados são normalmente associadas à queima deles em alta temperatura. A autora afirma que comumente são considerados três fatores: a matéria-prima, tempo de queima e conformação cerâmica. Além disso, pesquisas recentes têm sido feitas para avaliar a utilização em concreto para que se atendam regiões que a brita não está mais disponível.

Para ROSSIGNOLO (2011), agregados leves são os que apresentam massa unitária de até 2000 kg/m³. Estes podem ser classificados quanto sua origem ou artificial. Por terem alta porosidade, têm-se também uma baixa densidade. Esse material geralmente é produzido a partir de matérias-primas que se expandem em altas temperaturas. O processo de fabricação do agregado influencia bastante na forma e textura das partículas deles. A Tabela 1 apresenta alguns estudos desenvolvidos sobre agregado sintético de resíduo de bauxita (ASRB).

Tabela 1: Estudos com agregado sintético de ASRB.

Autores	Aplicação	Teor de AGS utilizado
ROSSI (2009)	Concreto	100%
ROSÁRIO (2013)	Concreto	50% e 100%
SOUZA <i>et al.</i> (2021)	Agregado sintético	-
RIBEIRO (2022)	Concreto	100%

ROSSI (2009) propôs a fabricação de um agregado cerâmico com resistência mecânica e densidade aparente média adequado para a utilização em concretos convencionais. As amostras foram produzidas com base na metodologia recomendada por ALBUQUERQUE (2007), que obteve resultados satisfatórios com as misturas testadas, boas para comparações técnicas com os agregados de seixos laminados. As porcentagens em massa para cada material das misturas testadas foram 70 ou 80% de resíduo de bauxita, 30 ou 20% de areia fina, 2% de óleo queimado e 30% de água, para melhorar a trabalhabilidade do compósito.

Após a fabricação dos agregados iniciou-se a aplicação em concretos e posteriormente os ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade, abrasão hidráulica e tração por compressão diametral. Todos os espécimes foram testados com 28 dias de idade. O autor obteve desempenhos mecânicos satisfatórios com os corpos de prova de concreto com agregado sintético, apresentando elevadas resistências comparadas ao concreto de referência utilizado, atribuindo isso a forma arredondada e a maior proporção de agregados graúdos.



Figura 5 - Agregado sintético produzido por ROSSI (2009).

Em estudo, ROSÁRIO (2013) produziu e aplicou agregado sintético em concreto. A autora fez ensaio de caracterização do agregado como porosidade aparente, absorção de água, massa específica aparente. Quanto a utilização em concreto convencional, foram analisados seus efeitos no estado fresco e endurecido, com determinação de massa específica em estado fresco, trabalhabilidade, resistência à compressão, resistência a tração, módulo de elasticidade, massa específica, índice de vazios e absorção de água por imersão.



Figura 6 - Agregado sintético produzido por ROSÁRIO (2013).

Somente os valores do módulo de elasticidade do concreto de lama vermelha foram superiores ao de referência. Quanto aos estudos microestruturais, foi verificado que a substituição do agregado natural pelo sintético ocasionou um aumento no valor da porosidade total, além de apresentar fissuras na zona de transição entre o agregado e a matriz do cimento.

Considerando esse potencial da lama vermelha, SOUZA; RACANELLI & QUARESMA (2021), produziram agregado sintético a partir do desenvolvimento de misturas de resíduos de bauxita, sílica e argila para utilização em concreto. Assim, aproveitando a demanda de agregado graúdo utilizado na construção, sendo uma forma de diminuir a dependência de agregados naturais e dando aplicabilidade a alta quantidade desses rejeitos minerais.



Figura 7 - Efeito da temperatura na expansão do agregado sinterizado, respectivamente, a 1200°C, a 1250°C e a 1300°C, por SOUZA; RACANELLI & QUARESMA (2021).

Os autores concluem que o efeito da temperatura é marcante uma vez que está associado a formação de fase amorfa necessária para a expansão do material e redução da densidade. Com o controle do teor de sílica e da temperatura de sinterização é possível produzir agregado sintético com diferentes densidades para diferentes finalidades.

RIBEIRO (2022) verificou as características físicas do AGSRB produzido no projeto desenvolvido pela empresa *Hydro* Alunorte, laboratório de engenharia química e

Laboratório de engenharia civil da UFPA. Após caracterizar o material, a autora fez a dosagem de concreto com agregado sintético através do método do IPT/EUSP, fazendo acréscimos de teor de argamassa até que se obtivesse o traço ideal, tendo como parâmetro o ensaio de abatimento de tronco de cone.

A pesquisadora verificou que os traços de concreto com ASRB teve um acréscimo de resistência de 11,63% em relação ao concreto de referência com seixo, além de resistir 19,92% acima de perda a abrasão que o agregado convencional. Ribeiro considera o uso desse resíduo na aplicação de agregado sintético viável, no entanto, afirma que é preciso mais estudos para se conhecer o efeito desse material a longo prazo.



Figura 8 - Agregado utilizado e corpo de prova em ensaio de compressão axial, por RIBEIRO (2022).

2.2.2 Concreto reforçado com fibras de aço

O concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) é um compósito que surgiu proporcionando maior capacidade de absorção de energia, apresentando resistências semelhantes às do concreto armado tradicional. Em meados dos anos 50, houve uma potencialização nos estudos quanto à aplicação das fibras de aço como reforço estrutural. Estruturas moldadas com a adição desse material no concreto apresentam

maior resistência a fissuras e ductilidade, além de oferecer vantagens como redução no tempo de obra.

Para FIGUEIREDO (2011) o principal efeito das fibras ocorre no estado endurecido do concreto, uma vez que após a ruptura da matriz cimentícia as fibras oferecem resistência residual ao material, atuando como pontes de transferência de tensões. Assim, há uma redução na concentração de tensão nas extremidades das fissuras e uma redução na velocidade de propagação delas, levando o concreto a ter um comportamento “pseudo-dúctil” ou não frágil. Além disso, o autor relaciona à característica de reforço estrutural as fibras por estas serem dispostas de forma aleatória no material, reforçando toda a peça e não somente pontos específicos.

O comportamento desses compósitos está diretamente ligado ao tipo e ao teor de fibras utilizado. O comportamento *softening* apresenta deformações pontuais em uma única fissura e em seguida apresenta uma queda de carga resistente pós-fissuração. Já no comportamento *hardening* há a formação de múltiplas fissuras seguida de um aumento de capacidade de carga pós-fissuração. FIGUEIREDO (2011) associa essa classificação à definição de volume crítico de fibras, onde basicamente esse volume corresponde ao mesmo teor que mantém a capacidade resistente para o compósito a mesma da ruptura da matriz.

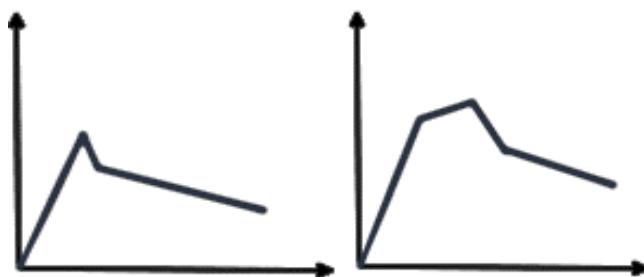


Figura 9 - Comportamento *softening* e *hardening*, respectivamente, em concreto reforçado com fibras de aço, adaptado de MC 10.

FIGUEIREDO (2000) afirma que é importante que haja compatibilidade dimensional entre os agregados e as fibras para que estas possam desempenhar o trabalho como “ponte de transferência” de tensões. Autores como LOBÃO (2005) e WANG (2006) consideram que a adição de fibras de aço no concreto melhora a resistência à tração, mas seu principal benefício está associado ao comportamento pós-fissurado do material que, dependendo do teor utilizado, pode alterar o padrão de fissuração e modo de ruptura.

A NBR 15530 (ABNT, 2019), classifica as fibras quanto a sua geometria, podendo ser com ancoragens nas extremidades, com ondulações no corpo ou retas sem ancoragem, e a resistência do aço de origem, sendo classificados em baixo, médio ou alto teor de carbono, uma vez que esses aspectos têm forte influência no desempenho do compósito. Conforme BARROS (1995), a perda capacidade resistente das fibras pode ocorrer através do escoamento e posteriormente a ruptura, ou por deslizamento da matriz.

Quanto à produção do CRFA, o ACI 544.4R-88 sugere que pode ser feita com equipamentos e procedimentos convencionais, desde que a quantidade de fibra seja limitada até 1,5% do volume de concreto. Para o ACI 544.1R-96, a fibra de aço melhora a ductilidade do concreto em todos os modos de carregamento, compressão, tração, cisalhamento, torção e flexão, observando-se que o acréscimo da resistência é diferente para cada tipo de carregamento. A referida norma estima um crescimento na resistência à compressão na ordem de 15% para CRFA com até 1,5% de volume de fibras.

De acordo LEE *et al.* (2015), esse aumento de resistência à compressão é dado pela proporção volumétrica e fator de formas das fibras. Para o CEB-FIP (2011), as propriedades à compressão do concreto simples podem, geralmente, ser aplicáveis satisfatoriamente ao CRFA. Algumas pesquisas sugerem que a adição de fibras reduz à resistência a compressão, no entanto FIGUEIREDO (2000) atribui tal redução ao preparo inadequado do compósito, possivelmente havendo formações de ouriços.

Alguns autores como MONTAIGNAC *et al.* (2012) afirmam que o CRFA apresenta melhor resistência a flexão comparado ao concreto convencional. Quanto à resistência ao cisalhamento, o ACI 544.1R-96 (1996) indica que fatores como a forma geométrica das fibras e o volume utilizado, são responsáveis por um aumento de resistência ao cisalhamento em vigas de concreto. Sugerindo ainda que estas seriam aptas a substituir os estribos, já que possuem efeitos de “costura” nas fissuras, além de proporcionar um ganho na resistência à tração. A Tabela 2 exibe trabalhos realizados utilizando concreto reforçado com fibras de aço.

Tabela 2: Trabalhos realizados com concretos convencionais e fibras de aço.

Autores	Aplicação	Teor de fibras utilizado
GOMES <i>et al.</i> (2018)	Vigas	0,5%, 0,8% e 1,0%
HAN <i>et al.</i> (2019)	Corpos de prova	1,0%

GOMES *et al.* (2018) avaliaram a eficácia das fibras de aço como reforço ao cisalhamento em vigas de concreto armado. Foram feitas quatro vigas de (150 x 300 x 2700) mm, sendo uma viga de referência, ou seja, sem fibras, e três com adição de fibras, variando o teor em 0,5%, 0,8% e 1,0%. A fibra de aço utilizada foi do tipo *hooked 3D Dramix* (65/60 BG), a resistência do concreto foi de 30,0 MPa aos 28 dias de idade. A taxa de armadura de cisalhamento foi fixada em 0,88% e taxa de armadura de flexão em 0,91%.

Os autores observaram que houve um acréscimo na resistência à compressão axial em torno 20%, mas enfatizam que o ganho mais expressivo foi em relação à ductilidade e tenacidade das vigas de CRFA, tanto que foi possível notar a alteração no modo de ruptura das vigas, de cisalhamento (viga de referência) para flexão (vistas com CRFA). Quanto às armaduras de cisalhamento, verificou-se que estas apresentaram nível de

deformação menor nos estribos das vigas de CRFA comparadas as de concreto convencional.

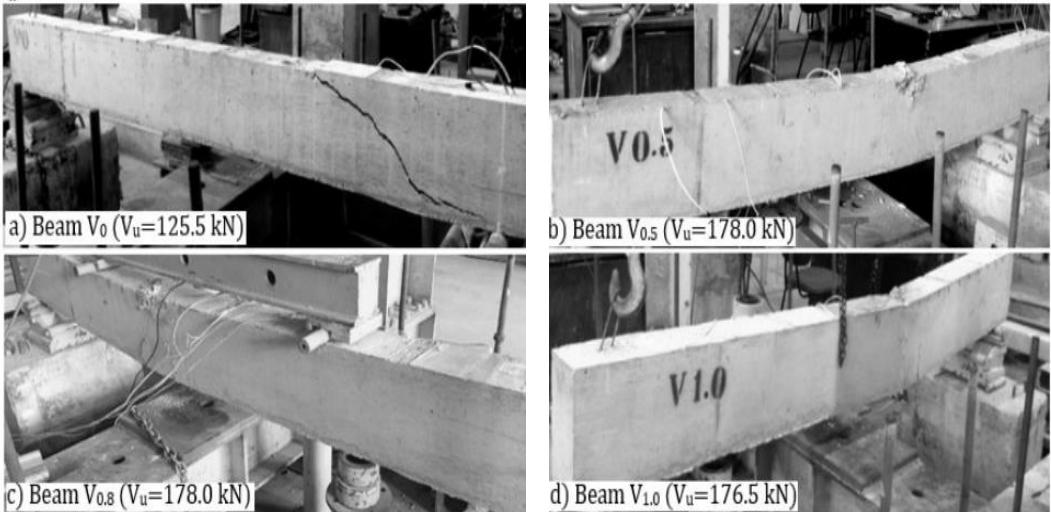


Figura 10 - Vigas ensaiadas por GOMES *et al.* (2018).

Em pesquisa desenvolvida por HAN *et al.* (2019) foi verificado os efeitos do comprimento da fibra de aço e do tamanho do agregado graúdo nas propriedades mecânicas do concreto reforçado com fibras de aço. As fibras variaram de 30 mm a 60 mm, enquanto o agregado graúdo variou de 10 mm a 40 mm. Foi verificada a resistência à tração e compressão, as características de distribuição das fibras, o comportamento à flexão. Para isso, foram produzidas trinta e duas misturas de concreto com teor de fibra fixado em 1%.

No estudo feito por Han e colaboradores, notou-se que a trabalhabilidade da mistura de CRFA apresenta tendências crescentes com o aumento do comprimento da fibra de aço e com tamanho do agregado graúdo. A resistência à compressão foi ligeiramente influenciada pelo tamanho máximo do agregado graúdo e o comprimento da fibra de aço tem pouco efeito na resistência à compressão. Quanto à tração, pode-se observar que aumenta gradativamente com o aumento do comprimento da fibra.



Figura 11 - Ensaio de abatimento de tronco de cone e fibras utilizadas por HAN *et al.* (2019).

2.2.3 Concreto geopolimérico

A alta demanda na construção de infraestruturas tornou o concreto a segunda fonte mais utilizada no planeta, atrás apenas da água. Com isso, surgiu a preocupação em buscar soluções alternativas para materiais que compõe essa mistura, como o desenvolvimento de concretos não cimentados que possam reduzir a exaustão de CO₂. O estudo dos geopolímeros iniciou por volta de 1978 quando o pesquisador francês Davidovits testou a geopolimerização como principal mecanismo de reação para transformar em concreto a mistura de caulinita e ativadores alcalinos.

Ao longo dos anos, diversos estudiosos como PALOMO *et al.* (1999) visaram utilizar uma variedade de matérias-primas e ativadores para criar um concreto geopolimérico padrão e de alta resistência, que fizesse o processo de cura em altas temperaturas e, recentemente, que tivesse a cura à temperatura ambiente, reduzindo assim a quantidade de energia gasta nesse processo. O autor atribui à interação química dos materiais as características de resistência aprimoradas.

Na literatura, os trabalhos que apresentam resultados mais relevantes são os de metacaúlim e cinza volante e como solução ativadora geralmente é utilizada uma

combinação de Hidróxido de sódio e Silicato de sódio. O metacaulim origina-se da desidroxilação do caulim através de tratamento térmico, esse processo torna o material mais reativo e apropriado para sofrer ativação alcalina. Para DAVIDOVITS (1999) o método para calcinação do caulim é simples, podendo ser realizado em laboratório de médio porte. É importante enfatizar que os geopolímeros são materiais aglutinantes de aluminossilicatos tridimensionais gerados em temperaturas de 22° a 125°C, por meio de um ativador alcalino. Esta interação química ocasiona a transformação de uma fase amorfa em um compósito com algumas características semelhantes a um material cimentício.

No processo de geopolimerização ocorre a dissolução da sílica e alumina por um meio alcalino que para BOCA SANTA (2012) deve ter uma concentração de NaOH entre 5 mols a 16 mols, quebrando assim as ligações originais da matéria-prima que formando um gel é convertido numa malha tridimensional de silico-aluminato, e posteriormente ocorre a reorganização, a polimerização e endurecimento da argamassa. Por ser atóxico, não inflamável e de fácil manipulação, o silicato de sódio é um produto químico com ampla aplicação e em cimentos e refratários atua como aditivo para acelerar a cura do cimento.

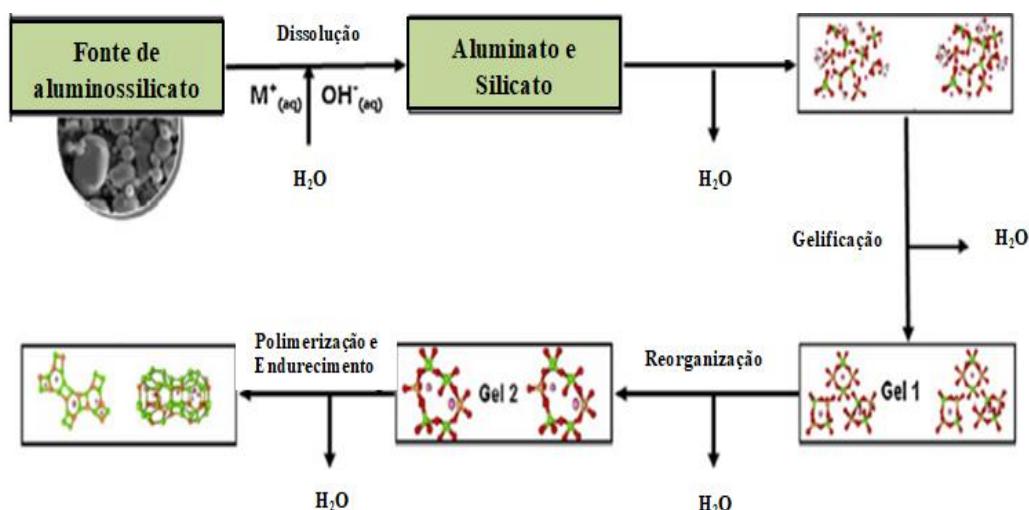


Figura 12 - Mecanismo de reação de geopolímero a base de cinzas volante, adaptado de GS RYU *et al.* (2013).

O uso de hidróxido de sódio (NaOH) associado ao silicato de sódio (Na_2SiO_3) proporciona o aumento da resistência à compressão quando usado em conjunto com escória de alto forno, cinzas volantes e metacaulim. PROVIS *et al.* (2014) afirmam que o alto calor liberado na dissolução dos hidróxidos em água pode gerar tensões térmicas prejudiciais a etapa de geopolimerização. Logo, esse processo ficou conhecido como *two part mixing*, uma vez que a solução é previamente preparada e depois adicionada aos precursores.

O concreto geopolimérico apresenta boa estabilidade volumétrica, elevado ganho de resistência em um curto período, podendo alcançar cerca de 70% de resistência à compressão nas primeiras quatro horas de cura, segundo FERREIRA (2021). Durante a etapa de mistura entre precursor e ativador, há uma liberação de calor que BERNAL S.A *et al.* (2015) classificou como picos exotérmicos primeiramente atribuído à dissolução de partículas e formação de aluminatos e depois, em menor escala, ao desenvolvimento e a precipitação dos produtos de reação.

Além disso, não apenas a relação $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ deve ser controlada, mas também a relação água/aglutinante. Conforme BRITO (2018), no processo de geopolimerização, a água é responsável pela plasticidade da mistura, no entanto, o excesso de água interfere na reação de geopolimerização, pois fica presa na rede dos geopolímeros e gera porosidade, dificultando o seu processo de cura e diminuindo das propriedades mecânicas.

Para DAVIDOVITS (1991) e TASHIMA (2012) qualquer material inorgânico que contenha silício e alumínio em sua composição, e esteja no estado amorfo, pode ser utilizado como matéria-prima precursora no processo de ativação alcalina. Estes materiais podem ser obtidos direto da natureza ou podem ser aproveitados resíduos agrícolas e/ou industriais. A grande variedade de opções para materiais precursores e suas diferentes composições químicas disponíveis em cada região do mundo, dificulta a comparação dos dados na literatura.

Segundo BRITO (2018), ainda é preciso mais pesquisas para compreender o modo como um geopolímero ganha consistência e endurece, mas afirma que o tipo de estrutura resultante desde procedimento é estável e oferece durabilidade ao material. PINTO (2004) em sua pesquisa, observou que esse material tem módulo de elasticidade inferior ao do concreto convencional. Palomo *et al.* (2014) sugere que a ciência dos aglomerantes deveria passar por uma transição tecnológica para materiais apresentam versatilidade para aplicações industriais. Entretanto, ainda não há normas específicas na área de materiais álcali ativados.

Os mesmos pesquisadores sugerem a possibilidade de se basear nas normas presentes, para promover a necessidade de regulamentação na produção de concreto geopolimérico. NAZARI & SANJAYAN (2017) sugerem que pequenos projetos de baixos riscos devem ser incentivados para criar confiança na execução de projetos mais complexos. A maioria dos estudos atuais sobre concreto não cimentado à base de cinza volante se concentra na investigação de seu mecanismo de reação usando pasta ou argamassa sem materiais agregados. A Tabela 3 apresenta alguns estudos realizados com concreto geopolimérico.

Tabela 3: Trabalhos realizados com geopolímero.

Autores	Aplicação	Material precursor
RYU et al. (2013)	Argamassas e concreto	Cinza volante
LERMEN <i>et al.</i> (2022)	Argamassas	Metacaulim

RYU *et al.* (2013) investigaram as variações de resistência em função da concentração de um ativador alcalino e em função da proporção de mistura de NaOH e silicato de sódio. Foram feitas análises microestruturais e avaliações de porosidade a fim de identificar as relações entre os níveis de molaridade e proporções de misturas, além de verificar a aplicabilidade deste material na construção.

Foi assumido que o fator que interfere na resistência é a reação entre as cinzas volantes e o ativador alcalino. A mistura foi colocada em moldes prismáticos com dimensões de (50 x 50 x 50) mm. Após analisados os resultados das argamassas, foi escolhida uma mistura, FASH50SS50, para testar a inclusão do agregado graúdo, gerando assim um concreto geopolimérico. Foram moldados corpos de prova de (100 x 200) mm, que tiveram resistência a compressão de aproximadamente 31 MPa aos 28 dias.

Tabela 4: Traços testados em argamassas geopoliméricas, adaptado de RYU *et al.* (2013).

PROPORÇÃO EM MASSA (g)								
Séries	Mistura	Cinzas volantes	H ₂ O	NaOH (6M)	NaOH (9M)	NaOH (12M)	Silicato de Sódio	Areia
1	FASH6SS50	1600	160	400			400	2400
	FASH9SS50	1600	160		400	400	400	2400
	FASH12SS50	1600	160				400	2400
2	FASH0SS100	1600	160		0		800	2400
	FASH25SS75	1600	160		200		600	2400
	FASH50SS50	1600	160		400		400	2400
	FASH75SS25	1600	160		600		200	2400
	FASH100SS0	1600	160		800		0	2400

Os autores concluíram que o mecanismo relacionado à diferença nas características mecânicas do geopolímero à base de cinza volante pode ser justificado indiretamente pelo grau de geopolimerização. A relação entre resistência a tração e resistência a compressão na mistura FASH50SS50 variou aproximadamente 8%, sendo semelhante à do concreto convencional, sugerindo assim a viabilidade de uso desse material. Os pesquisadores indicam o uso do concreto geopolímero para produtos de concreto pré-moldado, considerando que a resistência à compressão desse compósito pode ser desenvolvida em temperaturas que excedem 60 °C.

LERMEN *et al.* (2022) analisaram a influência da quantidade de água sobre a resistência à compressão e formação de eflorescência em compósitos geopoliméricos. Como ativadores foi utilizado hidróxido de sódio e silicato de sódio e, como precursor foi testado o metacaulim. Os materiais geopoliméricos foram desenvolvidos variando a razão molar total de H_2O/Na_2O com valores de 15,0, 15,5, 16,0, 16,5 e 17,0. As misturas com maiores proporções de H_2O/Na_2O desenvolveram maior formação de eflorescência nas primeiras 24 horas.



Figura 13 - CPs retirado das formas após endurecimento; CP com eflorescência, LERMEN *et al.* (2022).

Os autores concluíram que quanto maior a razão molar H_2O/Na_2O , maior será a área superficial de eflorescência no material, uma vez que a água presente nos poros é expelida na matriz conduzindo uma parcela de óxido de sódio, que em contato com o CO_2 do ar, reagem formando um depósito de eflorescência. A quantidade de água também teve influência significativa sobre a resistência à compressão, porém o tempo de cura foi mais influente, ou seja, quanto maior a razão molar de H_2O/Na_2O menor foi a resistência à compressão.

2.2.4 Punção

Punção é um fenômeno que causa ruptura abrupta na ligação *laje x pilar*, podendo ocasionar um colapso progressivo levando a estrutura à ruína. Nesse tipo de ruptura, as fissuras se formam na diagonal, separando um cone do restante da laje. As deformações na laje, antes da ruína, geralmente são pequenas e a resistência residual após esse fenômeno é baixa.

WIGHT & MACGREGOR (2009) explicam que as lajes lisas, além de romperem por punção, em duas direções formando um tronco de cone, também podem romper em uma direção, como viga chata (*wide beam*). Segundo estudos de REGAN (1985) e GOMES (1991), a superfície de ruína pode ser alterada caso haja armadura de punção na laje.

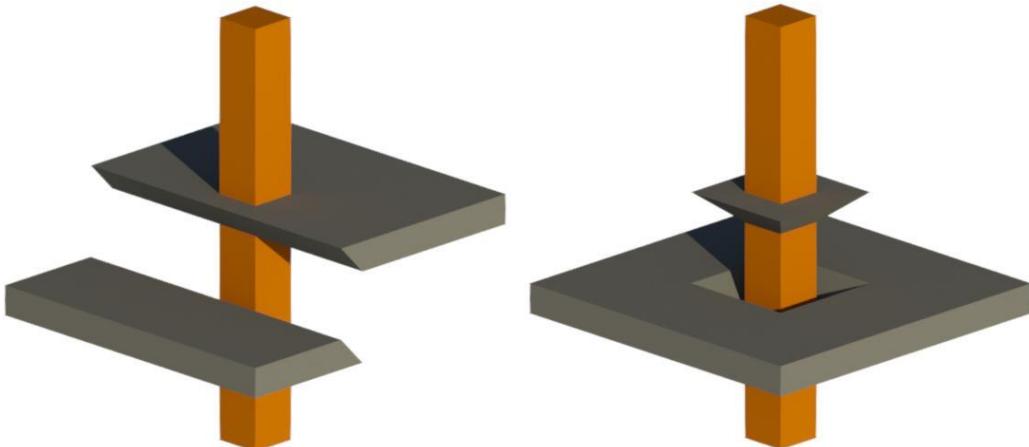


Figura 14 - a) Ruína em uma direção; b) Ruína em duas direções, adaptado de WIGHT & MACGREGOR (2009).

Conforme PARK & GAMBLE (1999), ainda é um desafio prever de maneira precisa as variáveis de ruptura por punção, uma vez que o comportamento da região onde ocorre o fenômeno é complexo devido à natureza tridimensional do problema. Assim, grande parte de pesquisas já realizadas adotam uma tensão limite de cisalhamento em um dado perímetro crítico, geralmente ligado à inclinação do tronco de cone.

Além das prescrições normativas, outros modelos de cálculo para prever a resistência a esse caso foram desenvolvidos, como o modelo proposto por KINNUEN & NYLANDER (1960) que prevê a carga e deformações na ruptura por punção ou flexão. E mais recente MUTTONI (2008) sugeriu uma teoria para lajes lisas de concreto armado sem armadura de cisalhamento e sob punctionamento simétrico, que foi revisto e ampliado por RUIZ & MUTTONI (2009) para tratar os casos com armaduras de cisalhamento.

Para combater a punção pode-se utilizar de artifícios como aumentar a resistência do concreto, aumento das dimensões dos pilares ou utilização de capitéis; adicionar fibras ao concreto e o uso de armaduras de cisalhamento. No entanto, deve-se atentar para as peculiaridades de cada artifício, como a boa técnica para de confecção de CRFA, tornar o serviço de instalação das armaduras de cisalhamento mais eficiente, uma vez que a região onde são instaladas já é densamente armada pelas armaduras de flexão.

2.2.4 Trabalhos realizados com punção simétrica

2.2.4.1 OLIVEIRA (2003)

O autor analisou experimentalmente quinze lajes lisas de concreto armado com alta resistência e submetidas a carregamento simétrico. As lajes possuíam dimensões de 1680 mm x 2280 mm e 130 mm de espessura, cinco dessas lajes foram ensaiadas de forma bidirecional e dez de forma unidirecional. A taxa de armadura de flexão foi de aproximadamente 1,1 % em cada direção, a armadura de flexão foi constituída por 23 Ø 12,5 mm com 117 mm de espaçamento ao longo de l_y e 15 Ø 12,5 mm com 102 mm ao longo de l_x . O objetivo do trabalho foi verificar a influência do índice de retangularidade do pilar, variando $C_{máx}/C_{min}$ de 1 a 5 e a posição do carregamento na resistência última das lajes.

