



Elsimar Souza Santos

ARRANCA MENTO DE STUDS EMBUTIDOS EM CONCRETO GEOPOLIMÉRICO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Dissertação orientada pelo Professor Dr. Denio Ramam Carvalho de Oliveira
Coorientador: Professor M.Sc. Paulo Sergio Mota dos Santos Junior

Belém – Pará – Brasil

2023

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



Elsimar Souza Santos

**ARRANCA
MENTO DE STUDS EMBUTIDOS EM CONCRETO
GEOPOLIMÉRICO**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil / ITEC / UFPA como pré-requisito para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Coorientador: Prof. M.Sc. Paulo Sergio Mota dos Santos Junior

Belém, junho de 2023
Universidade Federal do Pará
Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



Elsimar Souza Santos

**ARRANCA
MENTO DE STUDS EMBUTIDOS EM CONCRETO
GEOPOLIMÉRICO**

Defesa de Dissertação submetida ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil / ITEC / UFPA como pré-requisito para obtenção do título de Mestre.

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Orientador
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – UFPA

Prof. Dr. Marcelo de Souza Picanço
Examinador Interno
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – UFPA

Prof.^a Dra. Maria Victoria Leal de Almeida Nascimento
Examinadora Externa
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental – UFPE/CAA

Belém, junho de 2023

SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



ARRANCAMENTO DE STUDS EMBUTIDOS EM CONCRETO GEOPOLIMÉRICO

AUTOR:

ELSIMAR SOUZA SANTOS

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: 28/06/2023

BANCA EXAMINADORA:

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

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

Maria Victoria Leal de Almeida Nascimento
Profa. Dra. Maria Victoria Leal de Almeida Nascimento
Membro Externo (UFPE)

Visto:

Documento assinado digitalmente
gov.br MARCELO DE SOUZA PICANCO
Data: 17/08/2023 16:59:51-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

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

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Elsimar Souza Santos

TÍTULO: Arrancamento de *Studs* embutidos em concreto geopolimérico

GRAU: Mestre ANO: 2023

É concedida à Universidade Federal do Pará permissão para reproduzir cópias desta dissertação 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 dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Elsimar Souza Santos

Rua Jaguaracy nº521, Boca do Rio,
41706-800 Salvador – BA – Brasil.

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)

S237a Santos, Elsimar Souza.

Arrancamento de studs embutidos em concreto geopolimérico /
Elsimar Souza Santos. — 2023.
xxi,99 f. : il. color.

Orientador(a): Prof. Dr. Denio Ramam Carvalho de Oliveira
Coorientador(a): Prof. Me. Paulo Sergio Mota Santos Junior
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará,
Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, Belém, 2023.

1. Conector com cabeça. 2. Ancoragens de studs. 4.
Modelo de dano plástico. 5. Geopolímero. I. Título.

CDD 624.1

“Treine enquanto eles dormem
Estude enquanto eles se divertem
Persista enquanto eles descansam
E então, viva o que eles sonham...”

Muhammad Ali

A Deus, por estar sempre comigo e iluminando meus caminhos. A meus pais, Eliseu da Luz Santos (*in memorian*) e Edmea Souza Santos, pelo apoio e educação a mim transmitidos em todas as etapas de minha vida. Dedico também a meus filhos, Erick H. A. Souza Santos e Elder R. P. Souza Santos, principais responsáveis pela minha alegria de viver, assim como a minha esposa Elza F. Pinheiro, que sempre acreditou e esteve de meu lado incansavelmente, apoiando em todos os momentos e a todos os meus irmãos.

AGRADECIMENTOS

Ao meu professor orientador Denio Ramam Carvalho de Oliveira por ter acreditado em mim desde o início deste trabalho e pela paciência e dedicação na realização desta dissertação, além do apoio durante o curso de mestrado.

Aos Professores M.Sc. Paulo Sergio Mota dos Santos Junior e Aaron Kadima Lukanu Lwa Nzambi pela participação efetiva no desenvolvimento dessa dissertação.

Ao prof. Dr. Vitor Hugo, docente do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Pará (IFPA) e demais colaboradores que contribuíram para realização dos ensaios de caracterização mecânica do geopolímero.

Aos demais professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC-UFPA), pela dedicação e ensinamentos ao ministrarem as disciplinas da grade do curso de Mestrado em Engenharia Civil durante esses dois anos.

Aos colegas do curso de Mestrado pela amizade e interação durante todo o período letivo.

A secretária do PPGEC-UFPA, senhora Sanny Assis.

A todos(as) que de forma direta ou indireta ajudaram-me a conquistar este objetivo.

SANTOS, E. S. Arrancamento de *Studs* embutidos em concreto geopolimérico. Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 2023.

RESUMO

As ancoragens envolvendo conectores de aço nas ligações aço e concreto são amplamente utilizadas nas estruturas mistas de aço-concreto e pré-moldadas. Nestas aplicações a resistência ao arrancamento pode representar um ponto crítico de projeto. Os conectores estão sujeitos às solicitações como cisalhamento, tração e a uma combinação destes esforços, tendo o *Stud* – conector tipo pino com cabeça, como um dos mais utilizados na prática. O geopolímero, por ser uma nova classe de ligantes com a vantagem de utilizar subprodutos industriais, torna-se interessante no contexto do estudo das ancoragens em outros tipos de concreto. Neste estudo são apresentados e discutidos resultados de análises experimental e computacional de ensaios de arrancamento (*pull-out-test*) de pinos de aço CA-50 com cabeça soldada, do tipo *stud*, ancorados em blocos de concreto geopolimérico (CGP). Foram ensaiados 9 blocos de CGP, cada um contendo 1 conector. Investigou-se a resistência à ruptura à tração do CGP, além de outros aspectos como as variáveis de altura efetiva dos conectores (h_{ef}) e a variação de espessura de sua cabeça embutida (t_h), testando-se também pinos sem cabeça. Foram analisados também o modo de ruptura do CGP e suas principais propriedades mecânicas. A análise computacional utilizou o programa *ABAQUS*, baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). Adotou-se o modelo constitutivo de dano plástico (CDP) para simulação do comportamento carga-deslocamento dos pinos e os resultados foram comparados com aqueles adquiridos na etapa experimental e com as recomendações normativas. Os resultados mostraram que as cargas de ruptura dos pinos variaram de acordo com as alturas efetivas (50 mm, 70 mm e 90 mm) propostas, assim como a variação das espessuras das cabeças. Na avaliação dos métodos de cálculo, a NBR 6118 (2014) e EC2 (2004) atingiram o melhor desempenho para os pinos sem cabeça, propuseram valores para carga de ruptura mais próximos daqueles obtidos nos ensaios, enquanto nos pinos com cabeça, o método proposto pelo CEB Bulletin Nº 233 (1997) foi o que mais se aproximou da média de todos os pinos analisados. O método proposto por Farrow e Klingner (1995) foi o que mais se distanciou dos valores obtidos dos ensaios.

PALAVRAS-CHAVE: Modelo de Dano Plástico, Geopolímero, Conector com cabeça, Ancoragens de *studs*.

SANTOS, E. S. Removal of studs embedded in geopolymeric concrete. Master's Dissertation, Institute of Technology, Federal University of Pará, Belém, Pará, Brazil, 2023.

ABSTRACT

Anchors involving steel connectors in steel and concrete connections are widely used in composite steel-concrete and precast structures. In these applications, the pull-out strength can represent a critical design point. The connectors are subject to requests such as shear, traction and a combination of these efforts, with the Stud - pin type connector with head, as one of the most used in practice. The geopolymer, as a new class of binders with the advantage of using industrial by-products, becomes interesting in the context of studying anchorages in other types of concrete. In this study, experimental and computational analysis results of pull-out-tests of CA-50 steel pins with welded head, stud type, anchored in blocks of geopolymer concrete (GPC) are presented and discussed. 9 GPC blocks were tested, each containing 1 connector. The tensile strength of the GPC was investigated, in addition to other aspects such as the effective height variables of the connectors (h_{ef}) and the thickness variation of its embedded head (t_h), also testing headless pins. The mode of rupture of the GPC and its main mechanical properties were also analyzed. The computational analysis used the ABAQUS program, based on the Finite Element Method (FEM). The plastic damage constitutive model (CDP) was adopted to simulate the load-displacement behavior of the pins and the results were compared with those acquired in the experimental stage and with normative recommendations. The results showed that the breaking loads of the pins varied according to the effective heights (50 mm, 70 mm and 90 mm) proposed, as well as the variation in the thickness of the heads. In evaluating the calculation methods, NBR 6118 (2014) and EC2 (2004) achieved the best performance for headless pins, proposing values for breaking load closer to those obtained in the tests, while for headed pins, the proposed method by CEB Bulletin N° 233 (1997) was the closest to the average of all analyzed pins. The method proposed by Farrow and Klingner (1995) was the one that most distanced itself from the values obtained from the tests.

KEYWORDS: Plastic Damage Model, Geopolymer, Headed connector, Stud anchorages.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Curva tensão de cisalhamento versus deslocamento relativo	5
Figura 2.2 - Conector de aderência química	6
Figura 2.3 - Conector de expansão, ancoragem por fricção	6
Figura 2.4 - Conector de segurança, ancoragem mecânica	7
Figura 2.5 - Ancoragens pré instaladas: (a) e (c) extremidade com roscas; (b) extremidade ..	7
Figura 2.6 - Ancoragens pós instaladas.....	8
Figura 2.7 - Mecanismos de transferência de carga	9
Figura 2.8 - Modos de ruptura nas ancoragens	9
Figura 2.9 - Escoamento da barra.....	10
Figura 2.10 - Deslizamento da barra	11
Figura 2.11 - Ruptura do concreto em forma de cone.....	11
Figura 2.12 - Falha da ancoragem devido ao fendilhamento do concreto	12
Figura 2.13 - Falha da ancoragem devido ao desplacamento lateral do concreto.....	12
Figura 2.14 - Modos de ruptura, falha da ancoragem em função do efeito de grupo	12
Figura 2.15 - Cone de ruptura Segundo ACI 349 (ACI, 1976)	13
Figura 2.16 - Cone de concreto idealizado com area $A_{c,N0}$ para uma única âncora	14
Figura 2.17 - Cone de concreto idealizado com área $A_{c,N}$: (a) grupo de âncoras longe da borda ($s < s_{cr,N}$); (b) âncora simples próximo a uma borda ($c_1 < c_{cr,N}$)	15
Figura 2.18 - Exemplo de potencialização do cone de ruptura numa âncora tensionada	16
Figura 2.19 - Cone de concreto idealizado e área $A_{c,N0}$ de uma âncora individual	18
Figura 2.20 - Tensão de aderência numa barra tracionada, embutida num elemento de concreto	19
Figura 2.21 - Cone de ruptura no concreto.....	21
Figura 2.22 - Cone de ruptura segundo Klingner e Mendonça 1982	22
Figura 2.23 - Cone de ruptura segundo Bode e Roik, 1987	24
Figura 2.24 - Medidas de tensão no concreto: A) perpendicular; B) circunferencial; C) paralelo superfície de fissuras.....	25
Figura 2.25 - Aplicação do modelo teórico pinos com cabeça embutidos no concreto	25
Figura 2.26 - Carga em função do deslocamento observado da âncora relativa para a superfície de concreto	26
Figura 2.27 - (a) Distribuição de deformações perpendiculares a superfície de falha; (b) Distribuição de tensões de tração perpendiculares para a superfície de ruptura	28
Figura 2.28 - Cone de ruptura Segundo Farrow e Klingner, 1995	30
Figura 2.29 - Cone de ruptura proposto dos De Vries (1999).....	30
Figura 2.30 - Diagrama tensão x deformação para compressão uniaxial	32
Figura 2.31 - Comportamento uniaxial a tração do concreto	34
Figura 2.32 - Comportamento uniaxial do aço.....	36
Figura 2.33 - Influência da borda	37
Figura 2.34 - Influencia da largura da fissura - Malha de elementos finitos.....	37
Figura 2.35 - Detalhe da malha em elementos finitos do conector com cabeça.	38
Figura 2.36 - Acoplamento das malhas na interface aço-concreto: (a) Conector; (b) Prisma ..	38
Figura 2.37 - Plasticidade do dano do concreto - Abaqus	39
Figura 2.38 - Malha SFRC 43	40
Figura 2.39 - Malha do parafuso de ancoragem.....	40

Figura 2.40 - (a) Análise computacional para 0% de fibras de aço em <i>ABAQUS</i> ; (b) Teste experimental para 0% de fibras de aço	41
Figura 2.41 - (a) Análise computacional para 0,5% de fibras de aço em <i>ABAQUS</i> ; (b) Teste experimental para 0,5% de fibras de aço	41
Figura 2.42 - (a) Análise computacional para 1,0% de fibras de aço em <i>ABAQUS</i> ; (b) Teste experimental para 1,0% de fibras de aço	42
Figura 2.43 - (a) Análise computacional para 1,5% de fibras de aço em <i>ABAQUS</i> ; (b) Teste experimental para 1,5% de fibras de aço	42
Figura 2.44 - Comparação de desempenho entre concreto CCP e CGP	43
Figura 2.45 - Produção de geopolímero	44
Figura 2.46 - Tipos de metacaúlim	45
Figura 2.47 - $Al_2O_3 - CaO - SiO_2$ diagrama ternário para materiais cimentícios	46
Figura 2.48 - Policondensação de monômeros	47
Figura 2.49 - Modelo conceitual para geopolimerização	48
Figura 2.50 - Efeito da molaridade do NaOH no tempo de pega do CGP	50
Figura 2.51 - Efeito de Na_2SiO_3 / cinzas volantes na resistência à compressão do CGP	52
Figura 2.52 - Efeito da proporção de agregados finos / cinzas volantes na resistência à	52
Figura 2.53 - Resultados experimentais da resistência à tração do CGP em diferentes razões areia / cinzas volantes	53
Figura 2.54 - Evolução do módulo de elasticidade	54
Figura 3.1 - Projeto de forma dos corpos de prova – vista superior	56
Figura 3.2 - Detalhamento típico dos corpos de prova: pinos e blocos de geopolímero (vista superior e lateral)	56
Figura 3.3 - a) Vista geral dos componentes do Sistema de ensaio; b) Disposição dos corpos de prova em relação aos demais componentes	58
Figura 3.4 - Vista superior do sistema para o ensaio de arrancamento	58
Figura 3.5 - Detalhamento dos componentes do sistema de ensaio	59
Figura 3.6 - a) Sistema de transferência de carga para o pino ensaiado; b) LVDT para medição do deslocamento do pino durante o ensaio	59
Figura 3.7 - Forma dos corpos de prova para o ensaio de arrancamento	60
Figura 3.8 - Conectores de aço CA-50 com cabeças soldadas, submetidos ao ensaio de arrancamento	61
Figura 3.9 - Hidróxido de sódio (embalagem de 25 kg)	63
Figura 3.10 - Solução alcalina preparada em baldes	64
Figura 3.11 - Lançamento do concreto geopolímerico nas formas	67
Figura 3.12 - Moldagem dos corpos de prova	68
Figura 3.13 - Ensaios de caracterização dos materiais: a) Tração por compressão diametral; b) Módulo de elasticidade; c) Compressão axial	69
Figura 4.1 - Cargas de ruptura dos pinos	73
Figura 4.2 - Ângulo de inclinação do cone de ruptura proposto por Farrow e Klingner (1995)	74
Figura 4.3 - Formação do cone de ruptura bloco B50T6.3: a) vista superior; b) vista da fragmentação de formação do cone; c) vista lateral	75
Figura 4.4 - Formação do cone de ruptura bloco B70T6.3: a) vista superior; b) vista em perspectiva; c) vista lateral	75
Figura 4.5 - Formação do cone de ruptura bloco B50T12.5: a) vista superior; b) vista em perspectiva; c) vista lateral	76
Figura 4.6 - Ruptura no modo fendilhamento do bloco B70T12.5: a) vista superior; b) vista em perspectiva da superfície lateral	76

Figura 4.7 - Ruptura no modo fendilhamento do bloco B90T6.3: a) vista superior; b) vista em perspectiva da superfície lateral	77
Figura 4.8 - Ruptura no modo fendilhamento do bloco B90T12.5: a) vista superior em perspectiva; b) vista após finalização do ensaio	77
Figura 4.9 - Arrancamento dos pinos sem cabeça, vista superior: a) B50; b) B70; c) B90 ...	78
Figura 4.10 - Curvas carga x deslocamento dos pinos para $h_{ef} = 50$ mm, 70 mm e 90 mm... Figura 5.1 - Malha hexaédrica do tipo C3D8R nos componentes do modelo	79
Figura 5.2 - Interação <i>constraint</i> do tipo <i>Tie</i> : a) pino; b) bloco de geopolímero.....	83
Figura 5.3 - Condições de contorno com restrição no sentido dos eixos: a) <i>x</i> ; b) <i>z</i>	84
Figura 5.4 - Condições de contorno com engastamento da base do bloco.....	84
Figura 5.5 - Ponto de carga (RP1): <i>constraint</i> do tipo <i>Coupling</i>	85
Figura 5.6 - <i>Set</i> (D1) para registro do deslocamento vertical da cabeça embutida do pino ...	85
Figura 5.7 - Curvas carga x deslocamento vertical pinos com $hef = 50$ mm	87
Figura 5.8 - Curvas carga x deslocamento vertical pinos com $hef = 70$ mm	88
Figura 5.9 - Curvas carga x deslocamento vertical pinos com $hef = 90$ mm.....	88
Figura 5.10 - Disposição das tensões principais no geopolímero: cone de ruptura	89
Figura 5.11 - Disposição das tensões principais no geopolímero: fendilhamento	89
Figura 5.12 - Disposição das tensões principais no geopolímero: deslizamento do pino.....	90

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Razões molares	48
Tabela 2.2 - Resultados dos ensaios de determinação do módulo de elasticidade.....	54
Tabela 3.1 - Disposição dos corpos de prova.....	55
Tabela 3.2 - Resultados dos ensaios de caracterização do aço.....	62
Tabela 3.3 - Especificações do silicato de sódio	62
Tabela 3.4 - Propriedades físicas e químicas do NaOH	63
Tabela 3.5 - Propriedades físicas e químicas do metacaúlim.....	65
Tabela 3.6 - Concreto geopolimérico / traço unitário	66
Tabela 3.7 - Concreto geopolimérico / dosagem por bloco	67
Tabela 3.8 - Resultados dos ensaios de caracterização do geopolímero	68
Tabela 4.1 - Cargas de ruptura dos pinos com cabeça	71
Tabela 4.2 - Cargas de ruptura dos pinos sem cabeça.....	72
Tabela 4.3 - Comparação resultados l_d e f_b com as recomendações normativas	81
Tabela 4.4 - Cargas de ruptura x deslocamentos máximos	79
Tabela 5.1 - Parâmetros do CDP: ψ - ângulo de dilatação; ε - excentricidade; μ - viscosidade; Kc - fator de forma; $f_{b0}f_{c0}$ - relação entre as tensões de compressão biaxial e uniaxial.....	83
Tabela 5.2 - Calibração ângulo dilatação - pinos com cabeça	86
Tabela 5.3 - Calibração ângulo dilatação - pinos sem cabeça.....	87

LISTA DE SÍMBOLOS

w	Abertura de fissuras
w_c	Abertura máxima de fissura
h_{ef}	Altura efetiva de um pino
Ψ	Ângulo de dilatação
θ	Ângulo interno da parcela da área projetada do cone de tensão teórico que é interrompido pela proximidade de uma borda
$A_{c,N}^0$	Área de cone de concreto de uma âncora individual com um grande espaçamento e distância das arestas na superfície de concreto
A_{S0}	Área do cone de ruptura
$A_{S0,conemenor}$	Área menor do cone de ruptura, considerando a borda
A_0	Área projetada do cone de tensão teórico afastado de uma borda.
A_n	Área projetada do cone de tensão teórico interrompido pela proximidade de uma borda
$A_{c,N}$	Área real da superfície do cone de concreto
$N_{u,brd}$	Capacidade final da ancoragem levando em conta a influência de borda
N_{u0}	Carga de ruptura de um pino, submetido a um esforço de tração que não sofre a influência da borda
N_u	Carga de ruptura geral que contempla todos os efeitos numa âncora submetida a um esforço de tração
K	Constante multiplicadora
$s_{cr,N}$	Comprimento do lado da base do cone idealizado como pirâmide
Ψ_t	Coeficiente que considera o cobrimento da armadura ancorada
Ψ_s	Coeficiente que considera o diâmetro da armadura ancorada
Ψ_e	Coeficiente que considera o revestimento da armadura ancorada
η_2	Coeficiente que considera a zona de aderencia
η_1	Coeficiente que considera o tipo de textura da barra ancorada
η_3	Coeficiente que considera se o diâmetro da barra ancorada com um diâmetro de 32mm
λ	Coeficiente que leva em consideração a densidade do concreto
K_{tr}	Coeficiente que leva em conta o confinamento do concreto

C	Coeficiente multiplicador relativo ao tipo de concreto
l_d	Comprimento aderente
L_b	Comprimento de ancoragem
l_M	Comprimento da fissura
b_c	Constante de proporção entre as deformações plásticas e inelásticas
k_1	Constante no cálculo da carga de ruptura de uma anora tracionada
ε_{el}	Deformação elástica
ε_{ctm}	Deformação média na tração
ε_A	Deformação na direção A
ε_t	Deformação na tração
ε_c^{in}	Deformação inelástica do concreto comprimido
ε_c^{pl}	Deformação plástica do concreto comprimido
ε_c	Deformação total do concreto comprimido
\emptyset	Diâmetro da armadura ancorada
d_h	Diâmetro da cabeça de ancoragem
s_1	Distância entre dois pinos
c_1	Distância entre um pino e a borda
G_F	Energia de fratura
t_h	Espessura da cabeça de ancoragem de um pino
ε	Excentricidade
K_c	Fator de forma
$\psi_{re,N}$	Fator de fragmentação da casca para levar em conta que a força de âncoras com uma pequena profundidade de ancoragem ($h_{ef} < 100$ mm)
$\psi_{s,N}$	Fator para levar em conta a influência das arestas do elemento de concreto na distribuição de tensões no concreto
$\psi_{A,N}$	Fator para levar em conta os efeitos geométricos do espaçamento e distância da borda
$\psi_{ucr,N}$	Fator para levar em conta se uma ancoragem está em fissuras ou concreto não fissurado
$\psi_{ec,N}$	Fator para levar em conta um efeito de grupo quando diferentes cargas de tensão estão atuando nas âncoras individuais de um grupo

$f\left(\frac{a}{l_B}\right)$	Função que depende do comprimento da fissura conseguido no contorno da área fissurada
c_{max}	Maior distância de aresta para ancoragens com três ou mais arestas
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_{ci}	Módulo de elasticidade tangente do concreto
E_{c1}	Módulo de elasticidade secante do concreto
N	Número de pinos
ξ	Parâmetro estequiométrico para proporções na dosagem do CGP
f_{b0}/f_{c0}	Relação entre as tensões de compressão biaxial e uniaxial
f_c	Resistencia à compressão do concreto
f_{ctd}	Resistencia à tração direta de cálculo
f_{ctm}	Resistencia à tração direta média
f_t	Resistencia à tração do concreto
f_{ctk}	Resistencia à tração direta característica
f_{bd}	Resistência de aderência média
f_{cm}	Resistencia média à compressão do concreto
$c_{cr,N}$	Semi-comprimento do lado da base do cone idealizado como pirâmide
τ_1	Tensão de aderência – adesão
τ_2	Tensão de aderência – atrito
τ_3	Tensão de aderência – mecânica
σ_c	Tensão de compressão
f_y	Tensão de escoamento do aço
f_b	Tensão média de aderência
$\sigma(w)$	Tensão normal em função da abertura de fissura
μ	Viscosidade

LISTA DE ABREVIASÕES

<i>ABNT</i>	Associação Brasileira de Normas Técnicas
<i>ACI</i>	American Concrete Institute Building Code
<i>CDP</i>	Modelo de Dano com Plasticidade (<i>Concrete Damaged Plasticity</i>)
<i>CEN</i>	Comité Européen de Normalisation
<i>CCP</i>	Concreto de Cimento Portland
<i>CGP</i>	Concreto geopolimérico
<i>CP</i>	Cimento Portland
<i>FA</i>	Cinzas volantes
<i>CSH</i>	Hidratos de cálcio-sílica
<i>CV</i>	Coeficiente de Variação
<i>EC2</i>	Referente à norma europeia Eurocode 2. 2004
<i>ELS</i>	Estado Limite de Serviço
<i>ELU</i>	Estado Limite Último
<i>EPS</i>	Poliestireno Expandido
<i>FEA</i>	Análise de elementos finitos
<i>FIB</i>	Fédération Internationale du Béton
<i>GGBSF</i>	Escória granulada de alto-forno
<i>GP</i>	Geopolímero
<i>M</i>	Média
<i>MC</i>	Referente à norma Model Code 1990, 2010, 2012
<i>MEF</i>	Método dos Elementos Finitos
<i>MK</i>	Metacaulim
<i>NBR</i>	Referente a norma Brasileira

SUMARIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Considerações iniciais.....	1
1.2. Justificativa	2
1.3. Objetivos	3
1.3.1. Objetivo Geral	3
1.3.2. Objetivos Específicos	3
1.4. Estrutura da dissertação	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1. Ancoragem no concreto	5
2.1.1. Aderência aço <i>x</i> concreto	5
2.1.2. Tipos de ancoragem.....	7
2.1.3. Formas de ruptura.....	9
2.2. Recomendações normativas.....	13
2.2.1. ACI 349 (ACI, 1976).....	13
2.2.2. CEB Bullitum 233 (CEB, 1997)	14
2.2.3. ACI 318 (ACI, 2008).....	15
2.2.4. Fib Bullitum 58 (Fib, 2011)	16
2.2.5. NBR 6118 (ABNT, 2014) / EC2 (CEN, 2004)	18
2.2.6. ACI 318 (ACI, 2019).....	20
2.3. Trabalhos experimentais	22
2.3.1. Klingner e Mendonça (1982)	22
2.3.2. Bode e Roik (1987)	23
2.3.3. Eligehausen e Sawade (1989).....	24
2.3.4. Fuchs <i>et al.</i> (1995).....	28
2.3.5. Farrow e Klingner (1995).....	29
2.3.6. De Vries <i>et al.</i> (1999)	30
2.3.7. Nzamb <i>et al.</i> (2021).....	31
2.4. Modelagem computacional em elementos finitos	31

2.4.1. Modelo constitutivo	31
2.5. Trabalhos computacionais com elementos finitos	36
2.5.1. Ozbolt e Eligehausen (1993)	37
2.5.2. Santana (2020).....	38
2.5.3. Chauhan (2021)	39
2.6. Geopolímero	43
2.6.1 Generalidades	43
2.6.2. Geopolímeros a base de metacaulim	44
2.6.3. Ativador alcalino e geopolimerização	46
2.6.4. Produção e mistura	48
2.6.5. Propriedades do geopolímero	49
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	55
3.1. Considerações iniciais.....	55
3.2 Características dos corpos de prova.....	55
3.3. Sistema de ensaio.....	57
3.4. Materiais	60
3.4.1. Fórmula.....	60
3.4.2. Pinos	61
3.4.3. Preparo do concreto geopolimérico.....	62
4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS E DISCUSSÕES	70
4.1. Cargas e modo de ruptura	70
4.1.1. Cargas de ruptura.....	70
4.1.2. Modo de ruptura dos espécimes	74
4.2. Deslocamento vertical.....	78
4.3. Pinos sem cabeça - altura efetiva (h_{ef}) e tensão média de aderência (f_b)	80
5. ANÁLISE COMPUTACIONAL	82
5.1. Considerações iniciais.....	82
5.2. Modelo constitutivo	82

5.2.1. Configurações do modelo constitutivo.....	82
5.3. Análise dos resultados computacionais	86
5.3.1. Comparação dos resultados e validação do modelo	86
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	91
6.1. Conclusões	91
6.1.1. Aspectos do ensaio de arrancamento com geopolímero	91
6.1.2. Métodos de cálculo.....	91
6.1.3. Modelagem Computacional	92
6.2. Sugestões para Trabalhos Futuros	93
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	94

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais

Com o desenvolvimento da engenharia estrutural, tornou-se cada dia mais comum a diversificação de materiais utilizados nas estruturas. As estruturas mistas de aço e concreto são as mais adotadas pelos projetistas e construtores. Neste quesito, um exemplo bastante explorado são os conectores de aço em ligações aço e concreto. Estas ligações, que são também chamadas de ancoragens, podem ser pré-instaladas ou pós-instaladas. Nestas aplicações a resistência ao arrancamento pode representar um ponto crítico de projeto, limitando a resistência da ligação ou do elemento estrutural. Nessas variadas utilizações de conectores de concreto, eles estão sujeitos às solicitações como cisalhamento, tração e a uma combinação destes esforços (COSTA *et al.*, 2015).

Segundo Silva *et al.* (2016), dentre os vários conectores disponíveis no mercado, o mais utilizado na prática é o *Stud* – tipo pino com cabeça, normatizado pela NBR 8800 (ABNT, 2008). Eligehausen e Sawade (1989) afirmam que os conectores com cabeça embutida em bloco de concreto, quando submetidos a tensão, falham e no caso de uma resistência suficientemente alta do conector, este proporciona a fragmentação do concreto em forma de cone. Vários estudos se sucederam até os dias de hoje, resultando em inúmeras relações entre as variáveis que melhor representam este fenômeno, como por exemplo, os estudos realizados por DAHOU *et al.*, 2016; TÓTH *et al.*, 2019, 2021; VIDYARANYA, 2019; KHAFAJI, 2020; OBAYES *et al.*, 2021.

Tendo em vista este comportamento misto aço-concreto, torna-se interessante o estudo destas variáveis em outros tipos de concreto. Neste contexto, o geopolímero (GP), por ser uma nova classe de ligantes com a vantagem de utilizar subprodutos industriais (GHARZOUNI *et al.*, 2016), tornou-se um material oportuno para esta pesquisa. Inúmeros trabalhos vêm contribuindo para avanços nos estudos deste material. Para Soares *et al.* (2006), o GP possui características que induzem a uma maior resistência ao arrancamento, comparado ao cimento Portland (CP), por ter maior aderência aço/matriz. Sofi *et al.* (2006) apontaram que este material não utiliza a formação de hidratos de cálcio-sílica hidratados (*CSH*), enquanto o CP normalmente depende de cálcio. Segundo Soares *et al.* (2006), o CP possui uma maior porosidade na zona de transição aço/matriz em relação ao restante da matriz, pois esta zona é pobre em *C-S-H* e rica em cristais de portlandita (fase menos resistente do cimento Portland hidratado). Os autores complementam que no CP, na zona de transição aço-pasta, as análises microestruturais não

revelaram maior porosidade que o restante da matriz, nem tampouco a presença de cristais de portlandita.