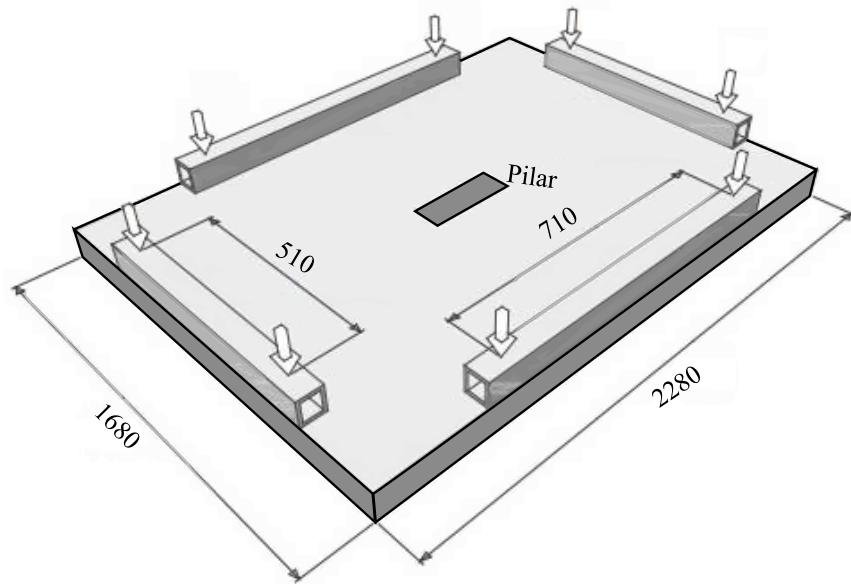


Figura 15 - Sistema de ensaio de OLIVEIRA (2003).

Para cada índice de retangularidade as lajes foram carregadas nos dois menores bordos opostos (lajes tipo “a”), nos dois maiores bordos opostos (lajes tipo “b”) e, nos quatro bordos (lajes tipo “c”). As características das lajes são apresentadas na Tabela 5.

Tabela 5: Características das lajes de OLIVEIRA (2003).

Laje	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	f_{ys} (MPa)	$C_{mín}$	$C_{máx}$	Tipo	P_u (kN)
L1a	107	1,09	57,0	750	120	P1	234,0	
L1b	108	1,08	59,0			P2	322,0	
L1c	107	1,09	59,0			P1 e P2	318,0	
L2a	109	1,07	58,0		240	P1	246,0	
L2b	106	1,10	58,0			P2	361,0	
L2c	107	1,09	57,0			P1 e P2	331,0	
L3a	108	1,08	56,0		360	P1	241,0	
L3b	107	1,09	60,0			P2	400,0	
L3c	106	1,10	54,0			P1 e P2	358,0	
L4a	108	1,08	56,0		480	P1	251,0	
L4b	106	1,10	54,0			P2	395,0	
L4c	107	1,09	56,0			P1 e P2	404,0	
L5a	108	1,08	57,0		600	P1	287,0	
L5b	108	1,08	67,0			P2	426,0	
L5c	109	1,07	63,0			P1 e P2	446,0	

OLIVEIRA (2003) classificou o modo de ruptura baseado em observações experimentais. Também foi utilizada como critério a razão entre a resistência última e a resistência à flexão para classificar o modo de ruptura. Quando $\phi > 1$, a ruptura é por flexão; quando $\phi < 1$, a ruptura ocorre por punção e, se $\phi \approx 1$, as rupturas por flexão e punção ocorrem quase simultaneamente.

Segundo as análises feitas pelo autor, todas as cargas de ruptura tenderam a aumentar com o acréscimo do índice de retangularidade, sendo 23% de acréscimo máximo para as lajes do tipo “a”, que apresentaram um modo de ruptura misto de punção dentro de um regime característico de uma ruptura por flexão, 32% e 40% para as lajes do tipo “b” e “c”, respectivamente, que romperam por punção.

2.2.4.2 NGUYEN-MINH et al. (2011)

Foram estudadas doze lajes lisas para verificar o efeito das fibras de aço na resistência a punção e a influência no modo de ruptura. As peças tinham dimensões diferentes, e foram divididas em três grupos: A) lajes de (1050 x 1050) mm; B) (1350 x 1350) mm; C) (1650 x 1650) mm. A resistência a compressão variou de 27 MPa a 32 MPa, a taxa de armadura foi de 0,66% nas duas direções e a espessura das lajes de 125 mm foram iguais para todas. As fibras utilizadas foram *Dramix RC-80/60-BN*, e possuíam comprimento e diâmetro de 60 mm e 0,75 mm, respectivamente. O pilar de 200 mm x 200 mm foi moldado junto com a laje e o sistema de ensaio foi feito por perfis metálicos apoiados nas quatro bordas da laje. As características das lajes são apresentadas na Tabela 6.

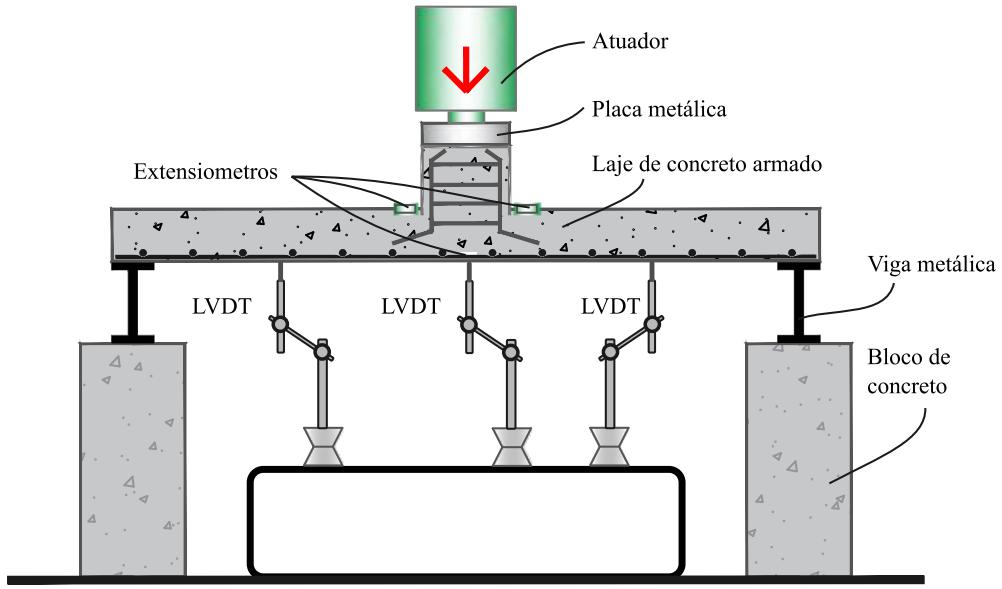


Figura 16 - Sistema de ensaio de NGUYEN-MINH *et al.* (2011).

Tabela 6: Características das lajes de NGUYEN-MINH *et al.* (2011).

Laje	<i>d</i> (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	f_{ys} (MPa)	$C_{mín}$	$C_{máx}$	V_f (%)	P_u (kN)
A0	105	0,66	27,1	492	200	200	-	284,0
A1			27,9				0,40	330,0
A2			29,2				0,60	345,0
A3			31,6				0,80	397,0
B0			27,1				-	301,0
B1			27,9				0,40	328,0
B2			29,2				0,60	337,0
B3			31,6				0,80	347,0
C0			27,1				-	264,0
C1			27,9				0,40	307,0
C2			29,2				0,60	310,0
C3			31,6				0,80	326,0

Os autores concluíram que as fibras de aço melhoram consideravelmente a resistência ao punctionamento das lajes e a utilização destas com volume de fibras de 0,40 a 0,80% aumentam a resistência à punção das lajes de 9,0 a 39,8%, este aumento é diretamente proporcional ao volume de fibras. Além disso, essas fibras aumentam a rigidez das lajes e melhoram a ductilidade do concreto e a integridade da região das ligações laje-pilar. O

concreto reforçado com fibras apresenta fissuras menores e mais distribuídas ao longo das lajes, comparadas às sem adição de fibras.

2.2.4.3 VENKATESHWARAN (2019)

Neste estudo foram feitas doze lajes de concreto reforçado com fibra de aço sem o uso de armadura tradicional de barras de aço. As lajes tinham dimensões de (700 x 700) mm, foram utilizados dois tipos de fibras com extremidades em gancho múltiplas. O trabalho foi dividido em dois grupos, o grupo I continha fibras 4-D, enquanto o grupo II foi moldado usando fibras 5-D. A resistência à compressão do concreto foi avaliada em concreto de baixa, média e alta resistência.

Além disso, a influência do teor de fibra na punção foi verificada variando o volume de 0,25% a 1,0%. Todas as lajes tinham 150 mm de espessura, exceto as lajes M54A e M54B, que tinham espessuras de 90 mm e 120 mm, respectivamente. Feita essas lajes, os autores aplicaram um modelo de cálculo proposto e compararam com mais vinte e seis lajes de outros autores como HARAJLI *et al.* (1995), GRIMALDI *et al.* (2013), NGUYEN-MINH *et al.* (2012). Para esta pesquisa, serão consideradas apenas as doze lajes feitas por Venkateshwaran na etapa experimental.

Os testes foram conduzidos usando um sistema de atuador hidráulico MTS de 100 toneladas. A carga foi aplicada por uma placa metálica simulando um pilar de (100 x 100) mm no centro da laje. A peça era simplesmente apoiada por vigas metálicas em cada lado. Na parte inferior da laje, um transdutor de deslocamento foi colocado no centro para medir a deflexão dela. As lajes foram carregadas até a ruptura.

Tabela 7: Características das lajes VENKATESHWARAN (2019).

Laje	Série	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	$C_{mín}$	$C_{máx}$	V_f (%)	P_u (kN)
M42	4-D	150	-	36,0	100	100	0,25	53,0
M44			-	36,0			0,50	67,0
M46			-	31,4			0,75	80,0
M48			-	36,1			1,00	84,0
M52			-	37,4			0,25	85,0
M54			-	36,5			0,50	69,1
M56			-	40,8			0,75	74,2
M58			-	42,2			1,00	90,1
M54A	5-D	90	-	34,9	100	100	0,50	37,3
M54B		120	-	34,9			0,50	127,6
L54		150	-	21,1			0,50	54,6
H54			-	51,8			0,50	88,5

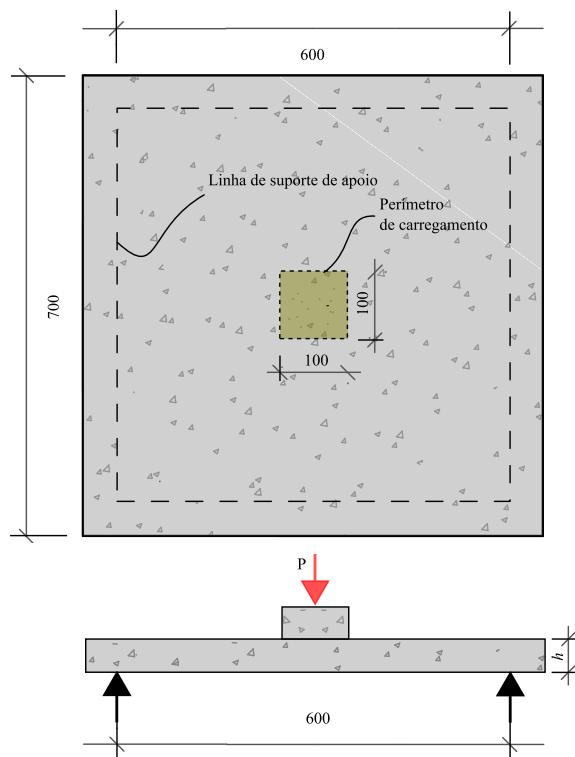


Figura 17 - Sistema de ensaio VENKATESHWARAN (2019).

O autor concluiu que mesmo que as lajes sem armadura tradicional apresentam um modo de ruptura por flexão, o modelo de cálculo proposto foi capaz de prever a carga última com uma precisão razoável. Este modelo semi-analítico pode ser aplicado tanto

em lajes com ou sem armadura tradicional dentro dos parâmetros estabelecidos para a investigação no estudo proposto por eles.

2.2.4.4 GOLDYN & URBAN (2022)

Os pesquisadores confeccionaram três lajes lisas de (2400 x 2400) mm: uma de referência com agregado sintético leve produzido a partir da sinterização de cinzas volantes e duas com “capitéis ocultos” (a 200 mm da borda do pilar) com adição fibras de aço. Esse estudo foi feito para continuar o programa experimental desenvolvido por URBAN (2019), que fez nove lajes de concreto armado divididas em séries com *studs* e outra sem *studs*. O sistema de ensaio foi composto por oito tirantes ancorando as lajes a uma estrutura de aço e a ligação *laje-pilar* foi simulada por uma placa metálica de (250 x 250) mm com carregamento simétrico feito de baixo para cima.

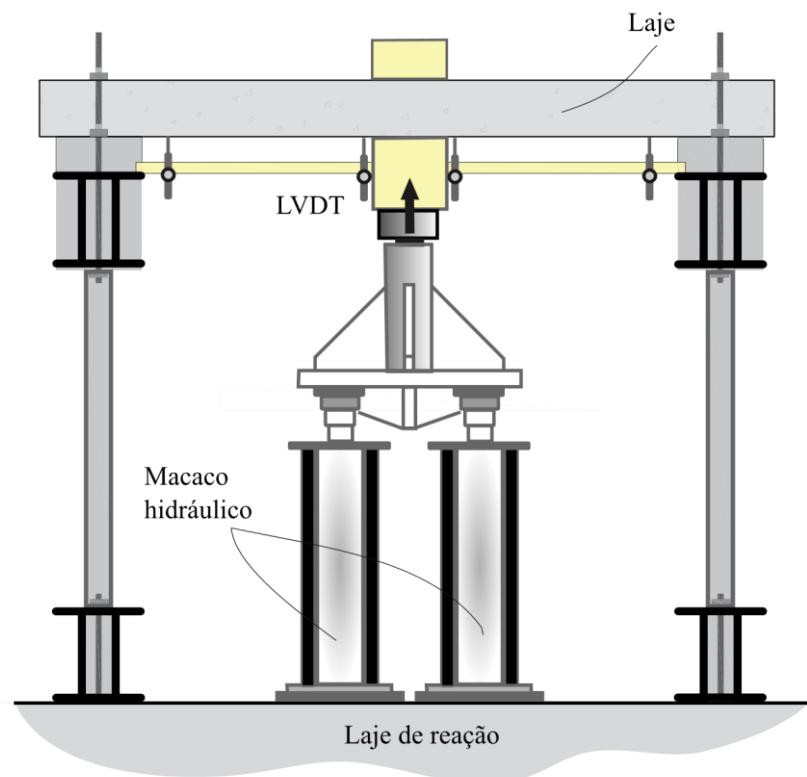


Figura 18 - Sistema de ensaio adotado por GOLDYN & URBAN (2022).



Figura 19 - Agregado sintético de cinza volante de GOLDYN & URBAN (2022).

O agregado denominado “*Certyd*” é formado no processo de sinterização a alta temperatura ($1000 \div 1200^{\circ}\text{C}$), realizada utilizando o calor da combustão de resíduo de carbono contido nas cinzas. Esse material utilizado apresentou uma boa resistência ao esmagamento além de uma boa homogeneidade da estrutura. Foram usados teor de 2,5% e 5% de fibras *Krampe Harex DM12.5/0.175* com comprimento de 12,5 mm e diâmetro de 0,175 mm.

Tabela 8: Características das lajes de GOLDYN & URBAN (2022).

Laje	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	$C_{mín}$	$C_{máx}$	V_f (%)	P_u (kN)
LCF- 0	162	1,42	47,9	250	250	-	680,0
LCF- 1	164	1,23				2,50	885,0
LCF- 2	163	1,23				5,00	1240,0

Os resultados experimentais obtidos demonstraram que os capitéis ocultos de *Ultra High-Performance Fiber-Reinforced Concrete* (UHPFRC) podem ser uma alternativa à armadura de punção em lajes lisas *Lightweigth Aggregate Concrete* (LWAC), uma vez que consiste em utilizar o UHPFRC apenas dentro da zona de apoio. Comparadas à laje

de referência (LCF-0), LCF-1 teve um aumento de carga última de 29,0%; e LCF-2 de 82,0%. Quanto ao teor de fibra utilizado, a mudança de 2,5% para 5,0% embora tenha mantido a resistência à compressão próxima, a resistência à flexão aumentou 55%, refletindo em uma alteração no modo de ruptura.

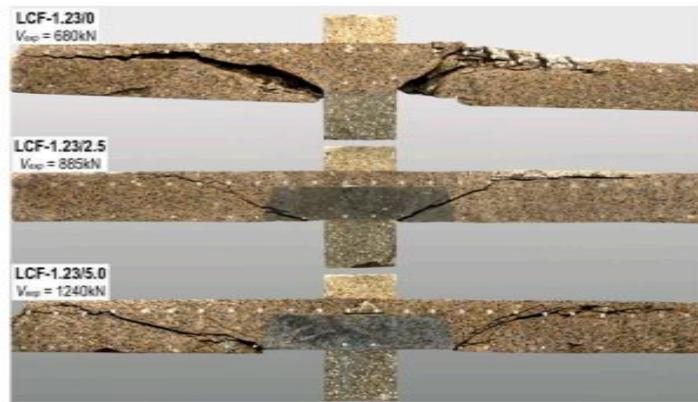


Figura 20 - Lajes ensaiadas no experimento de GOLDYN & URBAN (2022).

2.2.4.5 EREN (2022)

Para essa pesquisa foram moldadas dez lajes lisas de concreto geopolimérico com dimensões de (500 x 500) mm e 60 mm de espessura, divididas em duas etapas. A primeira parte variando o teor de fibras de aço em 0,5% e 1,0%. A segunda série houve adição de 2,0% de nano-sílica ao traço do concreto com e sem os percentuais de SF. O objetivo do estudo é determinar os efeitos combinados e individuais de fibras de aço e nano-sílica (NS) no desempenho de resistência à punção de lajes GC.

Para o ensaio, foi utilizado um suporte de aço com oito tirantes fixados a uma estrutura de aço, e uma máquina de teste de compressão e flexão *BESMAK-Dual Frame* (capacidade de 300 kN). Uma placa circular de aço com diâmetro de 70 mm foi utilizada como pilar para transferir as cargas de punção do macaco hidráulico através da célula de carga para as lajes.

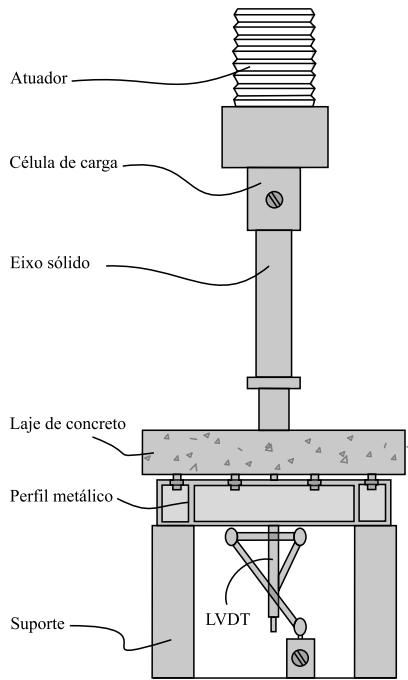


Figura 21 - Sistema de ensaio adaptado de EREN (2022).

O autor enfatiza que, segundo outros trabalhos experimentais, há a possibilidade de usar lajes lisas de concreto armado com SF (*steel fiber*) sem barras de aço convencionais, uma vez que esse tipo de fibra melhorou a capacidade de absorção de energia e a ductilidade das peças, melhorias essas advindas do efeito ponte das fibras, principalmente após a fissuração da matriz do concreto. No entanto, essas lajes não estão isentas de romperem por punção sob altas cargas concentradas.

Tabela 9: Características das lajes de EREN (2022).

Laje	f_c (MPa)	V_f (%)	Tipo	P_u (kN)
GS	51,8	-	Frágil	17,2
GSSF1	67,02	0,50	Frágil	17,5
GSSF2	73,56	1,00	Dúctil	18,6
GSSF3	67,93	0,50	Frágil	18,0
GSSF4	74,97	1,00	Semidúctil	21,5
GSN	55,56	-	Frágil	16,0
GSNSF1	61,41	0,50	Dúctil	18,0
GSNSF2	66,44	1,00	Dúctil	19,5
GSNSF3	63,19	0,50	Dúctil	18,9
GSNSF4	66,89	1,00	Semidúctil	22,5

O autor concluiu que a influência combinada de NS (nano-sílica) e SF melhorou a capacidade resistente à punção em comparação com a utilização individual. A laje com a combinação de NS e SF superou todas as outras do programa experimental da pesquisa e apresentou capacidade resistente 131,08% maior do que a laje sem SF e NS.

2.3 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS PARA O CÁLCULO DE RESISTÊNCIA À PUNÇÃO

Nesta seção são apresentadas as propostas de cálculo de quatro normas vigentes utilizadas como referência para projetos e execução de obras civis. Essas prescrições são aplicáveis às lajes de concreto armado submetidas a punção com e sem armadura de cisalhamento. Os códigos avaliados neste trabalho são os seguintes:

- ACI 318 – 2019 (ACI 318), American Building Code Requirements for Reinforced Concrete. American Concrete Institute. (ACI, 2011);
- EUROCODE 2 – 2004 (EC 2), Design of Concrete Structures. European Committee for Standardization. (EC 2, 2004);
- NBR 6118 (2014), Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento (ABNT, 2014);
- MODEL CODE 2010 (MC 2010), CEB-FIP: 2011. Comitee EuroInternational du Beton. (MC, 2011).

No próximo item será apresentada uma breve descrição das expressões e recomendações das normas citadas para estimar a resistência à punção de lajes lisas de concreto armado sem armadura de cisalhamento sujeitas a carregamento simétrico. Os coeficientes de segurança dos materiais das normas foram excluídos a fim de se obter a resistência característica das lajes.

2.3.1 ACI 318 (2019)

A resistência de lajes à punção é determinada com base na Eq.1, que verifica a tensão cisalhante no perímetro crítico, a $0,5 \cdot d$, a partir da face do pilar. Sabe-se que V_n é igual à força de cisalhamento normal, V_c é a parcela nominal de resistência do concreto e V_s é a parcela nominal referente à armadura de cisalhamento.

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Eq. 1}$$

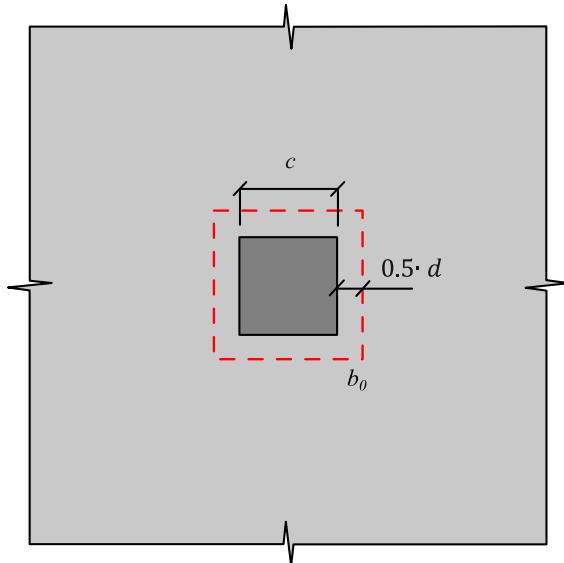


Figura 22 - Perímetro crítico adotado para o ACI 318 (ACI, 2019).

Em lajes sem armadura de cisalhamento e apoiada em todos os bordos, a verificação da carga de ruptura por punção é feita através das Eq. 2 a Eq. 4, considerando somente a resistência da parcela do concreto, assumindo o menor valor dentre elas, ou seja, considerando a situação mais desfavorável.

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d \quad \text{Eq. 2}$$

$$V_c = \frac{1}{12} \cdot \left(2 + \frac{a_s \cdot d}{b_0}\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d \quad \text{Eq. 3}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d \quad \text{Eq. 4}$$

Onde:

a_s : 40 para pilares internos, 30 para pilares de borda e 20 para pilares de canto;

β_c : é a razão entre o maior e o menor lado do pilar;

b_0 : perímetro crítico do ACI 318 (mm);

d : altura útil da laje (mm);

f_c : resistência à compressão do concreto (MPa).

2.3.2 EUROCODE 2 (2004)

A verificação à resistência a punção deve ser realizada em torno da face do pilar e no perímetro de controle básico, b_o , tomado a uma distância $2.d$, da área carregada. No perímetro da face do pilar, a tensão máxima de cisalhamento por punção não deve exceder a desigualdade da Equação 5. Em situações que a Equação 6 seja atendida, não há necessidade do uso de armadura de cisalhamento, onde V_E for maior que $V_{R,c}$ no perímetro de controle analisado, armaduras de cisalhamento podem ser consideradas como uma forma de acréscimo de resistência da laje.

$$V_E < V_{R,max} \quad \text{Eq. 5}$$

$$V_E < V_{R,c} \quad \text{Eq. 6}$$

Sendo:

$V_{R,max}$: valor de projeto da máxima resistência ao cisalhamento por punção ao longo do perímetro de controle considerado.

$V_{R,c}$: valor de projeto da resistência ao cisalhamento por punção de uma laje sem armadura de cisalhamento ao longo do perímetro de controle considerado.

A resistência ao cisalhamento por punção de lajes sem armadura de cisalhamento deve ser analisada no perímetro de controle básico, u_1 , e pode ser calculada pela Eq. 7.

$$V_{R,c} = 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_I \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d \quad \text{Eq. 7}$$

Onde:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ , com } d \text{ em mm, representa o size effect;}$$

$$\rho_I = \sqrt{\rho_{I,x} \cdot \rho_{I,y}} \leq 0,02 \text{ , são as taxas de armadura de flexão;}$$

$$f_c: \text{em MPa;}$$

$$d: \text{altura útil da laje.}$$

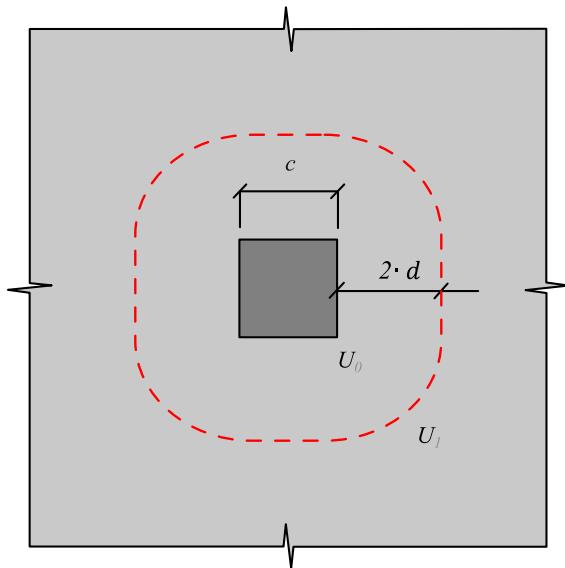


Figura 23 - Perímetro de controle definido pelo EUROCODE 2 (EC 2, 2004).

2.3.3 NBR 6118 (ABNT, 2014)

O procedimento de cálculo utilizado no dimensionamento à punção nesta norma corresponde à verificação do cisalhamento em duas ou mais seções críticas definidas entorno do pilar. No primeiro perímetro C do pilar, deve ser verificada a tensão de compressão diagonal do concreto.

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd,2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_c \quad \text{Eq. 8}$$

Sendo $\alpha_v = (1 - f_c/250)$, e f_c em MPa;

Para a segunda seção crítica, perímetro C' , afastado a $2 \cdot d$ do pilar, deve ser verificado a capacidade da ligação à punção associada à resistência à tração diagonal.

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd,1} = 0,18 \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot k \cdot u_1 \cdot d \quad \text{Eq. 9}$$

Onde ρ é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente, o *size effect* é representado por $k = 1 + \sqrt{200/d}$, e u_1 corresponde ao perímetro crítico em C' .

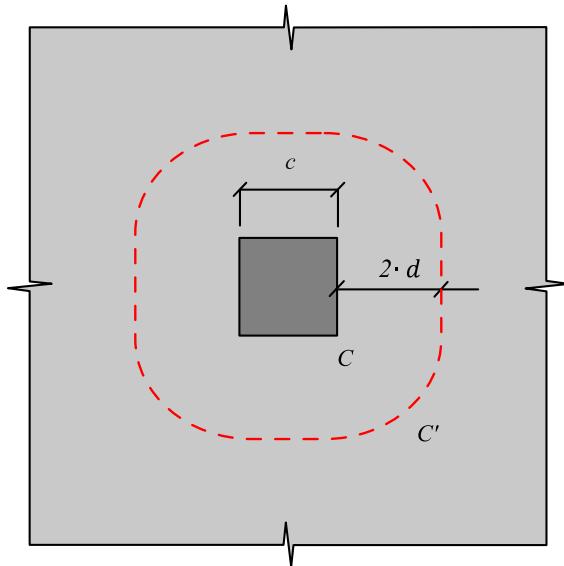


Figura 24 - Perímetro de controle de pilar quadrado segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

2.3.4 MODEL CODE 2010 (2011)

Este código estabelece que a força cortante de projeto referente à punção é definida como a soma das forças que atuam em um perímetro básico de controle, afastado a $0,5 \cdot d$ do pilar.

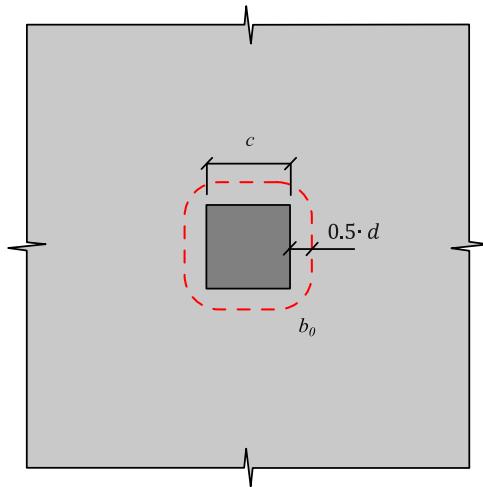


Figura 25 - Perímetro de controle estabelecido pelo MODEL CODE 2010 (2011).

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad \text{Eq. 10}$$

Para lajes sem armadura de cisalhamento, a parcela $V_{Rd,s} = 0$, e a parcela do concreto é estimada pela Equação 11.

$$V_{Rd,c} = k_\psi \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\gamma_c}} \cdot b_0 \cdot d \quad \text{Eq. 11}$$

O parâmetro k_ψ é calculado pela Eq. 12, e depende da rotação da laje na região do apoio, uma vez que o cálculo da rotação é feito para quatro níveis de aproximação que são distinguidas pelo nível de complexidade da análise e pelo grau de precisão dos resultados.

$$k_\psi = \frac{1}{1,5 + 0,9 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg}} \leq 0,6 \quad \text{Eq. 12}$$

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad \text{Eq. 13}$$

O nível I, dado pela Equação 14, refere-se às lajes planas analisadas de acordo com teorias elásticas sem redistribuição significativa de forças internas. O nível II refere-se às lajes que apresentam redistribuição significativa no cálculo do momento da armadura de flexão, sendo seu valor definido pela Equação 15. O nível III de aproximação sugere a substituição do valor de 1,5 no coeficiente da Eq. 15 por 1,2 caso os valores de r_s e M_{sd} sejam extraídos de um modelo linear elástico. Por fim, o nível IV de aproximação sugere uma análise não linear para determinar o valor da rotação.

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \quad \text{Eq. 14}$$

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd}}{m_{rd}} \right)^{1,5} \quad \text{Eq. 15}$$

O valor de r_s , posição em que o momento fletor é zero, pode ser considerado $0,22 \cdot L$, em lajes em que a relação l_x/l_y fica limitada entre 0,5 e 2,0. f_{yd} é a tensão de escoamento e E_s corresponde ao módulo de elasticidade do aço. Para lajes com fibras de aço, o CEB-FIP MODEL CODE 2010 (2011) sugere que a Eq. 10, a qual estabelece o valor da resistência última à punção, seja substituída pela Eq. 16.

$$V_{Rd} = V_{Rd,F} + V_{Rd,s} \quad \text{Eq. 16}$$

$$V_{Rd,F} = V_{Rd,c} + V_{Rd,f} \quad \text{Eq. 17}$$

O valor de $V_{Rd,f}$ é estimado por:

$$V_{Rd,f} = \frac{f_{Ftuk}}{\gamma_F} \cdot b_0 \cdot d \quad \text{Eq. 18}$$

$$f_{Ftuk} = f_{Fts} - \frac{w_u}{2.5} \cdot (f_{Fts} - 0,5 \cdot f_{R3} + 0,2 \cdot f_{R1}) \geq 0 \quad \text{Eq. 19}$$

Sendo:

$$f_{Fts} = 0,45 \cdot f_{R1}$$

O valor de f_{Ftuk} , resistência residual última à tração, é calculado para $w_u = 1,5$ mm. Mas para lajes com armadura de flexão, a norma sugere utilizar $w_u = \psi \cdot d / 6$. Os valores de f_{R1} e f_{R3} são parâmetros de resistência residual à tração por flexão e podem ser estimados através do diagrama *carga x CMOD*, no item 2.4 há a equação sugerida por MORAES NETO *et al.* (2013) para estimar os valores dessas resistências. O coeficiente γ_F foi considerado unitário.

2.3.5 TEORIA DA FISSURA CRÍTICA DE CISALHAMENTO (2008)

O estudo desenvolvido por MUTTONI (2008) denominado de Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (TFCC) pode ser utilizado em lajes lisas de concreto armado em cisalhamento bidirecional, baseando-se na hipótese de que a perda de resistência da laje ao punctionamento aumenta com o acréscimo da rotação proveniente do carregamento.

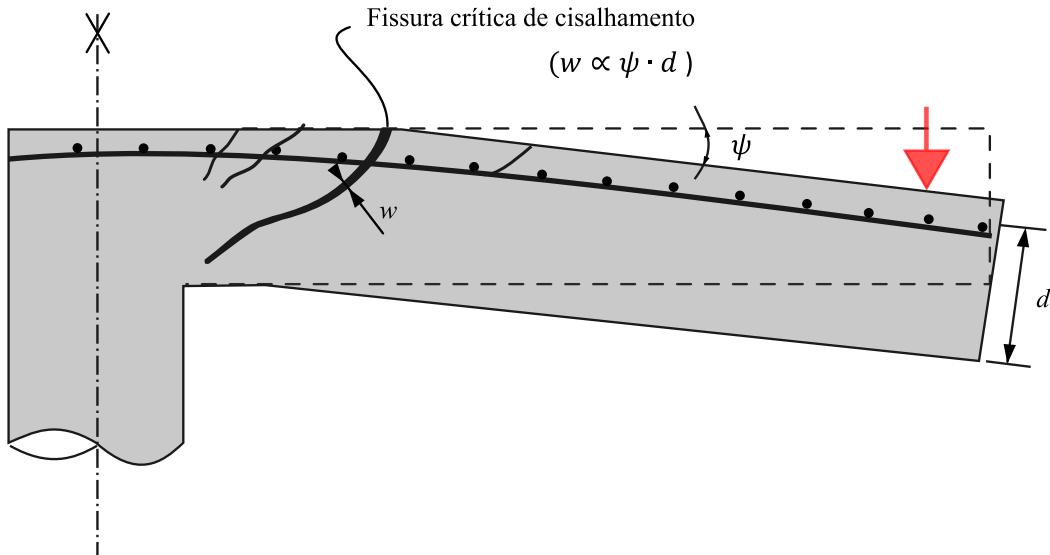


Figura 26 - Modelo de ruptura devido à fissura crítica de cisalhamento, adaptado de MUTTONI (2008).

Considera-se que a superfície de ruptura ocorre a 45° . A rotação da peça e o engrenamento dos agregados também são considerados na expressão que estima a resistência de lajes de concreto sem armadura de cisalhamento, devido à propagação da fissura crítica que corta a biela responsável pelo equilíbrio, e está diretamente ligada à rugosidade da superfície da fissura através do diâmetro máximo do agregado graúdo. Em 2010 o MODEL CODE (2010) usou a TFCC como modelo de cálculo para estimar a resistência de lajes lisas ao punctionamento.

$$V_{Rd,c} = \frac{3}{4} \cdot \frac{u_1 \cdot d \cdot \sqrt{f_c}}{1 + 15 \cdot \frac{\psi \cdot d}{d_g + d_{g0}}} \quad \text{Eq. 20}$$

Onde:

u_1 : perímetro de controle afastado a $0,5 \cdot d$ da face do pilar (mm);

d_g : diâmetro máximo do agregado graúdo (mm);

d_{g0} : diâmetro do agregado graúdo de referência (16 mm).

2.3.6 Modelos de cálculos para prescrever a resistência à punção de lajes com fibras de aço

Este item apresenta um resumo de propostas de cálculo para a resistência última à punção de lajes reforçadas com fibras de aço, onde serão expostas apenas as ideias base e os parâmetros envolvidos em cada formulação.

2.3.6.1 HARAJLI et al. (1995)

HARAJLI *et al.* (1995), a partir do ensaio de vinte e quatro lajes de (650 x 650 x 55) mm variando a espessura da laje, taxa de armadura e avaliando o teor e o fator de forma das fibras de aço utilizadas na pesquisa, desenvolveram uma proposta de cálculo da resistência à punção de lajes reforçadas com fibra de aço, apresentada na Eq. 21.

$$P_u = (0,54 + 0,09 \cdot V_f) \cdot b_0 \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \quad \text{Eq. 21}$$

Para ampliar a aplicabilidade da equação proposta, os autores incluíram a base de dados inicial os trabalhos de SWAMY & ALI (1982), THEODORAKOPOULOUS & SWAMY (1989) e ALEXANDER & SIMMONDS (1992). Segundo eles, o modelo de cálculo proposto é limitado ao uso de fibras do tipo *paddle*, *hooked*, *corrugated* e *crimped* e um teor $\leq 2,0\%$. Através de análises de regressão linear, foi acrescentada a parcela de resistência proporcionada pela adição de fibras de aço resultando na Equação 22.

$$\Delta P_u = (0,033 + 0,075 \cdot V_f) \cdot b_0 \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \quad \text{Eq. 22}$$

O valor da resistência última à punção, P_u , é dada pela soma de P_c e Δ_{P_u} , sendo P_c a parcela de resistência do concreto sem o reforço de fibras, obtidos através de prescrições normativas, como o ACI 318, sugerido pelos autores.

2.3.6.2 HOLANDA (2002)

A partir de ensaios experimentais em vigas e lajes, a autora verificou que há uma similaridade de comportamento estrutural entre esses elementos feitos em concreto reforçado com fibras de aço. Partindo desse princípio, ela afirma que é possível utilizar ensaios de cisalhamentos em vigas prismáticas para se obter indicadores a serem usados nos ensaios de punção em lajes.

Nesse contexto, HOLANDA (2002) analisou a adaptabilidade de modelos teóricos existentes sobre cisalhamento em vigas e punção em lajes, levando em conta a adição de fibras. A pesquisadora escolheu adaptar para casos de lajes em CRFA, o modelo proposto por ALEXANDER & SIMOES (1992) de forma que fosse incluída a parcela de contribuição das fibras de aço adicionadas ao concreto. Para HOLANDA (2002), a resistência à punção da ligação *laje-pilar* pode ser definida pela Equação 23.

$$P_u = 8 \cdot \sqrt{M_s \cdot d \cdot \tau} \quad \text{Eq. 23}$$

Para:

$$M_s = \rho \cdot f_y \cdot c \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_y}{1,7 \cdot f_c}\right) \quad \text{Eq. 24}$$

$$\tau = [0,3255 \cdot (0,15 \cdot V_f + 0,51) \cdot \sqrt{f_c}] \quad \text{Eq. 25}$$

M_s refere-se ao momento resistente à flexão. τ refere-se à resistência ao cisalhamento. Substituindo esses termos na equação acima, tem-se a carga última de punção de lajes reforçadas com fibras de aço, que a autora chama de “Modelo Viga-Arco modificado”;

$$P_u = 0,0035 \cdot d \cdot \sqrt{c \cdot d \cdot f_c \cdot w \cdot (170 - w) \cdot k_f} \quad \text{Eq. 26}$$

Sendo:

$$w = \frac{\rho \cdot f_{ys}}{f_c}$$

$$k_f = (0,15 \cdot V_f + 0,51) \cdot \sqrt{f_c}$$

Para f_{ys} e f_c dados em MPa, d em cm e ρ e V_f em %.

2.3.6.3 MUTTONI & RUIZ (2010)

Os autores explicam como a *Critical Shear Crack Theory* – CSCT (Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento) pode prescrever a resistência última à punção, V_{Rd} , das lajes lisas reforçadas com fibras de aço, partindo da hipótese que V_{Rd} pode ser considerada como a soma das parcelas de concreto e fibra.

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,f} \quad \text{Eq. 27}$$

Para os autores, a parcela da fibra pode ser estimada se a relação *Tensão x Abertura de fissura* (w) for conhecida. Assim, eles adotaram o modelo de VOO & FOSTER (2004), *Variable Engagement Model* (VEM), que calculam as tensões nas fibras, σ_{tf} , de acordo com a expressão:

$$\sigma_{tf}(w) = K_f \cdot \alpha_f \cdot \rho_f \cdot \tau_b \quad \text{Eq. 28}$$

Onde:

$K_f = \frac{1}{\pi} \cdot \arctan \left(\alpha_1 \cdot \frac{(w)}{d_f} \right) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot (w)}{l_f} \right)^2$: é uma função da abertura de fissura (w);

α_f : é a relação l_f/d_f , que são o comprimento e diâmetro da fibra, respectivamente;

ρ_f : é a taxa volumétrica de fibra;

$\alpha_1 = 3,5$: sendo um parâmetro de engajamento;

$\tau_b = 0,8 \cdot f_{cm}^{0,5}$: é a tensão de aderência interfacial entre a fibra “hooked” e o concreto;

Conforme a teoria da fissura crítica de cisalhamento, w é proporcional ao produto de $\psi \cdot d$, logo, também pode ser definido como a Eq. 29, usando $k = 0,5$, para fins de projeto.

$$w(\psi, \xi) = k \cdot \psi \cdot \xi \quad \text{Eq. 29}$$

Muttoni e Ruiz consideraram que a superfície de ruína da laje reforçada com fibras de aço é delimitada por um ângulo de 45° em relação ao plano da laje. Sendo assim, o cálculo de $V_{Rd,f}$ é estabelecido desenvolvendo a integral de $\sigma_{tf}(\psi, \xi)$ em A_p , que representa a projeção horizontal da superfície de ruína.

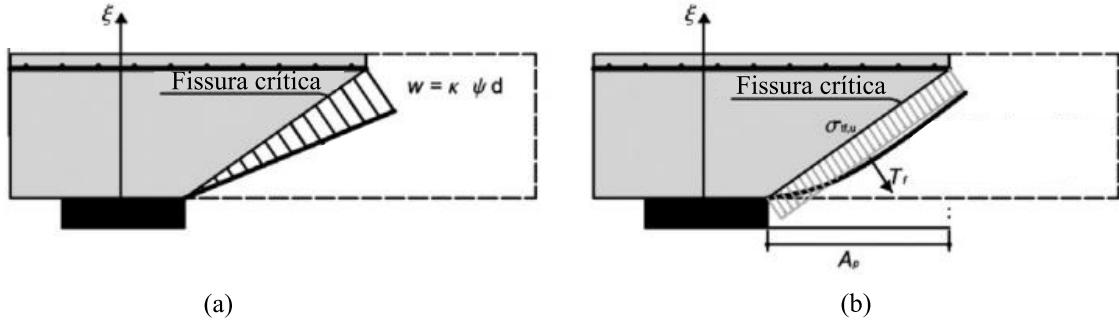


Figura 27 - Projeção da área de superfície de ruína adaptado de MUTTONI & RUIZ (2010).

$$V_{Rd,f} = \int \sigma_{tf}(\psi \cdot \xi) \cdot dA_p \quad \text{Eq. 30}$$

Para casos práticos e comuns, os autores sugerem uma simplificação aceitável que seria adotar o produto da tensão média na fibra pela área da projeção da superfície de ruína.

$$V_{Rd,f} = \int \sigma_{tf}(\psi \cdot \xi) \cdot dA_p = A_p \cdot \sigma_{tf}(\psi \cdot h_c) \quad \text{Eq. 31}$$

Onde $h_c = d/3$ é a distância de controle da ponta da fissura, na base da laje, até o ponto em que possivelmente acontece a tensão média.

Logo, $V_{Rd,f}$ pode ser definido como:

$$V_{Rd,f} = A_p \cdot \sigma_{tf}(w) = A_p \cdot \sigma_{tf}(k \cdot \psi \cdot h_c) = A_p \cdot \sigma_{tf}\left(\frac{\psi \cdot d}{6}\right) \quad \text{Eq. 32}$$

2.4 RESISTÊNCIA À FLEXÃO

Para estimar a capacidade resistente à flexão das lajes desta pesquisa foi utilizado o método das linhas de ruptura de INGERSLEV (1923), utilizada por autores como JOHANSEN (1932), HALLGREN (1994) e OLIVEIRA (2003). O método consiste em

adotar uma possível configuração para as linhas de ruptura, onde deve atuar o momento resistente. Conforme o carregamento aumenta, a laje apresenta uma redução na rigidez, o que ocasiona uma redistribuição de esforços orientados para as áreas fissuradas. Em determinado nível de carregamento ocorre uma rotação nas extremidades da peça, admitindo uma deformação permanente e o surgimento de “linhas” de plastificação.

$$m_u = \rho \cdot f_{ys} \cdot d^2 \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \rho \cdot \frac{f_{ys}}{f_c} \right) \quad \text{Eq. 33}$$

Com ρ e f_{ys} sendo, respectivamente, a taxa geométrica de armadura de flexão e tensão de escoamento da referida armadura. Para as lajes reforçadas com fibras de aço, o momento resistente foi calculado a partir das recomendações do CEB-FIP MODEL CODE (2010) para peças flexionadas. A Figura 28 apresenta a distribuição das deformações e das tensões na seção transversal da peça. Nessa pesquisa foi adotado $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 3,5\%$ e $\varepsilon_s = \varepsilon_{su} = 2,62\%$.

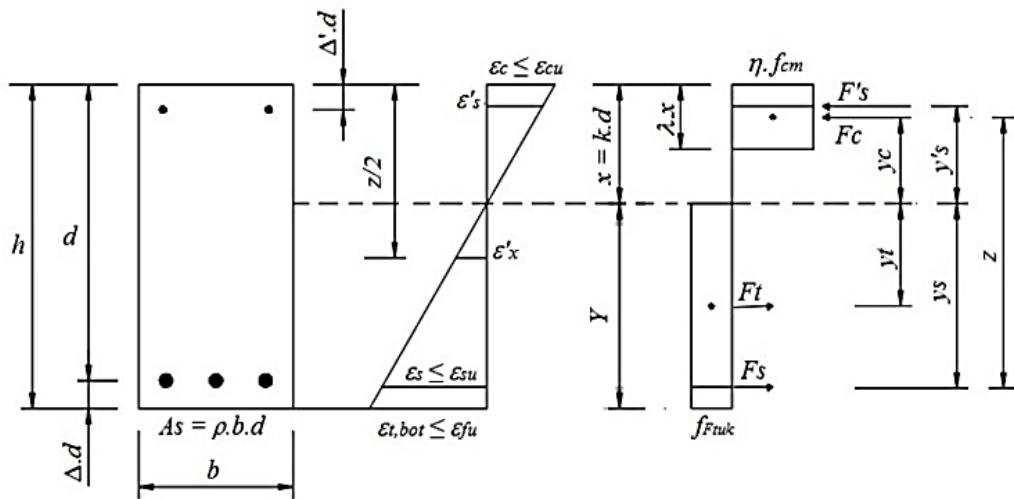


Figura 28 - Modelo de flexão, MODEL CODE 2010 (2011).

A parcela de f_{Ftuk} é dada pela Eq. 34:

$$f_{Ftuk} = f_{Fts} - \frac{w_u}{2,5} \cdot (f_{Fts} - 0,5 \cdot f_{R3} + 0,2 \cdot f_{R1}) \geq 0 \quad \text{Eq. 34}$$

Onde $f_{Fts} = 0,45 \cdot f_{R1}$, referente à resistência residual no estado de limite de serviço. w_u , referente à abertura de fissura máxima aceitável em projetos. As parcelas f_{R1} e f_{R3} são as tensões residuais à flexão correspondentes nas aberturas de fissuras em CMOD1=0,5 mm e CMOD3=2,5 mm. As tensões podem ser estimadas conforme as equações 35 e 36, seguindo o modelo desenvolvido por MORAES NETO *et al.* (2013), com C_f sendo o volume de fibra utilizado, no entanto essas equações são mais apropriadas para peças com comportamento *softening*.

$$f_{R1} = 7,5 \cdot \left(C_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \right)^{0,8} \quad \text{Eq. 35}$$

$$, \quad f_{R3} = 6,0 \cdot \left(C_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \right)^{0,7} \quad \text{Eq. 36}$$

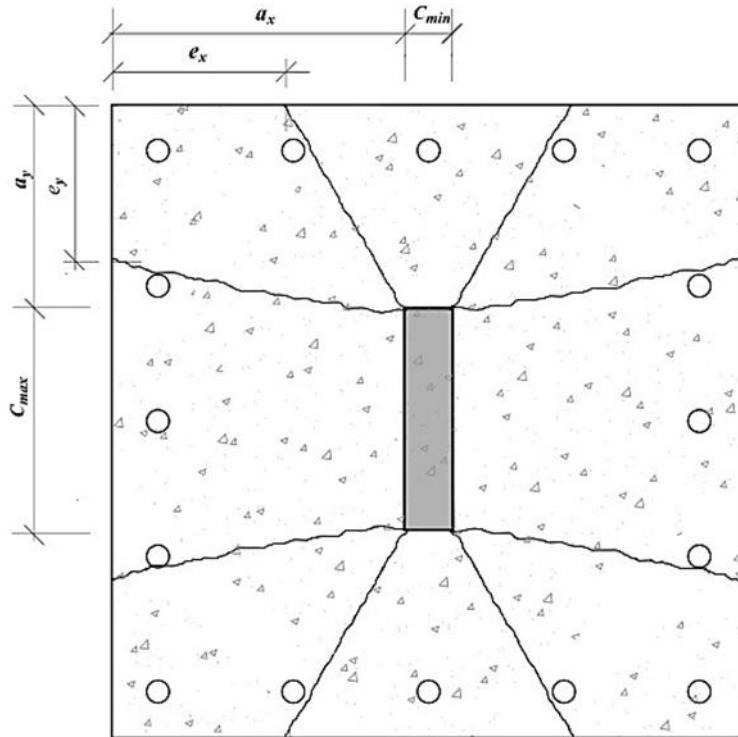


Figura 29 - Configuração de ruína por flexão para as lajes em estudo.

Para OLIVEIRA (2003), tem-se uma configuração para as linhas de ruptura em lajes com pilares retangulares, baseando-se em modelos adotados na literatura para pilares quadrados em lajes quadradas, levando em conta apenas as distâncias entre as faces do pilar e as linhas de apoio. Destaca-se que os momentos resistentes foram considerados iguais em ambas às direções. A carga última de flexão é dada pela Eq. 37.

$$P_{flex} = 2 \cdot m_u \cdot \left\{ \frac{l_x}{a_y} + \frac{l_y}{a_x} - 2 \cdot \left[\frac{a_y}{a_x} \cdot f_x + \frac{a_x}{a_y} \cdot f_y \right] \right\} \quad \text{Eq. 37}$$

Sendo:

$$f_x = \frac{e_y}{a_y} \cdot \frac{\frac{e_x}{a_x} \left(\frac{a_y}{e_y} - 1 \right)}{1 + \frac{e_x}{a_x} \left(\frac{a_x}{e_x} - 1 \right)} \quad \text{Eq. 38}$$

$$f_y = \frac{e_x}{a_x} \cdot \frac{\frac{e_y}{a_y} \left(\frac{a_x}{e_x} - 1 \right)}{1 + \frac{e_y}{a_y} \left(\frac{a_x}{e_x} - 1 \right)}$$

Eq. 39

$$e_x = e_y = 0,2 \cdot l$$

Os valores de e_x e e_y corresponder a $0,2 \cdot l$ foram obtidos experimentalmente e computacionalmente, correspondendo a trechos da laje que se afastam das vigas de reação durante o ensaio, em sentido contrário ao do carregamento.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Considerações iniciais

Esta seção descreve as particularidades do programa experimental realizado no Laboratório da Pós-graduação de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA) com o objetivo de desenvolver o uso de concreto geopolimérico a base de metacaulim e a aplicabilidade de agregado graúdo sintético de resíduo de bauxita. Serão expostas aqui as características geométricas das lajes, a instrumentação adotada, o sistema de ensaio utilizado e as propriedades mecânicas dos materiais que compuseram as mesmas. As lajes foram produzidas na escala de 1:2, simulando um vão (l) de aproximadamente 6500 mm.

3.2 Características das lajes ensaiadas

Um total de 8 (oito) lajes lisas bidirecionais de concreto armado foram executadas variando materiais como agregados graúdo, presença de fibras de aço e tipo de aglomerante. Duas lajes com cimento Portland, em concreto convencional utilizando brita zero, denominada SC e a outra com um adicional de 1,0% de fibras de aço do tipo *hooked*., denominada SCF. Também foram feitas mais duas semelhantes a SC e SCF, substituindo apenas o agregado graúdo natural por agregado graúdo sintético de resíduo de bauxita, nomeadas de SCRM e SCRMF.

Duas lajes foram produzidas com concreto geopolimérico utilizando metacaulim como material precursor, as características semelhantes às de concreto convencional foram mantidas, fazendo apenas a substituição total de cimento Portland por metacaulim, também com brita zero, foram identificadas como SG e SGF. E, por fim, mais duas lajes em concreto geopolimérico foram moldadas, substituindo o agregado graúdo por agregado sintético, sendo assim nomeadas SGRM e SGRMF. A Tabela 10 apresenta as siglas, os nomes e as principais variáveis de controle das lajes.

Tabela 10: Nomenclatura das lajes.

Sigla	Laje	Material
SC	<i>Slab concrete</i>	Concreto convencional
SCF	<i>Slab concrete with steel fiber</i>	Concreto reforçado com fibras de aço
SCRM	<i>Slab concrete with red mud</i>	concreto com agregado sintético de lama vermelha
SCRMF	<i>Slab concrete with red mud and steel fiber</i>	Concreto reforçado com fibras de aço e agregado sintético
SG	<i>Slab with geopolymmer</i>	Concreto geopolimérico
SGF	<i>Slab with geopolymmer and fiber</i>	Concreto geopolimérico reforçado com fibras de aço
SGRM	<i>Slab with geopolymmer with red mud</i>	Concreto geopolimérico com agregado sintético de lama vermelha
SGRMF	<i>Slab with geopolymmer with red mud and fiber</i>	Concreto geopolimérico com agregado sintético reforçado com fibras de aço

Todas as lajes apresentam taxa de armadura longitudinal de aproximadamente 1,0%, a altura útil foi determinada pela média dos centros de gravidade das armaduras de flexão em cada direção, obtendo-se o valor de 95 mm, havendo variações devido ao processo de montagem e posicionamento das armaduras nas formas. A resistência mecânica à compressão do concreto das lajes que utilizaram cimento Portland variou de 30 MPa a 50 MPa e, as de geopolímero variou de 26 MPa a 40 MPa.

Todas as peças foram submetidas a um carregamento concentrado simétrico no centro da face inferior através de uma placa metálica com medidas de (85 x 85) mm, simulando a ligação *laje-pilar* interno, situação crítica em lajes lisas. A Figura 30 mostra as dimensões das lajes e a Tabela 11 apresenta algumas características das lajes como altura útil (d), taxa geométrica das armaduras de flexão (ρ), resistência à compressão do concreto (f_c), tensão de escoamento da armadura de flexão (f_{ys}), dimensão do lado do pilar quadrado (C) e volume de fibra de aço (V_f).

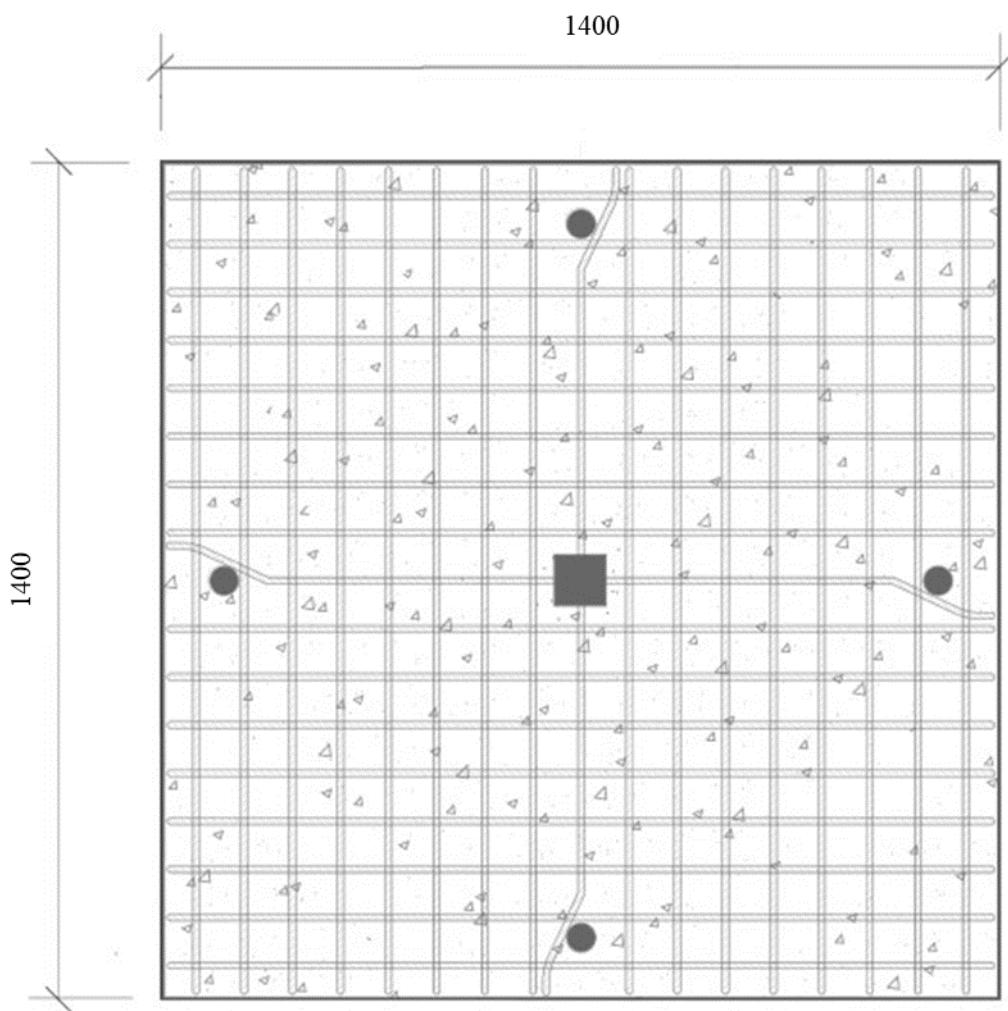


Figura 30- Dimensões das lajes.