Conclui-se, portanto, que o GP desenvolve maior adesão por atrito ao aço que o cimento Portland, em razão da maior área de contato entre ambos os materiais. Para Elaty *et al.* (2017), qualquer material rico em Si (silício) e Al (alumínio) na forma amorfa pode ser uma fonte viável para o GP. Esses materiais incluem cinzas volantes, metacaulim, escórias e minerais naturais de alumina-silicato, entre outros. Para Duxson *et al.* (2007), esses materiais podem fornecer desempenho comparável aos ligantes cimentícios tradicionais em uma variedade de aplicações, mas com a vantagem adicional de reduzir significativamente as emissões de efeito estufa. Dependendo da seleção da matéria-prima e das condições de processamento, o GP pode apresentar uma ampla variedade de propriedades e características, incluindo alta resistência à compressão, baixa retração, resistência a ácidos, resistência ao fogo e baixa condutividade térmica.

Sendo assim, o objetivo desta pesquisa é conceber uma análise, de caráter experimental e computacional, através do ensaio de arrancamento padrão (*pull-out test*), investigando assim a resistência à ruptura do GP quando submetido ao Ensaio de Tração Direta das ancoragens. Serão avaliados diversos aspectos como as variáveis de Profundidade dos Conectores nos blocos de geopolímero (h_{ef}), assim como a Espessura de sua Cabeça (t_h). Será verificado também o modo de ruptura, sobretudo da geometria do GP em forma de cone, assim como, as suas principais propriedades mecânicas.

1.2. Justificativa

Segundo Maury e Blumeschein (2012), a indústria do cimento é responsável por aproximadamente 3% das emissões mundiais de gases de efeito estufa e por aproximadamente 5% das emissões de CO₂ (CSI, 2002). Portanto, torna-se sensato que se busque uma alternativa sustentável que venha substituir o CP. Para Freitas (2019), o GP se torna uma alternativa atrativa por possibilitar a sintetização de cimentos economicamente mais vantajosos e ecologicamente corretos. Entretanto, apesar do grande avanço no estudo deste material nas últimas décadas, pouco se evoluiu na sua aplicação na área estrutural, dando margem para novas pesquisas neste campo, podendo-se melhorar o entendimento quanto ao seu comportamento mecânico e assim contribuir no seu avanço estrutural.

A justificativa desta pesquisa é contribuir no dimensionamento em situações de fixações aço-concreto geopolimérico, visando estabelecer um nível aceitável de segurança e

desempenho de um elemento estrutural nessas condições. O GP está sendo bastante utilizado em países desenvolvidos, como por exemplo, na Austrália, Canadá e Europa, o CGP é utilizado como dormentes de ferrovias, painéis pré-fabricados de edificações, blocos, refratários, reparações de rodovias e obras de infraestrutura (SONAFRANK, 2010 *apud* VASSALO, 2013). Entretanto, este material também já foi testado como elemento estrutural, como por exemplo, Pelisser *et al.* (2018), que pesquisaram o GP a base de metacaulim, através de protótipos de vigas e identificaram ser possível mostrar o potencial do CGP para aplicação em estruturas. Portanto, diante das vantagens do GP e carência de informações sobre este material na esfera estrutural, conclui-se ser importante uma contribuição com testes sob diversos tipos de carregamentos e ensaios, visando o melhor entendimento de seu comportamento nessas condições.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo Geral

O principal objetivo deste trabalho é investigar de forma experimental e computacional através do ensaio de arrancamento padrão (*pull-out test*), o comportamento do GP quando submetido a tração direta das ancoragens.

1.3.2. Objetivos Específicos

Este trabalho tem como objetivos específicos:

- Determinar, através do ensaio de arrancamento, as cargas de ruptura de 9 conectores, com e sem cabeça, embutidos em blocos de CGP e comparar com as recomendações normativas;
- Analisar o modo de ruptura do GP durante e após o ensaio de arrancamento;
- Analisar na etapa experimental para os pinos sem cabeça, a altura efetiva (h_{ef}) e tensão de aderência (f_b), comparando com os valores normativos;
- Determinar, através de análise computacional pelo método dos elementos finitos (MEF), utilizando o programa *ABAQUS versão 2022*, as cargas de ruptura dos modelos implementados, comparando com os resultados experimentais;

- Analisar se os parâmetros consolidados para concreto de cimento portland (CCP), implementados na etapa computacional para o modelo de dano com plasticidade (*Concrete damaged plasticity* - CDP), são compatíveis para o CGP;
- Realizar na etapa computacional, uma análise comparativa de valores sugeridos na literatura do ângulo de dilatação (ψ), como variável de entrada para o CDP.

1.4. Estrutura da dissertação

Esta dissertação foi organizada com o desenvolvimento de seu conteúdo distribuído em seis capítulos.

No primeiro capítulo são abordadas as considerações gerais sobre o tema e a importância da pesquisa através de justificativas para escolha do tema e os objetivos que se pretende alcançar neste trabalho.

No segundo capítulo, apresentou-se a revisão bibliográfica, abordando os principais conceitos, propriedades, recomendações normativas, assim como os principais trabalhos publicados sobre o assunto, no âmbito experimental e computacional.

O terceiro capítulo abordou a parte experimental do trabalho. Este foi composto pela metodologia aplicada na realização desta pesquisa, incluindo a caracterização do material e métodos aplicados, assim como todos os ensaios realizados.

No quarto capítulo são apresentados e analisados os resultados experimentais, obtidos após a aplicação da metodologia.

No capítulo cinco, aproveitou-se os dados adquiridos dos ensaios de caracterização dos materiais e foi feito uma análise computacional em elementos finitos, utilizando o programa ABAQUS para simular o ensaio *pull-out test*, comparando em seguida os resultados com aqueles adquiridos na fase experimental.

Finalmente, no sexto capítulo são apresentadas as conclusões sobre a pesquisa e sugestões de temas para análises futuras sobre o assunto. Em seguida são apresentadas as referências bibliográficas, utilizadas como parâmetro desta dissertação.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

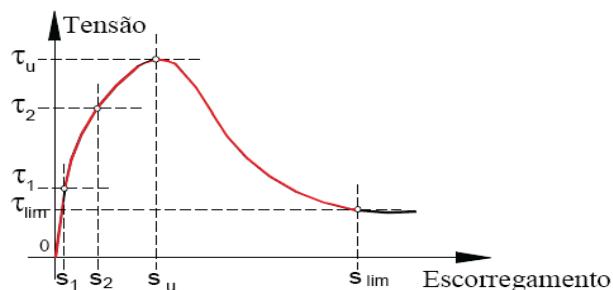
Neste tópico é feita uma abordagem geral sobre os pinos de ancoragens (*Studs*), ressaltando seu sistema de transferência de esforços, capacidade resistente, assim como as recomendações normativas e trabalhos experimentais relevantes no assunto. Será também descrito a relevância, composição e principais propriedades dos geopolímeros. E por último, um breve levantamento sobre o estudo computacional, descrevendo alguns trabalhos relevantes sobre o ensaio de arrancamento padrão (*pull-out test*) e abordando as particularidades da modelagem das estruturas e elementos de concreto armado.

2.1. Ancoragem no concreto

2.1.1. Aderência aço x concreto

A aderência é fundamental para o funcionamento adequado das estruturas de concreto armado, pois esta propriedade proporciona a transferência de esforços entre o aço e o concreto. A aderência é inversamente proporcional às aberturas de fissuras, tornando assim as armaduras mais protegidas (ARAUJO *et al.*, 2013). Pode-se classificar a aderência de três formas: adesão, atrito e mecânica. A Figura 2.1 identifica, através do gráfico tensão de cisalhamento x escorregamento, os três tipos de aderência. Adesão (τ_1), atrito (τ_2), mecânica (τ_3), assim como a posição dos respectivos deslocamentos, s_1 , s_2 e s_u .

Figura 2.1 - Curva tensão de cisalhamento versus deslocamento relativo

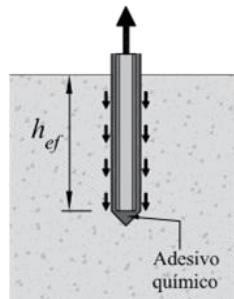


Fonte: Araújo *et al.* (2013)

2.1.1.1. Aderência química ou por adesão

Corresponde à resistência ao esforço cisalhante entre as partículas de concreto e de aço. Esta tem valor bastante pequeno e é facilmente superada a partir dos primeiros deslocamentos entre o aço e o concreto (ARAÚJO *et al.*, 2013).

Figura 2.2 - Conector de aderência química

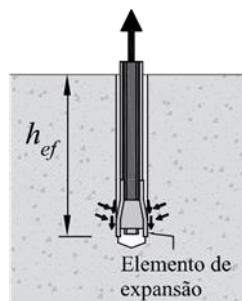


Fonte: Costa (2016)

2.1.1.2. Aderência por atrito

Esta depende basicamente do coeficiente de atrito existente na ligação entre os materiais aço e o concreto (SOARES, 2007).

Figura 2.3- Conector de expansão, ancoragem por fricção

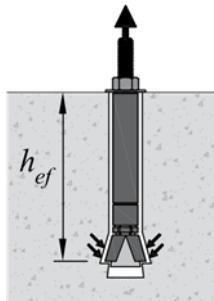


Fonte: Costa (2016)

2.1.1.3. Aderência mecânica

Esse tipo de aderência consiste nas irregularidades da superfície das barras. Sendo assim, quanto maior as irregularidades da barra, maior será a aderência mecânica. Este tipo de aderência é a maior responsável pela ancoragem de barras nervuradas em ligações aço e concreto (SANTANA, 2020).

Figura 2.4 - Conector de segurança, ancoragem mecânica



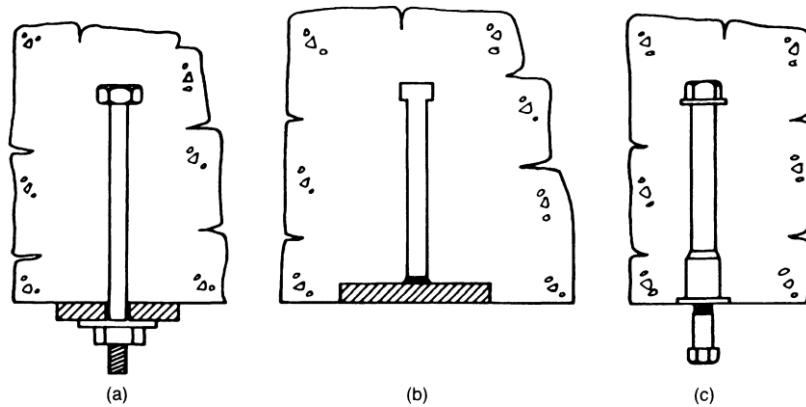
Fonte: Costa (2016)

2.1.2. Tipos de ancoragem

2.1.2.1. Pré instaladas

Nesse tipo de ancoragem a aderência mecânica é responsável pelo equilíbrio na interface entre o concreto e o aço. Os conectores são instalados previamente na forma, antes da concretagem. As ancoragens com cabeça fundida são amplamente utilizadas como meios de elevação para elementos pré-fabricados de concreto. As âncoras de içamento geralmente são instaladas com formadores de vazios para facilitar a fixação das garras de içamento, além de manter a âncora nivelada com a superfície para proteger a âncora durante o armazenamento e o transporte (OBAYES *et al.*, 2021). Bastante utilizados são os pinos com cabeça, seu material é aço, normalmente liso. A cabeça fica embutida no concreto e a outra extremidade possui roscas ou chapas soldadas (Figura 2.5).

Figura 2.5 - Ancoragens pré instaladas: (a) e (c) extremidade com roscas; (b) extremidade com chapa soldada



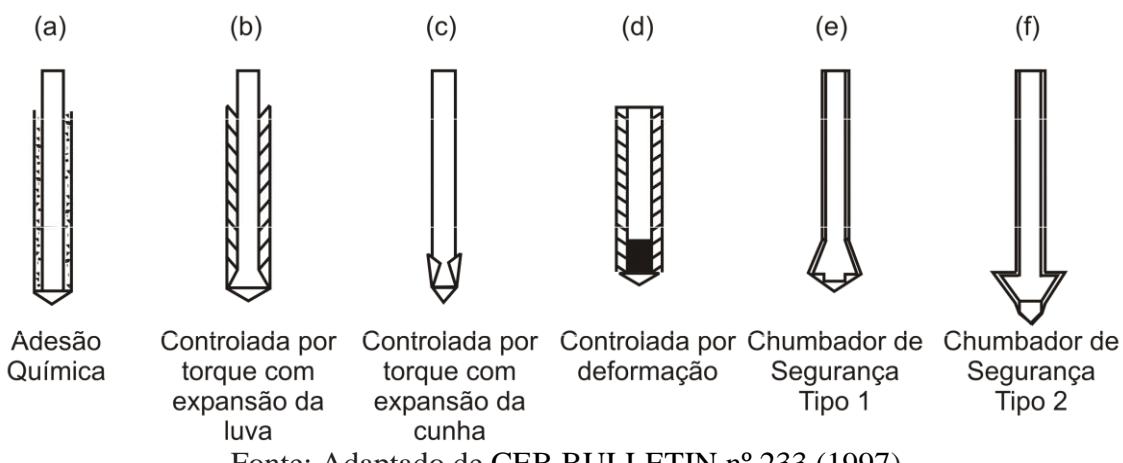
Fonte: Adaptado de CEB BULLETIN nº 233 (1997)

2.1.2.2. Pós instaladas

Para Soares (2007), estes são aplicados após endurecimento do concreto, normalmente se executa um furo previamente, com diâmetro ajustado ao diâmetro do conector para criar aderência no contato. Estes tipos de ancoragens são bastante utilizados em obras industriais e na área de recuperação estrutural. Este grupo ainda pode ser subdividido em âncoras de expansão, coladas, rebaixadas e aparafusadas. segue abaixo descrição de cada tipo de chumbador ilustrado na Figura 2.6 (a) a (f):

De acordo o CEB BULLETIN nº 233 (1997), o mecanismo de transferência de força nos chumbadores químicos se dá através da adesão entre o chumbador, aglomerante e o concreto, por meio de uma resina epoxídica, injetada previamente, antes da aplicação do chumbador, ver Figura 2.6 (a). As Figuras 2.6 (b) e 2.6 (c) ilustram os chumbadores de expansão controlados por torque e o processo de transferência de carga ocorre quando se aplica o torque, transmitindo esforços que garantem a aderência através do contato do chumbador contra a parede do furo. Nos chumbadores por percussão, ocorre a expansão da luva promovendo a compressão do dispositivo contra a parede do furo, conforme Figura 2.6 (d). Os chumbadores de segurança transferem as solicitações ao concreto por ancoragem mecânica são representados pelas Figuras (e) e (f).

Figura 2.6 - Ancoragens pós instaladas

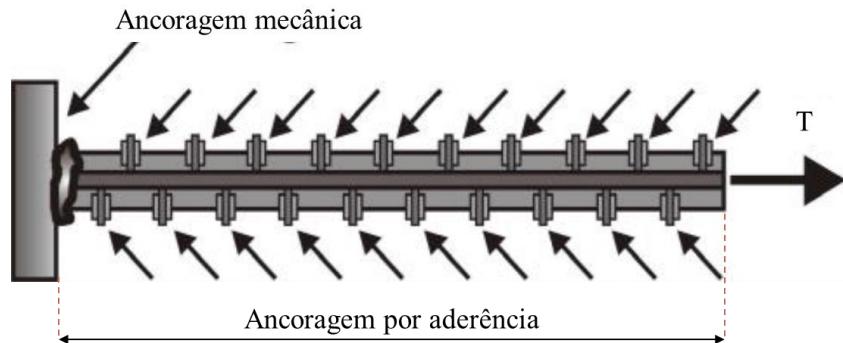


2.1.2.3. Barra de aço nervurada com cabeça

Segundo Thompson *et al.* (2003) *apud* Soares (2007), neste tipo de ancoragem a transferência de carga ocorre em duas etapas: na primeira, a ancoragem é resistida pela tensão

de aderência, porém encerra-se logo após atingir o pico, passando para a segunda fase, na qual a aderência começa a regredir ao longo da barra, transferindo a tensão para a cabeça. Em seguida ocorre o escoamento da barra ou a ruptura do concreto na região superior a cabeça. A capacidade última de ruptura de uma barra com cabeça de ancoragem é determinada pelo somatório das contribuições referentes à aderência, já reduzida ao longo da barra e entre a parcela da própria resistência oferecida pela cabeça de ancoragem. A Figura 2.7 ilustra este processo:

Figura 2.7 - Mecanismos de transferência de carga

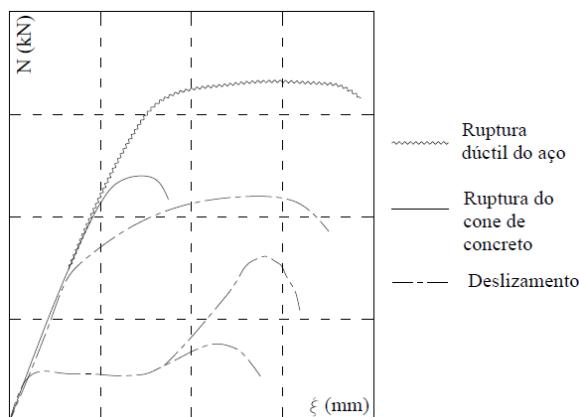


Fonte: Thompson *et al.* (2003) *apud* Soares (2007)

2.1.3. Formas de ruptura

De acordo Fuchs *et al.* (1995), em projetos envolvendo ancoragens, a resistência ao arrancamento torna-se um detalhe importantíssimo, justificando assim um estudo minucioso desses modos de falha (Figura 2.8).

Figura 2.8 - Modos de ruptura nas ancoragens



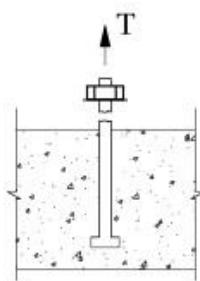
Fonte: Adaptado de Fuchs *et al.* (1995).

Para Nilforoush *et al.* (2017), nesses tipos de ligações a ruptura do concreto pode ocorrer quando uma âncora é colocada em um elemento de concreto relativamente fino ou muito próximo a âncoras adjacentes ou bordas livres de concreto. A ruptura do cone de concreto é caracterizada pela formação de uma superfície de fratura em forma de cone no concreto na zona de ancoragem. Este modo de falha é bastante comum para vários tipos de âncoras sob cargas de tração. Estudos numéricos e experimentais anteriores em chumbadores fundidos no local sob cargas de tração mostraram que a fissuração circumferencial do cone de concreto inicia em aproximadamente 30% da carga última. Para Tóth *et al.* (2019), em dimensionamentos de ancoras submetidas a tração, busca-se em primeira mão, a contenção de fatores como o arrancamento prematuro ou falha do aço da anca, portanto, a escolha e a combinação dos diferentes parâmetros de instalação, como profundidade de embutimento, distância da borda, diâmetro da âncora, resistência do aço e resistência da aderência, devem ser priorizados.

2.1.3.1. Escoamento da barra

Este tipo de falha ocorre em situações de pequenos diâmetros do conector (Figura 2.9). As tensões atuantes superam as tensões de escoamento da barra, proporcionando o seu escoamento. Esse tipo de rompimento é considerado dúctil (SOARES, 2007).

Figura 2.9 - Escoamento da barra

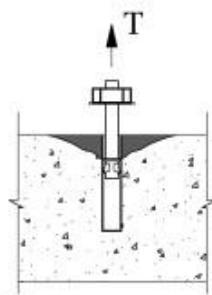


Fonte: Adaptado de ACI 318 (ACI, 2019)

2.1.3.2. Arrancamento da barra

Nos casos de deslizamento da barra, ocorrem quando a tensão cisalhante na interface aço-concreto é maior que a resistência por aderência (Figura 2.10). Esse tipo de falha tem maior ocorrência em chumbadores pós instalados (ARAÚJO *et al.*, 2013)

Figura 2.10 - Deslizamento da barra

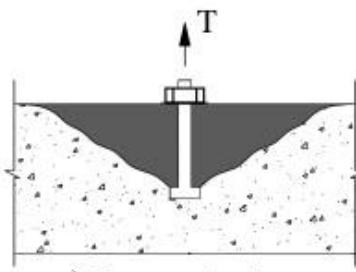


Fonte: Adaptado de ACI 318 (ACI, 2019)

2.1.3.3. Ruptura do concreto em forma de cone

Esse tipo de ruptura ocorre quando as tensões aplicadas no chumbador superam as tensões de tração do concreto e é mais comum em situações de diâmetros de barras maiores e pequenas profundidades de embutimento do pino (Figura 2.11). Esse arrancamento do concreto ocorre geralmente de forma irregular, lembrando a forma geométrica de um cone. Esse rompimento tem uma trajetória partindo da cabeça e alargando até a superfície (SOARES, 2007). Para Tóth *et al.* (2019), quando a resistência à tração do concreto é excedida pelas tensões de tração, ocorrem trincas radiais na zona de transferência de carga, a partir daí, estas crescem e se propagam com o aumento da carga de tração na âncora.

Figura 2.11 - Ruptura do concreto em forma de cone

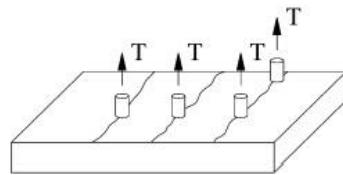


Fonte: Adaptado de ACI 318 (ACI, 2019)

2.1.3.4. Ruptura por fendilhamento do concreto

Segundo a ACI 318 (ACI, 2019), ocorre mais frequentemente para casos de tensões elevadas nos chumbadores, gerando ocorrência de tensões radiais de tração na barra e fendilhamento no concreto (Figura 2.12).

Figura 2.12 - Falha da ancoragem devido ao fendilhamento do concreto

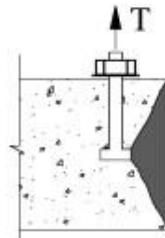


Fonte: Adaptado de ACI 318 (ACI, 2019)

2.1.3.5. Ruptura por desplacamento lateral

Para Soares (2007), este tipo de falha ocorre a falha devido à proximidade do conector com a borda, proporcionando tensões na região da cabeça superiores a tensão de tração do concreto, ocasionando o rompimento lateral em forma de cone (Figura 2.13).

Figura 2.13 - Falha da ancoragem devido ao desplacamento lateral do concreto



Fonte: Adaptado de ACI 318 (ACI, 2019)

2.1.3.6. Ruptura por efeito de grupo

O efeito de grupo potencializa a falha, pois diminui a capacidade resistente do conector (Figura 2.14). Em caso de ancoragem em grupo, o comportamento de fratura do concreto é preponderante, pois este quando mais dúctil, favorece a uma melhoria da resistência individual das ancoras pertencentes ao grupo (TÓTH *et al.*, 2019).

Figura 2.14 - Modos de ruptura, falha da ancoragem em função do efeito de grupo



Fonte: Khafaji (2020)

2.2. Recomendações normativas

2.2.1. ACI 349 (ACI, 1976)

Neste método de cálculo o valor da carga última de ancoragem é obtido pela multiplicação do valor da resistência a tração do concreto ($0,33 \cdot \sqrt{f_c}$) pelo valor da área de tensão efetiva que seria a área projetada da superfície do tronco de cone da ruptura de acordo com a Equação 2.2, e a capacidade final da ancoragem levando em conta a influência de borda é descrita na Equação 2.1, conforme Equações 2.3, 2.4 e 2.5.

$$N_u = \frac{A_n}{A_0} \cdot N_{u0} \quad (2.1)$$

Onde:

$$N_{u0} = 0,33 \cdot f_c^{0,5} \cdot A_0 \quad (2.2)$$

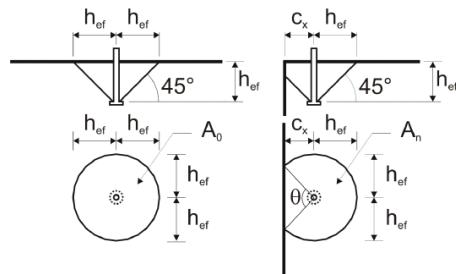
$$A_0 = \pi \cdot h_{ef} \cdot (h_{ef} + d_h) \quad (2.3)$$

$$A_n = \left(2 \cdot \pi - \pi \cdot \frac{\theta}{180} \right) \cdot 0,5 \cdot \left(h_{ef} + \frac{d_h}{2} \right)^2 + c_x \cdot \left(h_{ef} + \frac{d_h}{2} \right) \cdot \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} - \frac{\pi \cdot d_h^2}{4} \quad (2.4)$$

$$\theta = 2 \cdot \arccos \left(\frac{2 \cdot c_x}{2 \cdot h_{ef} + d_h} \right) \quad (2.5)$$

A configuração do cone de ruptura proposto pelo método do ACI 349 (ACI, 1976) pode ser vista na Figura 2.15.

Figura 2.15 - Cone de ruptura Segundo ACI 349 (ACI, 1976)



Fonte: ACI 349 (ACI, 1976) apud Soares (2007)

2.2.2. CEB Bullitum 233 (CEB, 1997)

A resistência característica N_u de uma âncora ou de um grupo de âncoras no caso de ruptura do concreto é dado pela Equação 2.6:

$$N_u = N_{u0} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \quad [N] \quad (2.6)$$

onde

N_{u0} = resistência característica de uma única âncora sem borda e efeitos de espaçamento, ancorados em concreto fissurado, determinado pela Equação 2.7.

$$N_{u0} = k_1 \cdot f_{ck}^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad [N] \quad (2.7)$$

De acordo com a Equação 2.4, a resistência do cone de concreto aumenta com $h_{ef}^{1,5}$.

$k_1 = 7,5 \left[\frac{N^{0,5}}{mm^{0,5}} \right]$ para concreto fissurado.

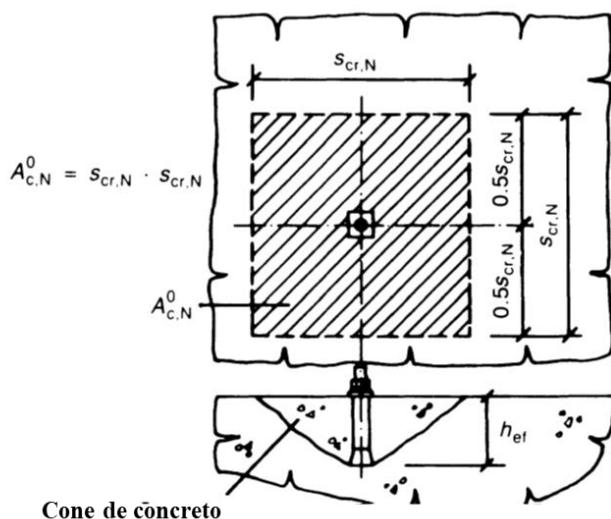
$k_1 = 9,0 \left[\frac{N^{0,5}}{mm^{0,5}} \right]$ para concreto não fissurado e âncora com cabeça.

$\psi_{A,N} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0}$ = fator para levar em conta os efeitos geométricos do espaçamento e

distância da borda.

$A_{c,N}^0$ = área de cone de concreto de uma âncora individual com um grande espaçamento e distância das arestas na superfície de concreto (ver Equação 2.8), idealizando o cone de concreto como uma pirâmide com uma altura igual a h_{ef} e comprimentos de base iguais a $s_{cr,N}$ (ver Figura 2.16).

Figura 2.16 - Cone de concreto idealizado com área $A_{c,N}^0$ para uma única âncora



Fonte: CEB BULLITIM 233 (CEB, 1997)

$A_{c,N}$ = área real da superfície do cone de concreto (Equação 2.9). É limitada pela sobreposição de cones de concreto de âncoras adjacentes ($s < s_{cr,N}$), bem como por bordas do elemento de concreto ($c < c_{cr,N}$). Pode ser deduzido a partir do cone de falha idealizada (ver Figura 2.17).

$$A_{c,N}^0 = 9 \cdot h_{ef}^2 \text{ e} \quad (2.8)$$

$$A_{c,N} = 3 \cdot h_{ef}(c_1 + 1.5 \cdot h_{ef}) \text{ se } c_1 < 1.5 \cdot h_{ef} \quad (2.9)$$

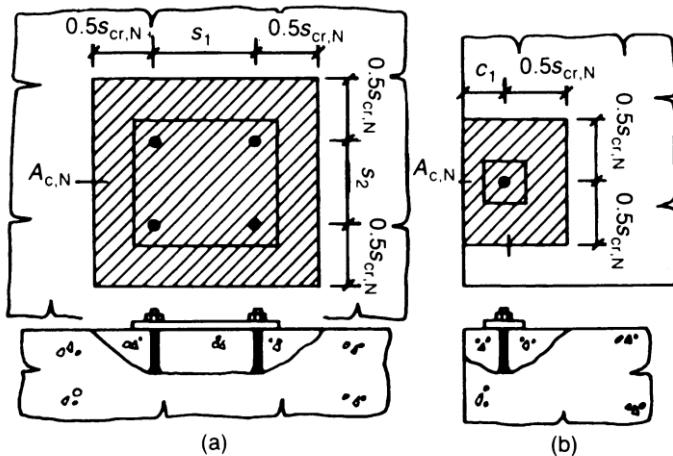
$\psi_{s,N}$ = fator para levar em conta a influência das arestas do elemento de concreto na distribuição de tensões no concreto (Equação 2.10 e 2.11).

$$\psi_{s,N} = 1 \text{ se } c_1 \geq 1.5 \cdot h_{ef} \quad (2.10)$$

$$\psi_{s,N} = (0.3 + 0.7) \cdot \frac{c_1}{1.5 \cdot h_{ef}} \text{ se } c_1 < 1.5 \cdot h_{ef} \quad (2.11)$$

Figura 2.17 - Cone de concreto idealizado com área $A_{c,N}$: (a) grupo de âncoras longe da borda ($s < s_{cr,N}$); (b) âncora simples próximo a uma borda ($c_1 < c_{cr,N}$)

$$A_{c,N} = (s_{cr,N} + s_1) \cdot (s_{cr,N} + s_2) \quad A_{c,N} = (c_1 + 0.5s_{cr,N}) \cdot s_{cr,N}$$



Fonte: CEB BULLITIM 233 (CEB, 1997)

2.2.3. ACI 318 (ACI, 2008)

ACI 318 (ACI, 2008), determina que o cálculo para o comprimento de ancoragem de barras retas tracionadas axialmente deve ser conforme a Equação 2.12:

$$l_{b,ACI} = \left[\frac{f_y}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{cm}}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s}{\left(\frac{c + K_{tr}}{\emptyset} \right)} \right] \cdot \emptyset \quad (2.12)$$

Como o comprimento de ancoragem nas mesmas condições acima pode ser determinado pelas NBR 6118 (ABNT, 2014) e EC2 2 (CEN, 2004), através da Equação 2.13, portanto, igualando estas equações, pode-se concluir que a resistência de aderência média, segundo ACI 318 (ACI, 2008), pode ser determinada através da Equação 2.14.

$$l_{b,NBR} = \frac{\emptyset f_y}{4 f_{bd}} \quad (2.13)$$

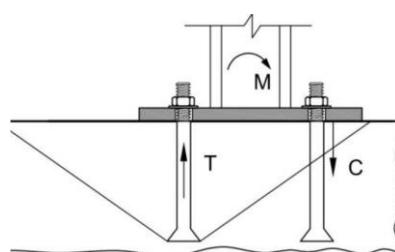
$$f_{bd} = \frac{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{cm}} \left(\frac{c + K_{tr}}{\emptyset} \right)}{4 \Psi_t \Psi_e \Psi_s} \quad (2.14)$$

Sendo λ o coeficiente que leva em consideração a densidade do concreto ($\lambda = 1,0$ para concretos de densidade normal); K_{tr} o coeficiente que leva em conta o confinamento do concreto ($K_{tr} = 1,0$ na ausência de estribos); a relação $\left(\frac{c + K_{tr}}{\emptyset} \right)$ não deve ser maior que 2,5; $\Psi_t = 1,0$ quando menos de 300 mm de concreto fresco é lançado abaixo do trecho de ancoragem; $\Psi_e = 1,0$ quando a armadura não é revestida; $\Psi_s = 0,8$ para barras com diâmetro de 10 mm.