Tabela 11: Características das lajes.

Grupo	Laje	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	f_{ys} (MPa)	C	V_f (%)
01	SC	95	1,00	38,0	525	85	-
	SCF	95	1,00	30,0			1,0
02	SCRM	95	1,00	34,0			-
	SCRMF	95	1,00	50,0			1,0
03	SG	93	1,02	30,0	525	85	-
	SGF	95	1,00	33,0			1,0
04	SGRM	92	1,03	26,0			-
	SGRMF	95	1,00	40,0			1,0

3.3 Armaduras

Em todas as lajes, as armaduras de flexão foram compostas por 17 barras de 10 mm de diâmetro posicionadas à face superior com espaçamento de 88 mm nas direções x e y , sendo ancoradas nas bordas. Para a região inferior, foi utilizada uma malha de composição com 10 barras de 5 mm de diâmetro em cada direção. O cobrimento na face superior e extremidades laterais são de 15 mm, na face inferior é de 10 mm. As figuras 31 e 32 mostram a posição das barras da armadura de flexão e da malha inferior. A taxa de armadura (ρ) foi determinada pela Eq. 40, variando de acordo com a altura útil.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \text{Eq. 40}$$

Onde:

A_s : é a área da seção transversal da armadura de flexão;

b : é o comprimento do vão;

d : é a altura útil da laje.

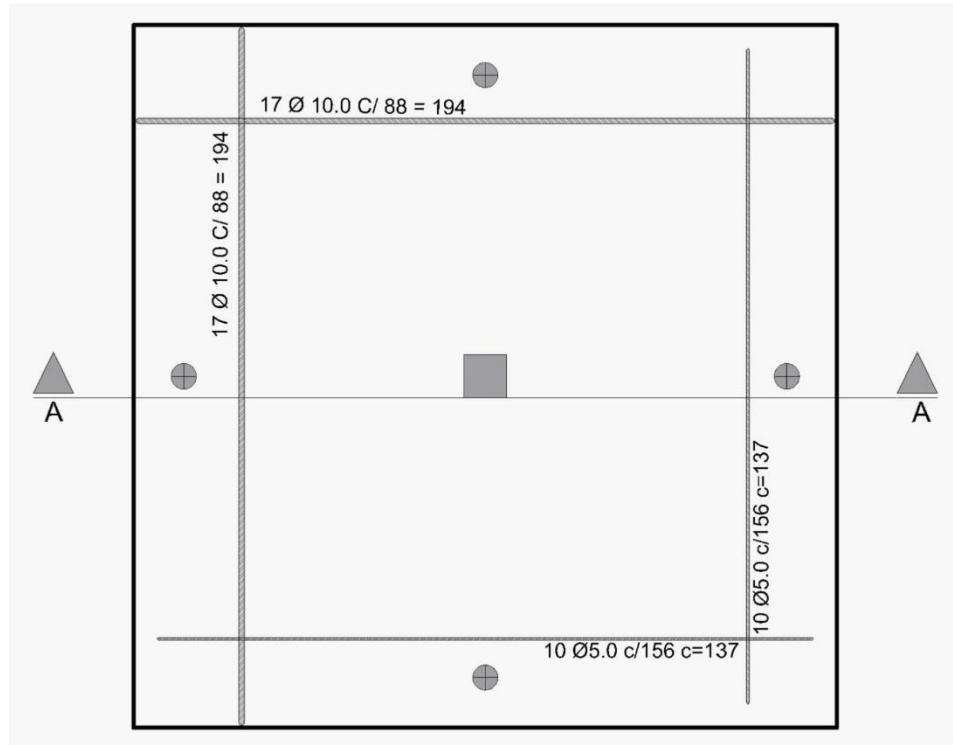


Figura 31 - Detalhamento da armadura de flexão.



Figura 32 - Forma com as armaduras de flexão instaladas.

3.4 Instrumentação

Todas as lajes foram instrumentadas de forma semelhante, para coletar os dados referentes ao estudo experimental foram instalados na face superior das lajes cinco potenciômetros a fim de medir os deslocamentos verticais. Para verificar as deformações no concreto e na armadura de flexão foram utilizados extensômetros de resistência elétrica da marca Excel Sensores. A instrumentação em pontos específicos das lajes tem a finalidade de monitorar a resposta do elemento estrutural quando submetido a um carregamento controlado e crescente.

3.4.1 Concreto

Para medir as deformações do concreto, foi posicionado na face inferior das lajes um extensômetro elétrico de resistência (EER) da Excel Sensores, com grelha de dimensões de (51,1 x 2,03) mm – modelo PA-06-201BA-120L, a uma distância de aproximadamente $d/2$ (50 mm) da face do pilar. Marcado o ponto de monitoramento nas lajes, foi feito uma limpeza e regularização da superfície, com araldite 10 minutos e depois, o EER era fixado nesse ponto, com cola *super bonder*. Após isso, os EERs eram conectados ao sistema de aquisição de dados (ALMEMO), através de cabos flexíveis.

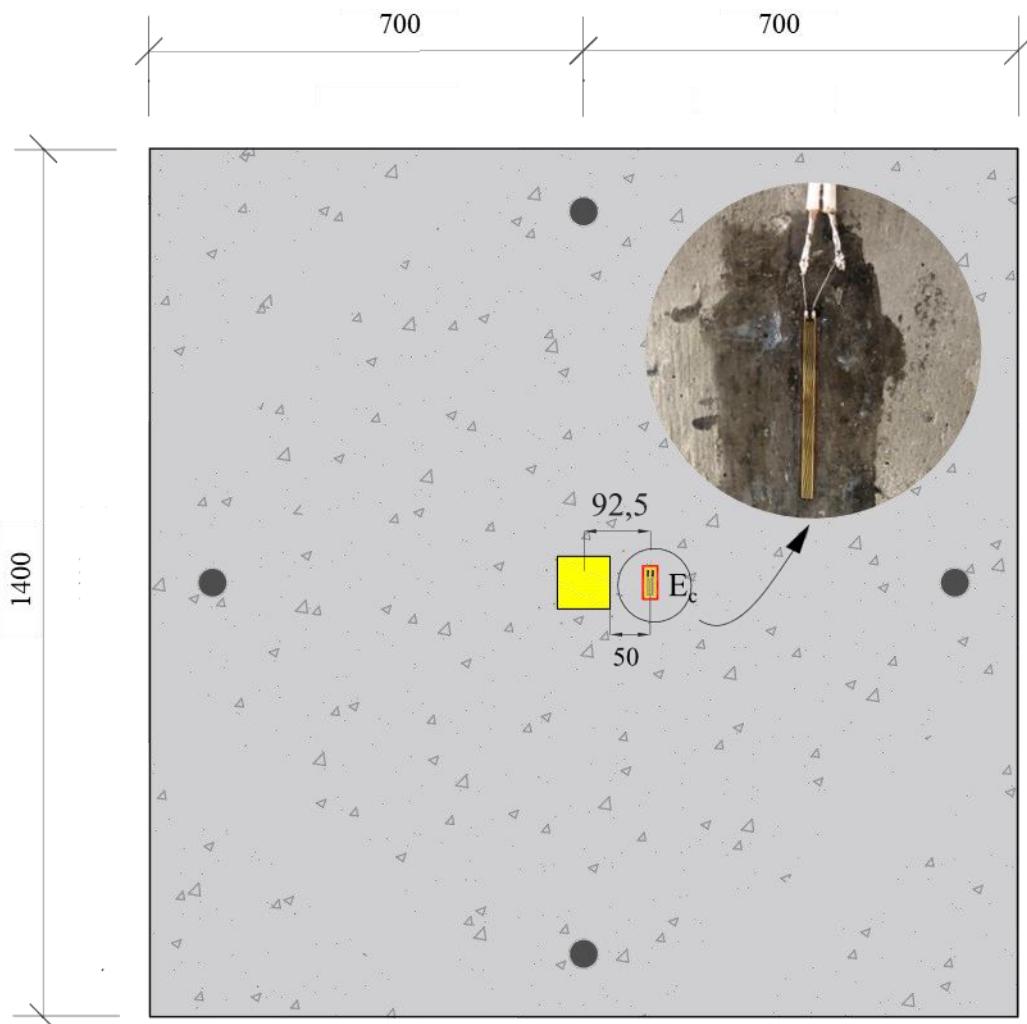


Figura 33 - Posição do extensômetro de concreto.

3.4.2 Aço

As deformações nas armaduras de flexão foram obtidas através de extensômetros elétricos de resistência da marca Excel Sensores, modelo PA-06-125AA- 120L, com dimensões de (3,18 x 3,18) mm. Estes foram fixados na superfície lateral, a meia altura das barras. São monitorados dois pontos da armadura de flexão em cada uma das lajes.

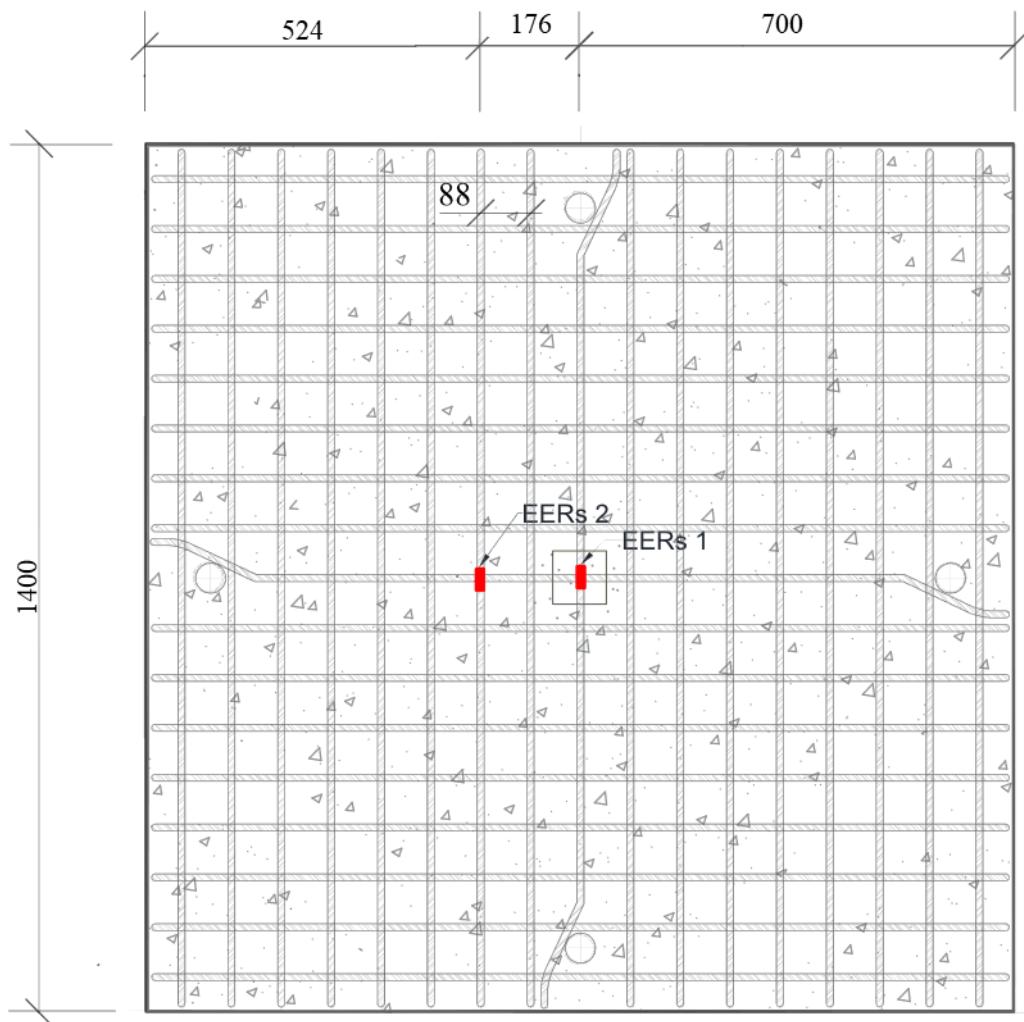


Figura 34 - Posição dos extensômetros de aço.

Para a fixação dos extensômetros nas barras, foi feito a retirada das nervuras com lixa, remoção de impurezas, colagem dos extensômetros com *super bonder* e posteriormente a proteção com uma camada de araldite e, por fim, a ligação dos extensômetros ao cabo flexível.



Figura 35 - Extensômetria na barra da armadura de flexão.

3.5 Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais foram medidos através de potenciômetros, com leitura máxima de 108 mm e precisão de 0,01 mm, posicionados no meio do vão, distribuídos nas direções x e y, em contato com a superfície da laje, espaçados conforme a Figura 36. Os medidores tiveram a mesma marcação em todas as lajes e foram fixados com o auxílio de perfis metálicos, que por sua vez foram apoiados em cavaletes, de modo que não houvesse qualquer interferência nas leituras das flechas em relação ao sistema de ensaio.

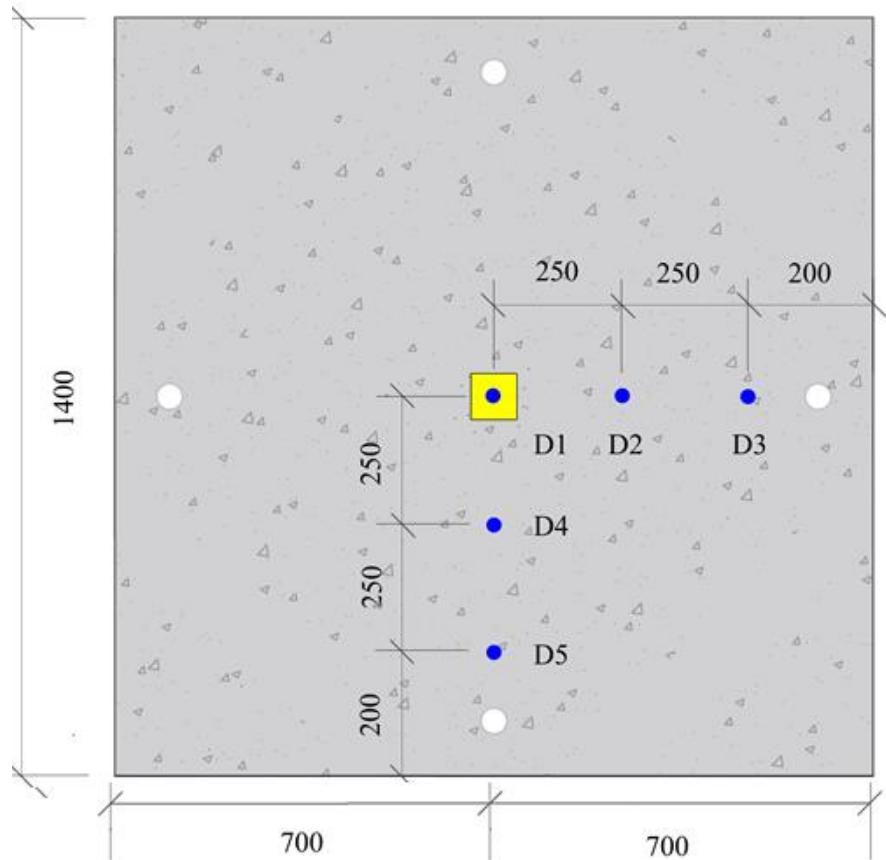


Figura 36 - Distância entre as réguas potenciométricas.



Figura 37 - Medidores posicionados e fixados em haste metálica.

3.6 Sistemas de ensaio

O sistema de ensaio simula uma laje lisa bidirecional em concreto armado, fixada em quatro tirantes à laje de reação, que absorve e transmite o carregamento a laje ensaiada. Foram também utilizadas quatro vigas metálicas de reação, posicionadas sobre a laje a ser ensaiada e fixadas com arruelas e porcas sobre uma chapa metálica nos tirantes, de forma a impedir o deslocamento da laje. As figuras 38 e 39 mostram o sistema de ensaio.

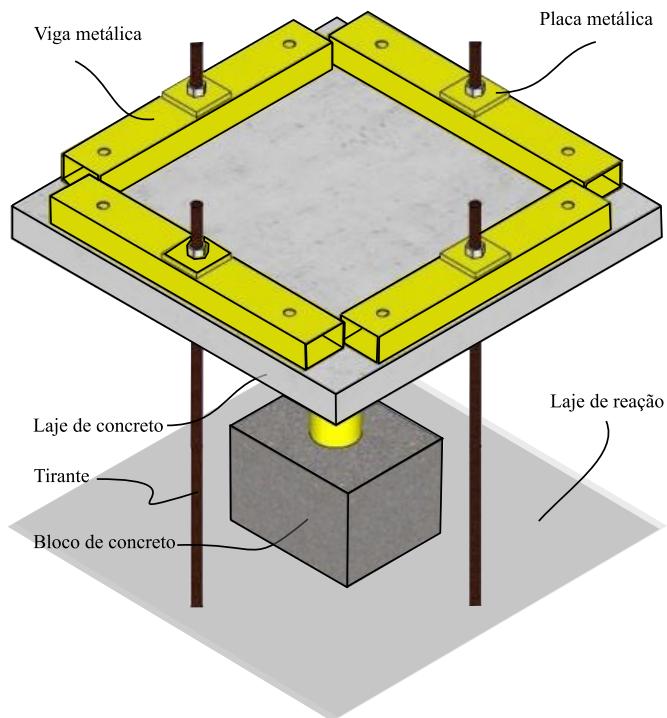


Figura 38 - Vista em 3D do sistema de ensaio.

Para a aplicação de carga foram usados um cilindro hidráulico da marca ENERPAC, do tipo HCG100, capacidade de carga de 1000 kN, apoiado sobre uma célula de carga da marca ALFA INSTRUMENTOS, do tipo 0002707 C200T em aço liga niquelado com capacidade de 2000 kN e precisão de 1 kN. A montagem do sistema de ensaio contou com auxílio de uma empilhadeira de capacidade de aproximadamente 50 kN. Uma placa metálica com dimensões de 85 mm x 85 mm foi colocada diretamente em contato com o fundo da laje para simular a seção de um pilar. Os equipamentos utilizados são mostrados na Figura 40.

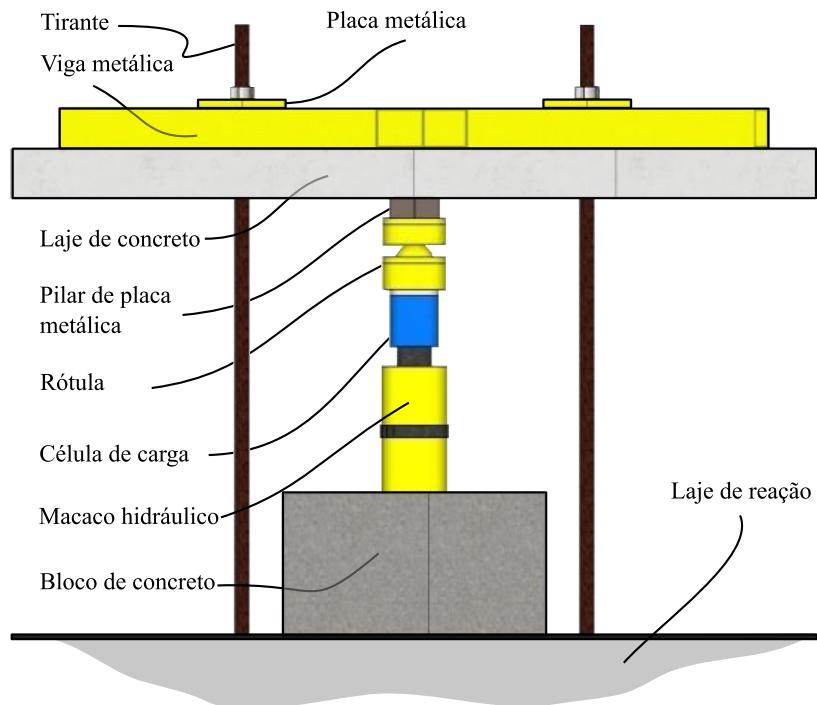


Figura 39 - Desenho esquemático da aplicação de carga.

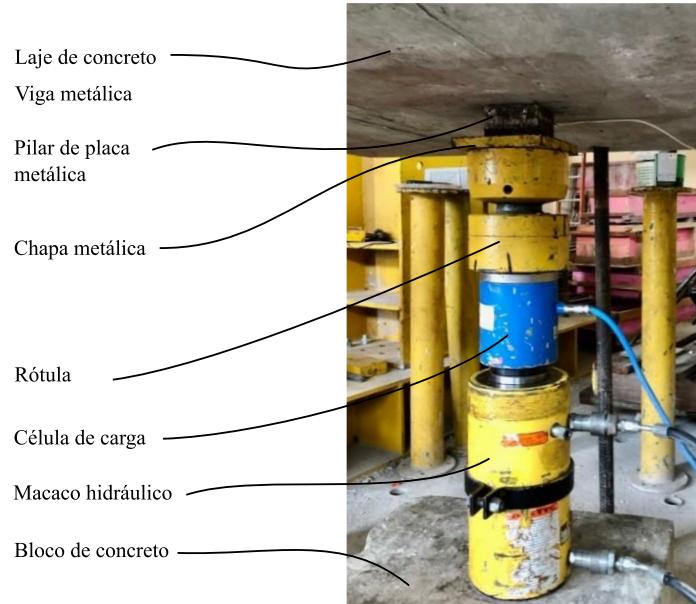


Figura 40 - Equipamentos utilizados para aplicação de carregamento.



Figura 41 - Sistema de ensaio com a laje.

3.7 MATERIAIS

3.7.1 Concreto convencional

Foram moldadas duas lajes tidas como de referência, SC e SCF. Para todas as lajes foi dosado um concreto que atingisse resistência à compressão de 30 MPa aos 28 dias, com abatimento de tronco de 100 ± 20 mm e grau de trabalhabilidade normal. Na composição das lajes SC e SCF, foi utilizado cimento CPII-F-32, areia como agregado miúdo classificado como fina, e brita zero como agregado graúdo com diâmetro máximo de 9,5 mm, além de 0,02% da massa do cimento de superplasticificante da marca *Fluxer Drymix* 410 para melhorar a trabalhabilidade dos concretos com fibra, além disso a relação água/cimento foi de 0,51.

Tabela 12: Traço utilizado nas lajes SC e SCF.

CONCRETO CONVENCIONAL			
Cimento (kg)	Areia (kg)	Brita (kg)	Água (kg)
1	1,5	2,5	0,51



Figura 42- Materiais das lajes de concreto convencional, cimento, brita 0 e areia.



Figura 43 - Abatimento de tronco de cone em concreto das lajes SC.e SCF, respectivamente.

Na produção das lajes SCRM e SCRMF, o traço permaneceu o mesmo das lajes de referência, substituindo apenas a brita por agregado sintético de resíduo de bauxita, que será descrito na sequência. O concreto foi lançado nas formas das lajes e adensado com um vibrador mecânico de imersão, para que se reduzisse a porosidade ao máximo e torná-lo o mais compacto possível. A superfície foi regularizada com réguas de alumínio e desempenadeiras para facilitar o mapeamento das fissuras durante o ensaio.

As propriedades mecânicas foram definidas através de ensaios destrutivos de compressão axial, realizado conforme a NBR 5739 (ABNT, 2018) e módulo de elasticidade, feito de acordo com a NBR 8522 (ABNT, 2017). Para cada ensaio foram utilizados três corpos de prova cilíndrico de (100 x 200) mm.

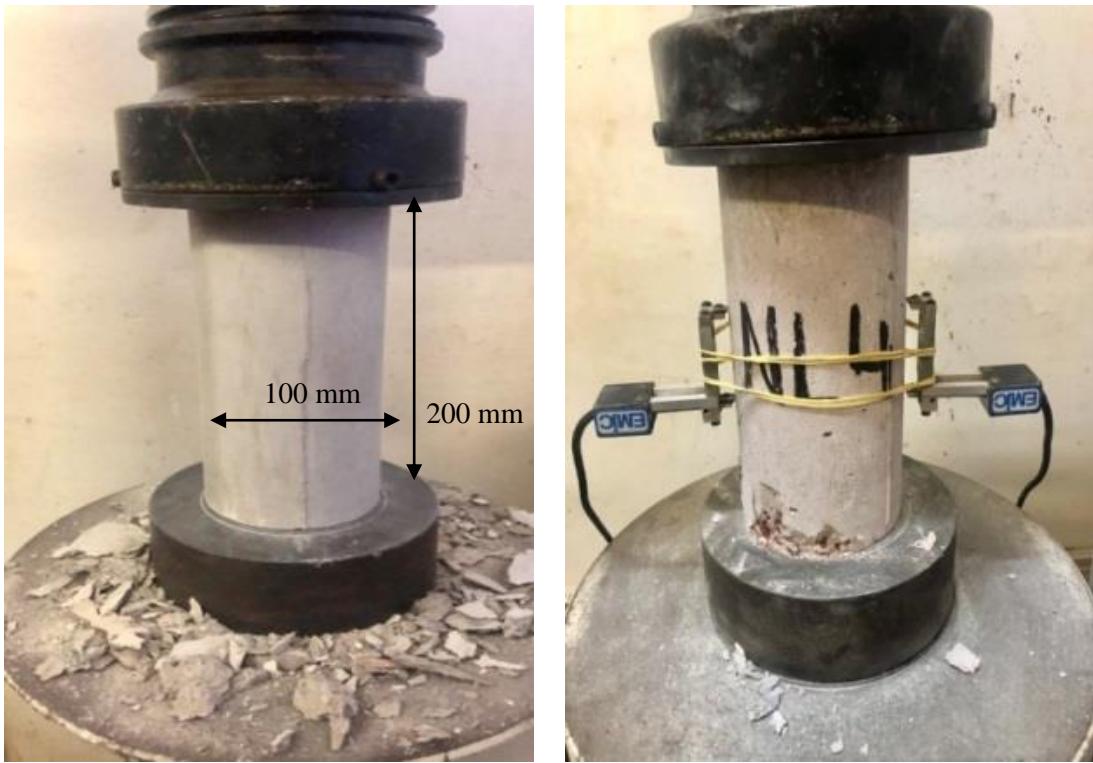


Figura 44 - Ensaio de compressão axial e módulo de elasticidade.

3.7.2 Concreto geopolimérico

Para a confecção das lajes, SG, SGF, SGRM e SGRMF, foi desenvolvido no laboratório da Pós-Graduação de Engenharia Civil da UFPA pelo Grupo de Análise Experimental em Estruturas e Materiais (GAEMA) um concreto geopolimérico a base de metacaulim. Na literatura, os trabalhos que apresentam resultados mais relevantes são os de metacaulim e cinza volante e como solução ativadora geralmente é utilizada uma combinação de Hidróxido de sódio e Silicato de sódio. Nesse contexto, esta pesquisa, optou por utilizar metacaulim e solução de Hidróxido de sódio e Silicato de sódio neutro para a produção do concreto.



Figura 45 - Água, metacaulim, agregado sintético e areia.

Inicialmente, foram feitos testes em argamassas, com base na pesquisa de RYU *et al.* (2013), um total de 25 misturas (75 corpos de prova) foram feitas no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA, variando a molaridade de 8 M a 16 M e a proporção na solução entre Hidróxido de sódio e Silicato de sódio neutro. Além disso, também foram testadas mais 3 amostras com silicato de sódio alcalino.

Durante estes testes, alguns traços de argamassa apresentaram eflorescência, conforme a Figura 46, isto pode ser atribuído à proporção entre o óxido de sódio e água, os traços que tiveram molaridade com 8 M, apresentaram este tipo de patologia, corroborando assim a pesquisa de LERMENN *et al.* (2022), ou seja, a presença de água compromete a resistência a compressão e o tempo de cura. Ressalta-se que estes traços não foram utilizados.



Figura 46 - Corpos de prova de (50 x 100) mm de argamassas geopoliméricas em ensaio de compressão axial e, ao lado, CP's com eflorescência.

Após ser definida a proporção entre os componentes da solução alcalina, foram testados traços de concreto, utilizando como agregado graúdo brita com diâmetro máximo de 9,5 mm. Verificou-se que seria preciso um controle tecnológico mais rigoroso quanto aos agregados, uma vez que a quantidade de material fino na brita estava interferindo na trabalhabilidade do concreto, bem como a umidade no agregado miúdo estava influenciando na resistência a compressão axial do concreto. Assim, para manter um padrão, foi controlado o agregado miúdo, de forma que foi feito a secagem de todo material utilizado e retirado o material fino do agregado graúdo.



Figura 47 - Testes em concreto geopolimérico com brita zero.

Tabela 13: Traço unitário desenvolvido.