2.2.4. Fib Bullitum 58 (Fib, 2011)

Embora não seja levada em conta na Equação 2.8, a força compressiva que atua sobre a superfície do concreto entre as ancoras tensionadas, numa distância $s < 1,5 h_{ef}$, provocada por um momento na flexão, contribui a favor da formação do cone de concreto na âncora tensionada (Figura 2.18).

Figura 2.18 - Exemplo de potencialização do cone de ruptura numa âncora tensionada



Fonte: FIB BULLITIM 58 (FIB, 2011)

A resistência característica (N_u) de uma âncora ou um grupo âncora no caso de falha do cone concreto é obtido da Equação 2.15.

$$N_u = N_{u0} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \quad (2.15)$$

Onde:

N_{u0} = resistência característica de uma única âncora sem efeitos de borda e espaçamento;

$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N}^0$ = fator contabilizando os efeitos geométricos do espaçamento e distância da borda;

$\psi_{s,N}$ = fator contabilizando a influência das bordas do elemento na distribuição de tensões no concreto;

$\psi_{ec,N}$ = fator que aumenta o efeito de grupo quando diferentes cargas de tensão são impostas às âncoras individuais de um grupo (por exemplo, carregamento excêntrico);

$\psi_{re,N}$ = fator que adere ao efeito negativo do reforço intimamente espaçado no elemento de concreto sobre a força das âncoras com uma ação na profundidade $h_{ef} < 100\text{mm}$.

As diferentes quantidades na equação (2.15) são explicadas abaixo:

a) a resistência característica de uma única âncora sem efeitos de borda e espaçamento, N_{u0} é obtida a partir da Equação 2.16 até a 2.18:

$$N_{u0} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (2.16)$$

$$k_1 = k_{cr} = 7,7 \left[\sqrt{\frac{N}{mm}} \right] \quad \text{concreto fissurado} \quad (2.17)$$

$$k_1 = k_{uncr} = 11,0 \left[\sqrt{\frac{N}{mm}} \right] \quad \text{concreto não fissurado} \quad (2.18)$$

O fator $\psi_{A,N} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0}$ leva em conta os efeitos geométricos do espaçamento e distância da borda, onde:

$A_{c,N}^0$ = área de referência do cone de concreto de uma âncora individual com grande espaçamento e distância de borda projetada na superfície de concreto; o cone de concreto é

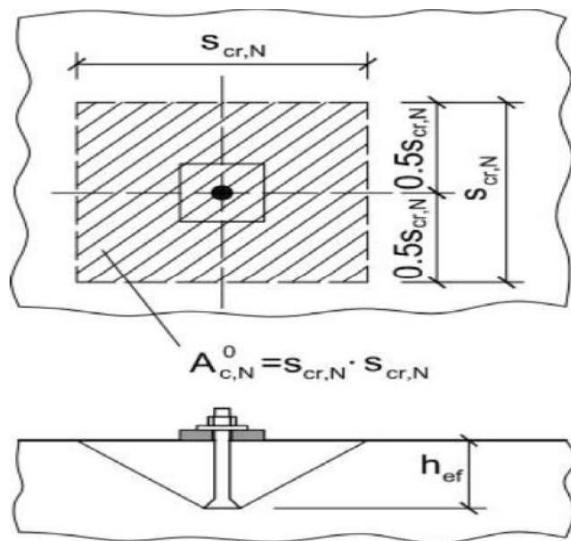
idealizado como uma pirâmide com altura igual a h_{ef} e um comprimento de base igual a $s_{cr,N}$, com sua metade igual a $c_{cr,N}$, determinado pelas Equações 2.19 e 2.20 (Figura 2.19);

$A_{c,N}$ = Área projetada real do cone de concreto da ancoragem na superfície de concreto, limitada pela sobreposição de cones de concreto de âncoras adjacentes ($S < 1,5 \cdot h_{ef}$), bem como por bordas dos cones de falha idealizadas de âncoras únicas.

$$s_{cr,N} = 3h_{ef} \quad (2.19)$$

$$c_{cr,N} = 0,5s_{cr,N} = 1,5h_{ef} \quad (2.20)$$

Figura 2.19 - Cone de concreto idealizado e área $A_{c,N}^0$ de uma âncora individual

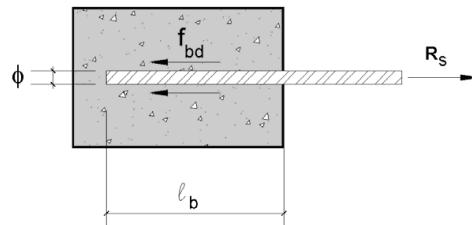


Fonte: FIB BULLITIM 58 (FIB, 2011)

2.2.5. NBR 6118 (ABNT, 2014) / EC2 (CEN, 2004)

Para ancoragem de barras de aço sem cabeça pode-se recorrer às prescrições da NBR 6118. Para o cálculo da resistência de aderência de uma barra embutida numa peça de concreto, conforme Figura 2.20, a tensão média de aderência é dada pela Equação 2.21.

Figura 2.20 - Tensão de aderência numa barra tracionada, embutida num elemento de concreto



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

$$\tau_b = \frac{R_s}{\pi \phi l_b} \quad (2.21)$$

Onde:

R_s - força atuante;

ϕ - diâmetro da barra;

l_b - comprimento de ancoragem.

A resistência de aderência de cálculo entre armadura e concreto é dada pela Equação 2.22:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (2.22)$$

$$\eta_1 = \begin{cases} 1,0 & \text{para barras lisas} \\ 1,4 & \text{para barras entalhadas} \\ 2,25 & \text{para barras nervuradas} \end{cases}$$

$$\eta_2 = \begin{cases} 1,0 & \text{para situações de boa aderência} \\ 0,7 & \text{para situações de má aderência} \end{cases}$$

$$\eta_3 = \begin{cases} 1,0 & \text{para } \phi \leq 32\text{mm} \\ \frac{132 - \phi}{100} & \text{para } \phi > 32\text{mm} \end{cases}$$

O valor f_{ctd} é dado pela Equação 2.23:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (2.23)$$

Sendo $f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm}$ e $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_c^{\frac{2}{3}}$, portanto, conclui-se na Equação 2.24:

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot f_c^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} \quad (2.24)$$

A resistência a tração direta f_{ct} pode ser considerada igual a $0,9 \cdot f_{ct,sp}$ ou $0,7 \cdot f_{ct,f}$.

Onde:

$f_{ct,sp}$ - resistencia a tração indireta;

$f_{ct,f}$ - resistencia a tração na flexão.

O comprimento de ancoragem básico l_b é obtido igualando-se a força última de aderência $f_{bd}\pi\emptyset l_b$ com o esforço na barra $R_s = A_s f_{yd}$, conforme Equação 2.25:

$$f_{bd}\pi\emptyset l_b = A_s f_{yd} \quad (2.25)$$

Como $A_s = \frac{\pi\emptyset^2}{4}$

$$l_b = \frac{\emptyset f_{yd}}{4f_{bd}} \quad (2.26)$$

2.2.6. ACI 318 (ACI, 2019)

O método (*Concrete Capacity Design Method - CCD*) para a concepção de ruptura de concreto foi desenvolvido a partir do Método de Fuchs *et al.* (1995); Eligehausen e Balogh (1995), que foi uma adaptação do Método Kappa (ELIGEHAUSEN; FUCHS, 1988; ELIGEHAUSEN *et al.*, 2006) com um ângulo de superfície de falha de aproximadamente 35° (Figura 2.21).

A Resistência nominal à ruptura do concreto, submetido a tensão de arrancamento, N_u de uma única âncora ou $N_{u,g}$ de um grupo de âncoras, devem ser calculados pelas Equações 2.27 ou 2.28, respectivamente:

(a) Para uma única âncora

$$N_u = \frac{A_{N,c}}{A_{Nc0}} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_{U0} \quad (2.27)$$

(b) Para um grupo de âncoras

$$N_{u,g} = \frac{A_{N,c}}{A_{Nc0}} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_{u0} \quad (2.28)$$

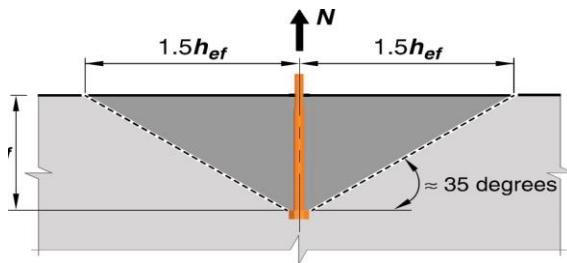
Onde $A_{N,c}$ é a área total projetada para um grupo de âncoras, e A_{Nc0} é a área para uma única âncora;

$\psi_{ed,N}$ é um fator de modificação que considera a influência das bordas do elemento estrutural na distribuição de tensões do concreto em ancoragem isolada e sob tração;

$\psi_{ec,N}$ é um fator de modificação que considera o efeito da fissuração do concreto na região de instalação da ancoragem sob cargas de serviço;

$\psi_{cp,N}$ é um fator de modificação que considera, para dispositivos pós-instalados em concreto não fissurado.

Figura 2.21 - Cone de ruptura no concreto



Fonte: ACI 318 (ACI, 2019)

A resistência básica à ruptura do concreto de uma única âncora tensionada no concreto fissurado, N_{u0} , deve ser calculado pela Equação 2.29.

$$N_{u0} = k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad (2.29)$$

Onde:

k_c é igual a 10 para dispositivos pré-instalados e igual a 7 para pós-instalados;

λ_a é um fator de modificação relacionado às propriedades mecânicas reduzidas do concreto leve. Para concreto normal moldado *in loco* deve ser atribuído igual a 1,0.

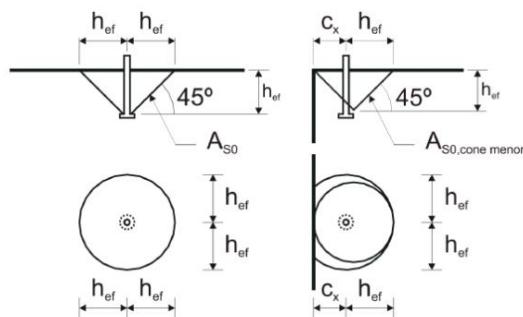
2.3. Trabalhos experimentais

Apesar dos diversos modos de ruptura, existe unanimidade entre os pesquisadores adotando o arrancamento do pino para conectores sem cabeça e a ruptura em forma de cone quando estes possuem cabeça. A seguir, descrição de alguns trabalhos.

2.3.1. Klingner e Mendonça (1982)

Neste método, o modo de se estimar a capacidade final de um chumbador, sem a influência de borda e de outros chumbadores é semelhante ao método do ACI 349, adotando um ângulo do cone de concreto igual a 45° , porém a forma como a influência de borda é calculada, através da redução linear pelo fator c_x / h_{ef} para valores de c_x menores que a altura efetiva. A configuração do cone de ruptura proposto por esse método pode ser vista na Figura 2.22.

Figura 2.22 - Cone de ruptura segundo Klingner e Mendonça 1982



Fonte: Klingner e Mendonça (1982) *apud* Soares (2007)

A capacidade final da ancoragem levando em conta a influência de borda é dada pelas Equações 2.30 ou 2.31, e a carga de ruptura de um pino que não sofre a influência de borda é dada pela Equação 2.32:

$$N_{u,brd} = N_{u0} \cdot \left(\frac{2 \cdot c_x}{9 \cdot d} \right) \cdot \sqrt{\frac{f_c}{5000}} \quad (2.30)$$

Se:

$$c_x \geq \frac{9 \cdot d \cdot 0,083}{2 \cdot C \cdot \sqrt{\frac{f_c}{5000}}}$$

Ou,

$$N_{u,brd} = \left(\frac{A_{s0,conemenor}}{A_{s0}} \right) \cdot N_{u0} \quad (2.31)$$

Se:

$$c_x < \frac{9 \cdot d \cdot 0,083}{2 \cdot C \cdot \sqrt{\frac{f_c}{5000}}}$$

Onde:

$$N_{u0} = 0,33 \cdot f_c^{0,5} \cdot A_{s0} \quad (2.32)$$

$$A_{s0} = \pi \cdot \sqrt{2} \cdot h_{ef} \cdot (h_{ef} + d_h) \quad (2.33)$$

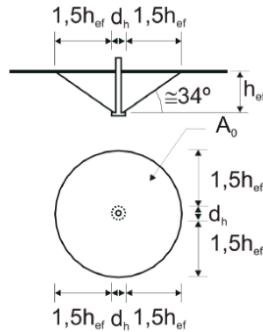
$$A_{s0,conemenor} = \pi \cdot \left(\frac{\frac{d_h}{2} + h_{ef} + c_x}{2} \right) \cdot \sqrt{h_{ef}^2 + \left(\frac{\frac{d_h}{2} + h_{ef} + c_x}{2} \right)^2} \quad (2.34)$$

C , é um coeficiente multiplicador relativo ao tipo de concreto. Para concretos normais e concretos leves o seu valor é 1.00 e 0.85, respectivamente.

2.3.2. Bode e Roik (1987)

A configuração do cone de ruptura proposto por esse método pode ser vista na Figura 2.23.

Figura 2.23 - Cone de ruptura segundo Bode e Roik, 1987



Fonte: Bode e Roik (1987) *apud* Soares (2007)

A capacidade final da ancoragem levando em conta a influência de borda é dada pela Equação 2.35, e a carga de ruptura de um pino que não sofre a influência de borda é dada pela Equação 2.36:

$$N_u = \frac{c_x}{c_{min,u0}} \quad (2.35)$$

Onde:

$$N_{u0} = 11,9 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_c^{0,5} \cdot \left[1 + \left(\frac{d_h}{h_{ef}} \right) \right] \quad (2.36)$$

Onde:

$c_{min} = 1,5 \cdot h_{ef}$ para uma borda;

$c_{min} = 2 \cdot h_{ef}$ para mais de uma borda;

d_h , é o diâmetro da cabeça de ancoragem.

Para ancoragens em grupo a capacidade final de ancoragem é dada pela Equação 2.37:

$$N_{u,grp} = N_{u0} \cdot \left[1 + \frac{s \cdot (n - 1)}{4 \cdot h_{ef}} \right] \quad (2.37)$$

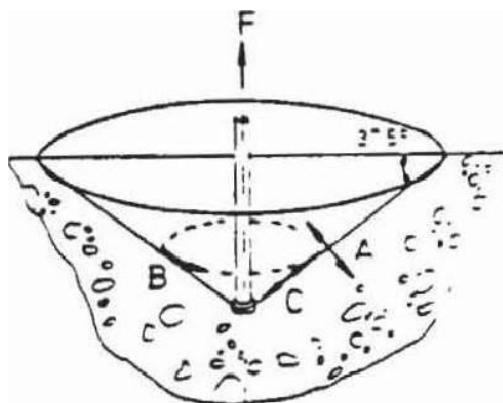
Onde, n é o número de pinos.

2.3.3. Eligehausen e Sawade (1989)

Realizaram testes de arrancamento com pinos encabeçados em grandes blocos de concreto e submetidos à tração. Nos testes o deslocamento dos pinos com cabeça foi

continuamente aumentado. Ocorreram fissuras e deformações no interior do concreto na região do cone de falha e estas foram medidas por dispositivos medidores de deformação, instalados perpendicularmente (A), circunferencialmente (B) e perpendicularmente (C) à superfície do concreto (Figura 2.24).

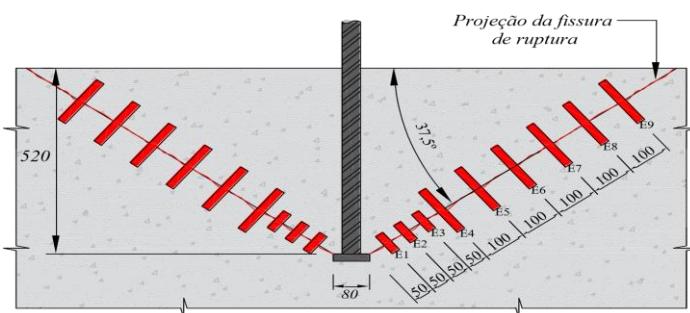
Figura 2.24 - Medidas de tensão no concreto: A) perpendicular; B) circunferencial; C) paralelo superfície de fissuras



Fonte: Elsgehausen e Sawade (1989)

A Figura 2.25 apresenta a forma do cone de falha, a qual já era conhecida por testes preliminares. A inclinação entre a geratriz do cone de falha e a superfície do concreto era de $37,5^\circ$ na média.

Figura 2.25 - Aplicação do modelo teórico pinos com cabeça embutidos no concreto



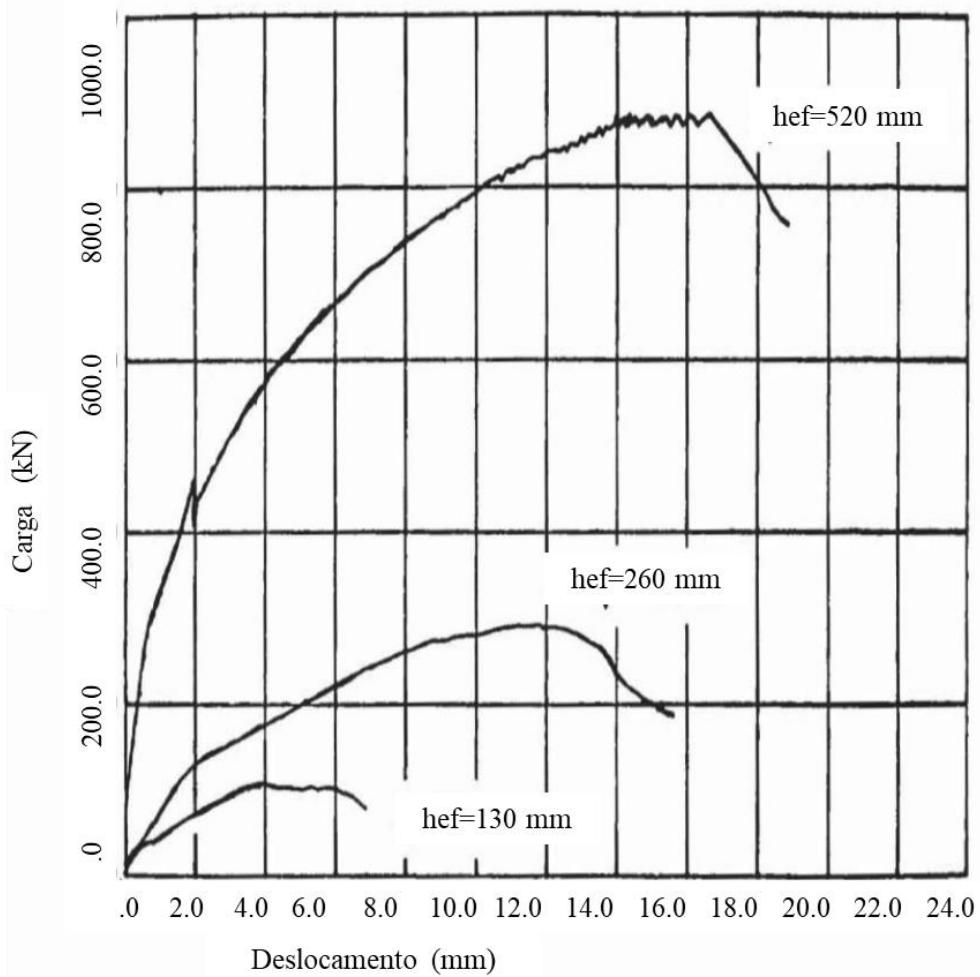
Fonte: Costa (2016)

Na Figura 2.26, são ilustradas as relações de carga e deslocamento em função da profundidade do conector embutida no concreto.

Nestes resultados obtidos os autores confirmaram o acréscimo da capacidade resistente em função do comprimento de embutimento efetivo. Obteve-se valores de cargas de 97,2 kN, 290,2 kN e 885,2 kN para corpos de prova com embutimentos da ordem de 130 mm, 260 mm

e 520 mm, respectivamente. As cargas últimas foram obtidas com cerca de 25% a 30% da área lateral do cone de concreto fissurado.

Figura 2.26 - Carga em função do deslocamento observado da âncora relativa para a superfície de concreto



Fonte: Adaptado de Eligehausen e Sawade (1989)

De acordo Equação (2.38), os autores assumiram que as deformações medidas (ε_A) na direção A (Figura 2.24) são calculadas pela adição entre a deformação elástica (ε_{el}) no concreto e a deformação devida a abertura de fissuras (w), perpendicular a superfície da fissura relacionada com o seu comprimento ($\frac{w}{l_M}$).

$$\varepsilon_A = \varepsilon_{el} + \frac{w}{l_M} = \frac{\sigma(w)}{E_c} + \frac{w}{l_M} \quad (2.38)$$

Onde:

E_c - Módulo de elasticidade do concreto;

l_M - Medição do comprimento da faixa de tensão.

A transferência de tensões normais através da fissura pode ser expressa por:

$$\sigma(w) = B_z \cdot \exp\left(-\left(\frac{f_t}{G_F}\right) \cdot w\right) \quad (2.39)$$

Onde:

f_t - Resistência a tração axial;

G_F - Energia total de formação de fissuras;

w- largura da fissura.

A Figura 2.27 mostra a distribuição das tensões de tração ao longo da superfície do cone de falha. Pode-se observar o efeito da redistribuição das tensões em função do crescimento das fissuras. Faixas de carregamento de 30% e 90% da carga de ruptura.

Das Equações 2.38 e 2.39 resulta uma relação não linear para tensão normal $\sigma(w)$ que pode ser resolvida iterativamente.

Para o caso especial de uma grande profundidade de embutimento, a energia específica de formação de fissuras pode ser dada utilizando a abordagem da mecânica de fratura linear, através da Equação 2.40.

$$G(w) = G_F; w > 0 \quad (2.40)$$

A relação entre a força induzida F e o comprimento da fissura a é então dada por:

$$F = (E \cdot G_F)^{\frac{1}{2}} \cdot (h_v)^{\frac{3}{2}} \cdot f\left(\frac{a}{l_b}\right) \quad (2.41)$$

Onde:

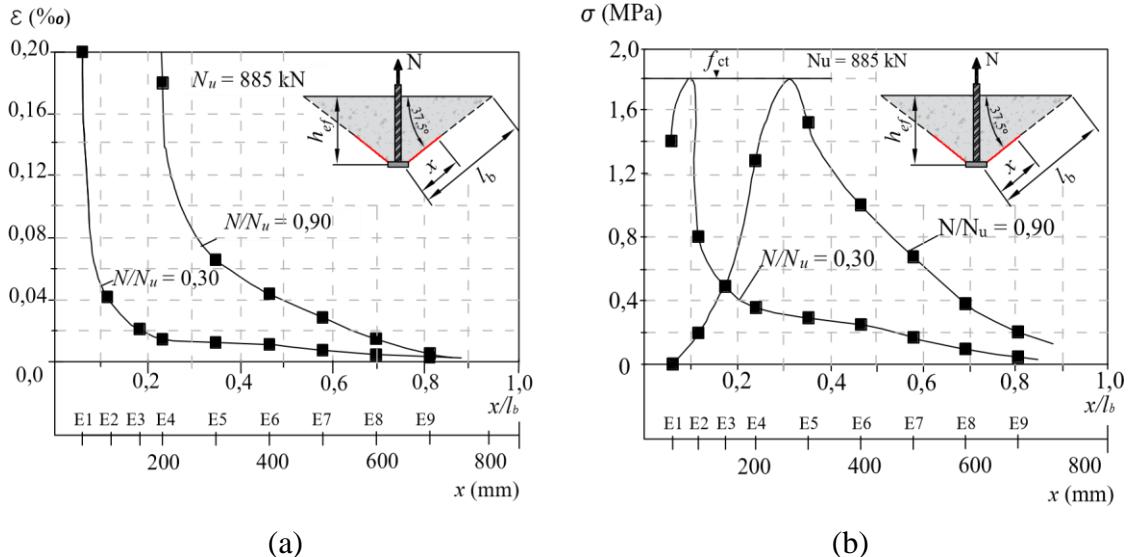
l_b – comprimento da superfície do cone de falha.

A função $f\left(\frac{a}{l_b}\right)$ depende do comprimento da fissura conseguido no contorno da área fissurada. Ela é apresentada na Figura 2.25, que é válido para uma "carga pontual e uma fissura circunferencial inclinada de 37,5° para a superfície de concreto, conforme observado nas experiências. Pode ser visto, a partir da Figura 2.27 (b) que até à carga máxima, o crescimento

da fissura é estável. Para um comprimento relativo de fissura $\frac{a}{l_b} \approx 0,45$ a carga máxima é alcançada (Equação 2.42).

$$F_{max} = (E \cdot G_F)^{\frac{1}{2}} \cdot (h_v)^{\frac{3}{2}} \quad (2.42)$$

Figura 2.27 - (a) Distribuição de deformações perpendiculares a superfície de falha; (b) Distribuição de tensões de tração perpendiculares para a superfície de ruptura



Fonte: Eligehausen e Sawade (1989) *apud* Costa (2016)

2.3.4. Fuchs *et al.* (1995)

Apresentaram um modelo revolucionário para projeto de ancoras de aço pós-instaladas e pinos com cabeça ajustável no local (*Concrete Capacity Design – CCD*). As variáveis contempladas nesse método incluíam ancoras simples longe e perto da borda, grupos de ancoras, carga de tensão e carga de cisalhamento. Para aferir o método, criaram um banco de dados com aproximadamente 1200 testes com dados europeus e americanos. Após comparar os dados, concluíram a tamanha acurácia do método na previsão da carga de ruptura do concreto de ligações envolvidas na pesquisa. Este método é recomendado como base para projetos de fixações.

$$N_u = K \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (2.43)$$

Onde:

k é igual a 15,5 para dispositivos pré-instalados e igual a 13,5 para pós-instalados;

f'_c é a resistência a compressão do concreto, apurada em corpo de prova cilíndrico.

2.3.5. Farrow e Klingner (1995)

Esse método contempla uma variação do ângulo do cone de concreto para alturas efetivas menores que 127 mm, e para alturas efetivas maiores do que esse valor o ângulo é fixado em 45° . Para obtenção da carga de ruptura da ancoragem, a área projetada desse cone de ruptura é multiplicada pelo valor da tensão de tração do concreto de $(0,33 \cdot \sqrt{f_c})$, de acordo com a Equação 2.44, e a capacidade final da ancoragem levando em conta a influência de borda é dada pela Equação 2.45.

$$N_{u0} = 0,33 \cdot f_c^{0,5} \cdot A_0 \quad (2.44)$$

Onde:

$$N_u = \frac{A_n}{A_0} \cdot N_{u0} \quad (2.45)$$

$$A_0 = \pi \cdot \frac{h_{ef}}{\tan \alpha} \cdot \left(\frac{h_{ef}}{\tan \alpha} + d_h \right) \quad (2.46)$$

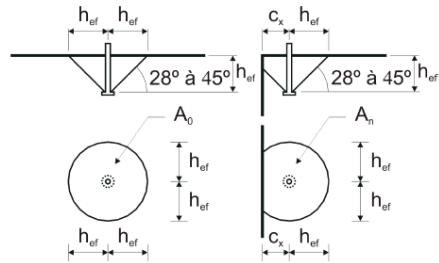
$$A_n = \left(2 \cdot \pi - \pi \cdot \frac{\theta}{180} \right) \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{\tan \alpha} + \frac{d_h}{2} \right)^2 + c_x \cdot \left(\frac{h_{ef}}{\tan \alpha} + \frac{d_h}{2} \right) \cdot \sin \frac{\theta}{2} \frac{\pi \cdot d_h^2}{4} \quad (2.47)$$

$$\theta = 2 \cdot \arccos \left(\frac{2 \cdot c_x}{2 \cdot h_{ef} + d_h} \right) \quad (2.48)$$

O ângulo da superfície de ruptura α é igual para a 45° para $h_{ef} \geq 127$ mm e para $h_{ef} < 127$ mm, $\alpha = 28^\circ + (0,13386 \cdot h_{ef})$.

A configuração do cone de ruptura proposto por esse método pode ser vista na Figura 2.28.

Figura 2.28 - Cone de ruptura Segundo Farrow e Klingner, 1995

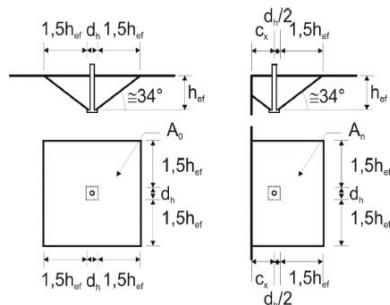


Fonte: Farrow e Klingner (1995) *apud* Soares (2007)

2.3.6. De Vries *et al.* (1999)

Este método proposto por De Vries *et al.* (1999), foi adaptado do método CCD, adota um coeficiente k (9,7) modificado para levar em conta a influência da dimensão da cabeça do pino sobre a resistência da ancoragem. Nele é considerado a área do cone de ruptura interrompido pela proximidade de borda, iniciando a partir do perímetro da cabeça de ancoragem. A configuração do cone de ruptura proposto pode ser vista na Figura 2.29.

Figura 2.29 - Cone de ruptura proposto dos De Vries (1999)



Fonte: (DE VRIES *et al.*, 1999 *apud* SOARES, 2007)

A capacidade final da ancoragem levando em conta a influência de borda é dada pela Equação 2.49, e a carga de ruptura de um pino que não sofre a influência de borda é dada pela Equação 2.50.

$$N_u = \frac{A_n}{A_0} \cdot N_{u0} \cdot \Psi_c \quad (2.49)$$

$$N_{u0} = k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_c^{0,5} \quad (2.50)$$

Onde:

$k = 9,70$ para ancoragens de barras com cabeça;

$$A_0 = (3 \cdot h_{ef} + d_h)^2;$$

$$A_n = (3 \cdot h_{ef} + d_h) \cdot \left(c_x + 1,5 \cdot h_{ef} + \frac{d_h}{2} \right);$$

$$\Psi_c = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_x}{1,5 \cdot h_{ef}} \text{ se } c_x < 1,5 \cdot h_{ef};$$

$$\Psi_c = 1 \text{ se } c_x \geq 1,5 \cdot h_{ef}.$$

2.3.7. Nzamb *et al.* (2021)

Propuseram um estudo com solução prática para a instalação de elementos de ancoragem pós-instaladas em superfícies de concreto para receber esforços de tração. Avaliaram a técnica de pós-instalação de pinos com cabeça em nichos de concreto e o uso de resina epóxi estrutural na interface de concreto novo-antigo. Além disso, a influência da adição da fibra de aço no desempenho dos pinos de ancoragem também foi avaliada.

A carga de falha pode ser calculada pela Equação 2.51 de resistência ao arrancamento de acordo com a NBR 6118 (ABNT 2014), em função da tensão de ligação f_{bd} .

$$N_{uo,NBR} = 0,169 \cdot f_c^{\frac{2}{3}} \cdot \pi \cdot h_{ef}^2 \cdot \left(1 + \frac{d_h}{h_{ef}} \right) \quad (2.51)$$

2.4. Modelagem computacional em elementos finitos

2.4.1. Modelo constitutivo

Nas investigações experimentais eventualmente pode surgir alguma incerteza em algum resultado específico, devido a aleatoriedade dos dados. Um modelo computacional confiável permite não somente a aferição de resultados, comparando com os experimentais, como também uma melhoria no desempenho estrutural de um elemento ou de uma estrutura, reduzindo custos e o número de testes em laboratório (SANTANA, 2020).

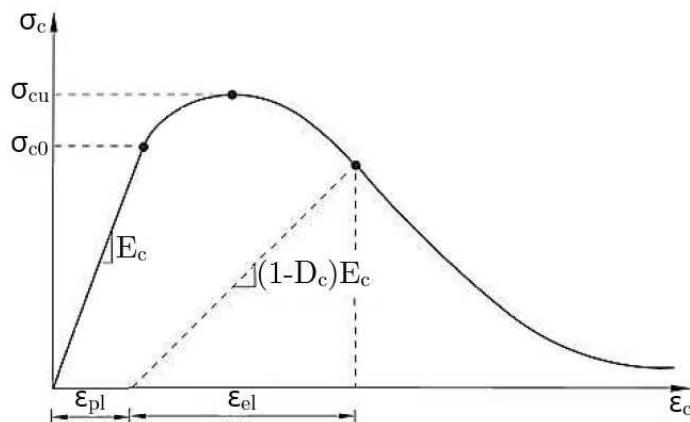
Nesse sentido, tornou-se cada vez mais comum a busca por ferramentas de análise computacional na engenharia civil, uma vez que as modelagens com o Método dos Elementos Finitos (MEF) são capazes de prever tanto o modo de ruptura dos elementos estruturais quanto a evolução das fissuras ao longo do carregamento (BRACKMANN *et al.*, 2021).

Existem alguns *softwares* comerciais em análise de elementos finitos (FEA), tais como *ABAQUS*, *DIANA*, *ROBOT*, *ATENA*, disponibilizam modelos constitutivos para concretos convencionais. O *ABAQUS* disponibiliza o modelo de Dano com Plasticidade (*Concrete Damaged Plasticity – CDP*), este tem sido utilizado para prever o comportamento do concreto. O CDP, através de seus parâmetros próprios, das propriedades mecânicas dos materiais, sendo estas obtidas experimentalmente ou através de equações, permitem uma resposta do modelo numérico concebido pelo usuário (BRACKMANN *et al.*, 2021). Este ajuste dos parâmetros para cada situação analisada é necessário, pois não é possível os adquirir apenas experimentalmente.

2.4.1.1. Comportamento do concreto à compressão

De acordo a norma MC90 (CEB-FIP, 1990), os diagramas tensão-deformação são geralmente da forma mostrada esquematicamente na Figura 2.30. O comportamento uniaxial do concreto submetido à compressão, pode ser dividido em duas etapas: a 1^a etapa é um trecho que começa de forma linear elástico até 40% do f_{cm} , seguido por um trecho parabólico de endurecimento até o ponto de abscissa com valor de $\epsilon_{c,lim}$. A 2^a etapa é um trecho descendente indicando o amolecimento do material.

Figura 2.30 - Diagrama tensão x deformação para compressão uniaxial



Fonte: *ABAQUS* (2014)

A relação $\sigma_c \times \epsilon_c$ pode ser aproximada pela Equação 2.52.

$$\sigma_c = -\frac{\frac{E_{ci}}{E_{c1}} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}} - 2\right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} \cdot f_{cm} \quad (2.52)$$

Para $|\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c,lim}|$.

Onde:

E_{ci} é o módulo tangente de acordo com a Equação 5.2;

σ_c é a tensão de compressão;

ε_c é a deformação total do concreto comprimido;

$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \sigma_c \cdot E_{ci}^{-1}$ é a deformação inelástica do concreto comprimido;

b_c é uma constante ($0 < b_c \leq 1$);

$\varepsilon_c^{pl} = b_c \cdot \varepsilon_c^{in}$ é a deformação plástica do concreto comprimido;

$\varepsilon_{c1} = -0,0022$;

$E_{c1} = \frac{f_{cm}}{0,0022}$ = módulo secante desde a origem até o pico de tensão de compressão f_{cm} .

Segundo a norma MC90 CEB-FIP (1990), em casos em que a resistência real à compressão do concreto com 28 dias (f_{cm}) é conhecida, o módulo de elasticidade tangente (E_{ci}) pode ser estimado a partir da Equação 2.53.

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot \left[\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (2.53)$$

Onde:

E_{ci} é o módulo de elasticidade tangente (MPa) para o concreto com uma idade concreta de 28 dias;

$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$;

$E_{c0} = 21500 \text{ MPa}$.

Em casos em que é realizada apenas uma análise elástica de uma estrutura de concreto, um módulo de elasticidade reduzido E_c , de acordo com a Equação 2.54, deve ser usado para levar em conta a deformação plástica inicial.

$$E_c = 0,85 \cdot E_{ci} \quad (2.54)$$

Para a parte descendente do diagrama tensão-deformação é válida apenas para valores de:

$$\frac{|\sigma_c|}{f_{cm}} \geq 0,5.$$

A deformação $\varepsilon_{c,lim}$ para $\sigma_{c,lim} = -0,5f_{cm}$ pode ser calculada a partir da Equação 2.55.

$$\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} \frac{E_{ci}}{E_{c1}} + 1 \right) + \left[\frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} \frac{E_{ci}}{E_{c1}} + 1 \right)^2 - \frac{1}{2} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.55)$$

Para deformações $\varepsilon_c > \varepsilon_{c,lim}$, o ramo descendente do diagrama $\sigma_c \times \varepsilon_c$ pode ser descrito usando as Equações 2.56 e 2.57.

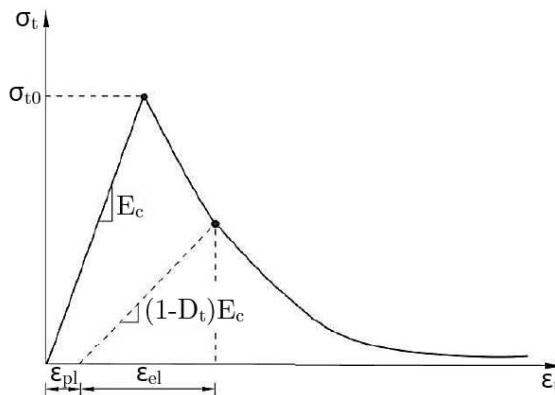
$$\sigma_c = - \left[\left(\frac{1}{\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}}} \xi - \frac{2}{\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}}} \right) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + \left(\frac{4}{\varepsilon_{c,lim}} - \xi \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right]^{-1} \cdot f_{cm} \quad (2.56)$$

$$\xi = \frac{4 \left[\left(\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}} - 2 \right) + 2 \frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} - \frac{E_{ci}}{E_{c1}} \right]}{\left[\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} \left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}} - 2 \right) + 1 \right]^2} \quad (2.57)$$

2.4.1.2. Comportamento do concreto à tração

Na Figura 2.31 é apresentado a curva que representa o modelo constitutivo de Hordijk, cujo comportamento é uniaxial a tração do concreto com aproximação exponencial do trecho de descida, considerando a energia de fratura.

Figura 2.31 - Comportamento uniaxial a tração do concreto



Fonte: ABAQUS (2014)

Através da Equação 2.58 pode-se determinar a abertura crítica de uma fissura e com as Equações 2.59, 2.60 e 2.61 correlacionar com a tensão de tração para a construção do diagrama mostrado na Figura 2.31.

$$w_c = 5,14 \cdot \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad (2.58)$$

$$G_F = G_{f0} \cdot \left[\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right]^{0,7} \quad (2.59)$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{ctm} + \frac{w}{l_{eq}} \quad (2.60)$$

$$\frac{\sigma_t(w)}{f_{ctm}} = \left[1 + \left(c_1 \cdot \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot e^{-c_2 \cdot \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2} \quad (2.61)$$

Sendo:

w é a abertura de fissura;

w_c é a abertura máxima de fissura;

c_1 e c_2 são constantes;

G_F é a energia de fratura;

$G_{f0}=100$ N/m;

f_{ctm} é a resistência média à tração;

ε_t é a deformação na tração;

ε_{ctm} é a deformação média na tração;

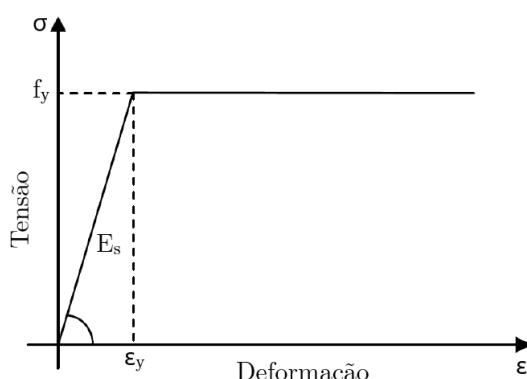
l_{eq} é o comprimento da fissura.

Segundo Cornelissen *et al.* (1986) *apud* Santana (2020), a Equação 2.61 mostra que o concreto contribui até a sua resistência média à tração, em caso de uma abertura de fissura nula, porém, ocorre um decréscimo exponencial da resistência média à tração, à medida que a abertura da fissura aumenta e quando esta atinge a magnitude, a tensão de tração se anula.

2.4.1.3. Comportamento do aço

Para a modelagem do aço utilizado para os pinos, optou-se por um modelo elasto-plástico clássico. O critério de escoamento adotado é o de Von-Mises, ou seja, a regra de fluxo plástico compartilha a mesma função de potencial plástico. Foi utilizado o diagrama bi-linear (Figura 2.32), ou seja, este modelo representa o comportamento do material reto entre trechos, sendo elástico linear quando submetido a tensões inferiores a de escoamento (f_y) e assume deformações plásticas quando as tensões superam as de escoamento. Considera-se como principais parâmetros para este modelo, a tensão de escoamento e o módulo de elasticidade, além disso, adotou-se também o coeficiente de Poisson e densidade do material, ambos iguais a 0,3 e $7,8 \times 10^{-9}$ t/mm³, respectivamente.

Figura 2.32 - Comportamento uniaxial do aço



Fonte: ABAQUS (2014)

2.5. Trabalhos computacionais com elementos finitos

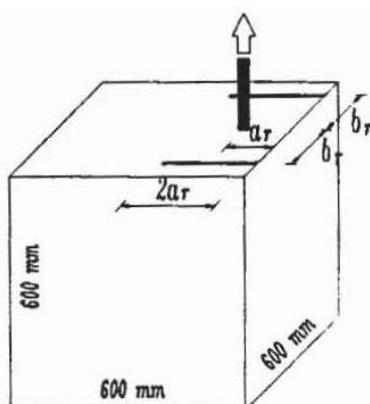
Neste tópico será descrito alguns estudos computacionais utilizando MEF aplicado a ancoras com cabeça, submetidas a tração com utilização do software ABAQUS. Estes estudos visam investigar a influência de parâmetros como a profundidade de embutimento da âncora, a espessura do elemento de concreto, o tamanho da cabeça do conector, assim como o concreto fissurado na capacidade de ruptura à tração.

2.5.1. Ozbolt e Eligehausen (1993)

Neste trabalho foi feito uma avaliação numérica tridimensional em eixos de ancoras com cabeças, embutidas em blocos de concreto plano. Utilizou-se o método dos elementos finitos e pôde-se avaliar outros parâmetros como largura da abertura de fissura, influência da distância de borda, e profundidade de embutimento dos pinos.

Na análise tridimensional, utilizou-se a análise de elementos finitos não lineares para investigar a distância entre o pino com cabeça e a borda livre. Esta análise foi realizada numa amostra do cubo de concreto (Figura 2.33).

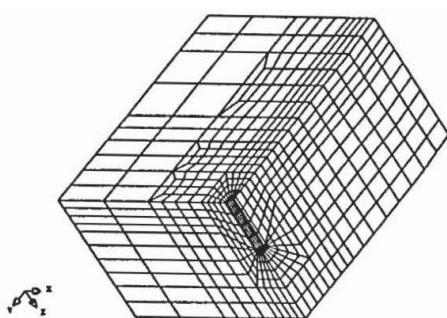
Figura 2.33 - Influência da borda



Fonte: Ozbolt e Eligehausen (1993)

A análise da influência da largura da fissura gerada pelo cone é realizada no momento que as tensões de tração são introduzidas através dos pinos tracionados, os quais produzem fissuras de uma determinada largura. A modelagem da malha de elementos finitos é feita apenas para $\frac{1}{4}$ do cubo (Figura 2.34).

Figura 2.34 - Influencia da largura da fissura - Malha de elementos finitos.



Fonte: Ozbolt e Eligehausen (1993)

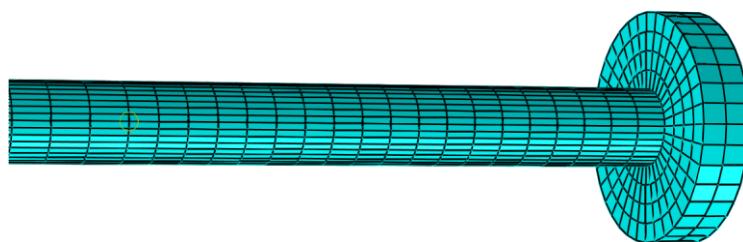
2.5.2. Santana (2020)

Neste trabalho utilizou-se modelos tridimensionais não lineares em Elementos Finitos para calibrar os modelos computacionais baseados nos resultados experimentais. Através do software ABAQUS (2017), avaliou-se a capacidade resistente ao arrancamento de ancoragens do tipo conector com cabeça, embutidos em membros de concreto armado sob tração.

Foi utilizado modelo CDP, com parâmetros da variação do ângulo de dilatação na modelagem do concreto.

Foram utilizados Elementos Volumétricos de oito Nós com Integração Reduzida (C3D8R). Para discretização do conector (ver Figura 2.35), foram utilizadas malhas com l_{eq} iguais a 6 mm para os modelos H-60 e 9 mm para os modelos H-110.

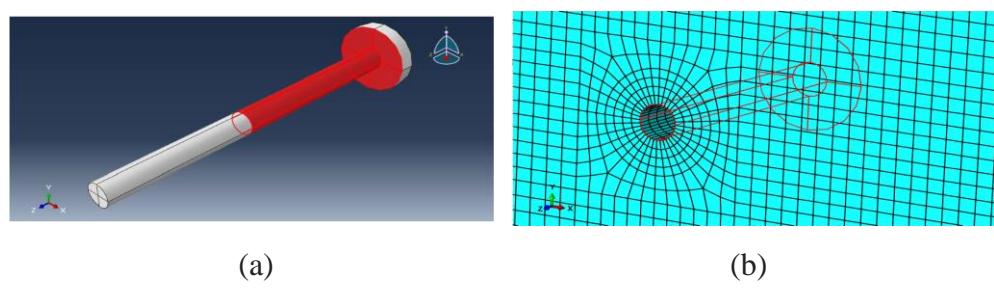
Figura 2.35 - Detalhe da malha em elementos finitos do conector com cabeça.



Fonte: Santana (2020)

Para simulação do arrancamento, utilizou-se o acoplamento das malhas para a consideração de aderência perfeita na interface aço-concreto Figura 2.36.

Figura 2.36 - Acoplamento das malhas na interface aço-concreto: (a) Conector; (b) Prisma

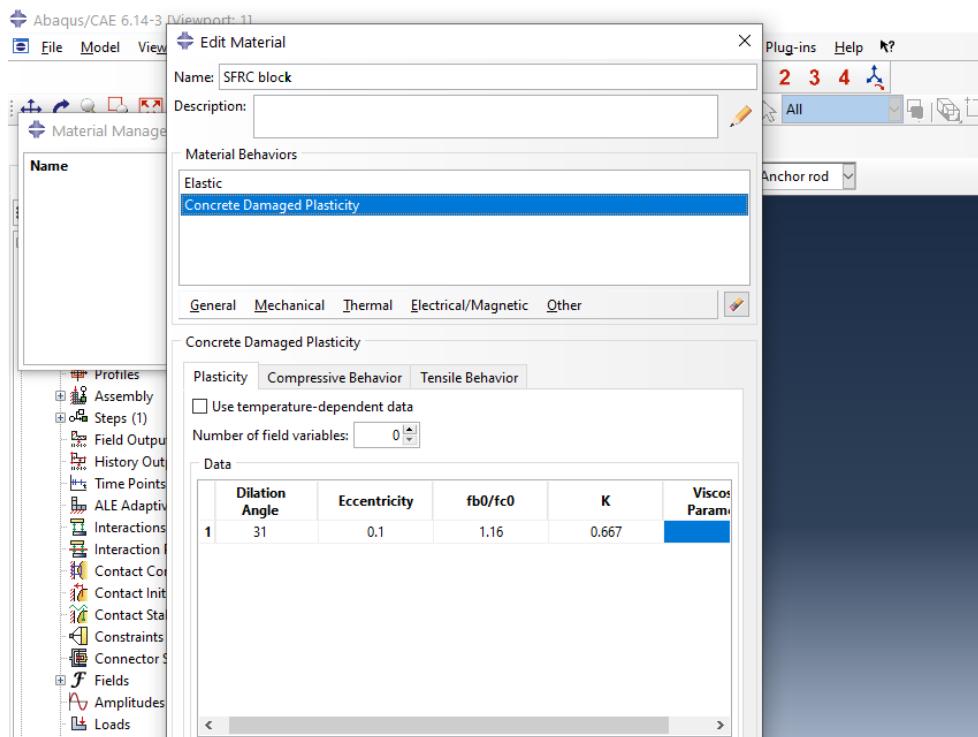


Fonte: Santana (2020)

2.5.3. Chauhan (2021)

Neste estudo, o objetivo foi investigar numericamente o efeito de grupos de ancoragens tracionadas para o rompimento e comportamento resistente do concreto, utilizando a análise de elementos finitos não lineares. Foram introduzidos no concreto conectores de aço com cabeça. Foram quatro corpos de prova, variando a proporção de fibra, cada um contendo um teor de fibra de aço. As proporções de fibras de aço foram 0%, 0,5%, 1%, 1,5%. O autor concluiu que o efeito de grupo dos conectores reduz a capacidade de carga do sistema. A Figura 2.37 ilustra os parâmetros de CDP adotados.

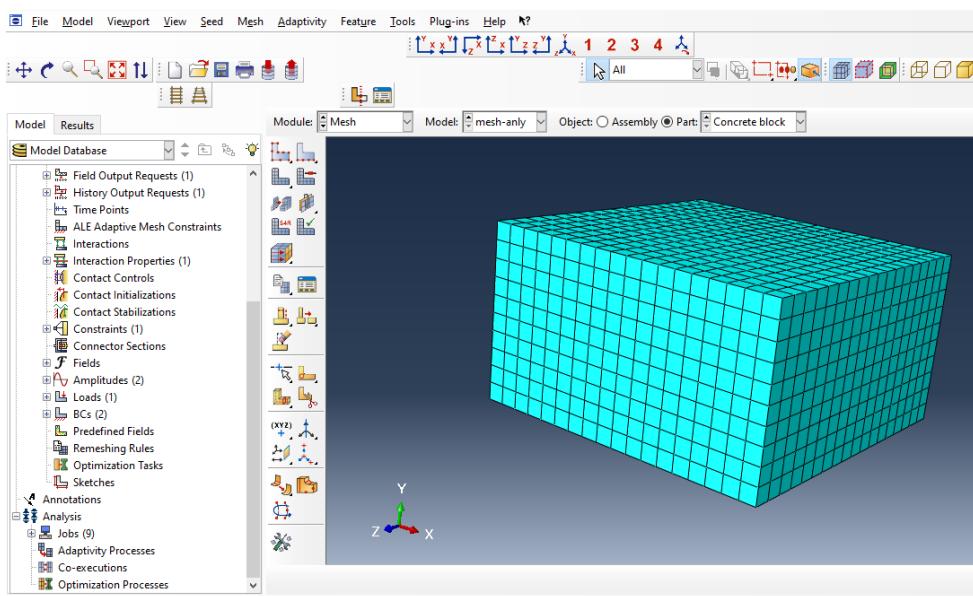
Figura 2.37 - Plasticidade do dano do concreto - *Abaqus*



Fonte: Chauhan (2021)

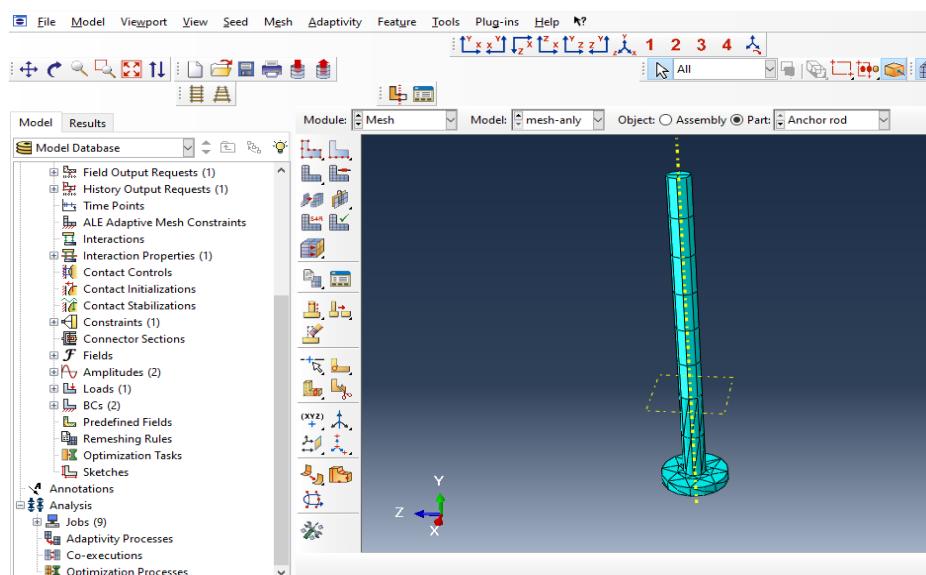
Para a malha do bloco SFRC considerou-se elemento hexaédrico (hex) de 8 nós e para a haste de ancoragem uma combinação do elemento hexaédrico e do elemento tetraédrico (Figuras 2.38 e 2.39, respectivamente). Para a parte da haste de ancoragem embutida no bloco SFRC utilizou-se o elemento tetraédrico e para a parte fora do bloco SFRC utilizou-se o elemento hexaédrico.

Figura 2.38 - Malha SFRC 43.



Fonte: Chauhan (2021)

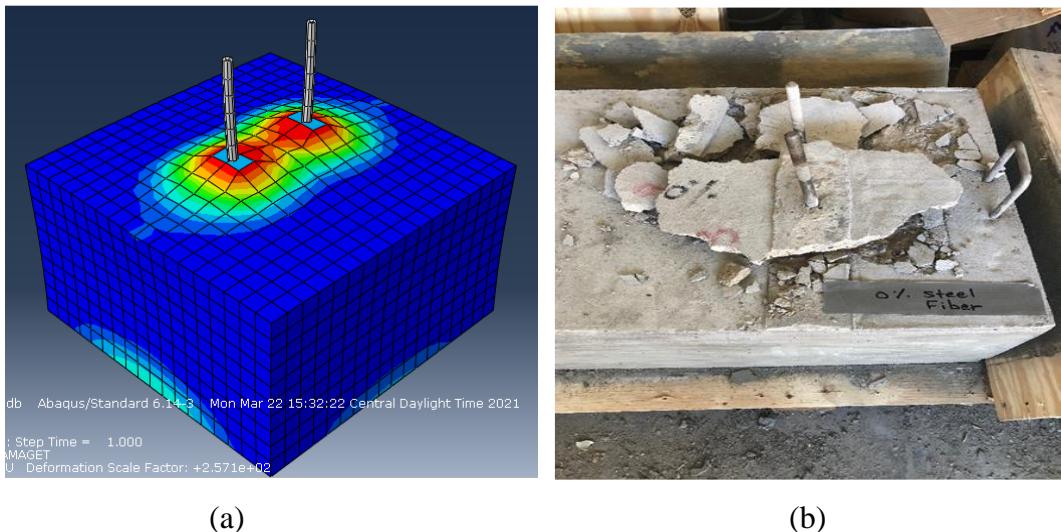
Figura 2.39 - Malha do parafuso de ancoragem.



Fonte: Chauhan (2021)

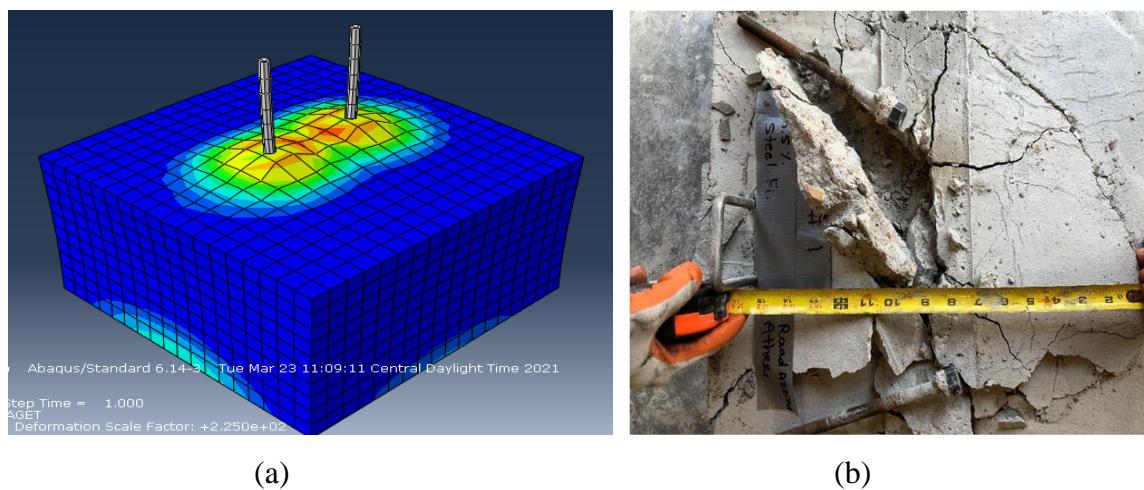
A seguir as Figuras 2.40 a 2.43 apresentam os corpos de prova após o ensaio de arrancamento e as malhas de elementos finitos lado a lado.

Figura 2.40 - (a) Análise computacional para 0% de fibras de aço em *ABAQUS*; (b) Teste experimental para 0% de fibras de aço.



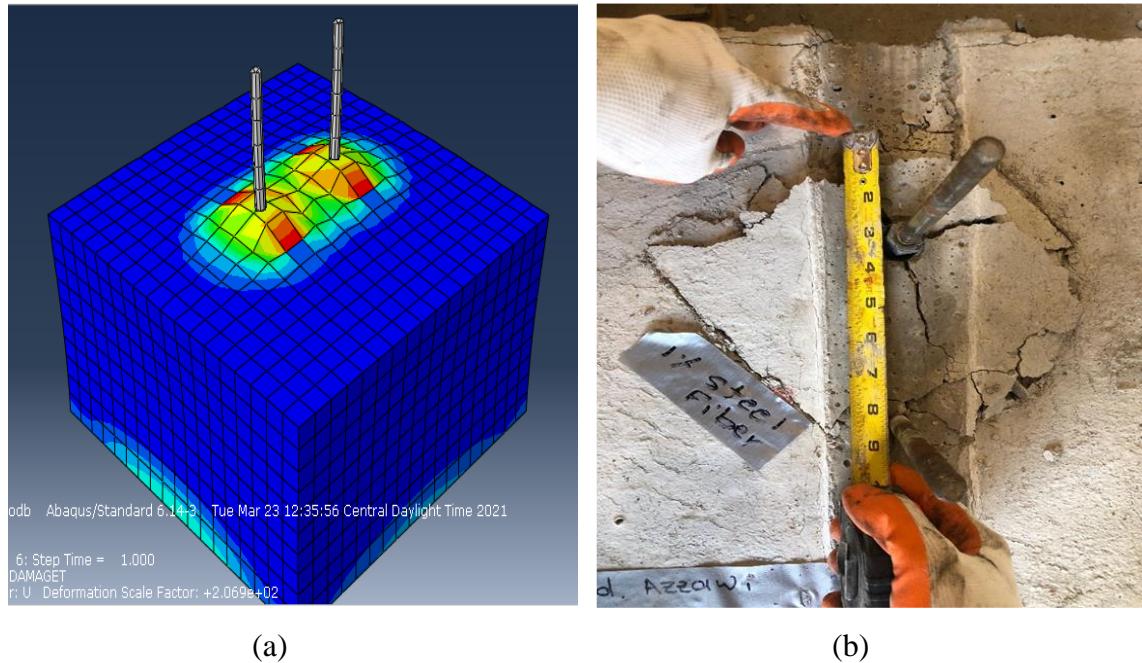
Fonte: Chauhan (2021)

Figura 2.41 - (a) Análise computacional para 0,5% de fibras de aço em *ABAQUS*; (b) Teste experimental para 0,5% de fibras de aço.