CONCRETO GEOPOLIMÉRICO				
Metacaulim	Areia	Brita	Água	Solução
1	1,5	2,5	0,10	0,80

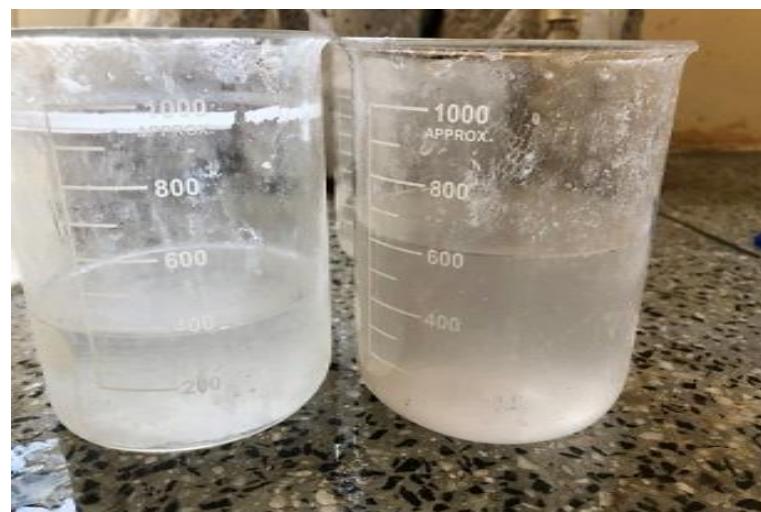


Figura 48 - Soda cáustica e silicato de sódio.

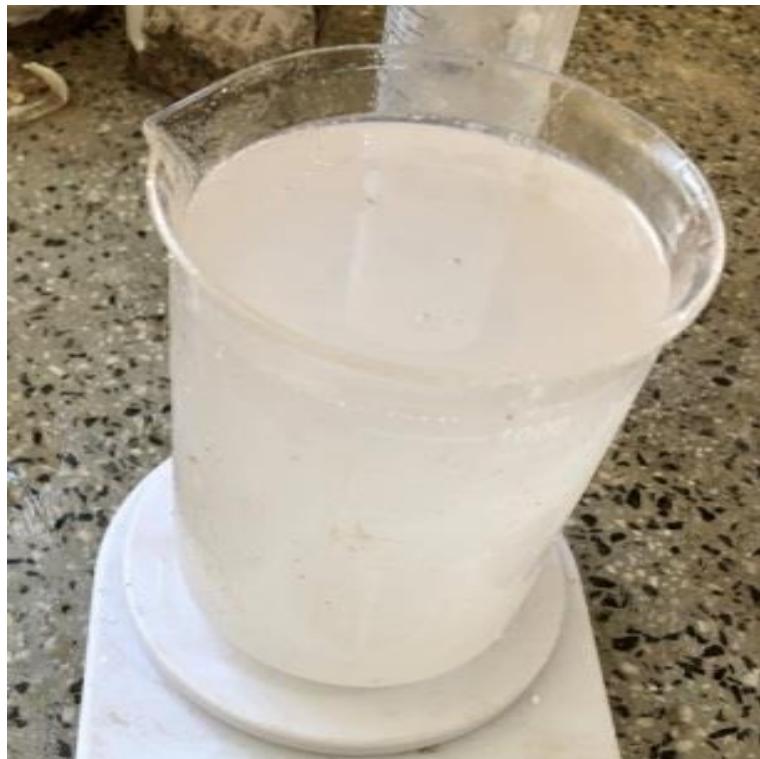


Figura 49 - Solução alcalina.

O concreto produzido para essa pesquisa foi composto por metacaulim com massa específica de 2,56 kg/dm³ fornecido pela empresa Metacaulim do Brasil, areia fina como agregado miúdo, brita zero com diâmetro máximo de 9,5 mm. Para a elaboração da solução alcalina, como ativador utilizou-se hidróxido de sódio em escamas, como mencionando anteriormente, da marca Carbocloro com 98% de pureza; silicato de sódio neutro da marca Bandeirante Brazmo, com densidade de 1,4 g/l e viscosidade a 25°C de 400 a 800 cP.

As etapas preliminares iniciavam no processo *two part mixixng*, era feito a dissolução do hidróxido de sódio em meio aquoso, e após o material diminuir a temperatura, este era armazenado em recipientes de 20 litros. Posteriormente ao resfriamento o líquido de 16 mols era misturado ao silicato de sódio neutro na proporção de 1:2, formando a solução alcalina, que também apresentava reação exotérmica, logo, foi preciso aguardar o resfriamento total da solução alcalina para então iniciar o processo de concretagem.

Durante a etapa de mistura entre precursor e ativador, foi observado uma alta liberação de calor, corroborando BERNAL S.A *et al.* (2015). Após os testes feitos para esse estudo, a relação molar ficou estabelecida em 12 mols e foi ainda estabelecido a não utilização de superplastificante para o traço em questão. A água e solução usadas na mistura foram fixadas, respectivamente, em 10% e 80% da massa do material precursor. Para as lajes SGRM e SGRMF, apenas o agregado graúdo foi substituído pelo agregado sintético de lama vermelha.

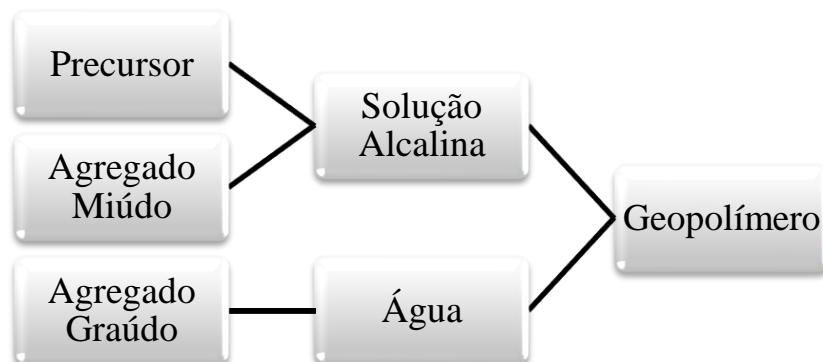


Figura 50 - Fluxograma das etapas para a produção de concreto geopolimérico.



Figura 51 - Geopolímero com agregado graúdo sintético de resíduo de bauxita.

Neste item, as propriedades mecânicas adotadas foram às mesmas definidas para o concreto convencional: através de ensaios destrutivos de compressão axial, realizado conforme a NBR 5739 (ABNT, 2018) e módulo de elasticidade, feito de acordo com a NBR 8522 (ABNT, 2017). Para cada ensaio foram utilizados três corpos de prova cilíndrico de (100 x 200) mm.

3.7.3 Agregado sintético de resíduo de bauxita

Os agregados sintéticos de resíduo de bauxita utilizado nesta pesquisa, denominados “ASRB-80”, foram produzidos no laboratório de Engenharia química (LEQ), em um projeto de estudo para o desenvolvimento desse material firmado entre a empresa *Hydro* Alunorte e UFPA, tendo como matérias primas resíduo de bauxita, argila e sílica em diferentes proporções. A Tabela 14 mostra as características desse material.

Tabela 14: Características do agregado sintético utilizado.

Amostra	Resíduo de bauxita (%)	Argila (%)	Sílica (%)	Temperatura (°C)	Tempo (h)	Massa específica (g/cm³)
ASRB-80	85-80	10-15	5	1050-1250°C	3	> 1,5 e < 2,0



Figura 52 - Agregado graúdo sintético de resíduo de bauxita seco e em saturação.

A absorção ficou em torno de 8,12% e, além disso, ressalta-se que foi selecionado uma amostra do material de forma que este ficasse com a granulometria semelhante a brita zero, com diâmetro máximo de 9,5 mm, descartando o material retido nas peneiras acima de 12,5 mm e abaixo das de 0,3 mm. Assim, não foi preciso fazer a saturação do agregado 24h antes da concretagem, embora esta técnica tenha sido testada.



Figura 53 - Corpos de prova em estado fresco e rompido após 45 dias.

3.7.4 Fibras de aço

Esta pesquisa utilizou fibras de aço da Dramix modelo 65/60/BG (Figura 44), com comprimento e diâmetro de 60 mm e 0,9 mm, respectivamente, além de fator de forma de 65, resistência à tração de 1.160 N/mm² e módulo de elasticidade de ± 210.000 N/mm². Em todas as lajes que foram reforçadas com esse material foi fixado o teor de 1% do volume, que foi lançado no momento da mistura dos materiais na betoneira, de forma evitasse a formação de nichos.



Figura 54 - Fibras de aço do tipo *Hooked*.



Figura 55 - Concreto geopolimérico com AGS-80 e fibras de aço.

3.7.5 Formas

Para a confecção das lajes foram utilizadas formas de madeirite, onde antes da concretagem, foram colocados tubos de PVC de 50 mm de diâmetro para a depois facilitar a passagem das lajes pelos tirantes no sistema de ensaio. Antes da concretagem, as formas receberam uma camada de óleo lubrificante para facilitar a desmoldagem.

3.7.6 Aço

Foram feitos ensaios de tração em três amostras de barras de aço com 5,0 mm (CA-60) e três com 10 mm de diâmetro (CA50) e 600 mm de comprimento. As amostras são do mesmo lote para a verificação das propriedades mecânicas do aço – resistência à tração, módulo de elasticidade, tensão de escoamento e de ruptura – na máquina universal de ensaio do Laboratório de Engenharia Civil da UFPA. Os ensaios foram feitos com base na NBR 6152 (ABNT, 1992) e as deformações foram monitoradas com extensômetros mecânicos.



Figura 56- Ensaio de tração em barra de 10,0 mm.

3.7.7 Propriedades dos materiais

3.7.7.1 Aço

As barras de aço utilizadas na produção das lajes foram da classe CA-50 (\varnothing 10 mm) e CA-60 (\varnothing 5 mm). As propriedades mecânicas definidas à temperatura ambiente foram estabelecidas conforme a NBR 7480 (ABNT, 1996) e a NBR 6892 (ABNT, 2013). Para o ensaio de tração axial, foram ensaiadas três amostras para cada diâmetro estudado. O valor estabelecido para a tensão de escoamento foi aquele observado para a média dos 3 corpos de prova ensaiados.

Tabela 15: Propriedades mecânicas das armaduras.

\varnothing (mm)	ε_{ys} (%)	f_{ys} (MPa)	E_s (GPa)
5,0	4,2	620,0	281,1
10,0	2,9	580,0	200,0

3.7.7.2 Concreto

Para a moldagem das 8 lajes, devido a variedade e peculiaridade dos traços utilizados, os concretos foram feitos no próprio laboratório, o valor para a resistência à compressão foi estimado em 30 MPa aos 28 dias com abatimento de tronco de cone de 100 ± 20 mm. O ensaio foi realizado seguindo as recomendações da norma NBR NM 67 (ABNT, 1998). Fazendo uma relação entre os valores de resistência a compressão e módulo de elasticidade obtidos dos resultados experimentais, o concreto convencional apresenta uma redução de 9%, enquanto essa mesma relação para o concreto geopolimérico, tem-se uma redução de 26%.

A Tabela 16 apresenta as propriedades mecânicas obtidas experimentalmente, como resistência a compressão (f_c), módulo de elasticidade (E_c), as tensões residuais à flexão correspondentes nas aberturas de fissuras em CMOD1=0,5 mm e CMOD3=2,5 mm,

respectivamente f_{R1} e f_{R3} , conforme o item 2.4. A resistência a tração do concreto foi obtida teoricamente conforme o CEB-FIB (2010) sendo, $f_{ct} = 0,3 \cdot (f_c)^{2/3}$.



Figura 57 - Concreto da laje SCRMF em estado fresco.

Tabela 16: Propriedades do concreto.

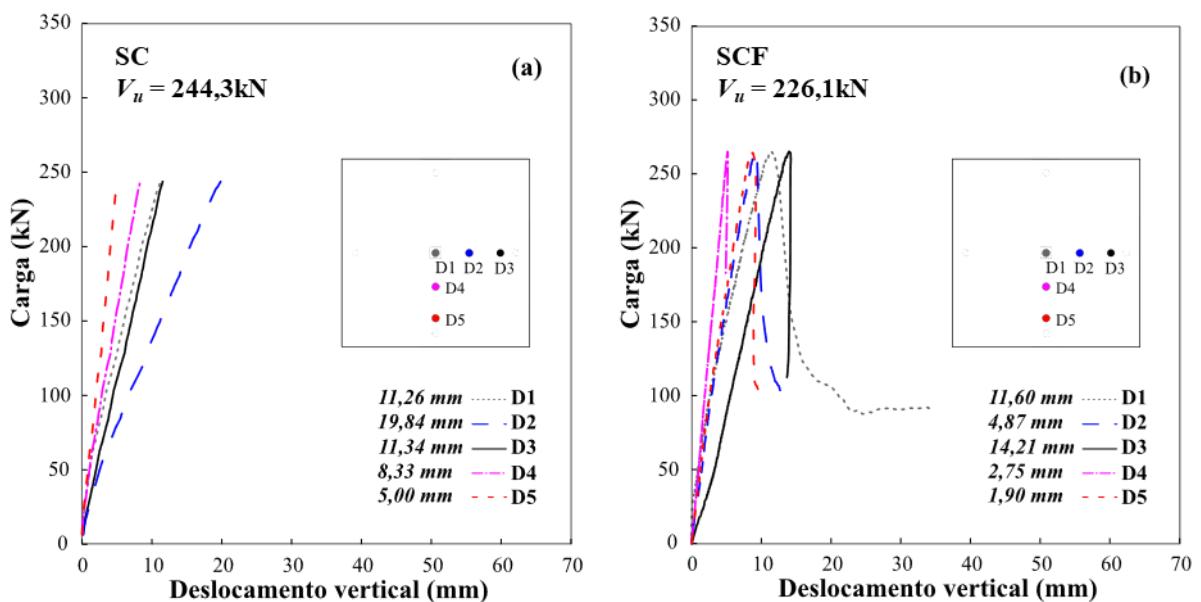
Grupo	Laje	Idade (dias)	f_c (MPa)	E_c (GPa)	$f_{R,1}$ (MPa)	$f_{R,3}$ (MPa)	f_{ct} (MPa)
01	SC	45	38,0	34,52	-	-	3,39
	SCF		30,0	30,67	5,12	6,08	2,90
02	SCRM	45	34,0	22,86	-	-	3,15
	SCRMF		50,0	27,72	5,12	6,08	4,07
03	SG	45	30,0	22,30	-	-	2,90
	SGF		33,0	22,90	7,40	8,12	3,09
04	SGRM	45	26,0	16,10	-	-	2,63
	SGRMF		40,0	22,10	4,80	3,62	3,51

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Este capítulo apresenta uma análise dos resultados obtidos a partir das lajes que compuseram essa pesquisa. Foram adquiridos dados sobre a deflexão das lajes, comportamento do concreto, das armaduras de flexão, mapas de fissuração e cargas últimas observadas.

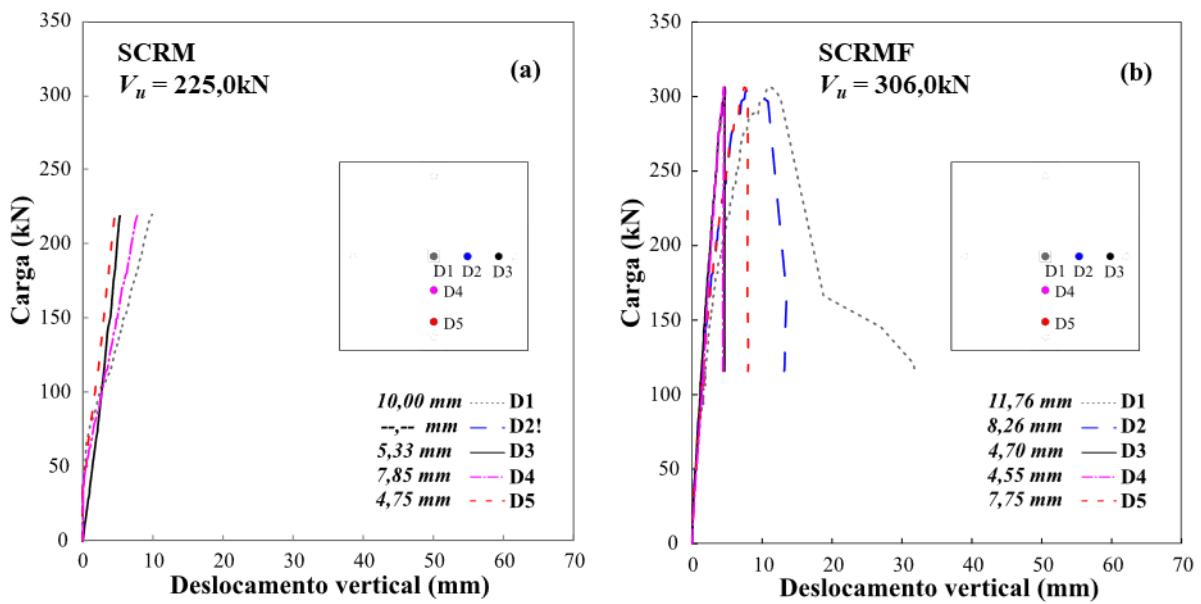
4.1 DESLOCAMENTO VERTICAL DAS LAJES

Conforme mencionado anteriormente, a instrumentação dos deslocamentos das lajes deu-se por réguas potenciométricas, que foram instalados na face superior delas. Ressalta-se que os potenciômetros foram fixados em uma estrutura secundária, completamente independente do sistema de ensaio das lajes. Foi possível observar que as lajes com adição de fibras de aço apresentaram deslocamento vertical no centro maior, quando comparadas com seus pares sem fibra.

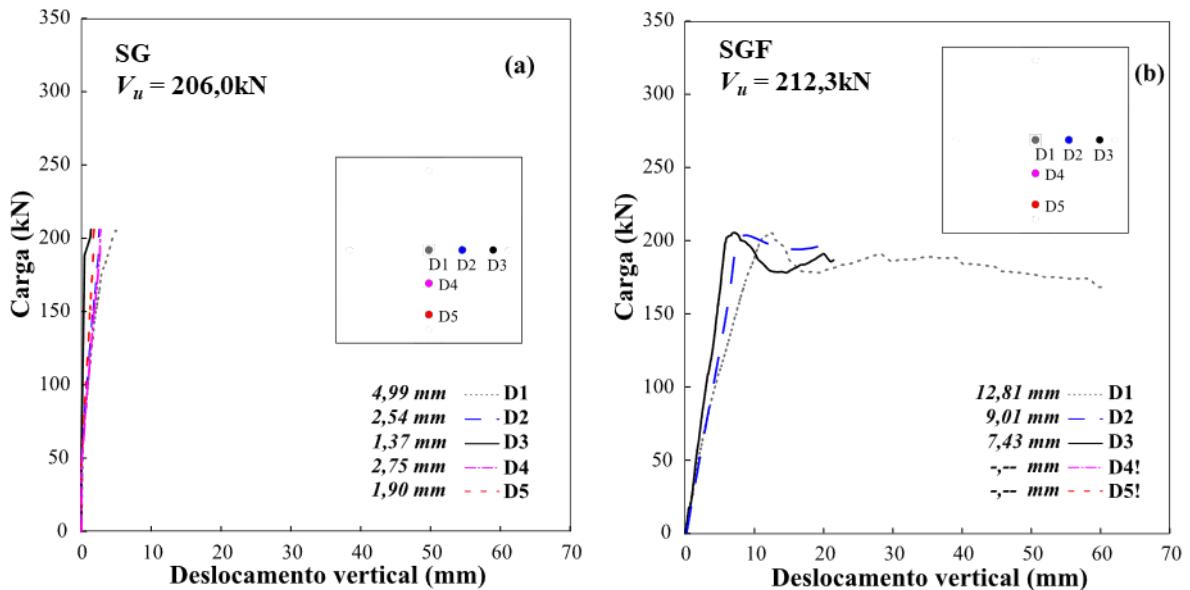


a) Deslocamentos das lajes de referências.

Figura 58- Deslocamentos verticais.

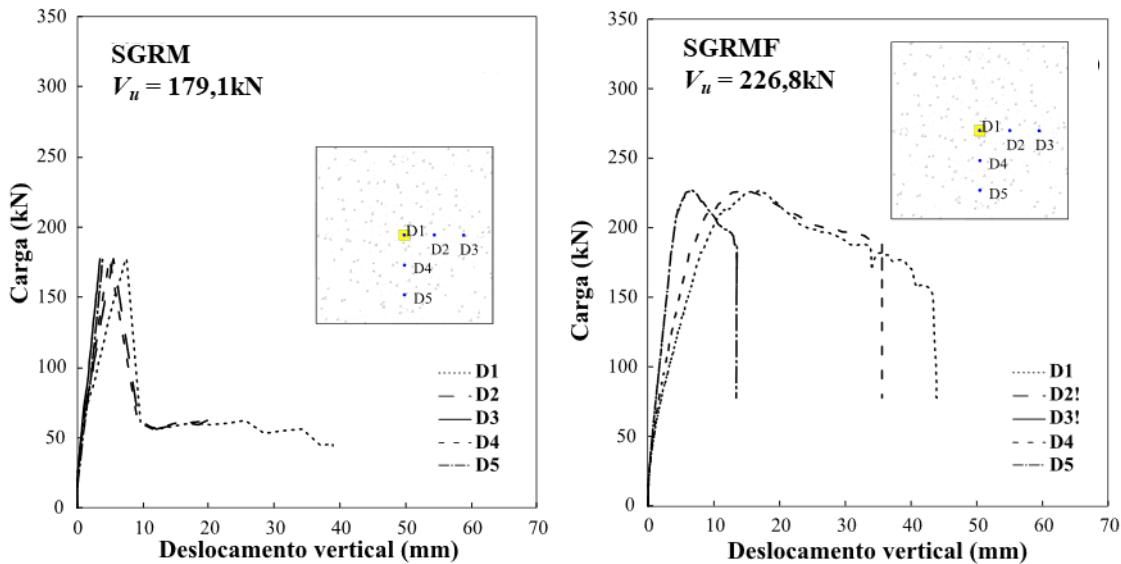


b) Deslocamentos em lajes com AGSRB.



c) Deslocamentos das lajes de concreto geopolimérico.

Figura 58- Deslocamentos verticais (Continuação).



d) Deslocamentos das lajes de geopolímero e agregado sintético de resíduo de bauxita

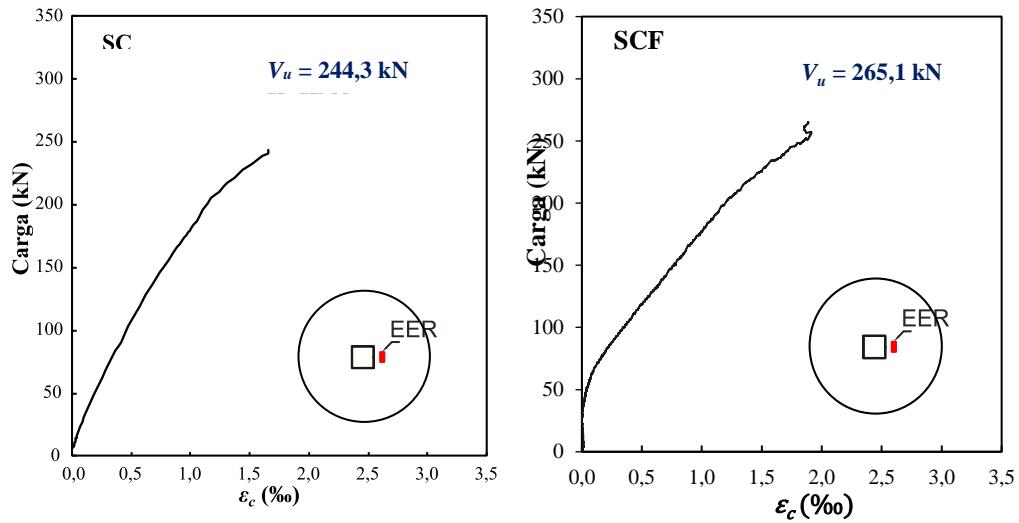
Figura 58 - Deslocamentos verticais (continuação).

Nota-se que as lajes de cimento Portland e agregado sintético (SCRM e SCRMF) demonstraram deslocamentos semelhantes às lajes de referência. A laje SG apresentou deslocamentos menores que 36% quando comparada à SGRM; quando comparada à laje de referência sem fibra (SC), pode-se observar que houve uma redução de aproximadamente 50% nos deslocamentos. Em relação às lajes de geopolímero e fibras de aço (SGRMF e SGF), estas apresentaram descolamentos maiores e tensões residuais mais expressivas, o que pode ser atribuído possivelmente à uma melhor aderência na matriz de materiais álcali-ativados.

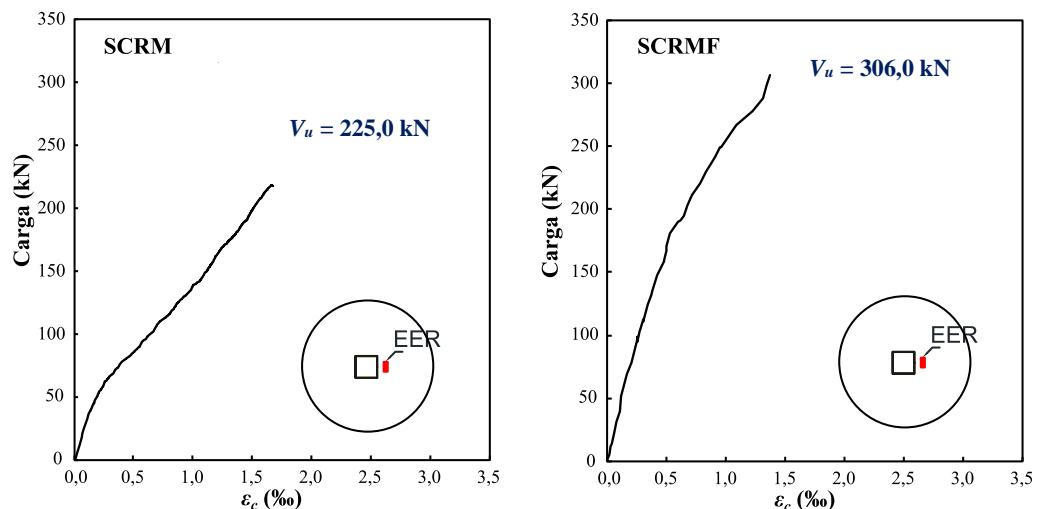
4.2 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

Como mencionado em seções anteriores, foi utilizado um extensômetro próximo a face do pilar, região de momento fletor máximo. Nota-se que não foi observado em nenhuma laje o esmagamento do concreto. A laje SCRM teve deformação aproximada à de SC, 25% maior quando comparada a SCRMF e 35% menor que SGRM. A laje SGRM apresentou maior deformação que as demais, provavelmente causada pelo baixo módulo de elasticidade do concreto geopolimérico e pelo engrenamento do agregado graúdo. Quanto as lajes reforçadas com fibras de aço, SGRMF teve um aumento de 24% em

relação a SGF, os gráficos da deformação dos concretos utilizados são apresentados na Figura 59.

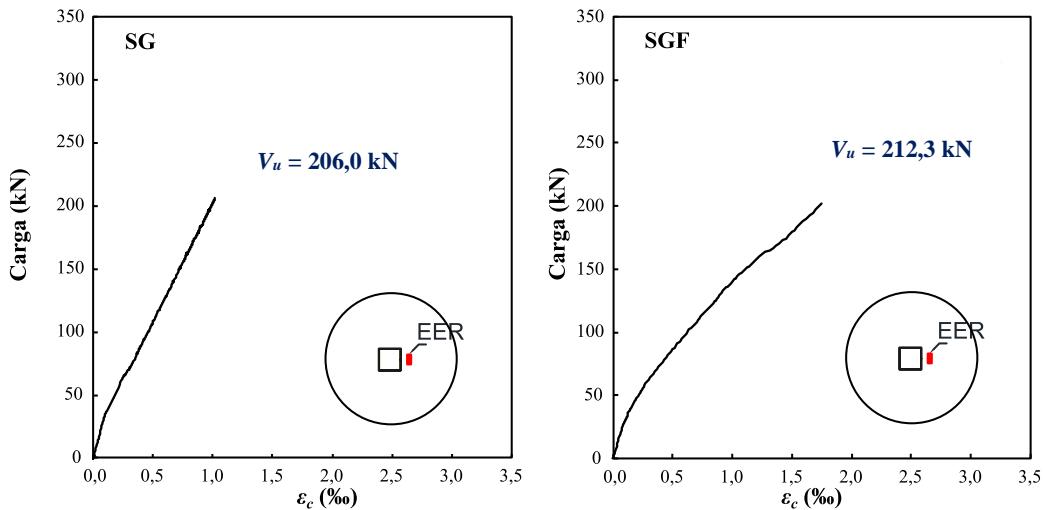


a) Deformação do concreto nas lajes de referência.