Fonte: Chauhan (2021)

Figura 2.42 - (a) Análise computacional para 1,0% de fibras de aço em *ABAQUS*; (b) Teste experimental para 1,0% de fibras de aço.

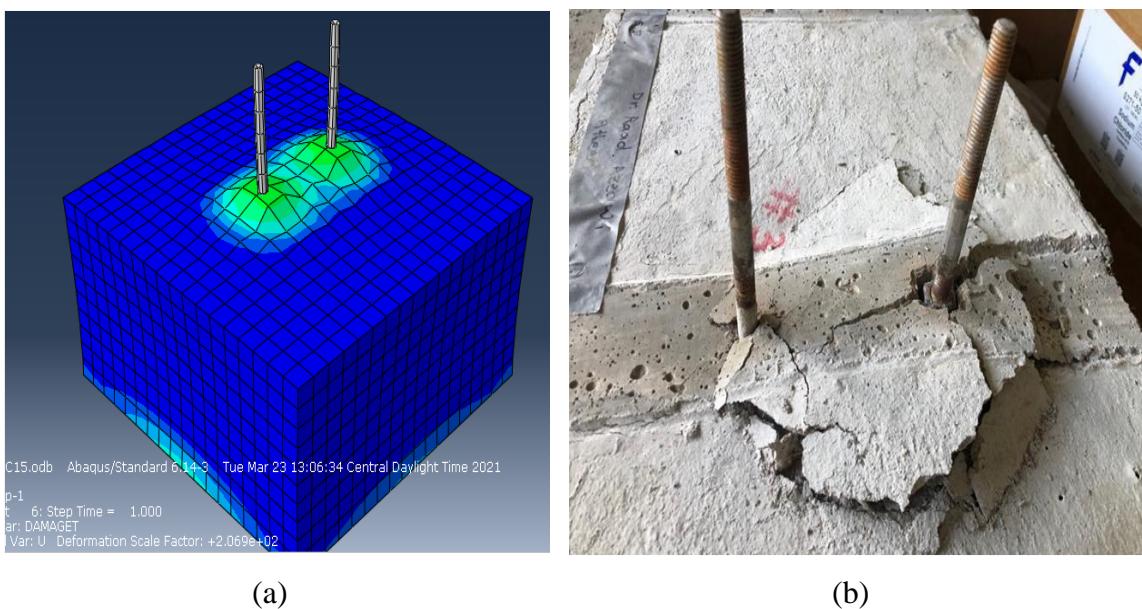


(a)

(b)

Fonte: Chauhan (2021)

Figura 2.43 - (a) Análise computacional para 1,5% de fibras de aço em *ABAQUS*; (b) Teste experimental para 1,5% de fibras de aço.



(a)

(b)

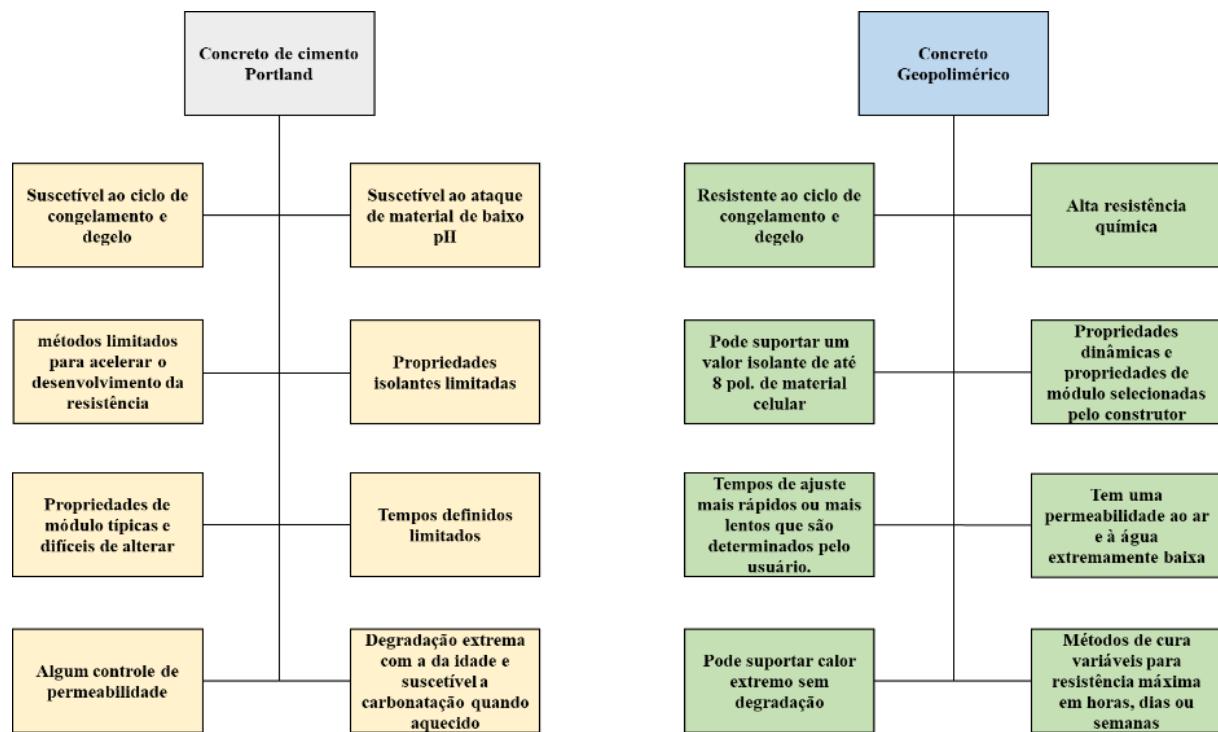
Fonte: Chauhan (2021)

2.6. Geopolímero

2.6.1 Generalidades

Visando amenizar o problema da degradação ambiental devido a produção de cimento para atender a grande demanda mundial, o GP surge como uma alternativa magnífica. Semelhante à reação de hidratação do CP, a geopolimerização também é uma reação exotérmica, pois libera uma grande quantidade de calor durante a mistura (JAF; AZIZ, 2022). A Figura 2.44 mostra a diferença básica entre CCP e CGP e mostra que o CGP é superior ao CCP especialmente em termos de durabilidade e sustentabilidade (HASSAN *et al.*, 2019).

Figura 2.44 - Comparação de desempenho entre concreto CCP e CGP



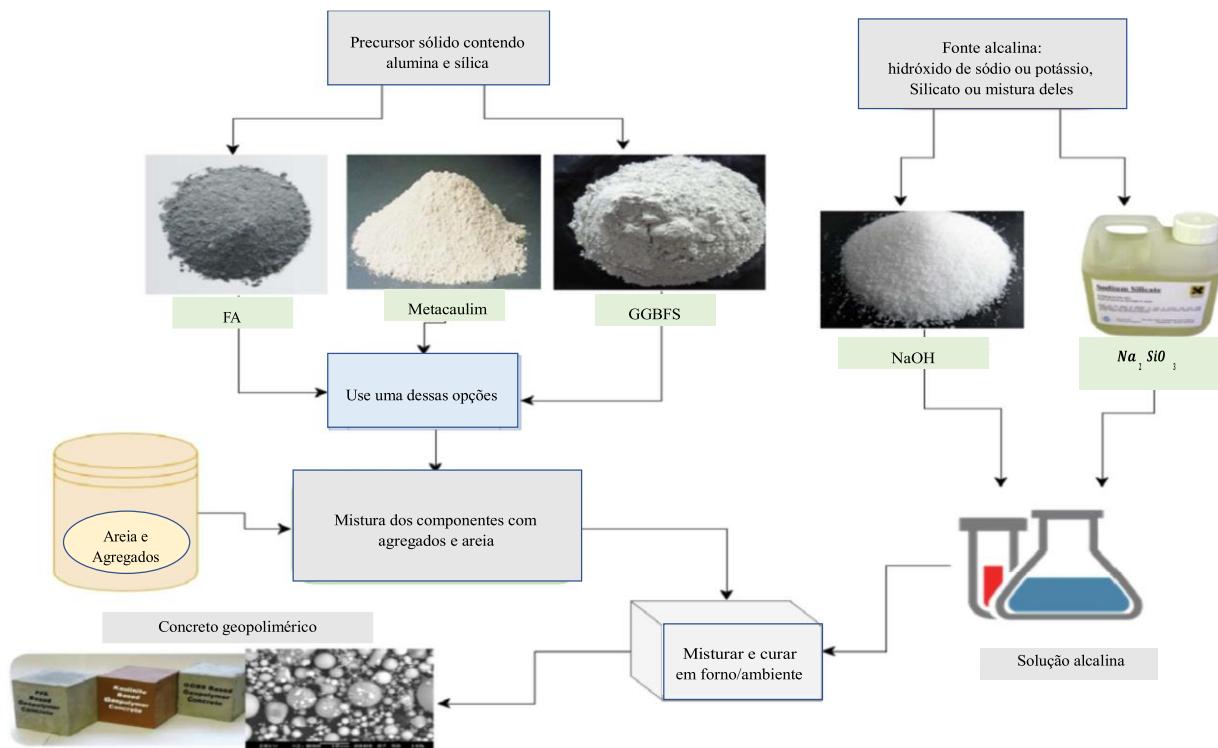
Fonte: Adaptado de Hassan *et al.* (2019).

Gharzouni et al. (2016), afirmam que a sua formação implica a mistura de aluminossilicatos em um ambiente alcalino para formar uma rede de geopolímero tridimensional amorfa por reação de policondensação. Hassan *et al.* (2019) complementam que como ativador alcalino na solução solúvel em água, utiliza-se hidróxido de sódio ou potássio, silicatos, carbonatos ou a mistura destes. Para Hassan *et al.* (2019) existem ativadores que combinam mais eficientemente com determinado precursor, por exemplo, a solução de silicato

de sódio proporcionaria melhor ativação para escória granulada de alto-forno moída (GGBSF) do que outros tipos de ativadores alcalinos. O CGP é o resultado da reação de uma solução contendo aluminossilicatos com álcalis, resultando num inorgânico ligante de polímero, complementado com agregados miúdo e graúdo, ganhando com isso a genuinidade de um concreto (DAHOU, *et al.*, 2016).

De acordo a Figura 2.45, outro ponto positivo no CGP está no uso de materiais residuais, tais como cinzas volantes (FA), GGBSF, de forma geral, os subprodutos industriais, em vez de materiais vigentes, contribuindo com a sustentabilidade (HASSAN *et al.*, 2019).

Figura 2.45 - Produção de geopolímero



Fonte: Aadaptado de Hassan *et al.* (2019)

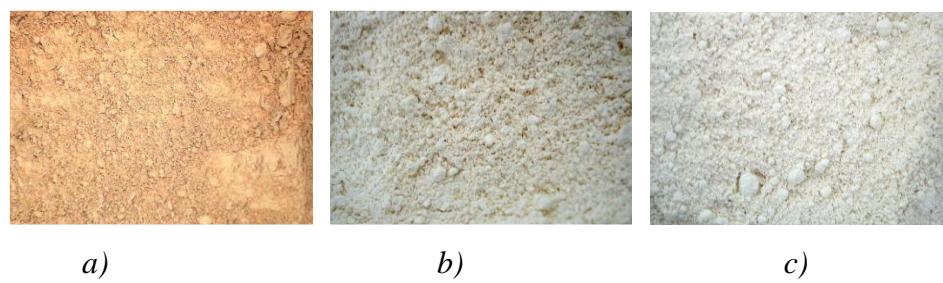
2.6.2. Geopolímeros a base de metacaulim

De acordo com Vassalo (2013), metacaulim (MK) é um material aluminossilicato termicamente ativado, com alta atividade pozolânica. Como o CGP para ser produzido depende da ativação alcalina de precursores ricos e aluminossilicatos, desta forma pode-se incluir na sua composição o MK (AZEVEDO *et al.*, 2022). O MK é sintetizado por desidroxilação do caulim puro de fase. Enquanto a temperatura e o tempo de calcinação do caulim afetam a área de

superfície final, o grau de desidroxilação e a reatividade, a estrutura de base é a de uma estrutura de filossilicato altamente rompida contendo apenas silício e alumínio (DUXSON *et al.*, 2007). As fontes de MK usadas em GP variam muito em tamanho de partícula, pureza e cristalinidade da origem da caulinita, embora, quando adicionadas à mistura, a dispersão dessas partículas afeta muito pouco o comportamento reológico e o grau de reação álcali-ativado (LI *et al.*, 2010 *apud* VASSALO, 2013). GP a base de MK podem ser fabricados de forma consistente, com propriedades previsíveis tanto durante a preparação quanto no desenvolvimento da propriedade (DUXSON *et al.*, 2007).

A geopolimerização do MK é amplamente estudada como um sistema modelo, no qual a química é relativamente mais simples e o sistema mais puro, podendo ser utilizada para entender certos aspectos da geopolimerização de outros precursores (VAN DEVENTER, 2007 *apud* PROVIS *et al.*, 2009). O MK, originado do caulin adquire reatividade e propriedades pozolânicas, portanto, este produto pode ter diferentes graus de finura, superfície específica e apresentar colorações variadas (DAVIDOVITS, 1994; VASSALO, 2013). Vassalo (2013) afirma também que a composição química e mineralógica é determinante para estas características destes materiais. A Figura 2.46 apresenta três tipos diferentes de MK.

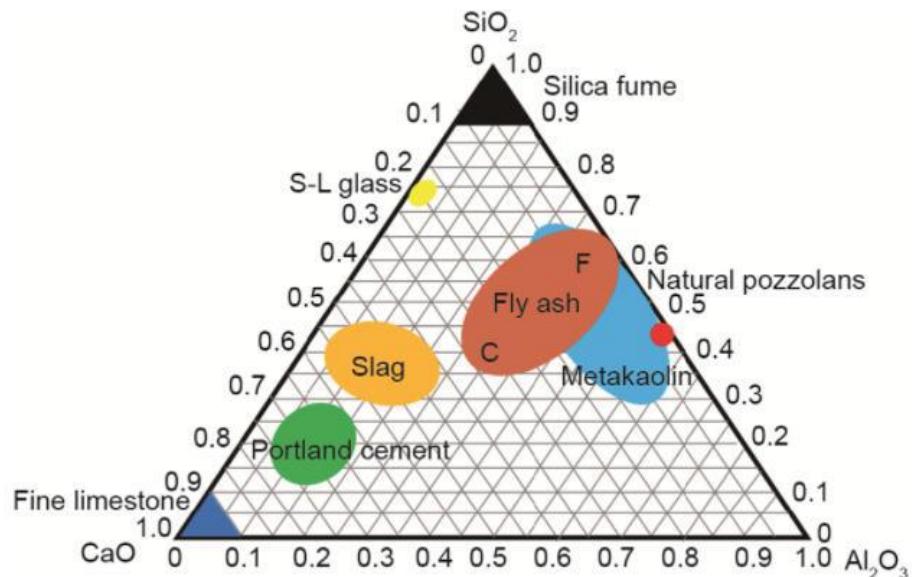
Figura 2.46 - Tipos de metacaulim



Fonte: Rocha e Vasconcelos (2006) *apud* Vassalo (2013)

A diferença entre os materiais cimentícios (sílica ativa, pozolanas naturais, MK, FA, GGBSF, calcário e CCP) com base nas composições químicas (Al_2O_3 , CaO e SiO_2) são mostrados em um diagrama ternário na Figura 2.47 (JAF; AZIZ, 2022). Os geopolímeros produzidos a partir da ativação alcalina do MK com a solução de hidróxido de sódio e silicato de sódio apresentaram propriedades físicas e mecânicas que favorecem sua utilização em algumas áreas da indústria da construção civil (AZEVEDO *et al.*, 2022).

Figura 2.47 - $Al_2O_3 - CaO - SiO_2$ diagrama ternário para materiais cimentícios



Fonte: Jaf e Aziz (2022)

2.6.3. Ativador alcalino e geopolimerização

Após a fase de ativação dos materiais (gelificação), ocorre em seguida o processo de geopolimerização (PINTO, 2006). O GP é um material com propriedades cimentícias e é originado das reações químicas proporcionadas pela ativação alcalina de precursores, que apresentam como principais constituintes o silício e alumínio ($Si + Al$), em ambientes altamente alcalinos (BEZERRA, 2013). Para Pinto (2006), o tipo, dosagem e concentração do ativador tem de ser estudado em função das matérias-primas disponíveis, pois dependem intimamente da composição química e do grau de finura destas para condicionar a reação de ativação. Estes são considerados reagentes que têm de ser preparados quimicamente. É necessária uma solução líquida no preparo do GP, que é outro ingrediente principal na produção deste material. A ativação alcalina é um processo de mistura do Material aluminossilicato com esta solução (ativador alcalino), e o resultado é um gel que endurece. Este gel de aluminossilicato formado depende não apenas da concentração da sílica solúvel adicionada, depende muito também do grau de polimerização, que também depende do grau de alcalinidade da solução (CRIADO; JIMENEZ, 2007 *apud* DUXSON *et al.*, 2007). Este processo é feito com a disponibilidade de uma certa quantidade de água (JAF; AZIZ, 2022).

Os ativadores mais utilizados na obtenção de ligantes geopoliméricos são os hidróxidos de sódio ou de potássio, o carbonato de sódio, os silicatos de sódio ou de potássio, e sobretudo misturas estruturadas destes compostos (PINTO, 2006). Além disso, o autor afirma que o tipo,

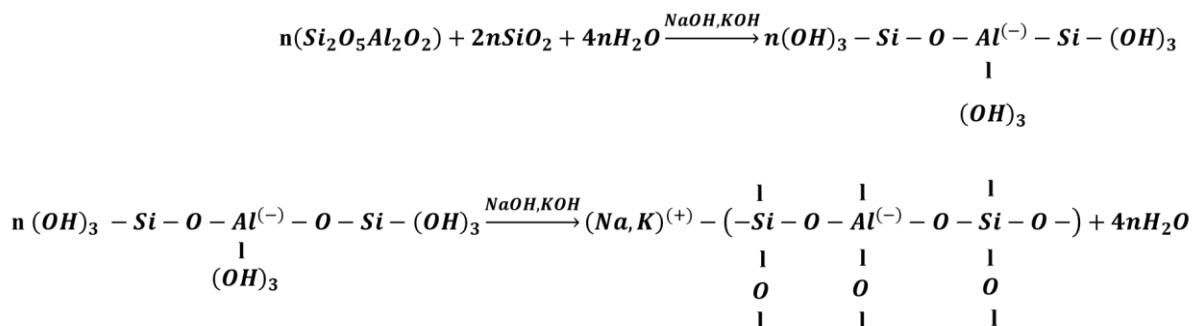
dosagem e concentração do ativador tem de ser estudado em função do material de partida, pois a composição química e o grau de finura condicionam a reação de ativação. Para Hassan *et al.* (2019), a série de reações entre as fontes alcalinas e o sólido precursor podem ser denominadas de ativação alcalina ou geopolimerização. Segundo Pinto (2006), genericamente, a ativação alcalina é uma reação de hidratação de aluminossilicatos com substâncias do tipo alcalino ou alcalino-terroso, nomeadamente:

- hidróxidos (ROH , R(OH)_2),
 - sais de ácidos fracos (R_2CO_3 , R_2S , RF),
 - sais de ácidos fortes (Na_2SO_4 , $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), ou
 - sais silicatados do tipo $\text{R}_2 \cdot (\text{n})\text{Si O}_2$.

onde R é um íon alcalino do tipo Na, K ou Li [36], ou alcalino-terroso como o Ca.

A geopolimerização é exotérmica e pode ser esquematizada na Figura 2.48. Pode ser considerado como resultado da policondensação de monômeros ainda hipotéticos, os íons ortossalato (DAVIDOVITS, 1994).

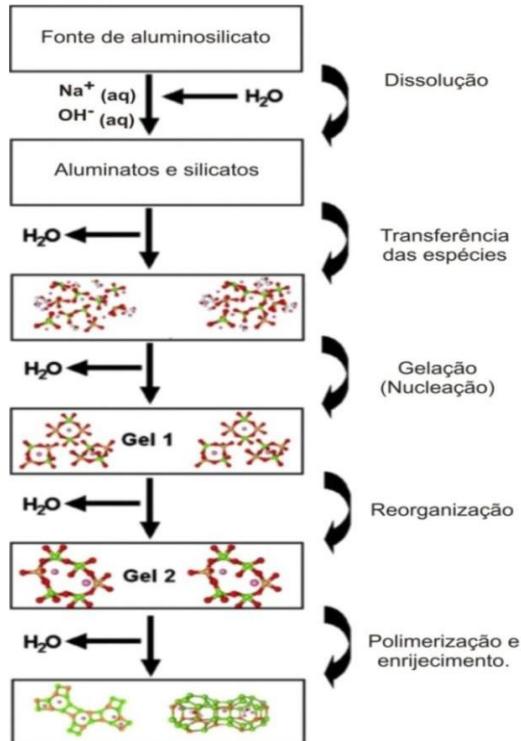
Figura 2.48 - Policondensação de monômeros



Fonte: Davidovits (1994)

Duxson *et al.* (2007), propõem modelo de ativação alcalina (Figura 2.49), onde eles descrevem os principais processos que ocorrem na transformação de uma fonte de aluminossilicato sólido em um aluminossilicato alcalino sintético. O autor ressalta que neste processo de geopolimerização, apesar das etapas estarem apresentadas de forma linear, estas são amplamente acopladas e ocorrem simultaneamente.

Figura 2.49 - Modelo conceitual para geopolimerização



Fonte: Adaptado Duxson *et al.* (2007)

2.6.4. Produção e mistura

Davidovits (1982) *apud* Pinto (2006), visando condições de durabilidade e melhoria na resistência mecânica dos geopolímeros, sugeriu (Tabela 2.1) razões molares de composições.

Tabela 2.1 - Razões molares

Etapa	Compostos / razão molar
(a) No ativador	$\frac{SiO_2}{Na_2O} = 1.85$
	$0.20 < \frac{Na_2O}{SiO_2} < 0.48$
(b) No metacaulim	$3.30 < \frac{SiO_2}{Al_2O_3} < 4.50$
	$0.80 < \frac{Na_2O}{Al_2O_3} < 1.60$
(c) Entre o ativador e o metacaulim	$10 < \frac{H_2O}{Na_2O} < 25$

Fonte: Davidovits (1982) *apud* Pinto (2006)

Jaf e Aziz (2022), classificaram a produção de GP em três etapas distintas:

I. Esta etapa inicia-se com a preparação da solução alcalina misturando NaOH e Na₂SiO₃ ou KOH e K₂SiO₃, acrescentando alguma quantidade de água. Normalmente ficando em difusão por 24 horas;

II. Nesta etapa mistura-se à solução química previamente preparada os materiais secos (a matéria-prima precursora e os agregados). Pode-se adicionar aditivos para manter a trabalhabilidade, depois moldar;

III. Manter as amostras em temperatura ambiente por 24 horas. Na sequência, após desmoldagem, para o processo de cura pode-se mantê-las na temperatura ambiente ou por aquecimento em estufa.

2.6.5. Propriedades do geopolímero

2.6.5.1. Trabalhabilidade

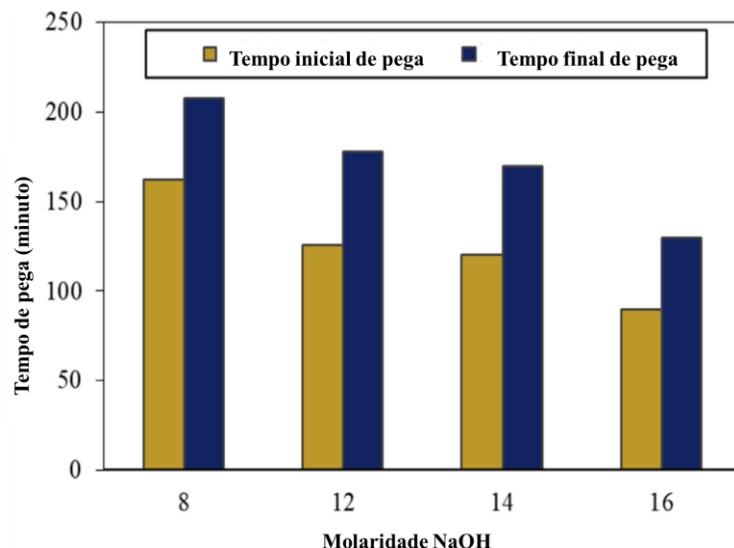
Os concretos geopoliméricos exibem muitas características semelhantes aos concretos tradicionais. As características mecânicas do material endurecido, assim como as propriedades no estado fresco, como por exemplo, trabalhabilidade, são bastante similares (DAHOU *et al.*, 2016). Ter um maior entendimento sobre as propriedades do CGP tornou-se comum em pesquisas neste seguimento. Se os níveis de cálcio solúvel em álcali são baixos, a perda de abatimento de CGP produzida no caso de cinzas volantes ou escórias com baixo teor de cálcio é igual ou menor que a do CCP. A trabalhabilidade adequada é observada quando a proporção em massa de líquido para sólidos geopoliméricos é superior a 0,22 e são usados agregados de baixa absorção de água (HASSAN *et al.*, 2019). Para manter a trabalhabilidade do CGP, é melhor usar outros aditivos do que usar água extra. Alguns superplasticificantes comumente usados são formaldeído de naftaleno sulfonado e formaldeído de melamina sulfonada (COWDHURY *et al.*, 2021 *apud* JAF; AZIZ, 2022).

2.6.5.2. Tempo de pega e cura

Segundo Zhang *et al.* (2018), a alta resistência inicial do GP se deve a seu tempo de endurecimento, por ser muito curto. Estes autores ainda compararam o tempo de endurecimento do cimento tradicional que varia entre 10 e 12 horas, enquanto o GP, geralmente endurece entre 2 e 4 horas.

Os materiais constituintes que originam o GP, estes após o processo de ativação alcalina, tornam-se muito sensíveis as condições de cura, necessitando bastante cautela (PINTO, 2006). O autor alerta também para possibilidade de retração, associada a perda de hidratação. Pelisser *et al.* (2018), utilizaram vigas de CGP a base de MK e compararam com concreto convencional para avaliar o desempenho mecânico. Atribuiram o maior ganho de resistência do CCP em relação ao do CGP, no primeiro período de cura (até 7 dias), possivelmente ao fato da cura do CGP ter sido realizada à temperatura ambiente (e não como a cura térmica usual). A Figura 2.50 apresenta um gráfico relacionando tempo de pega e a molaridade do NaOH, e indica que tempo de pega pode ser diminuído quando a molaridade do NaOH aumenta (HASSAN *et al.*, 2019).

Figura 2.50 - Efeito da molaridade do NaOH no tempo de pega do CGP



Fonte: Adaptado Uminiati *et al.* (2017) *apud* Hassan *et al.* (2019)

A cura e ganho de resistência de um GP poderá ser acelerada com a temperatura, alcançando-se resistências superiores a 40 MPa ao fim de 1 hora a 85°C, verificando-se, aumento de retração. A utilização de areia na mistura é indispensável como forma de reduzir a retração, aumentando em consequência a coesão e a resistência mecânica *do* produto (PINTO, 2006).

O CGP à base de FA apresenta baixa resistência e a resistência lenta é alcançada quando curado à temperatura ambiente. A cura térmica do CGP melhora o processo de geopolimerização e, posteriormente, as propriedades mecânicas do material. Em CGP a base

de cinzas volantes, a resistência poderá ser aumentada quando submetido a longa duração da cura por calor e a alta temperatura (HASSAN *et al.*, 2019).

2.6.5.3. Resistencia à compressão

Normalmente, se tratando da análise do comportamento do concreto à compressão, dentre as propriedades mecânicas, destaca-se a sua resistência à compressão, o desenvolvimento da resistência com a idade e a forma da relação tensão-deformação representada pelo módulo de elasticidade inicial, tensão de pico, deformação no pico de tensão e um parâmetro que representa a parte descendente da curva tensão-deformação ou a deformação última do concreto (HASSAN *et al.*, 2019). Provis *et al.* (2009), estudaram correlação de propriedades mecânicas e térmicas de geopolímeros de MK e FA. Concluíram a partir de amostras que mostram uma expansão muito grande ou insignificante na faixa de temperatura de 700 a 800°C geralmente não apresentam as maiores resistências e que um ótimo desempenho mecânico é fornecido pelas misturas que apresentam uma pequena expansão nesta faixa de temperatura. Estes autores afirmam que esta tendência provavelmente se deva a uma correlação de propriedades físicas.

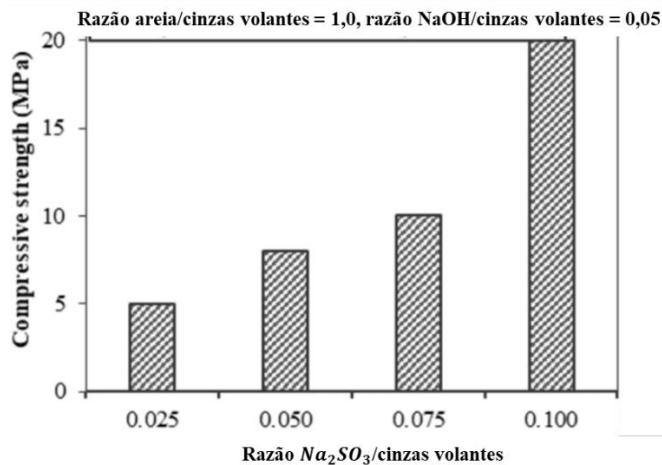
Gharzouni *et al.* (2016), avaliaram as propriedades mecânicas na formação de geopolímeros, a partir de reciclagem de resíduos do mesmo material. Observaram que com uma baixa relação Si/Al, o geopolímero apresenta uma estrutura porosa fraca. No entanto, o aumento da razão Si/Al leva a uma microestrutura homogênea e, consequentemente, a um aumento de resistência.

Goldoni (2014), investigou a resistência a flexão e compressão em GP com incorporação de nanotubos. O autor moldou pastas de GP que foram ensaiados com 1, 3, 7 e 28 dias. O maior ganho de resistência do GP acontece nas primeiras 72 horas. Ele ainda concluiu que a partir do terceiro dia, os ganhos não são tão significativos.

Davidovits (2002), verificou a descoberta que a adição de escória moída de alto-forno ao GP do tipo poli (sialato), acelera o tempo de pega e melhora significativamente a resistência à compressão e à flexão.

De acordo Hassan *et al.* (2019), a resistência a compressão do CGP aumenta quando a proporção de Na₂SiO₃ / FA é aumentada. Um aumento na relação NaOH / FA até 0,10, resulta em maior nível de resistência à compressão. Os autores afirmaram também que quando a razão NaOH / FA excede 0,10, a resistência à compressão do CGP diminui (Figura 2.51).

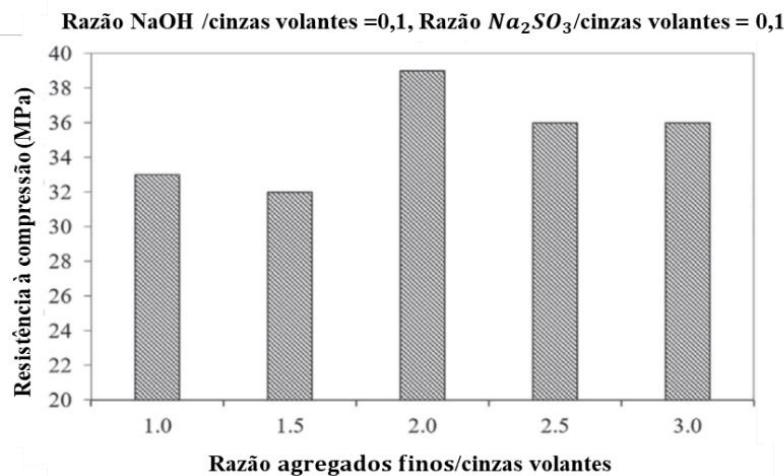
Figura 2.51 - Efeito de Na₂SiO₃ / cinzas volantes na resistencia à compressão do CGP



Fonte: Adaptado Kotwal *et al.* (2015) *apud* Hassan *et al.* (2019)

Pode-se verificar através da Figura 2.52, para uma relação areia/cinzas volantes de 2,0, obteve-se uma resistência à compressão máxima de 38 Mpa, e quando relação areia/cinzas volantes é maior que 2,0, a resistência à compressão diminui (HASSAN *et al.*, 2019).

Figura 2.52 - Efeito da proporção de agregados finos / cinzas volantes na resistência à compressão do CGP



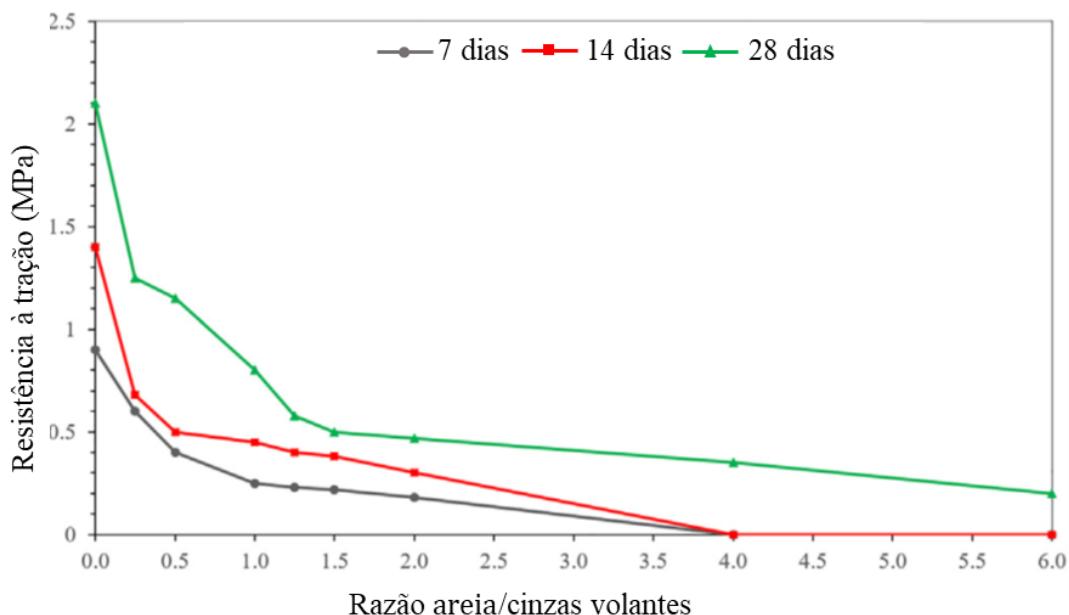
Fonte: Adaptado Kotwal *et al.* (2015) *apud* Hassan *et al.* (2019)

2.6.5.4. Resistencia à tração

Semelhante ao CCP, o GP apresenta bom comportamento quando submetido a esforços de compressão, porém apresentam fissuras quando tracionados (HASSAN *et al.*, 2019).

Na Figura 2.53 observa-se aumento gradual na relação areia/cinza volante, e simultaneamente, houve uma redução gradual da resistência a tração em CGP nas idades 7, 14 e 28 dias (*HASSAN et al., 2019*).

Figura 2.53 - Resultados experimentais da resistencia à tração do CGP em diferentes razões areia / cinzas volantes



Fonte: Adaptado Lee *et al.* (2017) *apud* Hassan *et al.* (2019)

2.6.5.5. Módulo de elasticidade

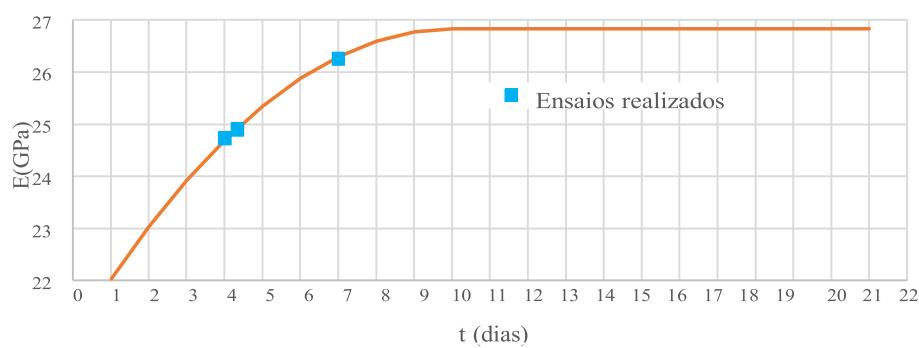
As condições de cura adequada podem influenciar nos resultados satisfatórios de módulo de elasticidade no CGP (*HASSAN et al., 2019*). Pinheiro (2017) investigou a influência da temperatura de cura nas propriedades mecânicas do CGP. Os autores concluíram que até aos 10 dias de idade a evolução do módulo de elasticidade é coerente com uma curva parabólica. Após essa data o valor mantém-se constante. Ele utilizou os dados dos ensaios 2, 3 e 4 (Tabela 2.2) e impõe a condição da curva ter derivada nula no 10º dia, foi obtida a evolução do módulo de elasticidade em função do tempo, representada na Figura 2.54.

Tabela 2.2 - Resultados dos ensaios de determinação do módulo de elasticidade

Ensaio Nº	Data Ensaio	Hora Ensaio	t (horas)	t (dias)	E (GPa)
1	14/06/2017	13:07	51	2	24,68
2	16/06/2017	9:26	96	4	24,73
3	16/06/2017	17:54	104	4	24,90
4	19/06/2017	09:26	168	7	26,26

Fonte: Pinheiro (2017)

Figura 2.54 - Evolução do módulo de elasticidade



Fonte: Pinheiro (2017)

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. Considerações iniciais

O programa desta pesquisa consistiu na investigação experimental e computacional, tendo como pré-requisitos 9 blocos de geopolímero submetidos ao ensaio de arrancamento dos conectores tipo *stud*. Foram avaliadas a altura efetiva dos conectores (h_{ef}), variação de espessura da cabeça embutida (t_h), assim como pinos sem cabeça. Foi verificado também o modo de ruptura do bloco de CGP, assim como, suas propriedades mecânicas.

3.2 Características dos corpos de prova

A Tabela 3.1 apresenta as características dos 9 blocos de geopolímero que foram submetidos ao ensaio de arrancamento (*pull-out test*).

Tabela 3.1 - Disposição dos corpos de prova

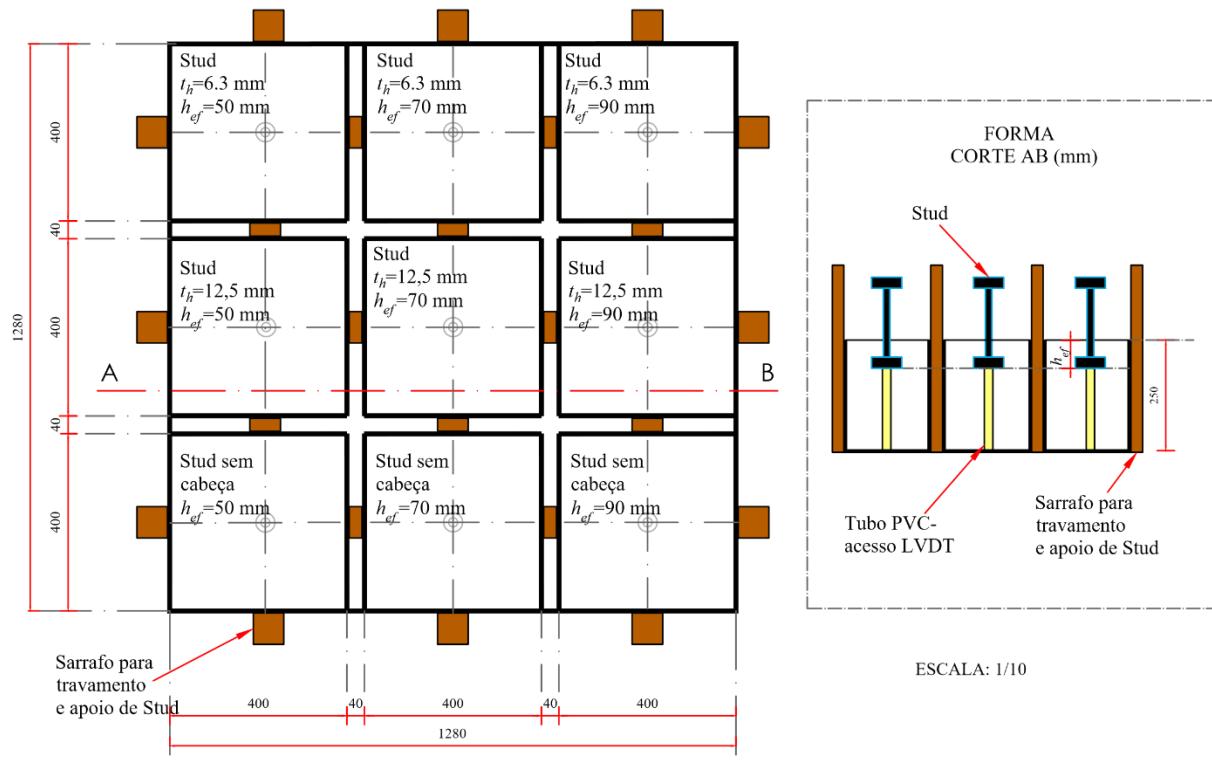
Blocos	Tipo de âncora	Dimensões do bloco de geopolímero (mm)	h_{ef} (mm)	l_s (mm)	d_s (mm)	d_h (mm)	t_h (mm)
B50	Simples		50				
B70	s/ cabeça		70				
B90			90				
B50T6.3			50				6.3
B50T12.5		400 x 400 x 250	50	300	10		12.5
B70T6.3	Simples		70				6.3
B70T12.5	c/ cabeça		70			40	12.5
B90T6.3			90				6.3
B90T12.5			90				12.5

Fonte: Autor (2022)

De acordo com a Figura 3.1, cada bloco contém 1 conector simples, sendo que do total, 6 possuem cabeça de ancoragem (*stud*), variando t_h e h_{ef} , e os outros 3 não contêm cabeça, ocorrendo apenas variação de h_{ef} . Visando um consumo mínimo de concreto, foi definido um padrão dimensional para todos os blocos de (400 x 400 x 250) mm, comprimento, largura e altura, respectivamente. A distância mínima do diâmetro do cone de ruptura ($3.h_{ef}+d_h$), prevista pela ACI 318 (ACI, 2019), também foi um fator determinante na escolha das dimensões dos

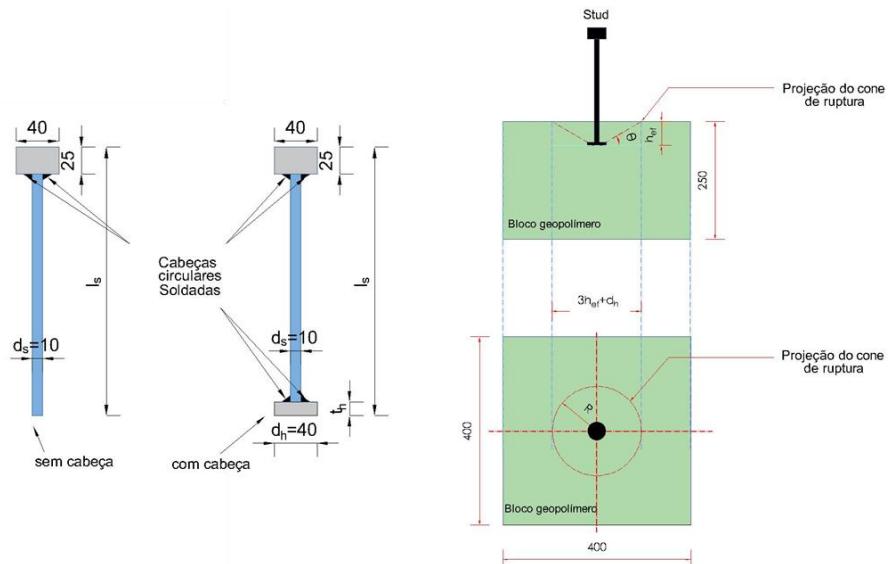
blocos. A Figura 3.2 ilustra o detalhamento típico dos corpos de prova utilizados para o ensaio de arrancamento.

Figura 3.1 - Projeto de forma dos corpos de prova – vista superior
FORMA PLANTA BAIXA (mm)



Fonte: Autor (2022)

Figura 3.2 - Detalhamento típico dos corpos de prova: pinos e blocos de geopolímero (vista superior e lateral)



Fonte: Autor (2022)

3.3. Sistema de ensaio

O Sistema foi idealizado para que proporcionasse as mesmas condições de apoio e reação dos perfis para todos os nove blocos ensaiados (Figuras 3.3a e 3.3b). Abdicou-se de armadura de flexão, pois priorizou-se nos ensaios a capacidade de ancoragem pinos x blocos de GP. Adotou-se um sistema de cavaletes e vigas metálicas para elevar os blocos durante os ensaios, proporcionando a manutenção do LVDT (Transdutor de Deslocamento Variável Linear) no fundo destes elementos.

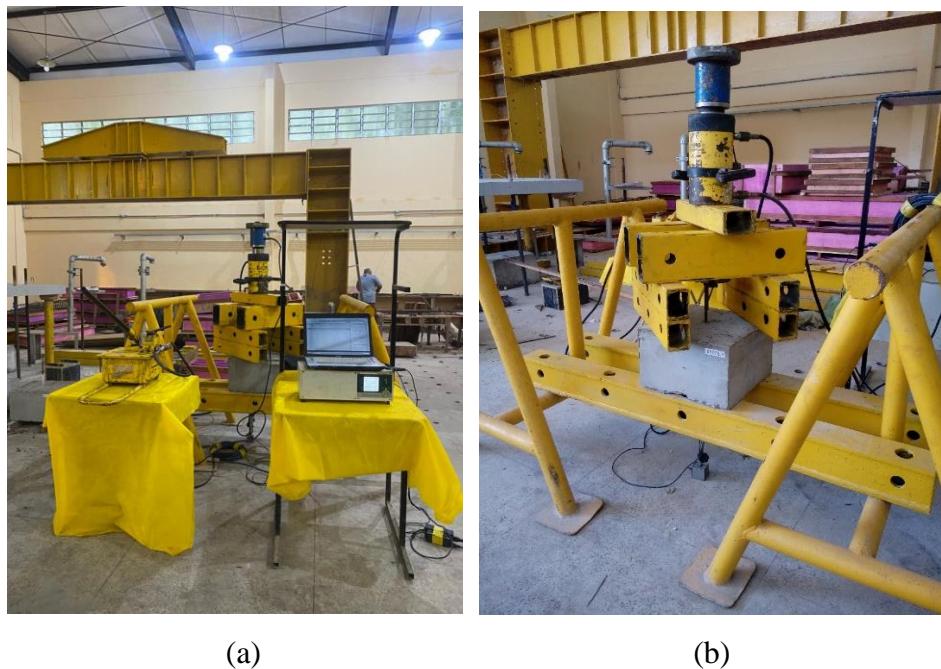
Devido às dimensões dos blocos, evitou-se apoiar o sistema nos quatro lados, logo, para manter a distância mínima livre do diâmetro do cone de ruptura ($3.h_{ef}+d_h$), adotou-se a diagonal do bloco, mantendo os perfis metálicos de apoio nos extremos (Figura 3.4).

Conforme a Figura 3.5, os elementos que compuseram o sistema de ensaio foram:

- Cilindro hidráulico vasado: Acionado através de bomba hidráulica manual, utilizado para gerar o esforço de tração no sistema;
- Tirante: Barra de aço CA50 com cabeças soldadas nas extremidades, diâmetro de 16mm, utilizado para transmitir a força gerada pelo cilindro hidráulico ao pino ensaiado. Este se posicionou centralizado no sistema;
- Célula de carga: Utilizada para processar a força aplicada pelo cilindro hidráulico;
- Leitora de carga digital: Disponibiliza os dados das cargas medidas pela célula de carga;
- Perfis de transferência de carga: Utilizados 7 perfis metálicos com o objetivo de servir de apoio do sistema e de elevar o nível do cilindro hidráulico para que este se posicione acima do pino a ser ensaiado;
- Arruelas: Utilizadas para fixar os tirantes aos perfis de transferência e acondicionar a carga de tração;
- Micro-computador, acoplado ao sistema, em conjunto com *software* que permite a realização de ensaios com taxa de incremento de carga constante e manutenção de carga e deslocamento (Sistemas de aquisição multicanal Almemo para diversos tipos de leitura);
- Fixações para transferência de carga: Elemento adaptado com 2 arruelas interligadas para acondicionar o tirante e o pino. A sua principal função é de transmitir a carga do tirante ao pino ensaiado (Figura 3.6-a);

- LVDT (Transdutor de deslocamento variável linear) – Posicionado embaixo do bloco de geopolímero, através de orifício em contato com a cabeça do pino ensaiado para medir o deslocamento durante o ensaio (Figura 3.6-b).

Figura 3.3 - a) Vista geral dos componentes do Sistema de ensaio; b) Disposição dos corpos de prova em relação aos demais componentes

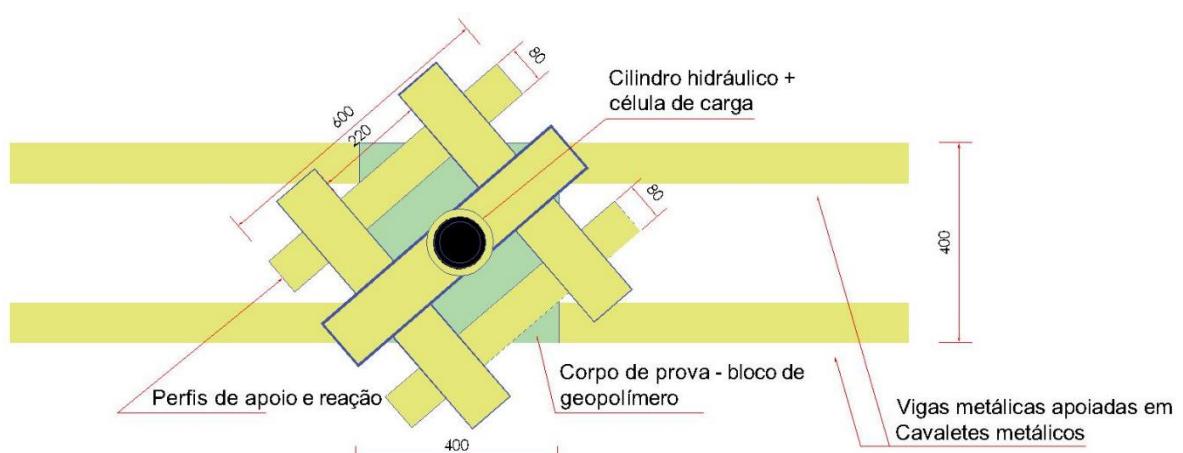


(a)

(b)

Fonte: Autor (2022)

Figura 3.4 - Vista superior do sistema para o ensaio de arrancamento



Fonte: Autor (2022)

Figura 3.5 - Detalhamento dos componentes do sistema de ensaio

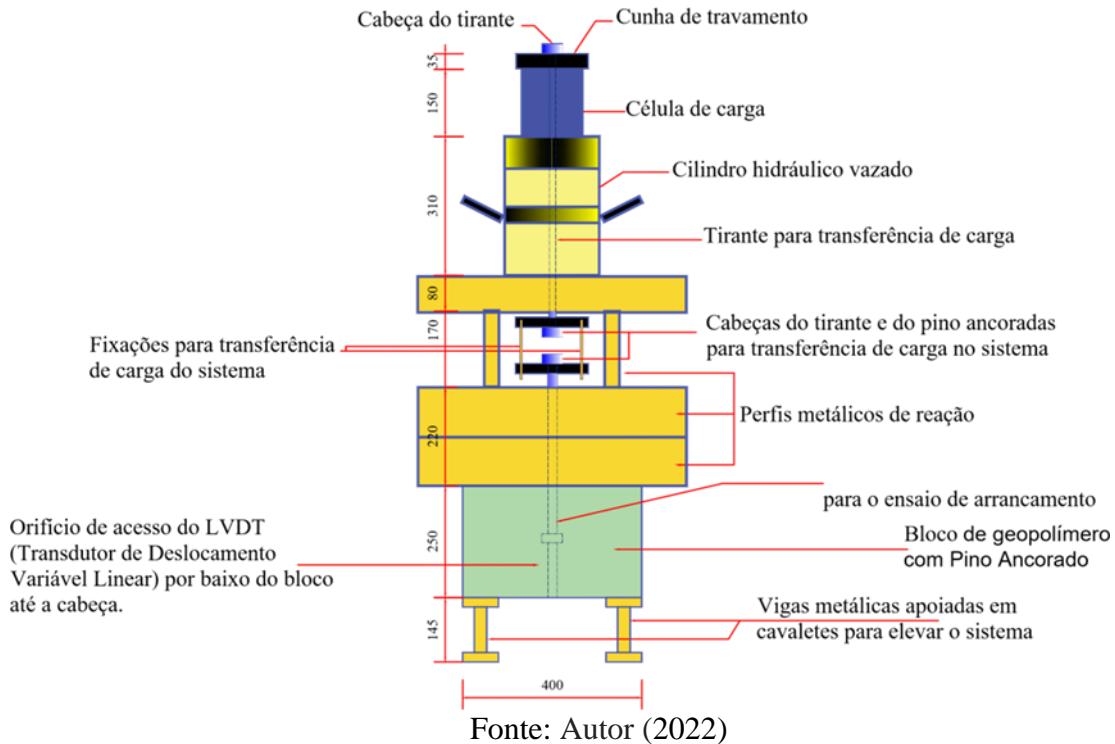


Figura 3.6 - a) Sistema de transferência de carga para o pino ensaiado; b) LVDT para medição do deslocamento do pino durante o ensaio



Fonte: Autor (2022)

3.4. Materiais

Todo o procedimento experimental foi realizado no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Faculdade de Engenharia / Instituto de Tecnologia da Universidade Federal do Pará (UFPA), localizado à rua Augusto Corrêa, 01 - Guamá, Belém – PA. Efetuou-se o preparo da solução alcalina, dosagem do CGP, moldagem dos blocos e corpos de prova, assim como os ensaios posteriormente. Foi utilizada a balança com capacidade para 20 kg para pesagem de todo o material. A dosagem foi executada em betoneira de 150 litros. Para o transporte do concreto utilizou-se carro de mão e baldes. Para o ensaio de compressão do concreto utilizou-se a prensa hidráulica para efetuar os rompimentos dos corpos de prova. A seguir uma breve descrição dos materiais utilizados:

3.4.1. Fôrma

O material da fôrma foi madeira agreste e compensado resinado de 10 mm, adquiridos em fornecedor local no centro de Belém-PA (Figura 3.7).

Figura 3.7 - Forma dos corpos de prova para o ensaio de arrancamento



Fonte: Autor (2022)

3.4.2. Pinos

Para os pinos utilizou-se barras de aço convencional CA-50 (Figura 3.8), diâmetro de 10 mm (3/8"). Para as ligações das barras com as cabeças, utilizou-se solda OK 48 – 7018.

Figura 3.8 - Conectores de aço CA-50 com cabeças soldadas, submetidos ao ensaio de arrancamento



Fonte: Autor (2022)

3.4.2.1. Propriedades mecânicas do aço utilizado para os pinos

As barras de aço do tipo CA-50 de 10.0 mm de diâmetro utilizadas para a confecção da haste dos pinos foram provenientes de um lote único adquiridas da comercial Gerdau. A chapa de aço das cabeças dos pinos foi de aço carbono, adquirida do estoque da metalúrgica que confeccionou os pinos. Ensaíram-se três amostras de aço do diâmetro utilizado conforme a NBR 7480 (ABNT, 1996) e a NBR 6892 (ABNT, 2013). A Tabela 3.2 apresenta os resultados do ensaio de tração do aço, foram determinados os valores das tensões de escoamento (f_{ys}), carga limite de escoamento (N_{ys}), tensão última (f_{us}) e o módulo de deformação do aço (E_s).

Tabela 3.2 – Propriedades mecânicas do aço

Limite de escoamento por deformação				
\varnothing (mm)	Tensão	Carga	f_u (MPa)	E_s (GPa)
	f_{ys} (MPa)	N_{ys} (kN)		
10.0	571,0	44,8	751,0	257,0

Fonte: Autor (2022)

3.4.3. Preparo do concreto geopolimérico

3.4.3.1. Solução alcalina

A solução alcalina foi composta por silicato de sódio + hidróxido de sódio + adição de água ($\text{Na}_2\text{SiO}_3 + \text{NaOH} + \text{H}_2\text{O}$). Essa mistura deu origem ao gel ativador. Estes materiais foram devidamente pesados em balança de precisão.

3.4.3.1.1. Silicato de sódio - Na_2SiO_3

Para composição da solução alcalina utilizou-se silicato de sódio neutro. A Tabela 3.3 descreve as especificações do material:

Tabela 3.3 - Especificações do silicato de sódio

Ensaio	Especificação
Na_2O , %	8,700 – 9,000
SiO_2 , %	28,500 – 30,000
Relação $\frac{\text{SiO}_2}{\text{Na}_2\text{O}}$	3,300 – 3,450
Sólidos Totais, %	37,200 – 39,000
Umidade, %	61,000 – 62,800
Densidade (25°C), g/l	1,390 – 1,410
Viscosidade a 25°C, cP	400 - 800
Graus de Baumé a 25°C	40,500 – 42,000

Fonte: Bandeirante Química (2019)

3.4.3.1.2. Hidróxido de sódio – NaOH

O outro componente da solução alcalina foi o hidróxido de sódio (soda caustica em escamas 98%), embalagem de 25 kg, conforme Figura 3.9. O material foi adquirido na região metropolitana de Belém- Pará – Brasil.

Figura 3.9 - Hidróxido de sódio (embalagem de 25 kg)



Fonte: Autor (2022)

A Tabela 3.4 apresenta as propriedades físicas e químicas hidróxido de sódio. A Figura 3.10 mostra a solução alcalina preparada previamente em baldes para serem adicionadas na dosagem do concreto geopolimérico.

Tabela 3.4 - Propriedades físicas e químicas do NaOH

Propriedades físicas e químicas	Especificação
Aspecto:	Sólido (em escamas ou blocos), coloração branca.
Odor:	Inodoro
pH:	12,7 (solução 0,1M)
Ponto de fusão/ponto de congelamento:	318 0C
Ponto/intervalo de ebulação:	1390 0C
Pressão de vapor:	42 mmHg a 1000 0C
Solubilidade:	1090 g/L. Muito solúvel em água.

Fonte: Magmatec (2018)

Figura 3.10 - Solução alcalina preparada em baldes



Fonte: Autor (2022)

3.4.3.2 Agregados

Os agregados utilizados nesta pesquisa foram adquiridos em fornecedor local, no centro comercial de Belém-PA, foram secados para garantir as proporções definidas no cálculo do traço. A brita utilizada como agregado graúdo, apresentou, a partir de sua distribuição granulométrica, de acordo a NBR NM 248 (ABNT, 2011), diâmetro máximo de 9,5 mm. A areia utilizada como agregado miúdo, apresentou módulo de finura de 2,70 e seu diâmetro máximo foi 2,4 mm. Em seguida, ambos foram devidamente pesados e ensacados.

3.4.3.3. Metacaulim

Como material precursor utilizou-se o METACAULIM HP ULTRA, metacaulim de alta reatividade. A Tabela 3.5 descreve as propriedades físicas e químicas do material. O metacaulim foi adquirido em sacos de 20 kg.