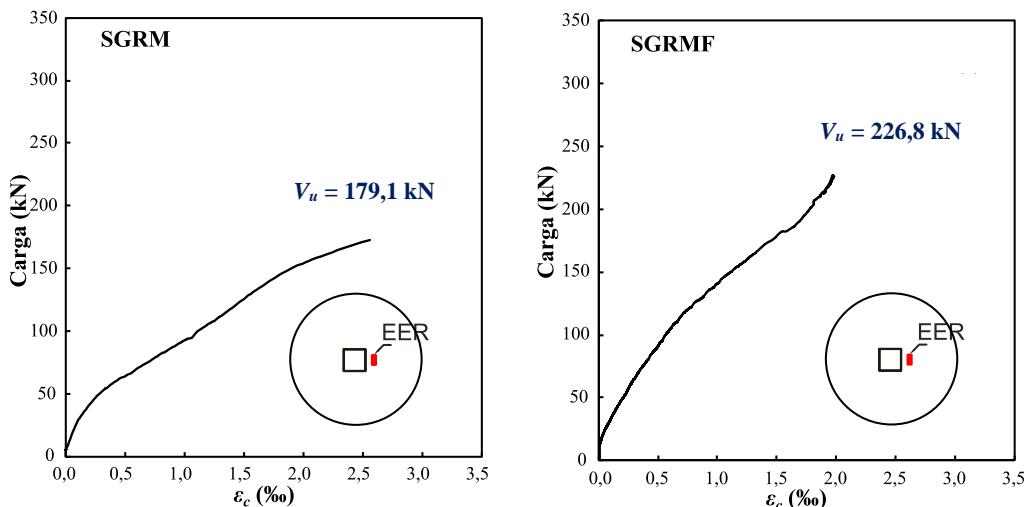


b) Carga-deformação das lajes de cimento Portland e agrega ASRB.

Figura 59 - Deformação do concreto das lajes.



c) Deformação do concreto geopolimérico.



d) Deformação no concreto geopolimérico e ASRB.

Figura 59 - Deformação do concreto das lajes. (Continuação)

4.3 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA DE FLEXÃO

Foram instalados dois extensômetros de aço em cada laje, um posicionado na barra central e outro a 176 mm do centro do pilar, para verificar a solicitação da armadura de flexão no perímetro crítico. Nota-se que as lajes de geopolímero e agregado sintético de resíduo de bauxita apresentaram menor deformação do aço. Os gráficos permitem

observar que a armadura central de SGRM não escoou, apresentando uma deformação 46% e 36% menor que SCRM e SGRMF, respectivamente. SGF teve uma deformação, em EER₁, de aproximadamente 20% maior que em EER₁ de SGRMF e SCF. Nota-se que as barras “laterais”, onde EER2 foi instalado, foram pouco solicitadas e apenas das instaladas em SC e SGF tiveram deformação maior que a 2,9‰.

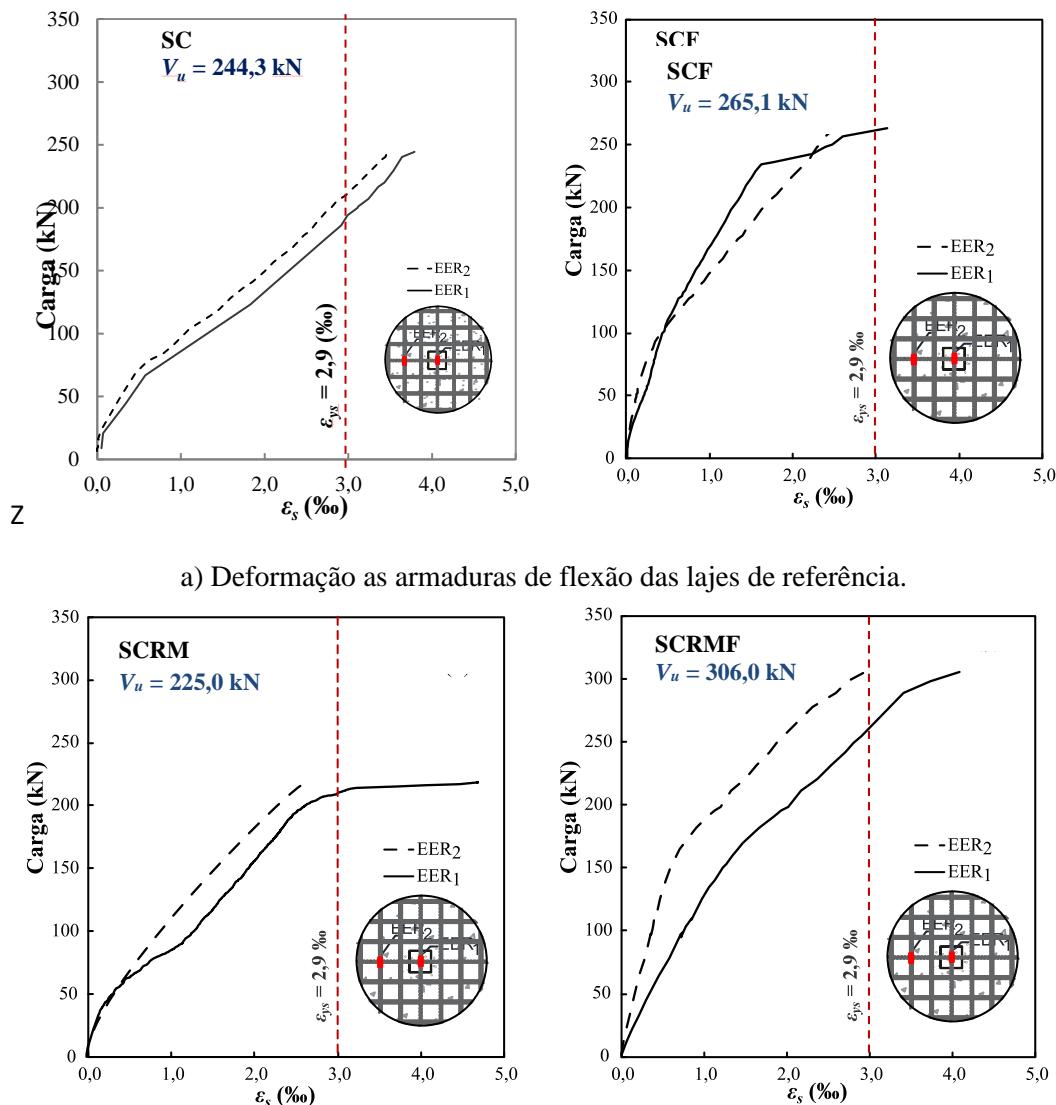
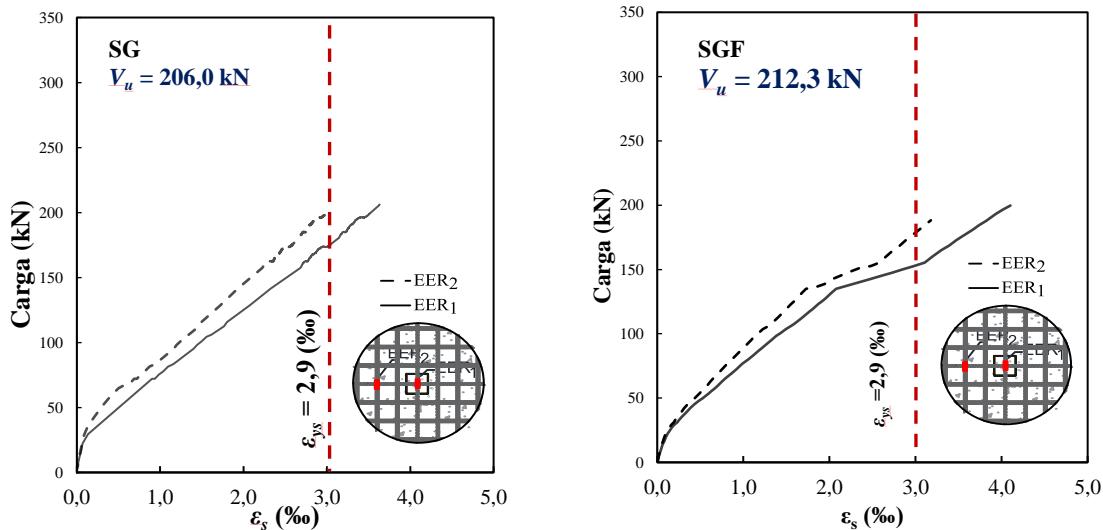
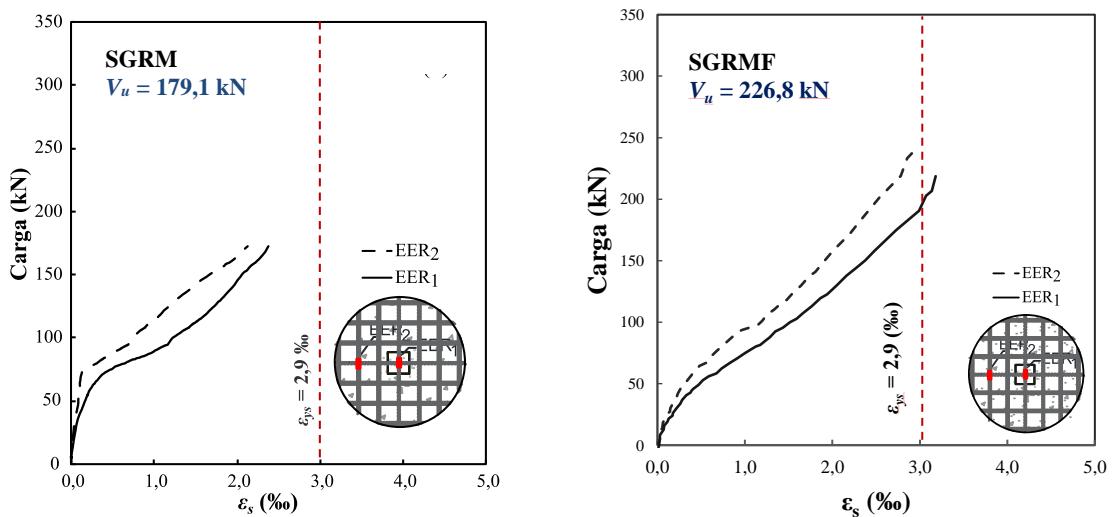


Figura 60 - Deformação nas armaduras de flexão.



c) Deformação nas armaduras de flexão das lajes geopoliméricas.



d) Deformação das armaduras de flexão nas lajes de geopolímero e ASRB.

Figura 60 - Deformação nas armaduras de flexão (continuação).

4.4 MODOS DE RUPTURA OBSERVADOS

O modo de ruptura foi definido por meio de alguns critérios de observação baseados em recomendações de OLIVEIRA (2003), como cargas de ruptura, deformação na armadura de flexão e mapa de fissuração. Quando ainda houver dúvidas, pode ser aplicado o método alternativo proposto por OLIVEIRA (1998), que estabelece a razão, baseado na teoria das linhas de ruptura, entre a carga última e a carga de flexão

estimada. Quando $\emptyset > 1$, a ruína ocorre por flexão; $\emptyset < 1$, a ruptura é dada por punção e, quando $\emptyset \approx 1 \pm 10\%$, a ruptura por flexão e punção é quase simultânea, a Tabela 17 apresenta esta relação e os modos de ruptura observados.

Tabela 17: Modos de ruptura observados.

Laje	f_c (MPa)	ρ (%)	d (mm)	P_{Flex} (kN)	V_u (kN)	V_u/P_{flex}	Modo de ruptura
SC	38,0	1,00	95	350,9	244,3	0,70	Punção
SCRM	34,0	1,00	95	347,5	225,0	0,65	
SG	30,0	1,02	93	335,2	206,0	0,61	
SGRM	26,0	1,03	92	325,5	179,1	0,55	
SCF	30,0	1,00	95	427,8	265,1	0,62	
SCRMF	50,0	1,00	95	602,0	306,0	0,51	
SGF	33,0	1,00	95	454,0	212,3	0,47	
SGRMF	40,0	1,00	95	514,9	226,8	0,44	

4.5 CARGAS DE RUPTURA OBSERVADAS

As resistências últimas observadas experimentalmente para cada laje foram apresentadas na Tabela 17, onde também consta um resumo das características necessárias de cada modelo para avaliar a contribuição das variáveis em estudo. Inicialmente observa-se que as lajes com fibras de aço apresentaram um aumento de 3,0% a 36% quando comparadas aos seus pares sem fibras, este ganho pode ser atribuído ao comportamento semelhante às armaduras de cisalhamento desenvolvido pelas fibras de aço, o que dificultou a propagação das fissuras. A Figura 61 mostra esse acréscimo de resistência.

Quanto as lajes sem fibras, para a análise das cargas últimas entre si, foram feitas a normalização em relação a parcela de contribuição da resistência à compressão, f_c , uma vez que esta poderia influenciar na análise das variáveis em estudo nessa pesquisa: aglomerantes e agregado graúdo. A Figura 62 mostra que o concreto geopolimérico teve um discreto aumento em relação ao concreto convencional e que o agregado sintético de resíduo de bauxita, em relação a carga última, apresentou valores muito próximos ao concreto confeccionado com agregado graúdo natural.

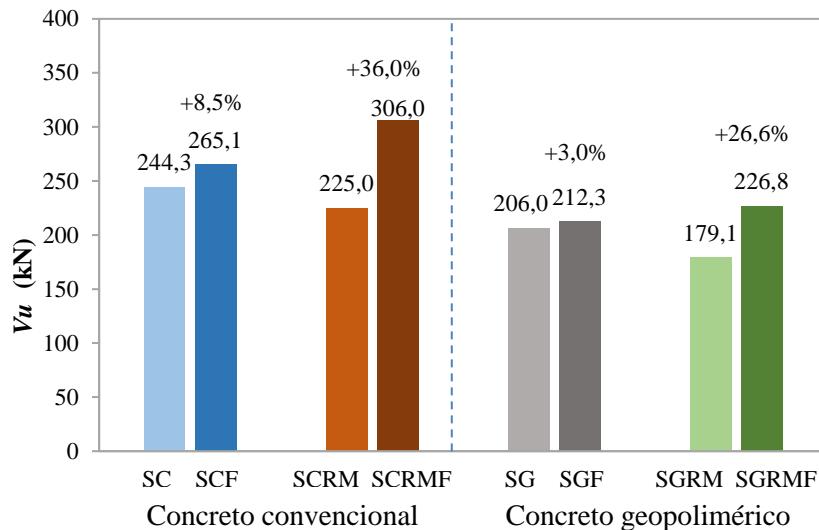


Figura 61 - Acréscimo de resistência nas lajes com fibras de aço.

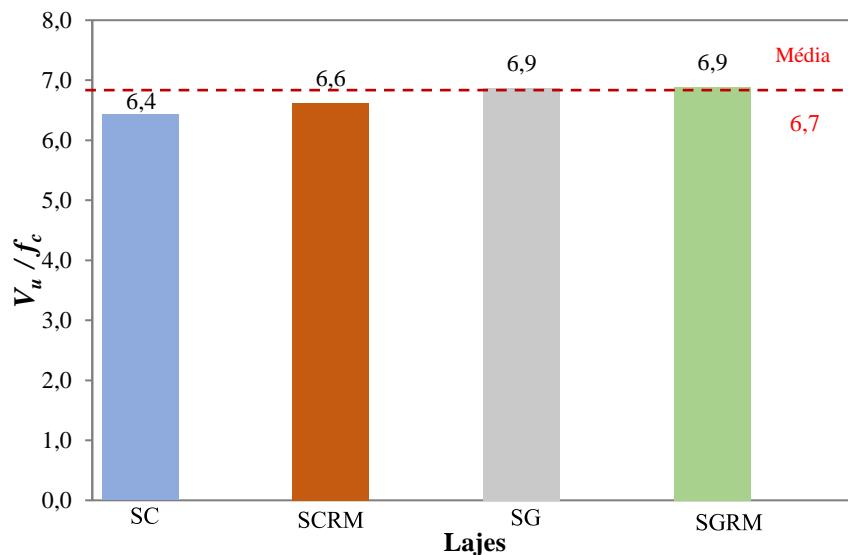


Figura 62 - Análise dos modelos sem fibras de aço.

4.6 MAPAS DE FISSURAÇÃO

Os mapas de fissuração desta pesquisa foram feitos através de inspeção visual. Verificando a abertura de fissura era feita a marcação do caminho que ela percorria, também era marcado a cada nova abertura o nível de carga em que se encontrava. Esta etapa foi registrada através de fotos, o que melhoraria a avaliação do processo. Embora seja um procedimento trabalhoso, como CHEG *et al.* (1999) afirma, a inspeção visual

pode detectar fissuras superficiais com exatidão, o que foi possível ser feito nas presentes lajes.

Em todos os modelos surgiram primeiro as fissuras radiais tendo origem na região do perímetro do pilar, com o aumento do carregamento, estas se propagaram para as bordas da laje. As fissuras tangenciais apareceram ao redor do perímetro do pilar em níveis mais elevados de carregamento, e com o avanço das fissuras radiais em direção às bordas, foi possível notar novas fissuras tangenciais que se conectaram às radiais. É possível verificar que todas as lajes apresentaram formação do cone de punção.

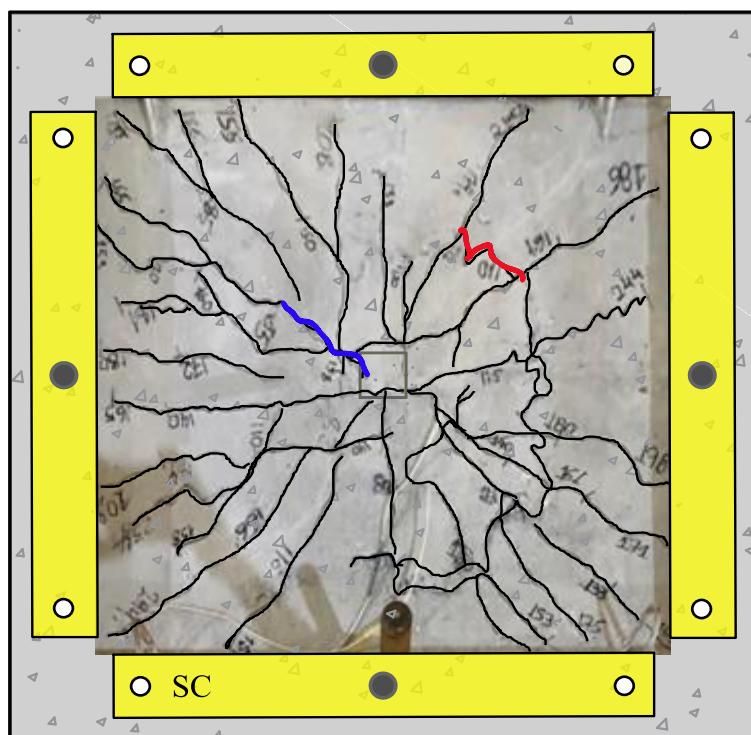
Tabela 18: Cargas nas primeiras fissuras das lajes ensaiadas.

Laje	f_c (MPa)	ρ (%)	d (mm)	V_u (kN)	1 ^a Fissura Radial V (kN)	1 ^a Fissura Tangencial V (kN)
SC	38,0	1,00	95	244,3	85,0	110,0
SCRM	34,0	1,00	95	225,0	88,2	114,0
SG	30,0	1,02	93	206,0	87,0	130,0
SGRM	26,0	1,03	92	179,1	56,0	106,0
SCF	30,0	1,00	95	265,1	105,0	204,0
SCRMF	50,0	1,00	95	306,0	94,0	181,0
SGF	33,0	1,00	95	212,3	70,0	180,0
SGRMF	40,0	1,00	95	226,8	78,0	116,0

Embora SC e SCRM mostrem que as cargas tanto da primeira fissura radial quanto da tangencial foram próximas, pelo mapa de fissuração é possível notar que a laje de cimento Portland e agregado sintético apresentou uma ruptura mais brusca, com mais fissuras, provavelmente por estas atravessarem o agregado graúdo. SCRMF e SCF tiveram rupturas análogas mesmo com diferença de 20 MPa no valor de f_c , esse melhor comportamento de SCF pode ser atribuído à brita e a ancoragem das fibras.

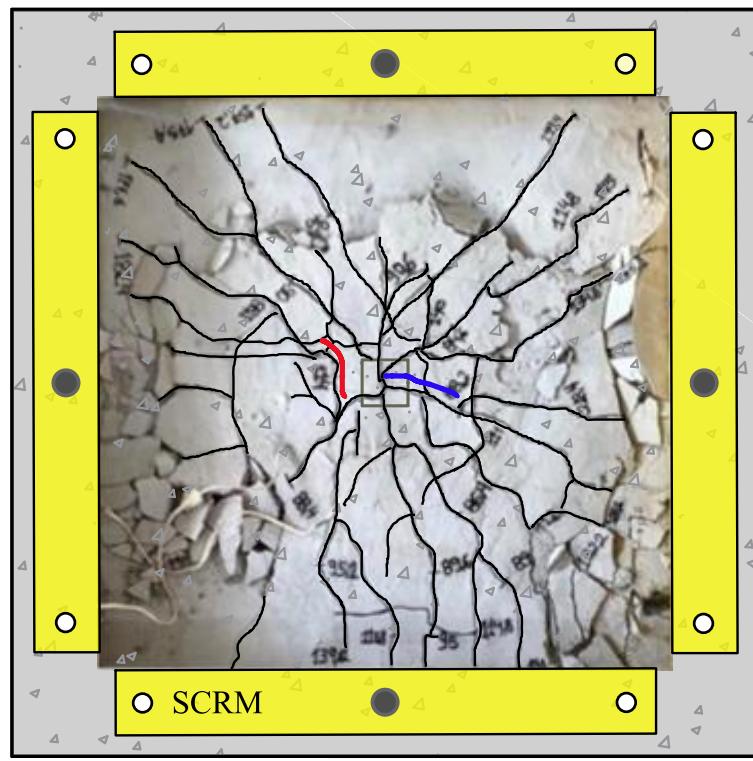
Em SG, as fissuras tangenciais surgiram com carga 18% mais elevada que em SC e 27% menor que SGF. A primeira fissura radial de SGRM, por ter uma resistência a compressão de 26 MPa e uma altura útil inferior, apareceu com uma carga 35% menor SG, e a tangencial com carga 19% menor. SGRMF apresentou fissuração semelhante a SG, e apresentou a primeira fissura tangencial com uma carga 35% menor que a primeira fissura em SGF. Em síntese, observou-se que as lajes de geopolímero apresentaram menor rígidez comparado ao concreto convencional. Quanto as lajes que utilizaram agregado sintético, as fissurações foram mais expressivas.

Em relação as lajes com adição de fibras de aço, embora apresentassem fissuração radial em níveis de carga próximas as demais, a fissuração tangencial era formada com cargas mais elevadas, isto é, as fissuras demoravam mais tempo para encontrar um caminho a seguir. Isso se deve ao fato das fibras atuarem como “pontes de tensão”, o que dificulta o caminho das fissuras, fazendo com que as lajes tivessem uma ruptura menos abrupta e um comportamento pós-pico com tensão residual mais relevante, como pode ser observado no *item 4.1* desse trabalho em SGRMF.



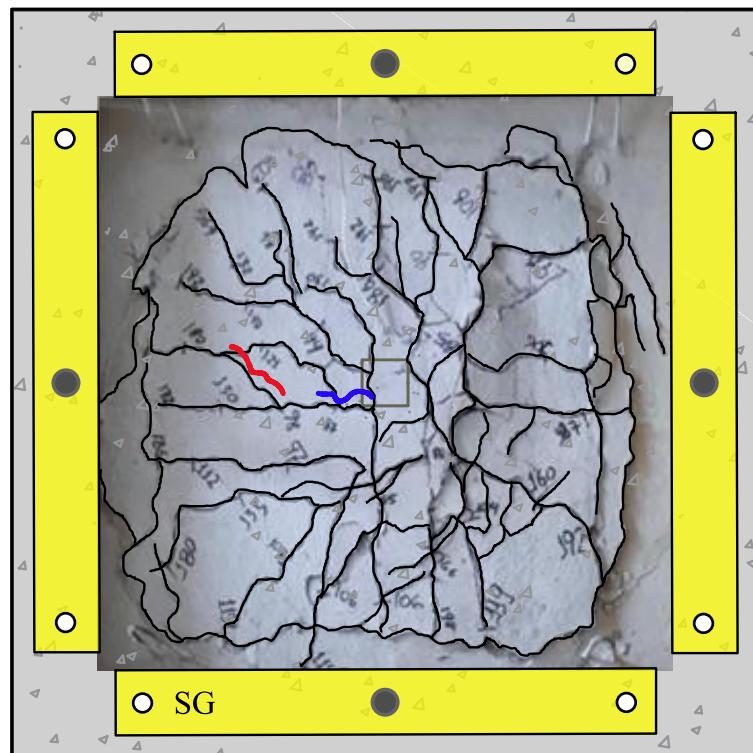
■ 1^a Fissura radial ■ 1^a Fissura tangencial

Figura 63 - Mapa de fissuração da laje SC.



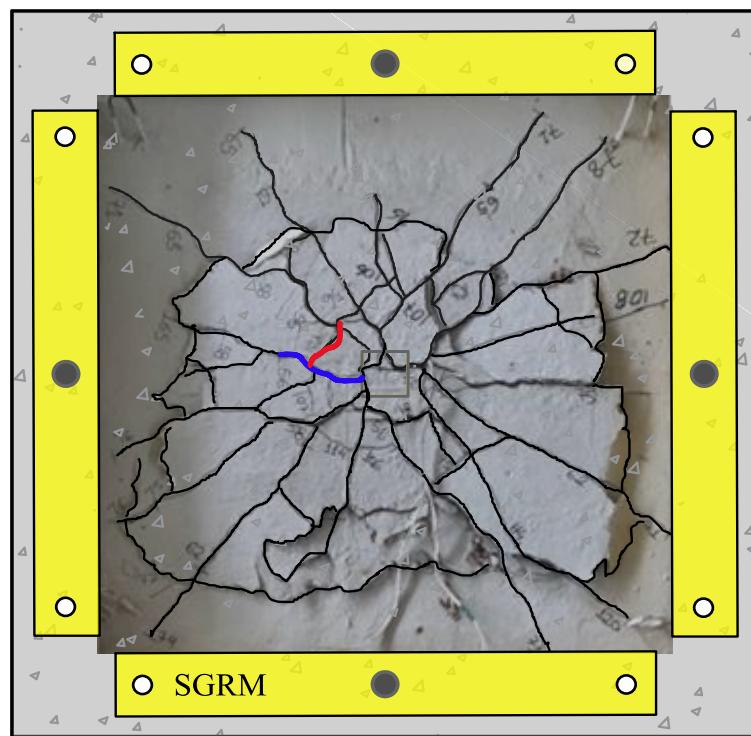
■ 1^a Fissura radial ■ 1^a Fissura tangencial

Figura 64 - Mapa de fissuração da laje SCRM.



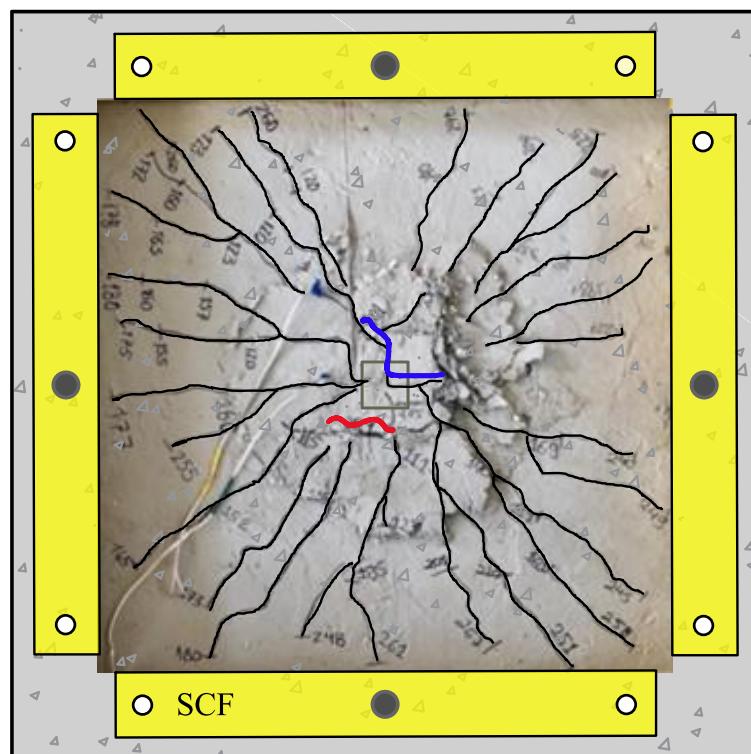
■ 1^a Fissura radial ■ 1^a Fissura tangencial

Figura 65 - Mapa de fissuração da laje SG.



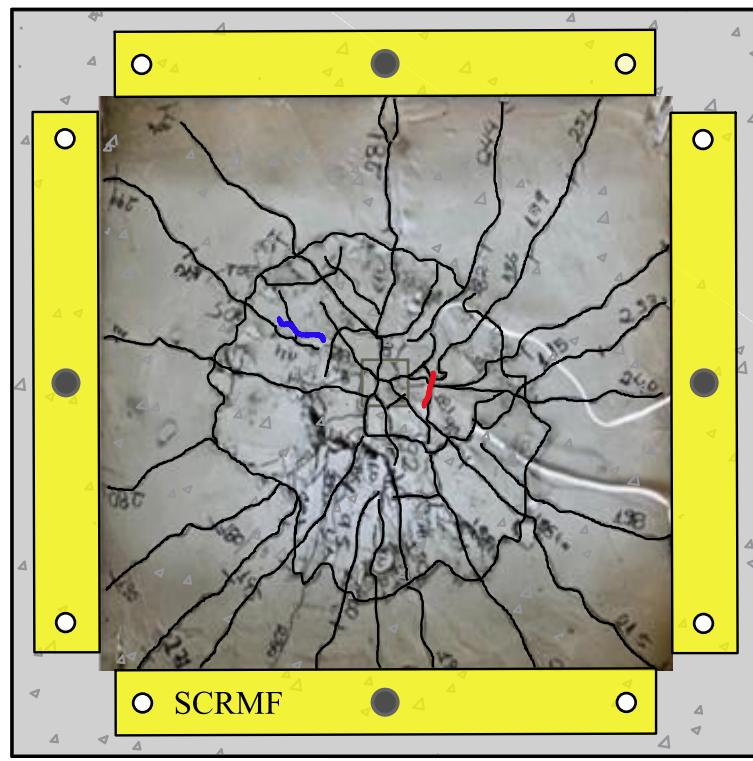
■ 1^a Fissura radial ■ 1^a Fissura tangencial

Figura 66 - Mapa de fissuração da laje SGRM.