Tabela 3.5 - Propriedades físicas e químicas do metacaulim

Propriedades Químicas (Chemical Properties)		
Elemento	Típico	Limites
SiO_2	70,30%	-
Al_2O_3	23,40%	-
Fe_2O_3	1,60%	-
TiO_2	1,70%	-
CaO	0,10%	
MgO	0,10%	$CaO + MgO < 1,5\%$
K_2O	0,30%	$0,658K_2O + Na_2O < 1,5\%$
Na_2O	0,10%	<0,5%
SO_3	0,10%	<1,0%
Perda ao Fogo (LOI)	2,00%	<4,0%
Propriedades Físicas		
	Típico	Limite (NBR 15.894)
Finura ($< #325 - 44\mu m$)	8%	<10,0%
Área Específica (BET, cm^2/g) - AE	-	>150.000
Massa Específica (kg/dm^3) – ME 2,60	2,6	-
Massa Unitária (kg/dm^3) – MU 0,64	0,64	-
Propriedades adicionais	-	-

Fonte: Metacaulim do Brasil (2021)

3.4.3.4. Dosagem e aplicação

Os concretos geopoliméricos (CGP) apresentam uma particularidade no seu procedimento de dosagem dos materiais. Existe a consideração de parâmetros estequiométricos (ξ) para estabelecimento de cada proporção em específico (GUIMARÃES, 2019). O parâmetro ξ que terá variabilidade é justamente a relação molar de dois óxidos intrínsecos no tratamento desse tipo de matriz. São eles: SiO_2 (dióxido de silício) e Na_2O (óxido de sódio). O primeiro é proveniente do silicato e o segundo do hidróxido de sódio, onde ambos constituem parte do ativador. De acordo Davidovits (1982), ξ pode variar de 0 até em torno de 2,4. Considerando as proporções testadas, neste trabalho adotou-se $\xi = \frac{SiO_2}{Na_2O} = 2,0$.

A primeira etapa da dosagem priorizou-se a solução ativadora, a qual é composta pelas massas de $NaOH$ (soda cáustica), água (solvente), inserindo a massa de Na_2SiO_3 (silicato de sódio) após resfriamento da etapa anterior, a qual sofre reação exotérmica. A quantidade de água da mistura será determinada de acordo com as proporções geradas mediante os cálculos estequiométricos e a molalidade estabelecida para a confecção das amostras. A literatura traz

que os valores ideais para a molalidade estão na faixa de 6 a 12M. Para o trabalho em questão, o valor de maior coerência foi o de 12M, pois os valores abaixo de 12 testados, comprometeram a trabalhabilidade do concreto. Estabeleceu-se assim a solução ($NaOH$ +água) na molalidade 12M, mistura em vidraria, pequenas quantidades, manualmente com varetas e submetendo para resfriamento, acumulando paulatinamente num tambor de maior capacidade. Após algumas horas de resfriamento, adiciona-se finalmente o Na_2SiO_3 e repousa a solução alcalina para utilização no dia seguinte (24 h). Para os materiais secos, em relação aos agregados, o traço (unitário) foi fixado na proporção 1:1,49:2,49, conforme (Tabela 3.6), em que o MK (aglomerante) fornece o parâmetro inicial para a determinação dos demais quantitativos (areia e brita). O fator água/aglomerante foi padronizado no valor de 0,6, este com origem em testes empíricos.

O amassamento do CGP se procede de forma similar aos concretos convencionais. Preparada a solução alcalina com 24 horas de antecedência da produção dos corpos-de-prova, a mistura se dá através da seguinte ordem: areia, brita zero, MK, solução e água extra. Após lançar em betoneira os agregados e um pouco d'água, espera-se a umidificação completa dos materiais e em seguida lança-se o aglomerante (MK), seguido da solução ativadora ($NaOH$ +água+ Na_2SiO_3) e o complemento de água. Na sequência procedeu-se o transporte e aplicação do concreto nos corpos de prova (Figura 3.11). A Tabela 3.7 apresenta os consumos de materiais. A vibração foi feita com vibrador de imersão com uma duração aproximada de 60 segundos por corpo de prova. Com relação à cura das amostras, os corpos de prova confeccionados permaneceram em temperatura ambiente.

Tabela 3.6 - Concreto geopolimérico / dosagem

Materiais	Traço unitário em massa (kg)	Relação Molar $\xi = \frac{SiO_2}{Na_2O}$	Molalidade (mol Na_2O /kg -água) (M)
Metacaulim	1		
Areia	1,49		
Brita zero	2,49	2,0	12
água	0,60		

Fonte: Autor (2022)

Tabela 3.7 - Concreto geopolimérico / quantidade por bloco

Materiais	Consumo de materiais (por bloco)	und
Metacaulim	17,6	
Areia	26,3	
Brita zero	43,9	kg
Silicato – Na_2SiO_3	9,37	
Solução – $NaOH + H_2O$	4,69	
Molaridade: 640g NaOH / litro		

Fonte: Autor (2022)

Figura 3.11 - Lançamento do concreto geopolimérico nas formas



Fonte: Autor (2022)

3.4.3.5. Ensaios de caracterização do concreto geopolimérico

As propriedades mecânicas do concreto geopolimérico foram estabelecidas a partir dos ensaios dos corpos de prova moldados no momento da concretagem dos blocos, realizado no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal do Pará - UFPA e o rompimento dos corpos de prova foram realizados no laboratório de ensaios mecânicos do departamento de infraestrutura do Instituto Federal do Pará (LEM / IFPA). Os resultados dos ensaios estão apresentados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Propriedades mecânicas do concreto geopolimérico

CP	Dimensões (mm)	Resistencia à compressão	Resistencia à tração -	Módulo de elasticidade	
		- f_c (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	- E_c (GPa)	
Cilíndrico	100 x 200	27,9			
		29,6	2,5	27,7	
		25,9			
		24,8			
		27,6	2,8	29,2	
		25,4			
		23,5			
		23,2	2,5	28,3	
		23,7			
Média		25,7	2,6	28,4	
Desvio		2,4	0,2	0,8	
CV (%)		9,2	6,7	2,7	

Fonte: Autor (2022)

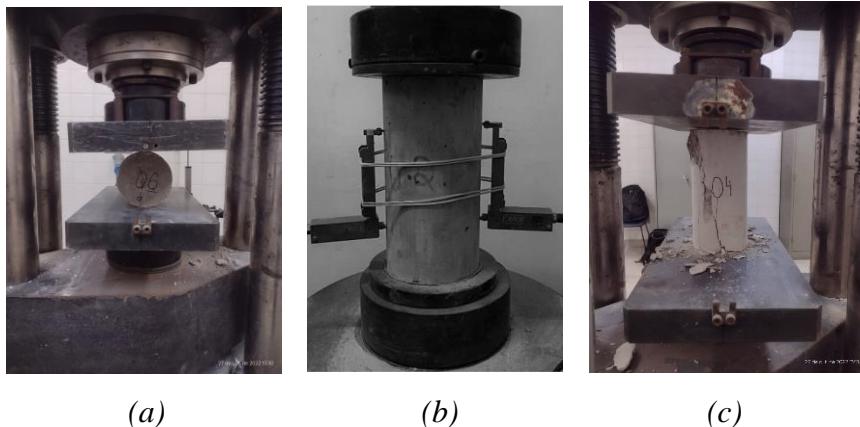
Na aplicação do concreto para moldagem dos blocos, foram também moldados os corpos de prova cilíndricos para caracterização do material (Figura 3.12). Os ensaios de caracterização do CGP foram fundamentais para avaliação do comportamento mecânico do material. A obtenção destes parâmetros teve contribuição significativa para a modelagem computacional do material. Os ensaios realizados contribuíram para obtenção da resistência à compressão axial, resistência à tração e módulo de elasticidade, conforme Figura 3.13.

Figura 3.12 - Moldagem dos corpos de prova



Fonte: Autor (2022)

Figura 3.13 - Ensaios de caracterização dos materiais: a) Tração por compressão diametral; b) Módulo de elasticidade; c) Compressão axial



Fonte: LEM – IFPA (2022)

Para a realização dos ensaios de resistência à compressão, de acordo a NBR 5738 (ABNT, 2015) e NBR 5739 (ABNT, 2018), moldou-se 9 CPs cilíndricos de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura. Foram moldados mais 6 CPs cilíndricos, mantendo-se as dimensões dos outros citados anteriormente, sendo que 3 foram submetidos ao ensaio de compressão diametral para obtenção da resistência à tração indireta ($f_{ct,sp}$), segundo a NBR 7222 (ABNT, 2011) e os demais foram destinados ao ensaio de módulo de elasticidade, conforme a NBR 8522 (ABNT, 2017).

4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS E DISCUSSÕES

4.1. Cargas e modo de ruptura

4.1.1. Cargas de ruptura

Neste tópico o objetivo é verificar dentre os métodos, qual os que mais se aproximam da carga de ruptura dos ensaios de arrancamento, levando-se em conta se há influência da espessura da cabeça de ancoragem, assim como a altura efetiva (h_{ef}) dos pinos nos blocos de geopolímero. A carga de ruptura ($N_{u0,EXP}$) e o respectivo modo de ruptura dos pinos de ancoragem obtidos durante a realização dos ensaios, para os pinos com e sem cabeça de ancoragem, são apresentados nas Tabelas 4.1 e 4.2, respectivamente. Nas tabelas estão inseridas outras características principais, tais como altura efetiva (h_{ef}), resistência à compressão (f_c), carga de limite de deformação por escoamento do aço (N_{ys}), relação entre a carga de ruptura e a carga de limite de deformação por escoamento do aço (N_{u0}/N_{ys}), assim como a relação entre a carga de ruptura experimental e teórica para cada método de cálculo $\left(\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,TEO}}\right)$.

A caracterização dos pinos proporcionou, através dos resultados obtidos dos ensaios, uma análise mais abrangente, considerando as seguintes situações (SOARES, 2007):

- Comparação dos resultados experimentais com valores teóricos obtidos por métodos de cálculo encontrados na literatura;
- Pinos com mesmas características: altura efetiva (h_{ef}), variando apenas a espessura da cabeça (t_h).

Através das Tabelas 4.1 e 4.2, pode-se observar que de uma forma geral, as cargas de ruptura dos pinos ficaram muito aquém de atingir o limite de escoamento do aço. Para os pinos com cabeça, estas atingiram percentuais entre 28% e 52% da carga limite de escoamento e para os pinos sem cabeça, os percentuais ficaram entre 16% e 43% apenas. Pode-se observar também que estas cargas de ruptura dos pinos, em função das suas características, variaram de acordo com as suas alturas efetivas (50 mm, 70 mm e 90 mm), assim como a variação das espessuras das cabeças.

Tabela 4.1 - Cargas de ruptura dos pinos com cabeça

Blocos	B50	B50	B70	B70	B90	B90	Média $\left(\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,TEO}} \right)$	Desvio padrão	CV (%)
	T6.3	T12.5	T6.3	T12.5	T6.3	T12.5			
$h_{ef}(\text{mm})$	50	50	70	70	90	90			
$f_c(\text{MPa})$				25,7					
$N_{u0,EXP}(\text{kN})$	12,7	17,3	18,3	19,4	22,2	23,2			
$N_{ys}(\text{kN})$				44,8					
$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{ys}}$	0,28	0,39	0,41	0,43	0,50	0,52			
Modo de Ruptura	Ruptura Concreto	Ruptura Concreto	Ruptura Concreto	Ruptura Concreto	Ruptura Concreto	Ruptura Concreto			
(1) $N_{u0,1}(\text{kN})$	23,7		40,5		61,5				
$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,1}}$	0,53	0,73	0,45	0,48	0,36	0,38	0,49	0,13	27,5
(2) $N_{u0,2}(\text{kN})$	16,1		26,7		39,0				
$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,2}}$	0,78	1,07	0,68	0,73	0,57	0,60	0,74	0,18	24,4
(3) $N_{u0,3}(\text{kN})$	19,7		32,7		47,6				
$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,3}}$	0,64	0,88	0,56	0,59	0,47	0,49	0,61	0,15	24,6
(4) $N_{u0,4}(\text{kN})$	17,9		29,7		43,3				
$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,4}}$	0,71	0,97	0,62	0,65	0,51	0,54	0,67	0,17	24,8
(5) $N_{u0,5}(\text{kN})$	33,4		57,2		87,0				
$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,5}}$	0,38	0,52	0,32	0,34	0,26	0,27	0,35	0,10	27,3
(6) $N_{u0,6}(\text{kN})$	38,4		55,5		74,4				
$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,6}}$	0,33	0,45	0,33	0,35	0,30	0,31	0,35	0,05	15,7
(7) $N_{u0,7}(\text{kN})$	35,2		58,3		85,0				
$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,7}}$	0,36	0,49	0,31	0,33	0,26	0,27	0,34	0,08	24,9
(8) $N_{u0,8}(\text{kN})$	30,1		49,9		72,7				
$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,8}}$	0,42	0,58	0,37	0,39	0,31	0,32	0,40	0,10	24,7
(9) $N_{u0,9}(\text{kN})$	42,6		63,9		82,9				
$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,9}}$	0,30	0,41	0,29	0,30	0,27	0,28	0,31	0,05	16,6
(10) $N_{u0,10}(\text{kN})$	17,4		28,8		42,0				
$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,10}}$	0,73	1,00	0,64	0,67	0,53	0,55	0,69	0,17	24,9
(11) $N_{u0,11}(\text{kN})$	20,8		35,6		54,1				
$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,11}}$	0,61	0,83	0,51	0,54	0,41	0,43	0,56	0,15	27,6

Nota: (1) = ACI 349 (ACI, 1976); (2) = CEB Bulletin Nº 233 (CEB, 1997); (3) = FIB Bulletin Nº 58 (FIB, 2011); (4) = ACI 318 (ACI, 2019); (5) = Klingner e Mendonça (1982); (6) = Bode e Roik (1987); (7) = Eligehausen e Sawade (1989); (8) = Fuchs *et al.* (1995); (9) = Farrow e Klingner (1995); (10) = De Vries *et al.* (1999); (11) = Nzambi *et al.* (2021).

Fonte: Autor (2022)

Tabela 4.2 - Cargas de ruptura dos pinos sem cabeça

Blocos	B50	B70	B90				
$h_{ef}(\text{mm})$	50	70	90				
$f_c(\text{MPa})$			25,7				
$N_{u0,EXP}(\text{kN})$	7,0	14,6	19,1				
$N_{ys}(\text{kN})$			44,8				
$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{ys}}$	0,16	0,32	0,43	$\left(\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,TEO}} \right)$	Média	Desvio padrão	CV (%)
Modo de ruptura	Arrancamento barra	Arrancamento barra	Arrancamento barra				
(1) $\frac{N_{u0,1}(kN)}{N_{u0,EXP}}$	13,4	22,3	32,5				
(2) $\frac{N_{u0,2}(kN)}{N_{u0,EXP}}$	8,3	11,6	14,9				
(3) $\frac{N_{u0,3}(kN)}{N_{u0,EXP}}$	6,8	9,6	12,3				

Nota: (1) = CEB Bulletin Nº 233 (CEB, 1997); (2) = NBR 6118 (ABNT, 2014) / EC2 (CEN, 2004); (3) = ACI 318 (ACI, 2008).

Fonte: Autor (2022)

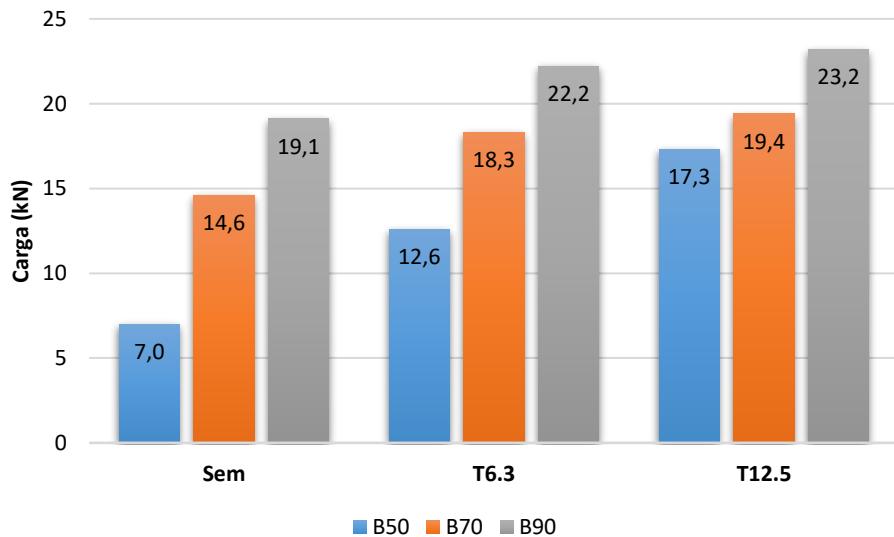
Observa-se, de maneira geral, que com o aumento da altura efetiva e da espessura da cabeça de ancoragem, ocorre um acréscimo na carga última de ancoragem, entretanto esse incremento de N_{u0} vai diminuindo à medida que t_h aumenta. Sabe-se também que a resistência a compressão do GP interfere positivamente na carga de ruptura, pois todos os métodos de cálculo preveem esse parâmetro, entretanto, como o objetivo dessa pesquisa é saber qual a capacidade de ancoragem dos conectores, optou-se por não analisar o efeito da resistência e testar apenas os demais parâmetros.

4.1.1.1. Influência da variação da espessura da cabeça de ancoragem nas cargas de ruptura

A Figura 4.1 compara as cargas máximas utilizadas no ensaio de arrancamento para os pinos em função da espessura da cabeça e para aqueles sem cabeça. Percebe-se que nos pinos com cabeça, a maior carga de ruptura por altura efetiva, ocorreu sempre no pino com maior espessura da cabeça de ancoragem. Isso comprova a semelhança entre o CGP e o CCP no que diz respeito a essas características analisadas. Para os pinos sem cabeça, destaca-se também com maior carga de ruptura, o B90 (maior altura efetiva), em relação aos outros dois. Em todos

os blocos houve ganho na carga última de ancoragem com o aumento da cabeça. Entre os pinos sem cabeça e aqueles com cabeça de maior espessura ($t_h = 12,5$ mm), houve ganhos da ordem de 147%, 33% e 21%, respectivamente para h_{ef} de 50 mm, 70 mm e 90 mm na carga última de ruptura. Contudo, observou-se que à medida que h_{ef} aumenta, a espessura da cabeça fica mais ineficaz.

Figura 4.1 - Cargas de ruptura dos pinos.



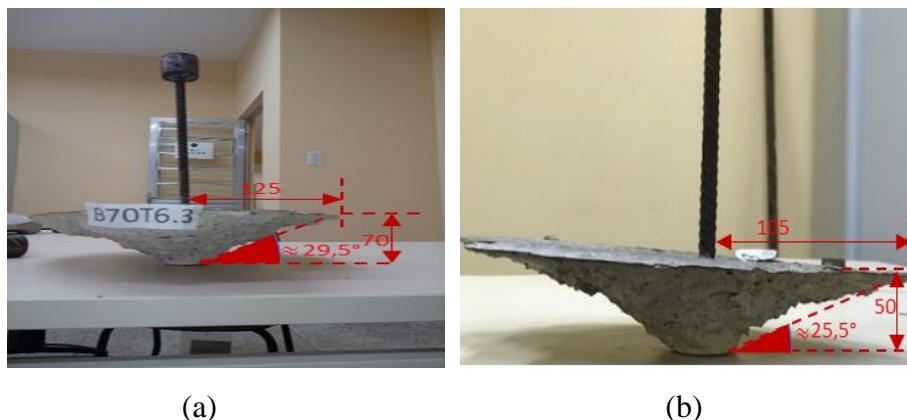
Fonte: Autor (2022)

4.1.1.2. Comparação das cargas de ruptura e os métodos de cálculo

Na análise dos pinos sem cabeça (Tabela 4.2), na relação $\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,TEO}}$, a NBR 6118 (ABNT, 2014) / EC2 (CEN, 2004) obtiveram o melhor desempenho, com erro médio de apenas 13%. enquanto os valores propostos pelo CEB Bulletin Nº 233 (CEB, 1997) atingiram a maior discrepância, atingindo erro médio de 41%. Para os pinos com cabeça, após análise dos resultados da Tabela 4.1, através da relação $\left(\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,TEO}}\right)$, percebe-se que dentre os métodos apresentados, o CEB Bulletin Nº 233 (CEB, 1997) foi quem obteve um melhor resultado, atingindo um erro médio de 26% na relação. Por outro lado, Farrow e Klingner (1995) atingiram a maior discrepância, da ordem de 69%.

Dos métodos analisados neste trabalho, o proposto por Farrow e Klingner (1995), é o único que considera um ângulo de inclinação do tronco de cone de ruptura variável entre 28° e 45° (Figura 4.2 a-b).

Figura 4.2 - Ângulo de inclinação do cone de ruptura proposto por Farrow e Klingner (1995)



Fonte: Autor (2022)

Os ensaios realizados comprovam que esse ângulo varia de acordo com a altura efetiva do pino, logo, pode ser comprovado através dos espécimes B70T6.3 e B50T6.3, com ângulos de aproximadamente 30° (dentro da faixa) e 26° (apenas 7% abaixo da faixa), respectivamente. Comportamento semelhante foi observado por OLIVEIRA *et al.*, 2018.

4.1.2. Modo de ruptura dos espécimes

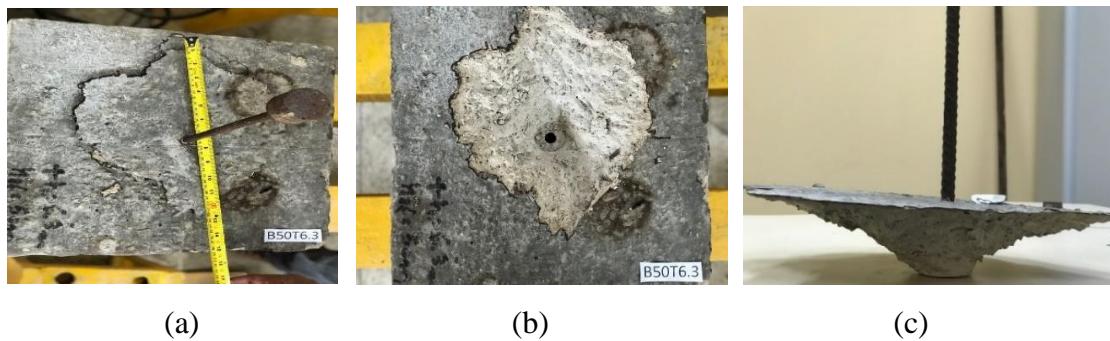
4.1.2.1. Blocos contendo pinos com cabeça

Em todos os pinos com cabeça ensaiados, o modo de ruptura ocorreu com a ruptura do concreto. Dentre todos os espécimes, os blocos B50T6.3 / B50T12.5 / B70T6.3, foram os que tiveram ruptura que apresentaram a forma do cone mais regular após a aplicação de carga nos seus pinos. O arrancamento de um cone de concreto com sua base menor iniciando no perímetro da cabeça de ancoragem e a base maior na superfície de concreto.

Percebe-se nos espécimes B50T12.5 e B70T6.3, houve uma expansão da área de projeção do cone de ruptura para um dos lados, interceptando a borda, porém este fato não interfere nos valores da carga de ruptura (N_{u0}), uma vez que os pinos permaneceram centralizados nos blocos, ou seja, não sofreram nenhum deslocamento horizontal que permitisse a sua aproximação da borda. Conforme apresentado no capítulo 2, a maioria dos métodos de cálculo consideram que para não haver interferência da borda no valor de N_{u0} , $c_1 > 1,5h_{ef}$, onde c_1 é a menor distância do pino a borda do elemento e h_{ef} a altura efetiva de embutimento.

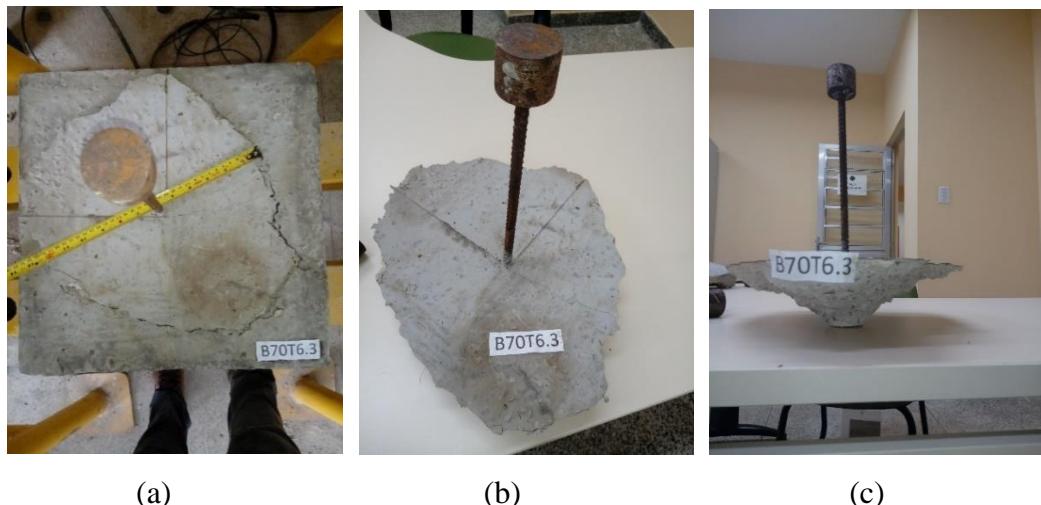
A projeção do cone de ruptura na superfície do concreto teve um raio compatível com os métodos estudados. Nos blocos B50T6.3 e B70T6.3, o cone de ruptura formado teve raio médio de 105 mm (Figura 4.3) e 125 mm (Figura 4.4) respectivamente, quando o estimado pela maioria dos métodos ($1,5 \cdot h_{ef} + d_h/2$) seria 95 mm e 145 mm, respectivamente.

Figura 4.3 - Formação do cone de ruptura bloco B50T6.3: a) vista superior; b) vista da fragmentação de formação do cone; c) vista lateral



Fonte: Autor (2022)

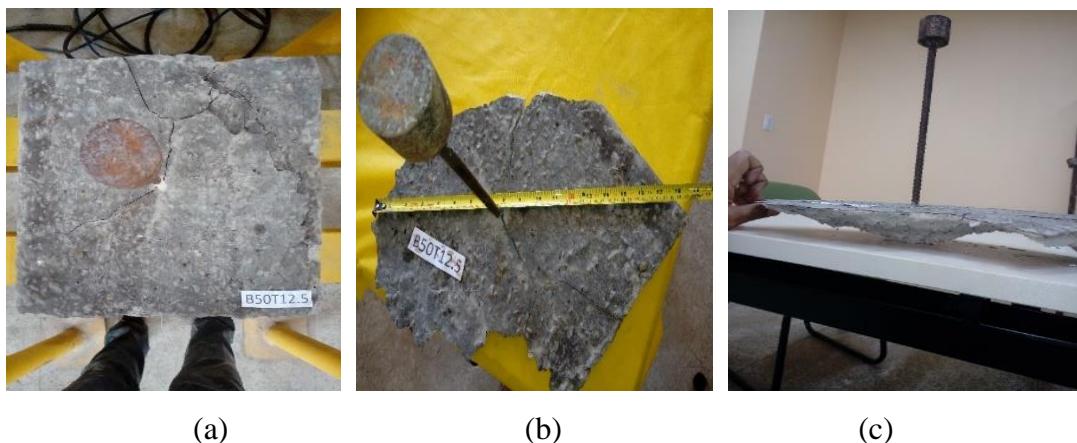
Figura 4.4 - Formação do cone de ruptura bloco B70T6.3: a) vista superior; b) vista em perspectiva; c) vista lateral



Fonte: Autor (2022)

Para o bloco B50T12.5, o cone de ruptura formado teve raio médio de 182 mm (Figura 4.5), mostrando uma abrangência bem maior que a estimada pela maioria dos métodos ($1,5 \cdot h_{ef} + d_h/2$) que seria 95 mm.

Figura 4.5 - Formação do cone de ruptura bloco B50T12.5: a) vista superior; b) vista em perspectiva; c) vista lateral



Fonte: Autor (2022)

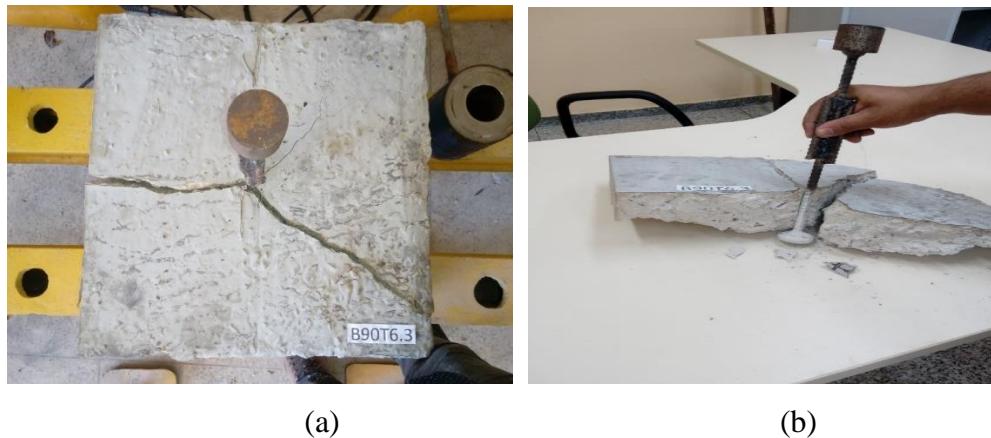
Quanto aos blocos B70T12.5 / B90T6.3 / B90T12.5, nesses espécimes o modo de ruptura foi o fendilhamento. Segundo Nilforoush *et al.* (2017), ao aumentar a carga nos pinos, as trincas circunferenciais do cone de concreto são iniciadas na cabeça da ancoragem, propagadas em direção a superfície, mas eventualmente estas são superadas pelas fissuras de flexão radiais adicionais na superfície do elemento de concreto, que partem do conector para as bordas, se assemelhando aos padrões encontrados no Bloco B70T12.5 (Figura 4.6). Em outros casos, com a progressão do carregamento, estas terminam dominando o modo de falha, dividindo o elemento de concreto, como pode ser visto nas Figuras 4.7 e 4.8. Os autores ainda sugerem o aumento na rigidez e/ou reforço no concreto, aumentando a sua resistência, como uma forma de coibir essas trincas de flexão.