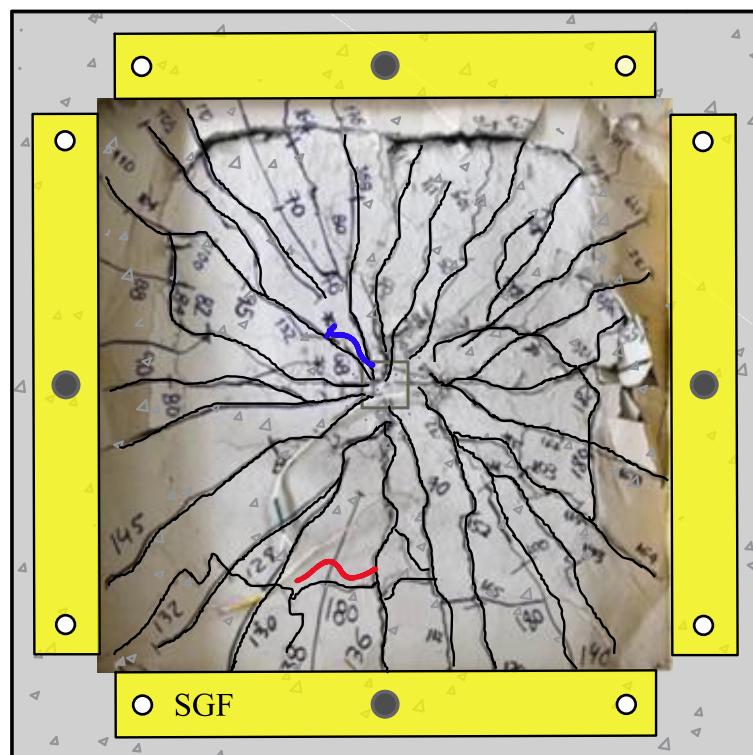
■ 1^a Fissura radial ■ 1^a Fissura tangencial

Figura 67 - Mapa de fissuração da laje SCF.



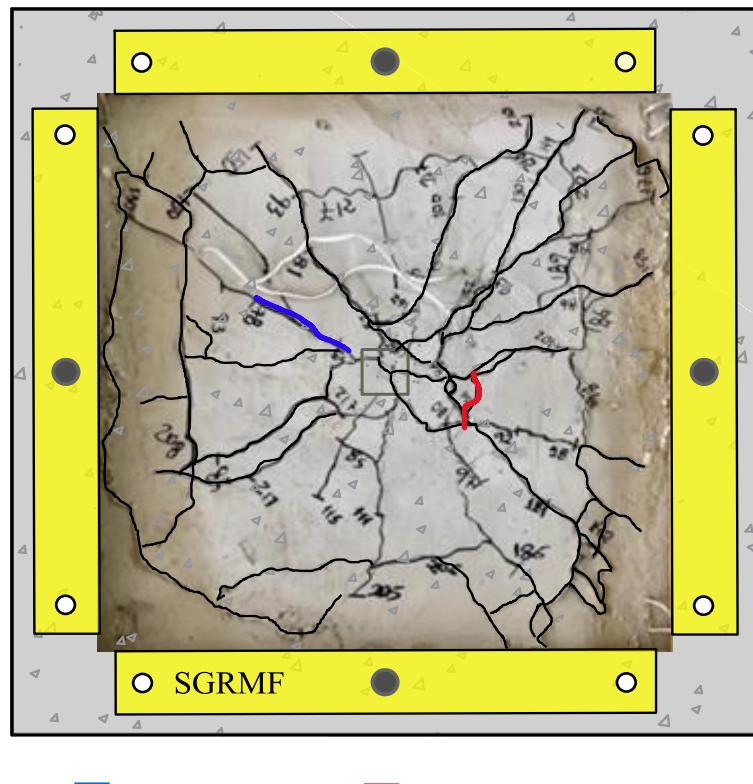
■ 1^a Fissura radial ■ 1^a Fissura tangencial

Figura 68 - Mapa de fissuração da laje SCRMF.



■ 1^a Fissura radial ■ 1^a Fissura tangencial

Figura 69 - Mapa de fissuração da laje SGF.



■ 1^a Fissura radial ■ 1^a Fissura tangencial

Figura 70 - Mapa de fissuração da laje SGRMF.

5 ESTIMATIVAS DE RESISTÊNCIAS CARACTERÍSTICAS

É importante que se faça um comparativo entre as cargas teóricas (previstas pelas normas e modelos analíticos) e as cargas obtidas no programa experimental, para que se possa observar a contribuição das fibras de aço e possíveis uniformidades. Destaca-se que até o presente momento, não há normas específicas para concretos geopoliméricos, logo, nesta pesquisa serão utilizadas normas para concreto convencional.

Neste capítulo as lajes serão divididas em duas séries para uma melhor comparação entre as lajes sem fibras (série 1) e as lajes com fibras de aço (série 2). Foram avaliadas as prescrições da resistência à punção de quatro códigos de projeto, ACI 318 (2019), EC2 (2004), NBR 6118 (ABNT, 2014) e MODEL CODE 2010 (2011). As referidas prescrições são aplicáveis às lajes submetidas a carregamento simétrico e sem a utilização de armaduras de cisalhamento. Não foram considerados os coeficientes de segurança para as estimativas normativas, ou seja, os valores para as resistências são característicos.

Dos códigos estudados, apenas o MODEL CODE 2010 (2011) sugere uma formulação para a parcela de contribuição das fibras de aço em $V_{Rd,c}$, logo, espera-se que a relação V_{exp}/V_{teo} nas lajes da série 2 seja considerada alta para as demais normas. Assim, também foram verificados três modelos analíticos, HARAJLI (1995), HOLANDA (2002) e MUTTONI & RUIZ (2010), que consideram a parcela de contribuição das fibras de aço em lajes lisas sujeitas a punção simétrica. Ainda neste capítulo será apresentada a carga última de flexão, feita através do método das linhas de ruptura.

5.1 ACI 318 (2019)

Esta norma considera a parcela resistente do concreto e do aço em suas expressões para o cálculo da resistência à punção em lajes com armadura transversal. Nesta pesquisa a parcela do aço foi considerada inexistente, uma vez que não há armadura de

cisalhamento. O perímetro de controle é dado a $0,5 \cdot d$ através da soma de todos os lados do pilar com o produto entre π e a altura útil. A Tabela 19 apresenta as estimativas previstas pelo ACI 318 (2019) para todas as lajes desse estudo e a relação V_u/V_{ACI} .

Tabela 19: Estimativas previstas pelo ACI 318.

Série	Laje	f_c (MPa)	ρ (%)	d (mm)	u_I (mm)	V_{ACI} (kN)	V_u (kN)	V_u/V_{ACI}
1	SC	38,0	1,00	95	720	140,5	244,3	1,74
	SCRM	34,0	1,00	95	720	132,9	225,0	1,69
	SG	30,0	1,02	93	712	120,9	206,0	1,70
	SGRM	26,0	1,03	92	708	110,7	179,1	1,62
2	SCF	30,0	1,00	95	720	124,9	265,1	2,12
	SCRMF	50,0	1,00	95	720	161,2	306,0	1,90
	SGF	33,0	1,00	95	720	131,0	212,3	1,62
	SGRMF	40,0	1,00	95	720	144,2	226,8	1,57
$V_c = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d$							M	1,75
							DP	0,18
							CV (%)	10,4

O ACI 318 (ACI, 2019) apresentou resultado conservador para todas as lajes. Para a laje SGRMF a norma americana estimou um valor 57% abaixo da carga de ruptura observada no ensaio. Para a laje de concreto convencional com fibras de aço, SCF, observou-se uma carga de aproximadamente 110% maior do que a prevista pela referida norma.

5.2 EUROCODE 2 (2004)

A norma europeia sugere verificar primeiro em u_0 a biela junto ao contorno do pilar. Para as lajes sem armadura transversal, o EUROCODE 2 (2004) considera na parcela do concreto o efeito da taxa de armadura longitudinal e o *size effect*, $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$, com d em mm, num perímetro de controle u_1 distante a $2 \cdot d$ da face do pilar. A Tabela 20 mostra as previsões desta norma para as lajes em estudo e a relação V_u/V_{EC2} .

Tabela 20: Estimativas previstas pelo EUROCODE 2.

Série	Laje	f_c (MPa)	ρ (%)	d (mm)	u_1 (mm)	V_{EC2} (kN)	V_u (kN)	V_u/V_{EC2}
1	SC	38,0	1,00	95	1534	176,2	244,3	1,39
	SCRM	34,0	1,00	95	1534	169,8	225,0	1,33
	SG	30,0	1,02	93	1509	157,9	206,0	1,30
	SGRM	26,0	1,03	92	1496	148,2	179,1	1,21
2	SCF	30,0	1,00	95	1534	162,8	265,1	1,63
	SCRMF	50,0	1,00	95	1534	193,1	306,0	1,59
	SGF	33,0	1,00	95	1534	168,1	212,3	1,26
	SGRMF	40,0	1,00	95	1534	179,2	226,8	1,27
$V_{R,c} = 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_I \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d$							M	1,37
							DP	0,15
							CV (%)	11,3

A norma europeia apresentou estimativas em torno de 21% a 63% mais baixas do que as cargas experimentais. Como mencionado anteriormente, era esperado que este código apresentasse resultados conservadores para as lajes reforçadas com fibras de aço, no

entanto pode-se observar que a laje SGRMF mesmo tendo adição de fibra apresentou uma diferença de apenas 6% em relação a SGRM.

5.3 NBR 6118 (ABNT, 2014)

O código brasileiro, assim como o EUROCODE 2 (2004) também considera a influência do *size effect*, $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$, sem limitá-lo, e o efeito da taxa de armadura longitudinal na estimativa de cálculo da resistência à punção. É sugerida a verificação em pelo menos duas regiões de controle C e C', sendo uma terceira sugerida, C'', caso haja a necessidade de uso de armaduras de cisalhamento. A Tabela 21 mostra as previsões desta norma para as lajes em estudo e a relação V_u/V_{NBR} .

Tabela 21: Estimativas previstas pela NBR 6118.

Série	Laje	f_c (MPa)	ρ (%)	d (mm)	u_1 (mm)	V_{NBR} (kN)	V_u (kN)	V_u/V_{NBR}
1	SC	38,0	1,00	95	1534	215,8	244,3	1,13
	SCRM	34,0	1,00	95	1534	208,0	225,0	1,08
	SG	30,0	1,02	93	1509	195,0	206,0	1,06
	SGRM	26,0	1,03	92	1496	183,1	179,1	0,98
2	SCF	30,0	1,00	95	1534	199,5	265,1	1,33
	SCRMF	50,0	1,00	95	1534	236,5	306,0	1,29
	SGF	33,0	1,00	95	1534	205,9	212,3	1,03
	SGRMF	40,0	1,00	95	1534	219,5	226,8	1,03
$V_{R,c} = 0,18 \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot k \cdot u_1 \cdot d$							M	1,12
							DP	0,13
							CV (%)	11,5

A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresentou resultados estimados para a ruptura com valores muito próximos aos registrados experimentalmente, com apenas uma laje, SCF,

com carga estimada em 33% abaixo da ruptura. Por esta norma, verificou-se que as lajes de geopolímero com adição de fibras, variando o agregado graúdo, tiveram resultados iguais para a relação entre carga experimental e teórica, mesmo que estas lajes apresentem diferença na resistência a compressão.

5.4 MODEL CODE 2010 (2011)

Para estimar a carga última de punção em lajes lisas, o MC10 considera a soma das parcelas de concreto a parcela resistente da armadura transversal, e ainda para lajes reforçadas com fibras de aço, a parcela de concreto, $V_{Rd,c}$, é substituída por $V_{Rd,f}$, demonstrada anteriormente no *capítulo 2*.

Associada ao critério de ruína proposto na Teoria da Fissura Crítica por MUTTONI *et al.* (2008), admite-se que há uma fissura que se propaga na laje atravessando a biela. O código considera o perímetro de controle b_1 calculado a $0,5 \cdot d$ da face do pilar. O MODEL CODE 10, diferentemente da TFCC, apresenta os coeficientes $K_{dg} \geq 0,75$ e $K_\psi \leq 0,6$. A Tabela 22 mostra as previsões desta norma para as lajes em estudo e a relação V_u/V_{MC10} , a Tabela 23 mostra as estimativas para as lajes com fibras de aço, para que possa ser observada a contribuição das fibras de maneira separada, avaliando a média, desvio padrão e coeficiente de variação para as respectivas lajes.

Tabela 22: Estimativas previstas pelo MODEL CODE (2010).

Série	Laje	f_c (MPa)	ρ (%)	d (mm)	u_I (mm)	$V_{c, MC10}$	$V_{f, MC10}$	V_{MC10}	V_u (kN)	V_u / V_{MC10}
1	SC	38,0	1,00	95	638	186,1	-	186,1	244,3	1,31
	SCRM	34,0	1,00	95	638	176,1	-	176,1	225,0	1,28
	SG	30,0	1,02	93	632	160,3	-	160,3	206,0	1,29
	SGRM	26,0	1,03	92	629	146,9	-	146,9	179,1	1,22
2	SCF	30,0	1,00	95	638	165,4	138,2	303,6	265,1	0,87
	SCRMF	50,0	1,00	95	638	213,5	138,2	351,7	306,0	0,87
	SGF	33,0	1,00	95	638	173,4	203,6	377,1	212,3	0,56
	SGRMF	40,0	1,00	95	638	191,0	123,9	314,9	226,8	0,72
$V_{Rd,c} = k_\psi \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\gamma_c}} \cdot b_0 \cdot d$									M	1,02
									DP	0,29
									CV (%)	29,0

Tabela 23: Estimativas previstas para lajes com fibras de aço pelo MODEL CODE (2010).

Série	Laje	f_c (MPa)	ρ (%)	d (mm)	u_I (mm)	$V_{c, MC10}$	$V_{f, MC10}$	V_{MC10}	V_u (kN)	V_u / V_{MC10}
2	SCF	30,0	1,00	95	638	165,4	138,2	303,6	265,1	0,87
	SCRMF	50,0	1,00	95	638	213,5	138,2	351,7	306,0	0,87
	SGF	33,0	1,00	95	638	173,4	203,6	377,1	212,3	0,56
	SGRMF	40,0	1,00	95	638	191,0	123,9	314,9	226,8	0,72
$V_{Rd,f} = \frac{f_{Ftuk}}{\gamma_F} \cdot b_0 \cdot d$									M	0,76
									DP	0,15
									CV (%)	19,5

O código apresenta resultados próximos dos obtidos experimentalmente para as lajes da série 1, sem fibra. No entanto, para as lajes com fibras de aço, adotando $w(u) = \frac{\psi \cdot d}{6}$, a recomendação do referido código para lajes com armadura de flexão, nota-se que os valores teóricos apresentam um resultado maior do valor da carga experimental. O valor das parcelas da fibra, $V_{f, MC10}$, apresentam valores variados devido as tensões residuais diferentes dos materiais.

5.5 HARAJLI *et al.* (1995)

O modelo utilizado pelo autor para estimar a parcela resistente de contribuição das fibras de aço, $V_{R,f}$, tem como influência parâmetros associados ao volume de material utilizado, o perímetro crítico, que deve ser definido de acordo com o código escolhido para determinar a parcela de P_c , altura útil e resistência a compressão do concreto. Nesta pesquisa, P_c foi calculada através do ACI 318 (2019). A Tabela 24 apresenta as previsões deste modelo para as lajes em estudo com adição de fibras de aço e a relação V_u/V_{HAR} .

Tabela 24: Estimativas previstas por HARAJLI *et al.*

Série	Laje	f_c (MPa)	ρ (%)	d (mm)	V_{ACI}	V_{HAR}	V_u (kN)	V_u/V_{HAR}
2	SCF	30,0	1,00	95	124,9	165,3	265,1	1,60
	SCRMF	50,0	1,00	95	161,2	213,5	306,0	1,43
	SGF	33,0	1,00	95	131,0	173,4	212,3	1,22
	SGRMF	40,0	1,00	95	144,2	190,9	226,8	1,19
$V_c = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d;$ $\Delta_{P_u} = (0,033 + 0,075 \cdot V_f) \cdot b_0 \cdot d \cdot \sqrt{f_c}$							M	1,36
							DP	0,19
							CV (%)	14,2

Para este modelo analítico de estimativa de resistência a punção de lajes com fibras de aço nota-se que o autor apresenta resultados semelhantes ao EC 2 em relação a laje SCF. Além disso, este modelo se caracteriza como conservador, estimando resultados 20% mais baixos do que os obtidos nos ensaios.

5.6 HOLANDA (2002)

Neste modelo analítico a autora propôs uma contribuição ao modelo existente de ALEXANDER & SIMONDS (1991), conhecido como “*Bond Model*”, da parcela resistente das fibras adicionadas ao concreto. A pesquisadora também observou uma similaridade de comportamento estrutural entre lajes lisas reforçadas com fibras de aço e vigas análogas, sendo assim possível utilizar ensaios de cisalhamento em vigas prismáticas para adquirir indicadores à serem usados nos ensaios de punção de lajes.

O modelo “Viga-Arco Modificado” desenvolvido por HOLANDA (2002) é de simples aplicação e, com base nos dados experimentais encontrados na literatura, fornece bons resultados. Logo, pode ser considerado um bom indicador para previsão de resistência à punção em ligações laje-pilar, sem armadura transversal, reforçadas com fibras de aço. A Tabela 25 apresenta as previsões deste modelo para as lajes em estudo e a relação V_u/V_{HOL} .

Tabela 25: Estimativas previstas por HOLANDA (2002).

Série	Laje	f_c (MPa)	ρ (%)	d (mm)	V_f (%)	V_{HOL}	V_u (kN)	V_u / V_{HOL}
2	SCF	30,0	1,00	95	1,0	160,8	265,1	1,65
	SCRMF	50,0	1,00	95	1,0	186,8	306,0	1,64
	SGF	33,0	1,00	95	1,0	165,5	212,3	1,28
	SGRMF	40,0	1,00	95	1,0	175,2	226,8	1,29
$P_u = 8 \cdot \sqrt{M_s \cdot d \cdot \tau}$							M	1,47
							DP	0,20
							CV (%)	14,0

Este modelo proposto pela autora considerando o efeito de arco presente na punção de lajes lisas pode ser considerado conservador, uma vez que apresenta estimativas de cargas abaixo de 30% do valor visto no ensaio experimental.

5.7 MUTTONI & RUIZ (2010)

Neste estudo, os autores consideram a Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (TFCC) para estimar a parcela de resistência de concreto sem fibras, este modelo adota a hipótese que a perda da capacidade resistente ao punctionamento das lajes lisas aumenta à medida que a rotação advinda do carregamento aumenta, ou seja, quanto mais a laje apresentar rotação, menos resistente à punção ela se torna.

Esta relação está ligada à propagação da fissura crítica que, como mencionado anteriormente, corta a biela próxima à ligação laje-pilar. Ainda pela mesma teoria, os pesquisadores, aplicam a expressão desenvolvida por VOO & FOSTER (2004) para estimar a tensão resistente das fibras, logo, simplificando o processo de cálculo, como mostra a Eq. 39, apresentando um resultado satisfatório para casos corriqueiros. A Tabela 26 mostra a relação entre V_u/V_{MR} . Para todas as lajes, enquanto a Tabela 27 apresenta as relações somente das lajes reforçadas com fibras de aço.

Tabela 26: Estimativas previstas por MUTTONI & RUIZ (2010).

Série	Laje	f_c (MPa)	d (mm)	u_1 (mm)	$V_{c, TFCC}$	$V_{f, MR}$	V_{MR}	V_u (kN)	V_u/V_{MR}
1	SC	38,0	95	638	235,2	-	235,2	244,3	1,04
	SCRM	34,0	95	638	176,4	-	176,4	225,0	1,28
	SG	30,0	93	632	204,5	-	204,5	206,0	1,01
	SGRM	26,0	92	629	149,8	-	149,8	179,1	1,20
2	SCF	30,0	95	638	209,0	15,4	224,4	265,1	1,18
	SCRMF	50,0	95	638	269,8	19,8	289,7	306,0	1,06
	SGF	33,0	95	638	219,2	16,1	235,3	212,3	0,90
	SGRMF	40,0	95	638	241,3	17,7	259,1	226,8	0,88
$V_{Rd,c} = \frac{3}{4} \cdot \frac{u_1 \cdot d \cdot \sqrt{f_c}}{1 + 15 \cdot \frac{\psi \cdot d}{d_g + d_{g0}}}$								M	1,07
								DP	0,14
								CV (%)	13,3

Tabela 27: Estimativas para as lajes de fibras de aço previstas por MUTTONI & RUIZ (2010).

Laje	f_c (MPa)	d (mm)	u_1 (mm)	$V_{c, TFCC}$	$V_{f, MR}$	V_{MR}	V_u (kN)	V_u/V_{MR}	
SCF	30,0	95	638	209,0	15,4	224,4	265,1	1,18	
SCRMF	50,0	95	638	269,8	19,8	289,7	306,0	1,06	
SGF	33,0	95	638	219,2	16,1	235,3	212,3	0,90	
SGRMF	40,0	95	638	241,3	17,7	259,1	226,8	0,88	
$V_{Rd,f} = A_p \cdot \sigma_{tf} (w)$								M	1,00
								DP	0,14
								CV (%)	14,2

O modelo de cálculo sugerido pelos autores apresenta resultados próximos aos obtidos nos ensaios para todas as lajes dessa pesquisa. Quanto as lajes com fibras de aço, pode ser verificado que a simplificação sugerida para casos corriqueiros apresenta resultados satisfatórios. Logo é possível observar que este método, é o mais preciso dentre os estudados nessa pesquisa.

5.8 ANÁLISE DOS RESULTADOS ESTIMADOS PARA PUNÇÃO

A prescrição da carga última foi feita através da relação V_U/V_{teo} , conforme a Figura 71 a 77. Nota-se que apesar de não considerarem a parcela de contribuição das fibras de aço, o EC 2 e a NBR 6118 apresentaram valores de cargas próximos aos experimentais. O ACI 318 apresentou as maiores estimativas e o menor coeficiente de variação do presente estudo. O MC 10, que considera a parcela da fibra na resistência do concreto, exibiu um menor resultado para SCF.

Quanto aos modelos de cálculos teóricos, Harajli e Holanda oferecem uma estimativa adequada à parcela de contribuição das fibras, podendo ser observado que no caso de Holanda, há uma correlação entre a tensão cisalhante e o momento na flexão. Harajli, de uma forma mais simplificada, estima essa contribuição através de variáveis como teor de volume de fibra resistência a compressão axial do concreto. No que se refere a concreto geopolimérico, pode-se dizer que as presentes normas, como mencionado anteriormente para concreto convencional, apresentaram uma satisfatória estimativa de cargas para lajes de materiais álcali ativados. A Tabela 28 apresenta um resumo das relações entre as cargas estimadas e as experimentais.

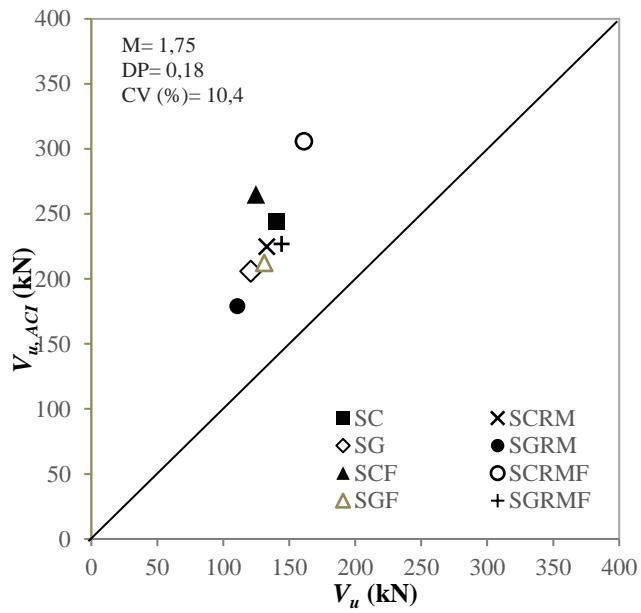


Figura 71 - Relação entre as cargas estimadas pelo ACI 318 e as cargas experimentais.

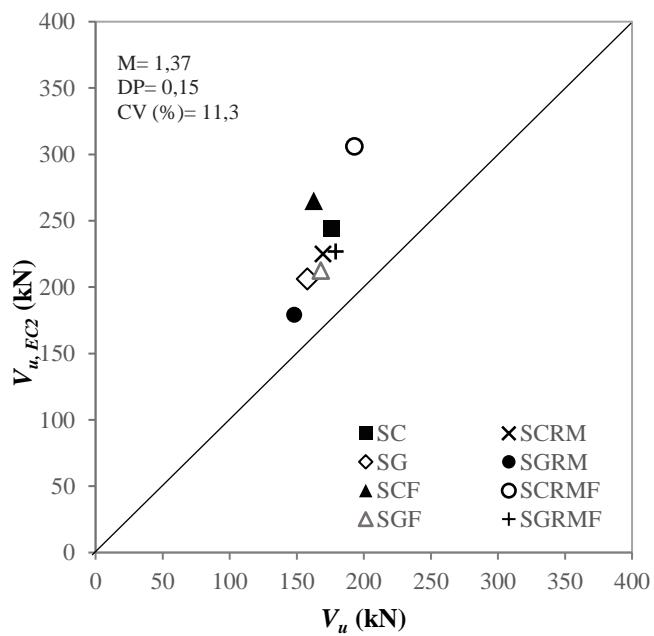


Figura 72 - Relação entre as cargas estimadas pelo EUROCODE 2 e as cargas experimentais.

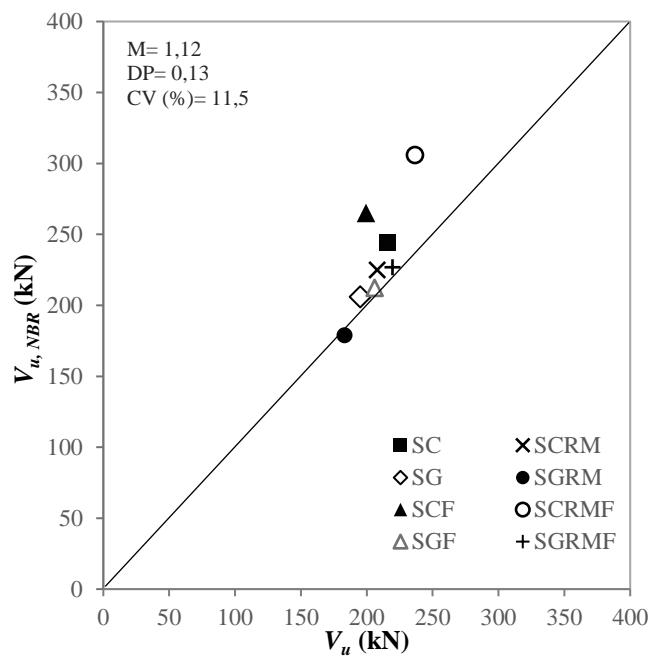


Figura 73 - Relação entre as cargas estimadas pela NBR 6118 e as cargas experimentais.

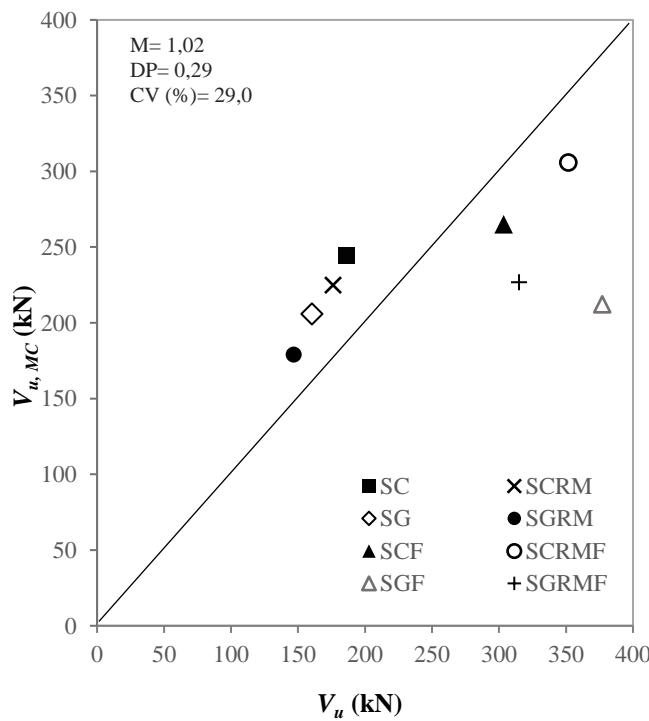


Figura 74 - Relação entre as cargas estimadas pelo MODEL CODE 10 e as cargas experimentais.

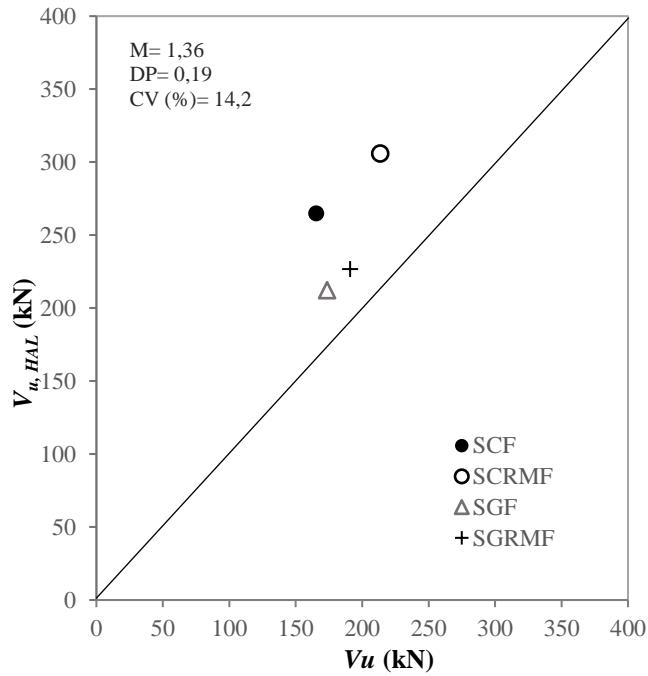


Figura 75 - Relação entre as cargas estimadas para as lajes com fibras de aço por HARAJLI *et al.* e as cargas experimentais.

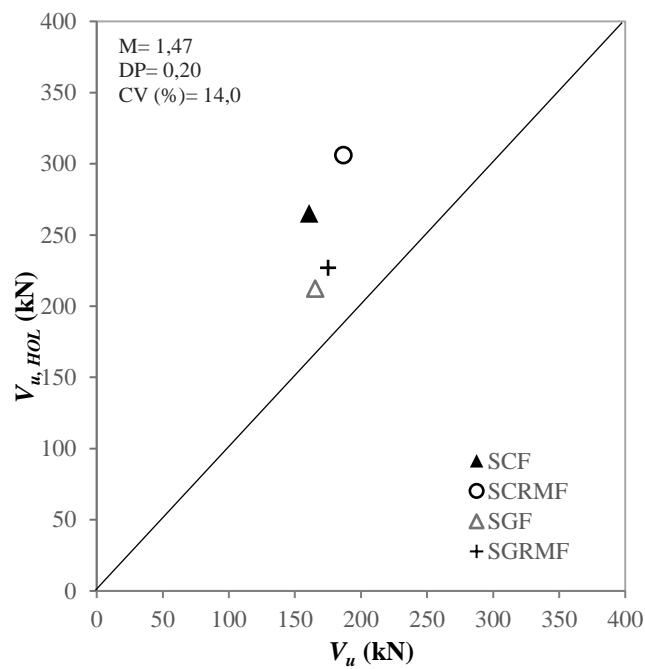


Figura 76 - Relação entre as cargas estimadas para as lajes com fibras de aço por HOLANDA e as cargas experimentais.

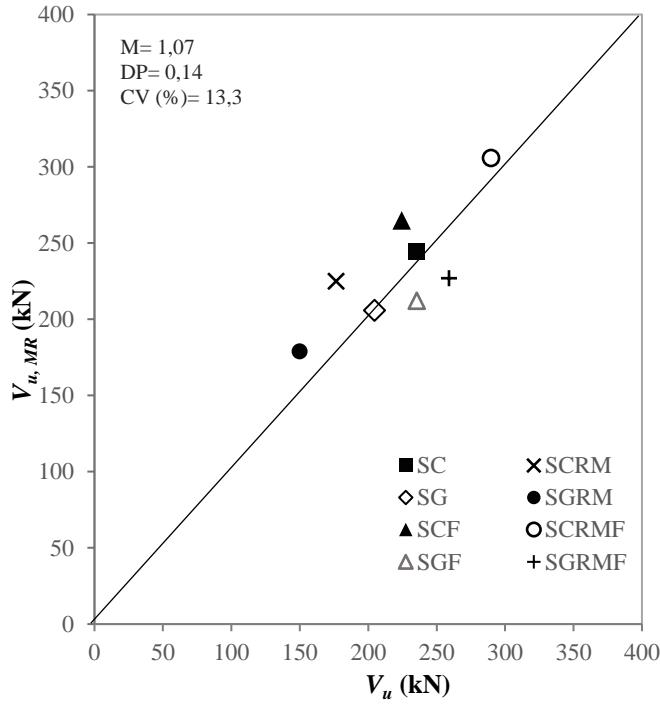


Figura 77 - Relação entre as cargas estimadas para as lajes com fibras de aço por MUTTONI & RUIZ e as cargas experimentais.

Tabela 28: Resumo das relações das cargas estimadas e cargas experimentais.

Cargas							
Laje	V_u / V_{ACI}	V_u / V_{EC2}	V_u / V_{NBR}	V_u / V_{MC10}	V_u / V_{HAR}	V_u / V_{HOL}	V_u / V_{MR}
SC	1,74	1,39	1,13	1,31	-	-	1,04
SCRM	1,69	1,33	1,08	1,28	-	-	1,28
SG	1,70	1,30	1,06	1,29	-	-	1,01
SGRM	1,62	1,21	0,98	1,22	-	-	1,20
SCF	2,12	1,63	1,33	0,87	1,60	1,65	1,18
SCRMF	1,90	1,59	1,29	0,87	1,43	1,64	1,06
SGF	1,62	1,26	1,03	0,56	1,22	1,28	0,90
SGRMF	1,57	1,27	1,03	0,72	1,19	1,29	0,88
Média	1,75	1,37	1,12	1,02	1,36	1,47	1,07
DP	0,18	0,15	0,13	0,29	0,19	0,20	0,14
CV (%)	10,4	11,3	11,5	29,0	14,2	14,0	13,3

As estimativas também foram avaliadas pelo critério de penalidade adaptado por COLLINS (2001), o *Demerit Points Classification* – DPC, como mostra a Tabela 29, que classifica as lajes em níveis de conservadorismo e insegurança. Os valores utilizados nessas análises foram obtidos pelos métodos de cálculo das mesmas normas e modelos teóricos, respectivamente, conforme apresentado anteriormente.

A Tabela 30 apresenta a classificação das lajes feitas nesse estudo, indicando que as normas e modelos utilizados ficaram, na maioria, entre os intervalos II e IV, ou seja, entre “segurança apropriada” e “conservador”. Apenas o MC 10 teve duas lajes no intervalo considerado “perigoso”, o que ocasionou uma maior penalidade. A norma brasileira foi a que apresentou menor penalidade, 2, seguida do modelo desenvolvido por Muttoni & Ruiz, com total de 3.

Tabela 29: Classificação segundo critério de penalidade adaptado por COLLINS (2001).

Valor	Intervalo	Classificação	Penalidade
$\leq 0,50$	I	Extremamente perigoso	10
$]0,50-0,85]$	II	Perigoso	5
$]0,85-1,15]$	III	Segurança apropriada	0
$]1,15-2,00]$	IV	Conservador	1
$>2,00$	V	Extremamente conservador	2

Tabela 30: Classificação segundo o critério de COLLINS (2001) para as lajes ensaiadas.

V _u /V _{teo}		≤0,50]0,50-0,85]]0,85-1,15]]1,15-2,00]	>2,00	TOTAL	M	DP	CV (%)
ACI 318	Nº de lajes	0	0	0	7	1	8	1,75	0,18	10,4
	Penal. Total	0	0	0	7	2	9			
EC 2	Nº de lajes	0	0	0	8	0	8	1,37	0,15	11,3
	Penal. Total	0	0	0	8	0	8			
NBR 6118	Nº de lajes	0	0	6	2	0	8	1,12	0,13	11,5
	Penal. Total	0	0	0	2	0	2			
MC 2010	Nº de lajes	0	2	2	4	0	8	1,02	0,29	29
	Penal. Total	0	10	0	4	0	14			
HARAJLI 1995	Nº de lajes	0	0	0	4	0	4	1,36	0,19	14,2
	Penal. Total	0	0	0	4	0	4			
HOLANDA 2002	Nº de lajes	0	0	0	4	0	4	1,47	0,20	14,0
	Penal. Total	0	0	0	4	0	4			
MUTTONI & RUIZ (2010)	Nº de lajes	0	0	5	3	0	8	1,07	0,14	13,3
	Penal. Total	0	0	0	3	0	3			

Em termos estatísticos, embora o MC 10 tenha apresentado a menor média, de 1,02, este teve o coeficiente de variação (CV) mais alto, de 29%. A norma americana demonstrou um comportamento contrário ao MC 10, o ACI teve média de 1,75 e CV de 10,4%. Quanto aos modelos de Harajli e Holanda, ambos apresentaram valores muito próximos um do outro, com Holanda variando ligeiramente o valor da média. No geral, tanto os códigos como os modelos apresentaram valores estatísticos satisfatórios, bem como o total de penalidades segundo o DPC. A Figura 78 exibe um gráfico comparando os valores obtidos.

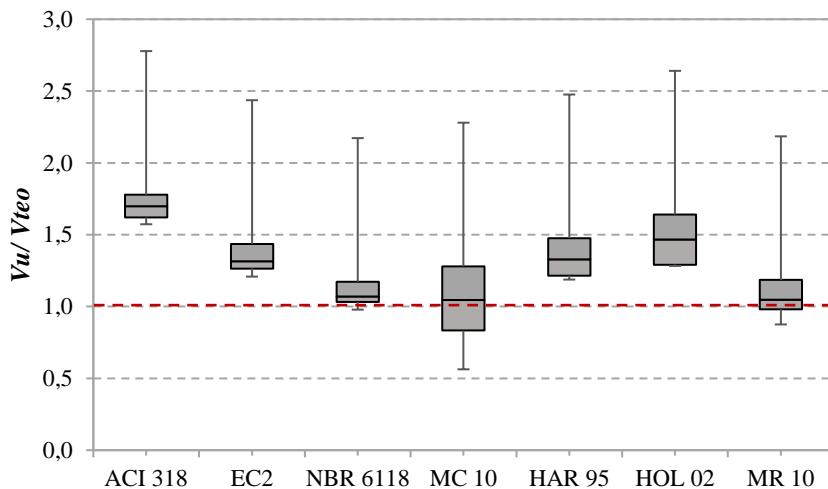


Figura 78 - Comparação dos resultados em gráfico *box plot*.

5.9 ESTIMATIVAS PARA FLEXÃO

Serão apresentadas na Tabela 30 as cargas últimas estimadas para a flexão (P_{flex}) em todas as lajes. O cálculo foi desenvolvido pela teoria das linhas de ruptura. Os modelos não ultrapassaram a carga prevista para a flexão, uma vez que a ruptura por punção ocorreu antes das cargas atingirem os valores previstos para P_{flex} . Vale ressaltar que nas lajes que continham fibras de aço, o M_u para estas foram definidos conforme recomendações do MC 10 e aplicados na equação da teoria das linhas de ruptura.

Tabela 31: Cargas estimadas à flexão.

Série	Laje	f_c (MPa)	ρ (%)	d (mm)	P_{Flex} (kN)	V_u (kN)	V_u /P_{flex}
1	SC	38,0	1,00	95	350,9	244,3	0,70
	SCRM	34,0	1,00	95	347,5	225,0	0,65
	SG	30,0	1,02	93	335,2	206,0	0,61
	SGRM	26,0	1,03	92	325,5	179,1	0,55
2	SCF	30,0	1,00	95	427,8	265,1	0,62
	SCRMF	50,0	1,00	95	602,0	306,0	0,51
	SGF	33,0	1,00	95	454,0	212,3	0,47
	SGRMF	40,0	1,00	95	514,9	226,8	0,44
					M	0,57	
					DP	0,09	
					CV (%)	16,00	

6 CONCLUSÕES

6.1 Considerações

Esta pesquisa teve como foco o estudo do comportamento das ligações *laje-pilar* submetidas à carregamento simétrico. Foram confeccionadas e ensaiadas, oito lajes com dimensões de (1400 x 1400 x 120) mm, mantendo a taxa de armadura de flexão em aproximadamente 1%, e tendo-se como variáveis de análise os tipos de concreto empregado, agregado graúdo e a presença ou não de fibras de aço. No que se refere ao sistema de ensaio, instrumentação e monitoramento das lajes, pode-se afirmar que as funções atribuídas foram cumpridas satisfatoriamente.

O padrão de fissuração das lajes indica punctionamento dentro do regime elástico das armaduras de flexão, com a média das cargas de ruptura em torno de 60% das cargas de flexão. As lajes reforçadas com fibras tiveram níveis de fissuração menor que às respectivas lajes sem fibras para qualquer nível de carregamento. As lajes com agregado sintético apresentaram mais fissuras e rupturas mais bruscas, exceto a laje SGRMF que apresentou maior ductilidade. As lajes de geopolímero também apresentaram um comportamento mais dúctil.

Foi possível comparar o comportamento das lajes, bem como a influência do tipo de agregado graúdo, analisando os deslocamentos verticais, deformações no concreto, deformações nas armaduras de flexão. De modo geral, os deslocamentos apresentados em SCRM teve o mesmo comportamento de SC, enquanto as lajes de geopolímero sem fibras, SG e SGRM, apresentaram um menor deslocamento inicial, sendo que SG apresentou um deslocamento central aproximadamente duas vezes menor. Destaca-se que o valor de pico de SGRM foi próximo ao da laje de referência, e mesmo sem fibras de aço, apresentou um comportamento análogo à SCF.

As deformações na superfície de concreto de todas as lajes não escoaram. Para as lajes de cimento Portland, houve uma variação de deformação entre 1,37‰ e 1,9‰. Já para as peças de concreto geopolimérico a deformação ficou entre 0,93‰ e 2,64‰, além disso, pode-se considerar que o volume de fibra presente em SGRMF influenciou no comportamento da deformação dela. Para as armaduras de flexão, foram monitoradas duas barras de aço na região do perímetro crítico. As barras centrais dos modelos escoaram, exceto a de SGRM. As lajes SCRM e SCRMF foram as que tiveram as maiores deformações centrais, em torno de 4,0‰ e a segunda barra monitorada escoou apenas em SC e SGF. SG e SGRMF tiveram valores de deformação próximos.

Quanto a verificação da contribuição da parcela resistente da fibra de aço, as lajes com fibras demonstraram capacidade de maior deformação, atribuindo maior ductilidade a esses modelos. As lajes SCF e SCRMF apresentaram características do comportamento

softening, já as produzidas com geopolímero apresentaram tensões residuais maiores, caracterizando um comportamento *hardening*. A utilização das fibras permitiu um acréscimo de carga de até 36% e discreto ganho de ductilidade. As maiores cargas e flechas das lajes com geopolímero e fibra indicam ganhos de ductilidade e melhor desempenho das fibras nesse substrato.

Para as estimativas de resistência propostas por modelos teóricos e códigos normativos, mais uma vez destaca-se que até o momento ainda não há normas específicas para concreto geopolimérico, logo, as normas e modelos utilizados nessa pesquisa são para concreto convencional. No entanto, verificou-se que essas normas exibiram resultados satisfatórios e a favor da segurança, podendo assim ser aplicadas também em concretos geopoliméricos. Dentre os códigos estudados, para esta pesquisa a NBR 6118 foi a que melhor estimou as cargas de ruptura, mesmo não considerando a parcela de resistência das fibras de aço. Já pelos modelos teóricos, o proposto por Muttoni & Ruiz foi o que melhor estimou a parcela de contribuição de resistência das fibras.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Os resultados apresentados nessa pesquisa demonstram que o uso de agregado sintético de resíduo de bauxita pode ser aplicável às estruturas, uma vez que as peças aqui ensaiadas apresentaram comportamentos mecânicos semelhantes, de um modo geral, ao concreto com agregados naturais, bem como o concreto geopolimérico. Os ensaios executados limitaram-se a um pequeno número de variáveis, o que deixa espaço para um leque de pesquisas futuras, como:

Variar o volume e o tipo de fibras em espécimes semelhantes as desenvolvidas desse trabalho;

Ensaiar lajes em concreto geopolimérico com agregado sintético e fibras de aço sem a presença de armaduras convencionais;

Verificar a eficiência do geopolímero com alternativa para reforço de punção;

Estimar o comportamento das fibras na matriz geopolimérica;

Estudar o potencial da aplicação do agregado sintético de resíduo de bauxita e concreto geopolimérico em estruturas dinâmicas;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 318, American Building Code Requirements For Reinforced Concrete. American Concrete Institute, 2014.

ALEXANDER, S. D. B., SIMMONDS, S. H. Bond Model For Concentric Punching Shear. ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 3, 1992. Pp. 325-334.

Associação Brasileira De Normas Técnicas, NBR 8522: Concreto. Determinação Do Módulo De Deformação Estática E Diagrama Tensão-Deformação. Métodos De Ensaio. Rio De Janeiro, 2017.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 5739: Concreto – Ensaio De Compressão De Corpos-De-Prova Cilíndricos – Método De Ensaio. Rio De Janeiro, 2018.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 6118 – Projeto De Estruturas De Concreto. Rio De Janeiro, 2014.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 7480. Barras E Fios De Aço Destinados A Armaduras Para Concreto Armado – Especificação. Rio De Janeiro, 1996.

BARROS, J. A. O.; MORAES NETO, B. N.; MELO, G. S. S. A.; FRAZÃO, C. M. V. Assessment of the effectiveness of steel fibre reinforcement for the punching resistance of flat slabs by experimental research and design approach. Composites Part B: Engineering, [s.l], v. 8, n. 1, p. 8-25, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.03.050>.

BROMS, C. E. Concrete flat slabs and footings design method for punching and detailing for ductility. 2005. 137 f. Doctoral Thesis, Department of civil and Architectural Engineering, Division of structural design and bridges, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2005.

CALLISTER Jr, W. D.; RETHWISCH, D. G. Ciência e engenharia de materiais: Uma introdução. 8. ed., Rio de Janeiro: Ltc., 2012. 817 p. Tradução de Sergio Murilo Stamile Soares; revisão técnica de José Roberto Moraes d'Almeida.

COLLINS, M., P. Evaluation of shear design procedures for concrete structures. A Report prepared for the CSA technical committee on reinforced concrete design, 2001.

CARVALHO, A. S. Análise Experimental De Lajes Lisas De Concreto Armado De Alta Resistência Com Metacaúlim Apoiadas Em Pilares Retangulares E Armadas À Punção. Dissertação De Mestrado. Programa De Pós-Graduação Em Engenharia Civil. Universidade Federal Do Pará. 2006.

CEB-FIP. Model Code 2010: Final Draft. Model Code Prepared By Special Activity Group 5.Lausanne, 2011.

CHOI, W. C. YUN, H. D. KIM, S. W. Flexural Performance Of Reinforced Recycled Aggregate Concrete Beams. Magazine Of Concrete Research. 64 (9), 2012. Pp. 837-848.

DAMASCENO, L. S. R. Análise Experimental De Lajes Lisas Unidirecionais De Concreto Armado Com Pilares Retangulares Ao Punctionamento. Dissertação De Mestrado, Programa De Pós-Graduação Em Engenharia Civil, Universidade Federal Do Pará, 2007.

DE HANAI, J. B.; HOLANDA, K. M. A. Similarities between punching and shear strength of steel fiber reinforced concrete (SFRC) slabs and beams. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, [s.l], v. 1, n. 1, p. 1-16, 2008.

ELSTNER, R. C., HOGNESTAD, E. Shearing Strength Of Reinforced Concrete Slabs. ACI Journal Proceedings. V. 53, No. 1, 1956. Pp. 11-17.

EREN, A. N. Punching shear behavior of geopolymer concrete two-way flat slabs incorporating a combination of nano silica and steel fibers,. Construction and Building Materials. Vol. 346, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128351>.

EUROCODE 2, Design Of Concrete Structures. European Committee For Standardization, 2004.

FORSELL, C., HOLMBERG. Concentrated Loads On Concrete Slabs. Betong Vol. 31, N. 2, Stockholm, 1946. Pp. 95 – 123.

FUSCO, P. B. Tecnologia do concreto estrutural. São Paulo: Pini, 2008. 179 p.

GOŁDYN, M., URBAN, T. UHPFRC hidden capitals as an alternative method for increasing punching shear resistance of LWAC flat slabs, *Engineering Structures*, Vol. 271, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114906>. .

GOMES, L.D. S; OLIVEIRA, D. R.C. ; MORAES NETO, B. N.M, BEZERRA, A; MACEDO, A. N; SILVA, F. A. C. Experimental analysis of the efficiency of steel fibers on shear strength of beams. *Latin American Journal of Solids and Structures JCR*, v. 15, p. 1/3-16, 2018.

GOUVEIA, N. D.; FERNANDES, N. A. G.; FARIA, D. M. V.; RAMOS, A. M. P.; LUCIO, V. J. G. SFRC flat slabs punching behaviour – Experimental research. *Composites Part B: Engineering*, [s.l], v. 63, n. 1, p. 161-171, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2014.04.005>.

HALLGREN, M., Punching Shear Tests On Reinforced High Strength Concrete Slabs. Technical Report 1994: 14, Department Of Structural Engeneering, Royal Institute Of Technology, Stockholm, 1994.

HARAJLI, M. H.; MAALOUF, D.; KHATIB, H. Effect of fibers on the punching shear strength of slab-column connections. *Cement and Concrete Composites*, [s.l.], v. 17, n. 2, p. 161-170, 1995. [https://doi.org/10.1016/0958-9465\(94\)00031-S](https://doi.org/10.1016/0958-9465(94)00031-S).

HAWKINS, N. M., FALSEN, H. B., HINOJOSA, R. C., Influence Of Column Rectangularity On The Behaviour Of Flat Plate Structures. Publication Sp-30, ACI Journal, Detroit, 1971.

HOGNESTAD, E. Yield-Line Theory For The Ultimate Flexural Strength Of Reinforced Concrete Slabs. *ACI Journal Proceedings*. Volume: 49, Issue: 3. 1953. Pp. 637-656.

HOLANDA, K.M.A. (2002). Análise dos mecanismos de resistência e das similaridades de efeitos da adição de fibras de aço na resistência e na ductilidade à punção. Tese de doutorado. São Carlos.

KANG, S.; KIM, J. K. The relation between fiber orientation and tensile behavior in an Ultra High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites (UHPFRCC). *Cement And Concrete Research*, [s. l.], v. 41, n. 10, p. 1001-1014, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.05.009>.

KINNUNEN, S. NYLANDER, H. Punching Of Concrete Slabs Without Shear Reinforcement, Transactions, No. 158, Royal Institute Of Technology, 1960. Pp. 12 – 18.

LANGENDONCK, T.V., Teoria Elementar Das Charneiras Plásticas. São Paulo, Vol. I, 1970

LIPS, S. FERNÁNDEZ RUIZ, M. MUTTONI, A. Experimental Investigation On Punching Strength And Deformation Capacity Of Shear-Reinforced Slabs. ACI Structural Journal, Vol. 109, Pp. 889-900. 2012.

MAYA, L. F.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A.; FOSTER, S. J. Punching shear strength of steel fibre reinforced concrete slabs. Engineering Structures, [s.l.], v. 40, p. 83-94, 2012. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.02.009>.

MENETREY, P. Relationship between flexural and punching failure. ACI Structural Journal. V. 95, N 4, 1998, pp. 412-419.

MORAES NETO, B. N. Comportamento à Punção de Lajes Lisas em Concreto Reforçado com Fibras de Aço sob Carregamento Simétrico. 2013. 343 f. Tese – Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

MUTTONI, A. Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs Without Transverse reinforcement. ACI Structural Journal, [s.l.], v. 105, n. 4, p. 440-450, 2008. <https://doi.org/10.14359/19858>.

MUTTONI, A.; RUIZ, M.F. (2010). The critical shear crack theory as mechanical model for punching shear design and its application to code provisions, Fédération Internationale du Béton, Bulletin 57, Lausanne, Switzerland, pg. 31-60.

NARANAYANAN, R.; DARWISH, I. Y. S. Punching shear tests on steel-fibre-reinforced microconcrete slabs. Magazine of Concrete Research, [s.l.], v. 39, n. 138, p. 42-50, 1987. <https://doi.org/10.1680/macr.1987.39.138.42>.

NGERSLEV, A. The Strength Of Rectangular Slabs. The Institution Of Structural Engineers Journal. Westminster. 1923.

NGUYEN-MINH, L.; ROVNAK, M.; TRAN-QUOC, T.; NGUYEN-KIM, K. Punching Shear Resistance of Steel Fiber Reinforced Concrete Flat Slabs. Procedia Engineering, [s.l], v. 14, p. 1830- 1837, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.230>.

NGUYEN-MINH, L.; ROVNAK, M.; TRAN-QUOC, T. Punching Shear Capacity of Interior SFRC Slab-Column Connections. Journal Of Structural Engineering, [s.l], v. 138, n. 5, p. 613-624, 2012. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000497](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000497).

OLIVEIRA, D. R. C. Análise Experimental De Lajes Cogumelo De Concreto Armado Com Armadura De Cisalhamento Ao Punctionamento. Dissertação De Mestrado, Departamento De Engenharia Civil E Ambiental, Universidade De Brasília, 1998.

OLIVEIRA, D. R. C. Análise Experimental De Lajes Cogumelo De Concreto Armado Com Pilares Retangulares. Tese De Doutorado. Departamento De Engenharia Civil E Ambiental, Universidade De Brasília, 2003.

PARK, R. E GAMBLE, W. L., Reinforced Concrete Slabs. New York, John Wiley & Sons Inc., 1980.

PROVIS, J. L. Geopolymers and other alkali activated materials: why, how, and what?. Materials and Structures, RILEM, v. 47, p. 11-25, 2014.

QUARESMA, L. F. Agregados para construção civil. Relatório Técnico Perfil de areia para construção civil. Ministério de Minas e Energia, 2009.

REGAN, P. E. Punching Shear In Prestressed Concrete Slab Bridges. Polytechnic Of Central London, 1983. 124 REGAN, P. E. Shear Combs Reinforcement Against Punching. The Structural Engineer, V 63, 1985. Pp. 76-84.

REGAN, P. E., REZAI-JORABI, H. Shear Resistance Of One-Way Slabs Under Concentrated Loads. ACI Structural Journal, No. 85-S18, P. 150-157, 1988.

REGAN, P.E. Shear Resistance Of Concrete Slabs At Concentrated Loads Close To Supports. Engineering Structures Research Group, Polytechnic Of Central London, London, United Kingdom, 1982. Pp.- 24.

RIBEIRO, M. C. D. Agregado sintético de resíduo de Bauxita para produção de concreto. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Pará. Belém, 2022.

ROSSI, C. R. C. Concretos para reparo com agregados de lama vermelha sob abrasão hidráulica. 2009. Trabalho de conclusão de curso. (Especialização em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, 2009.

ROSSIGNOLO, João A. Concreto leve estrutural: produção, propriedades, microestrutura e aplicações. 1 ed. São Paulo: PINI, 2009

RUIZ, M. F. MUTTONI, A. Application Of Critical Shear Crack Theory To Punching Of Reinforced Concrete Slabs With Transverse Reinforcement. ACI Structural Journal, N. 106, 2009. P. 9-14.

RYU G. S., LEE Y. B., KOH K. T., CHUNG, Y. S., The mechanical properties of fly ash-based geopolymers concrete with alkaline activators, Construction and Building Materials, Volume 47, 2013, Pages 409-418, ISSN 0950-0618, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.05.069>.

SHEHATA, I. A. E. M. REGAN, P. E. Punching In RC Slabs. Journal Of Structural Engineering. ASCE 115 (7). 1989.

SONAFRANK, GH COLE, Investigating 21° Century cement Production . Cold Climate.Housing Research Center (CCHRC). Alaska, p.114, 2010

SOUZA, J, A, S. Estudo e Avaliação do uso de Resíduos do Processo Bayer como Matéria-Prima na Produção de Agregados Sintéticos para a Construção Civil. Tese (doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Naturais da Amazônia, Universidade Federal do Pará, Belém, 2010.

TALBOT, A. N. Reinforced Concrete Wall Footings And Column Footings. Bulletin Nº 67, Engineering Experiment Station, University Of Illinois, Urbana, 1913.

TSAKIRIDIS, P. E.; AGATZINI-LEONARDOU, S.; OUSTADAKIS, P. Red mud addition in the raw meal for the production of portland cement clinker. Journal of Hazardous Materials, 2004.

TAN, K. H; VENKATESHWARAN, A. Punching Shear in Steel Fiber-Reinforced Concrete Slabs with or without Traditional Reinforcement. ACI Structural Journal; Vol. 116, Ed. 3, 2019. P. 107-118. DOI:10.14359/51713291.

URBAN, T, GOŁDYN, M., KRAWCZYK, L., SOWA, L. Experimental investigations on punching shear of lightweight aggregate concrete flat slabs. *Engineering Structures*, Vol. 197, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109371>.

WOOD, J. G. M. Report: Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse - Pipers Row Car Park. Structural Studies & Design. Northbridge House, 1997.

YANG KH, Song LK, ASHOUR AF, LEE ET. Properties of cementless mortars activated by sodium silicate. *Constr Build Mater* 2008;22:1981–9.