Figura 4.6 - Ruptura no modo fendilhamento do bloco B70T12.5: a) vista superior; b) vista em perspectiva da superfície lateral



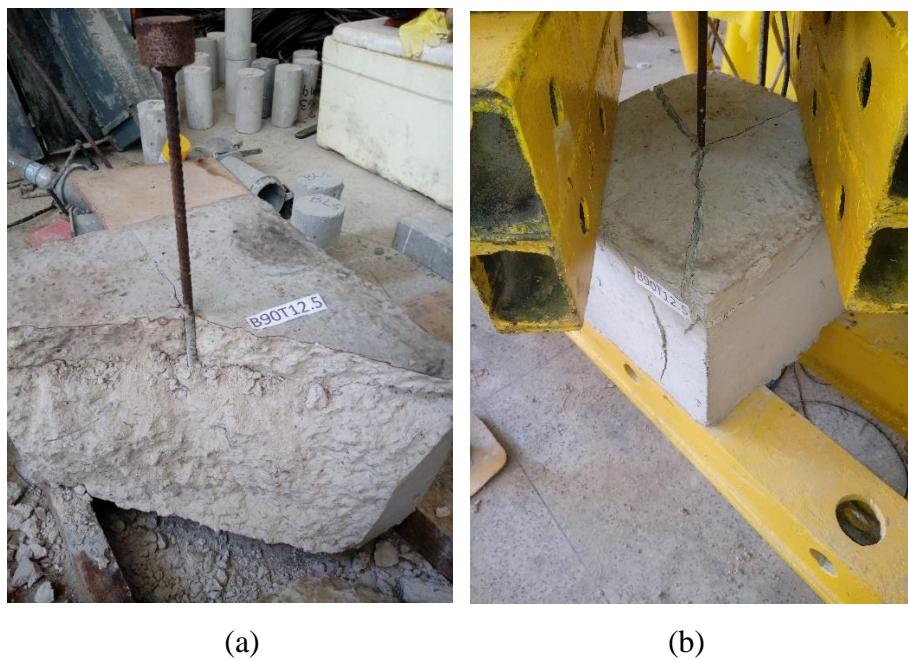
Fonte: Autor (2022)

Figura 4.7 - Ruptura no modo fendilhamento do bloco B90T6.3: a) vista superior; b) vista em perspectiva da superfície lateral



Fonte: Autor (2022)

Figura 4.8 - Ruptura no modo fendilhamento do bloco B90T12.5: a) vista superior em perspectiva; b)vista apóis finalização do ensaio



Fonte: Autor (2022)

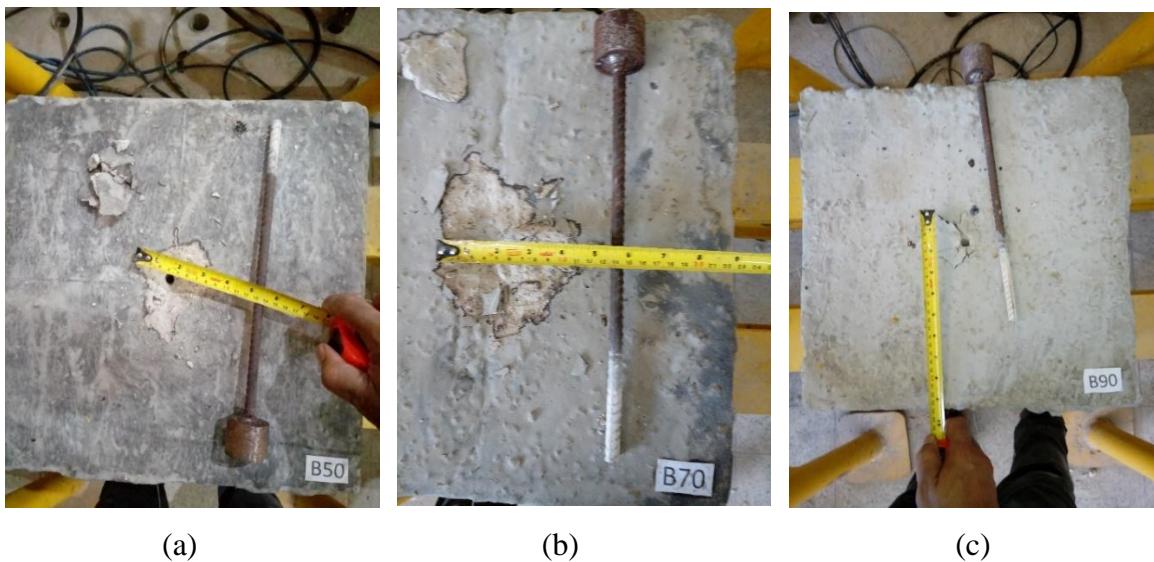
Pode-se considerar também uma contribuição de h_{ef} no modo de ruptura dos blocos, verifica-se que este parâmetro influenciou de forma significativa, pois o cone de ruptura ocorreu de forma regular nos pinos de menor h_{ef} , (B50T6.3, B70T6.3 e B50T12.5), demonstrados através das Figuras 4.3, 4.4 e 4.5. A partir do aumento da altura efetiva, para os pinos com $h_{ef} =$

90 mm, por exemplo (B90T6.3, B90T12.5), a ruptura ocorreu de forma irregular, tendendo para fendilhamento (Figuras 4.7 e 4.8)

4.1.2.2. Blocos contendo pinos sem cabeça

Em todos os pinos sem cabeça ensaiados a ruptura ocorreu devido à perda de aderência entre a barra e o concreto; logo, pode-se concluir que a ruptura se deu pelo arrancamento da barra para o B90 (Figura 4.9-c). Quanto aos blocos B50 e B70, houve leve fragmentação no concreto de forma superficial (Figura 4.9-a e Figura 4.9-b), além disso o aço manteve-se no regime elástico linear para todos os tirantes.

Figura 4.9 - Arrancamento dos pinos sem cabeça, vista superior: a) B50; b) B70; c) B90



Fonte: Autor (2022)

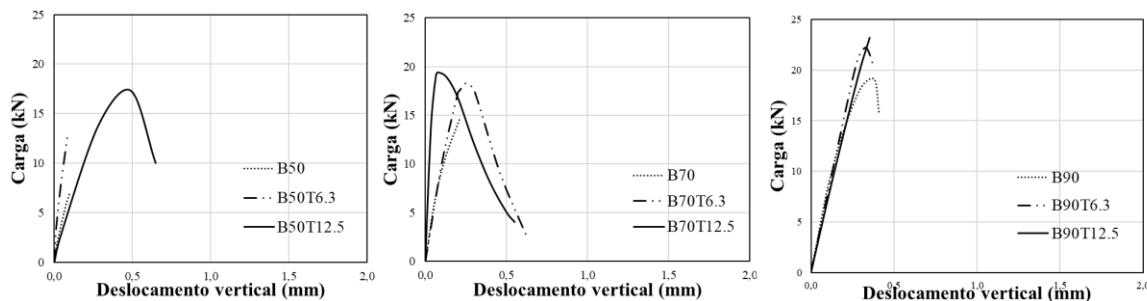
Verifica-se, portanto, nesses pinos que não houve interferência significativa de h_{ef} no modo de ruptura, pois independente das alturas efetivas, todos os espécimes sofreram ruptura por deslizamento do pino. Vale ressaltar que todos os espécimes estiveram no regime elástico durante todo o ensaio.

4.2. Deslocamento vertical

Os deslocamentos verticais foram obtidos utilizando LVDT (Transdutor de deslocamento variável linear). O instrumento foi posicionado embaixo dos blocos de GP,

através de orifício em contato com a extremidade embutida dos pinos em todos os 9 blocos. As medidas do deslocamento vertical dos pinos registradas pelo LVDT foram transmitidas para um microcomputador, acoplado ao sistema, em conjunto com *software* ALMEMO® que permitiu a disponibilização dos dados. Os deslocamentos verticais estão apresentados através das curvas ‘carga x deslocamento’ na Figuras 4.10. Estas estão organizadas conforme h_{ef} , possibilitando a análise deste parâmetro, assim como, da influência de t_h . A Tabela 4.3 apresenta os deslocamentos máximos de todos os pinos e suas respectivas cargas de ruptura.

Figura 4.10 - Curvas carga x deslocamento dos pinos para $h_{ef} = 50$ mm, 70 mm e 90 mm



Fonte: Autor (2022)

Tabela 4.3 - Cargas de ruptura x deslocamentos máximos

Blocos	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	N_{u0} (kN)	Deslocamento máximo (10^{-2} mm)
B50	50	27,9	7,0	10
B70	70	29,6	14,6	21
B90	90	25,9	19,1	38
B50T6.3	50	24,8	12,6	8
B50T12.5	50	27,6	17,3	49
B70T6.3	70	25,4	18,3	25
B70T12.5	70	23,5	19,4	8
B90T6.3	90	23,2	22,2	33
B90T12.5	90	23,7	23,2	35

Fonte: Autor (2022)

Avaliando a Tabela 4.3 juntamente com a Figura 4.10, percebe-se para os conectores com cabeça nas três situações distintas. Para a altura efetiva de 90 mm, houve pouca influência no valor do deslocamento ao aumentar a espessura da cabeça do conector. A segunda situação,

para $h_{ef}=70$ mm, quando aumentou a cabeça de 6,3 mm para 12,5 mm, houve uma redução do deslocamento da ordem de 68%. Isso pode ser explicado devido ao aumento da tensão aderente quando se aumenta a espessura da cabeça. A terceira situação ocorreu para $h_{ef}=50$ mm, pois nesse caso houve um aumento significativo do deslocamento da ordem de 5 vezes quando aumentou a espessura da cabeça de 6,3 mm para 12,5 mm. Isso provavelmente se deve a um aumento razoável de 37% da carga de ruptura entre esses conectores, o qual não ocorreu para os pinos das outras alturas efetivas (70 mm e 90 mm). Nos pinos sem cabeça, observa-se que o aumento dos deslocamentos está diretamente relacionado com o aumento das alturas efetivas.

Conclui-se, portanto, que para alturas efetivas relativamente pequenas, a influência mecânica deste tipo de ancoragem é maior.

4.3. Pinos sem cabeça - altura efetiva (h_{ef}) e tensão média de aderência (f_b)

Na análise do comprimento básico de ancoragem dos pinos sem cabeça, a altura efetiva (h_{ef}) passou a ser denominada de comprimento aderente (l_d). Na Tabela 4.4 são apresentadas as tensões de aderência média entre a barra e o CGP (f_b), determinadas através da Equação 4.1, em função da carga máxima nos ensaios de arrancamento dos pinos sem cabeça (N_{u0}) e dos comprimentos aderentes (l_d). Na sequência tem-se a resistência a compressão (f_c), a resistência a tração indireta ($f_{ct,sp}$), ambas determinadas através dos ensaios de caracterização. Na complementação das informações, com o objetivo de comparar com (f_b) e (l_d), determinou-se as resistências de aderência (f_{bd}) e os comprimentos básicos de ancoragem (l_b), preconizados pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2014) / EC2 (CEN, 2004) e ACI318 (ACI, 2008), cujas equações foram apresentadas no capítulo 2, tópico 2.2 desta pesquisa. Para a determinação de $f_{bd,NBR}$, tomou-se a resistência a tração direta de cálculo f_{ctd} igual a 90% de $f_{ct,sp}$, conforme NBR6118.

$$f_b = \frac{N_{u0}}{\pi \cdot l_d \cdot \emptyset} \quad (4.1)$$

Em todas as situações do ensaio de arrancamento para os pinos sem cabeça, as barras foram arrancadas do concreto antes de atingirem a tensão de escoamento do aço. O objetivo do cálculo da tensão de aderência média entre a barra e o concreto foi obter desses ensaios o comprimento de ancoragem básico (l_b), definido como o comprimento reto de uma barra de

armadura necessário para ancorar a força limite ($A_s \cdot f_y$) nessa barra, admitindo, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme (ARAUJO *et al.*, 2013). A tensão de aderência obtida do ensaio de arrancamento sem o escoamento da armadura, fornece valores de resistência de aderência bem superiores aos valores normativos, no caso B70 e B90 e compatíveis para B50 (DANCYGIER *et al.*, 2010 apud ARAUJO *et al.*, 2013).

Tabela 4.4 - Comparaçāo resultados l_d e f_b com as recomendações normativas

Blocos	\emptyset (mm)	l_d	f_c (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	N_{u0} (kN)	f_b (MPa)	Resistencia de aderência f_{bd} (MPa)		Comprimento básico de ancoragem - l_b (mm)	
							NBR 6118 / EC2	ACI 318	NBR 6118 / EC2	ACI 318
B50	10	5∅			7,0	4,5	5,3	4,0	271	327
B70	10	7∅	25,7	2,6	14,6	6,6	5,3	4,0	271	327
B90	10	9∅			19,1	6,8	5,3	4,0	271	327

Fonte: Autor (2022)

Comparando-se os resultados da Tabela 4.4, percebe-se que a ACI 318 (ACI, 2008) é mais conservadora, propondo comprimentos de ancoragem mais altos do que os estipulados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) / EC2 (CEN, 2004). Estas, por outro lado, apresentam comprimentos de ancoragem mais próximos aos valores utilizados no ensaio, isto é, 50, 70 e 90 mm (5∅, 7∅ e 9∅). Além disso, a resistência de aderência recomendada pela NBR 6118 (ABNT, 2014) / EC2 (CEN, 2004) encontra-se mais próxima dos valores da tensão de aderência obtida do ensaio, os pinos relativos aos blocos B50, com uma diferença de 18% a mais e os relativos aos blocos B70 e B90, com uma diferença de 20% e 22% a menos, respectivamente. A ACI 318 (ACI, 2008) é mais conservadora também nesse quesito, propondo tensão de aderência mais baixa. Esta síntese foi feita por Araújo *et al.* (2013), obtendo resultados semelhantes para o concreto convencional (OPC).

5. ANÁLISE COMPUTACIONAL

5.1. Considerações iniciais

O objetivo neste capítulo é simular o comportamento da estrutura em estudo, utilizando ferramentas computacionais, a fim de obter respostas fidedignas, segundo seus parâmetros adquiridos nos ensaios de caracterização e comparar essas respostas com as obtidas na parte experimental. O programa utilizado para análises pelo método dos elementos finitos (MEF), foi o *ABAQUS versão 2022*.

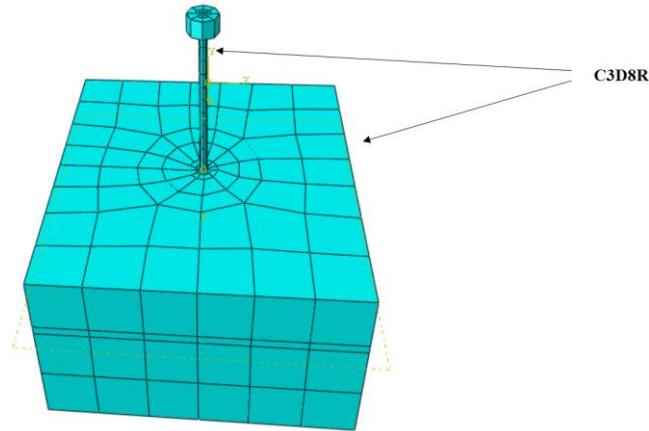
5.2. Modelo constitutivo

A modelagem computacional desenvolvida nesta pesquisa utiliza como referência 09 ensaios experimentais do tipo *pull-out*. O detalhamento dos espécimes e propriedades mecânicas do concreto e do aço são apresentados na Figura 3.2 e Tabelas 3.1 e 3.8. O comportamento mecânico adotado foi o elastoplástico, com modelo CDP (*Concrete damaged plasticity*). Este modelo se baseia na teoria da plasticidade, leva em consideração a degradação da rigidez elástica induzida por deformações plásticas de tração e compressão, desta forma são adotados como principais mecanismos de falha do material, o esmagamento na compressão e a fissuração na tração (ABAQUS, 2017 *apud* SANTANA, 2020).

5.2.1. Configurações do modelo constitutivo

Adotou-se uma solução estática, com sistema de equações de soluções implícitas, conforme Vazquez e Rodriguez (2018). Foram utilizados elementos do tipo *solid* para modelar os blocos e pinos. A malha utilizada foi Hexaédrica, do tipo C3D8R (elementos finitos com 8 pontos de integração reduzida), com comprimento (l_e) de 90 mm para o bloco de geopolímero e 20 mm para o pino, conforme Figura 5.1. Os parâmetros de dano e plasticidade do modelo *CDP* adotados para a modelagem estão apresentados na Tabela 5.1.

Figura 5.1 - Malha hexaédrica do tipo C3D8R nos componentes do modelo



Fonte: *ABAQUS* (2022)

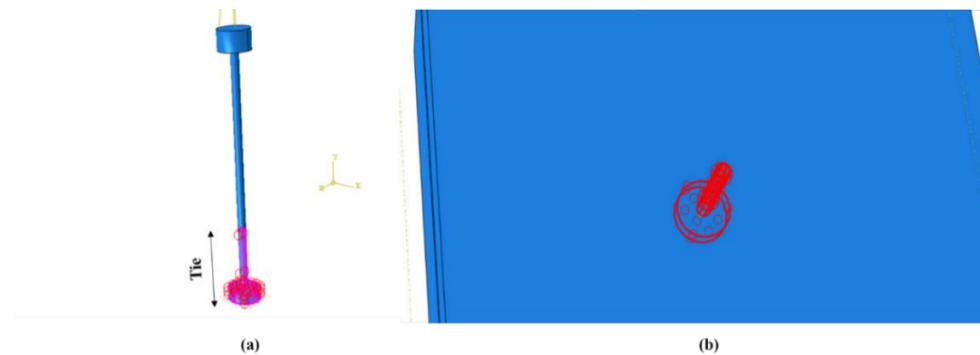
Tabela 5.1 - Parâmetros do CDP: ψ -ângulo de dilatação; ε - excentricidade; μ -viscosidade; K_c - fator de forma; f_{b0}/f_{c0} - relação entre as tensões de compressão biaxial e uniaxial

ψ	ε	μ	K_c	f_{b0}/f_{c0}
13°/20°/36°	0,1	0,001	0,667	1,16

Fonte: Autor (2022)

Na região de ancoragem pino / concreto, a aderência foi simulada através da ligação do tipo *Tie*, unindo os nós das superfícies embutidas, do pino e do GP adjacente, selecionadas para o contato. Este recurso impede, na interface das superfícies, que qualquer nó sofra deslocamento relativo, ou seja, que não haja escorregamentos do pino na interface com o concreto (Figura 5.2).

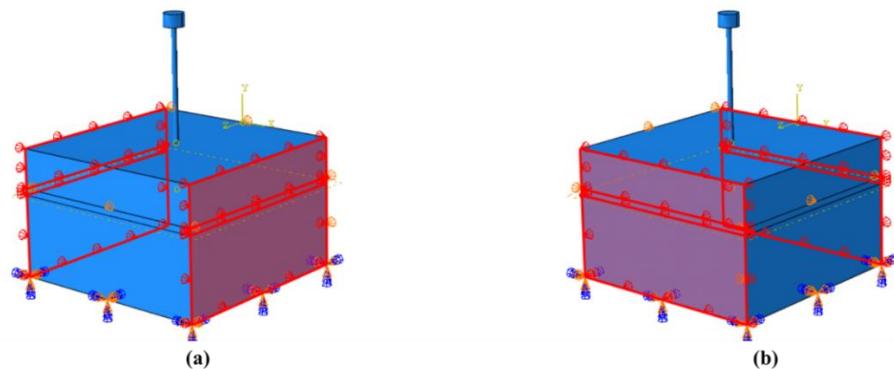
Figura 5.2 - Interação *constraint* do tipo *Tie*: a) pino; b) bloco de geopolímero



Fonte: *ABAQUS* (2022)

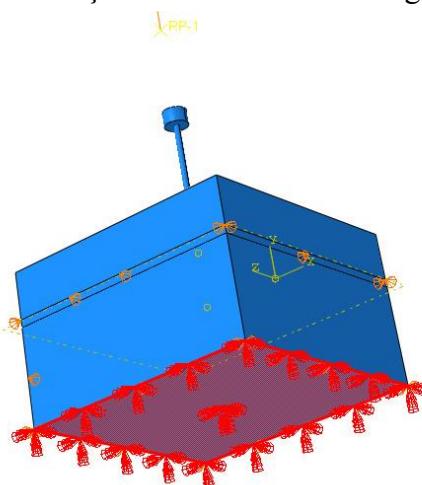
Para as condições de contorno foram impostas restrições de deslocamento nos três eixos, x , y e z , através do recurso *boundary condition.*, ou seja, foram criados vínculos de restrição de 1º gênero nas direções x e z (Figura 5.3) e engaste no fundo do bloco (Figura 5.4), impedindo qualquer deslocamento neste local. Foi criado um ponto com a função de fonte de transmissão de carga de tração para simular a força de arrancamento do pino, transferindo integralmente os esforços através de interação *constraint* do tipo *Coupling* (Figura 5.5).

Figura 5.3 - Condições de contorno com restrição no sentido dos eixos: a) x ; b) z



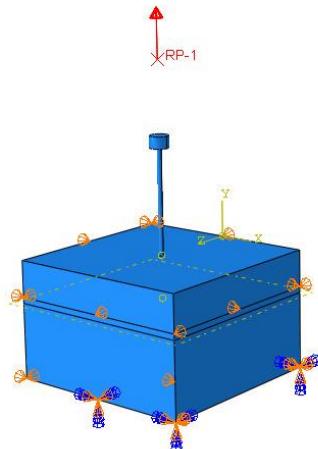
Fonte: (ABAQUS, 2022)

Figura 5.4 - Condições de contorno com engastamento da base do bloco



Fonte: ABAQUS (2022)

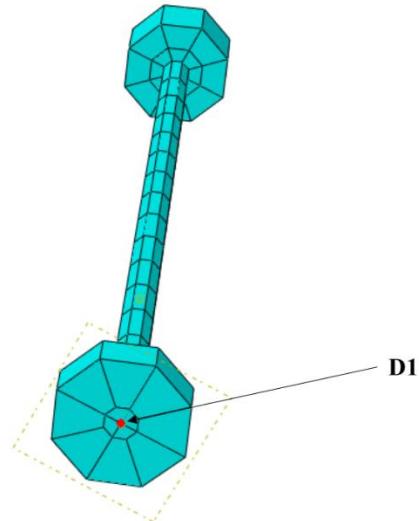
Figura 5.5 - Ponto de carga (RP1): *constraint do tipo Coupling*



Fonte: *ABAQUS* (2022)

Foram determinados dois locais estratégicos (*sets*) nos espécimes para armazenar informações dos resultados do processamento do modelo em estudo, sendo uma localização no ponto de carga para registros da força aplicada e reações (RP1), e a outra no pino, no centro da face inferior da cabeça embutida (Figura 5.6), para registrar os deslocamentos (D1).

Figura 5.6 - *Set* (D1) para registro do deslocamento vertical da cabeça embutida do pino



Fonte: *ABAQUS* (2022)

5.3. Análise dos resultados computacionais

Neste tópico são apresentados e discutidos resultados da investigação computacional da carga última (N_{u0}) de arrancamento de studs em bloco de geopolímero. Os resultados computacionais foram confrontados com os experimentais, e para isso, os parâmetros utilizados nesta etapa computacional foram calibrados com o objetivo de aproximar as curvas (carga x deslocamento) o máximo possível daquelas geradas no ensaio *pull-out* realizado na etapa experimental.

5.3.1. Comparação dos resultados e validação do modelo

5.3.1.1. Ângulo de dilatação

Dentre os parâmetros aplicados em modelagem no mecanismo de arrancamento de conectores embutidos em elementos de concreto sob tração, pode-se indicar o ângulo de dilatação, o qual é bastante diversificado em função das outras variáveis como tipo e tamanho do elemento finito, método utilizado dinâmico ou estático. Segundo Vermeer e Borst (1984) *apud* Santana (2020), proporam que a recomendação do intervalo como sendo de 12° até 20°, se aplica satisfatoriamente a esse mecanismo. Outros autores como Pavilovic *et al.* (2013); Vazquez e Rodriguez (2018), recomendaram em seus trabalhos $\psi=36^\circ$ e $\psi=38^\circ$, respectivamente. Sendo assim, neste estudo computacional, promoveu-se para compor a calibração do modelo, um comparativo entre os três ângulos de dilatação referenciados (13°, 20° e 36°). Os resultados são apresentados nas Tabelas 5.2 e 5.3.

Tabela 5.2 - Calibração ângulo dilatação – pinos com cabeça

Blocos	B50 T6.3	B50 T12.5	B70 T6.3	B70 T12.5	B90 T6.3	B90 T12.5	Média $\left(\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,TEO}}\right)$	Desvio padrão	CV (%)		
$h_{ef}(\text{mm})$	50	50	70	70	90	90					
$f_c(\text{MPa})$				25,7							
$N_{u0,EXP}(\text{kN})$	12,7	17,3	18,3	19,4	22,2	23,2					
ψ	13°	$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,COMP}}$	0,94	0,99	0,87	0,88	1,02	0,93	0,94	0,06	6,3
	20°	$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,COMP}}$	0,93	0,97	0,86	0,88	1,00	0,95	0,93	0,05	5,8
	36°	$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,COMP}}$	0,90	0,86	0,79	0,77	0,86	0,78	0,84	0,05	6,4

Fonte: Autor (2022)

Tabela 5.3 - Calibração ângulo dilatação – pinos sem cabeça

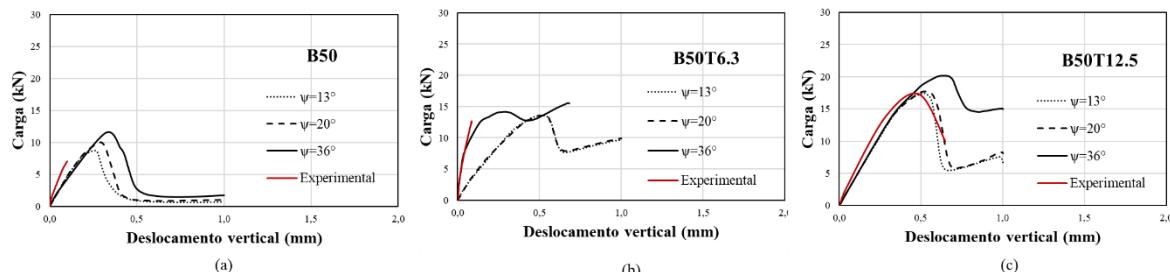
	Blocos	B50	B70	B90	Média $\left(\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,TETO}}\right)$	Desvio padrão	CV (%)	
	$h_{ef}(\text{mm})$	50	70	90				
	$f_c(\text{MPa})$		25,7					
	$N_{u0,EXP}(\text{kN})$	7,0	14,6	19,1				
ψ	13°	$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,COMP}}$	0,81	1,39	1,63	1,28	0,42	33,0
	20°	$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,COMP}}$	0,70	1,24	1,41	1,12	0,37	33,2
	36°	$\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,COMP}}$	0,61	0,97	1,12	0,90	0,26	29,1

Fonte: Autor (2022)

Para os pinos com cabeça, pôde-se verificar uma melhor acurácia para o ângulo de dilatação igual a 13°, pois para este foi apurado um erro médio de apenas 6%, enquanto para 20° e 36°, obteve-se 7% e 16%, respectivamente. Já para os pinos sem cabeça, verificou-se a melhor precisão para o ângulo de dilatação igual a 36°, atingindo um erro médio de 10%, enquanto para 13° e 20°, obteve-se 28% e 12%, respectivamente. Conclui-se, portanto, coerência apenas para os pinos com cabeça, segundo a recomendação de Vermeer e Borst (1984) *apud* Santana (2020), propondo o intervalo de 12° até 20° como satisfatório para arrancamento de pinos embutidos em concreto. Quanto aos pinos sem cabeça, o resultado se enquadrou mais com a recomendação de Pavilovic *et al.* (2013), pois estes recomendaram em seus trabalhos $\psi=36^\circ$.

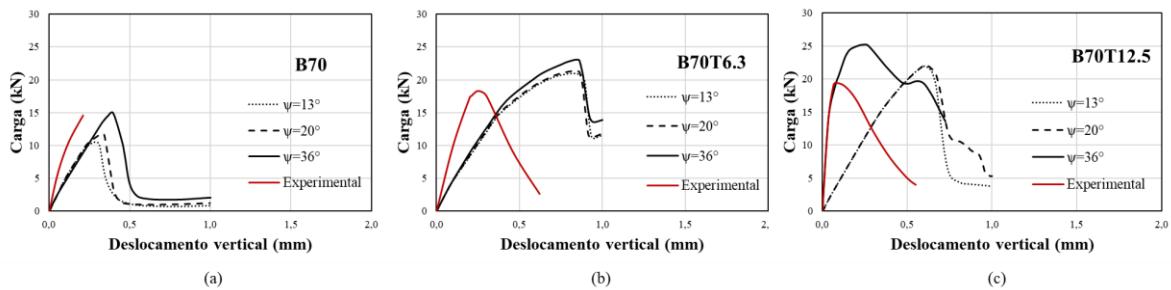
5.3.1.2. Comparação entre as curvas ‘carga x deslocamento vertical’ (computacional x experimental)

Comparando os resultados computacionais com os experimentais, através das curvas carga-deslocamento vertical obtidas (Figuras 5.7 a 5.9), observou-se que a variação do ângulo de dilatação contribuiu de maneira significativa nos valores das cargas últimas.

Figura 5.7 - Curvas carga x deslocamento vertical pinos com $h_{ef} = 50 \text{ mm}$ 

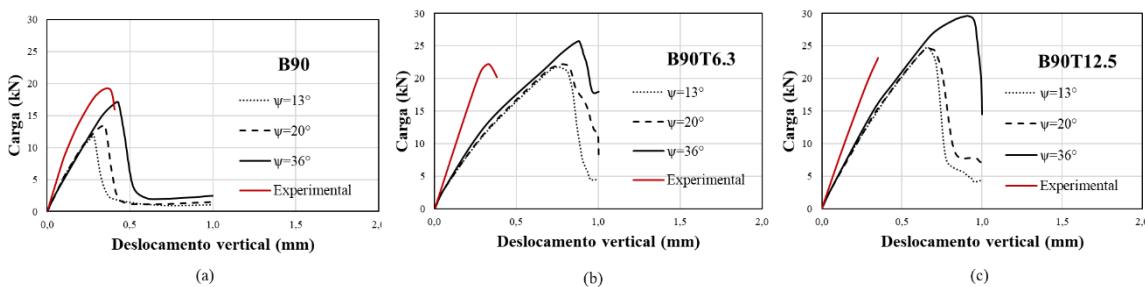
Fonte: Autor (2022)

Figura 5.8 - Curvas carga x deslocamento vertical pinos com $h_{ef} = 70$ mm



Fonte: Autor (2022)

Figura 5.9 - Curvas carga x deslocamento vertical pinos com $h_{ef} = 90$ mm



Fonte: Autor (2022)

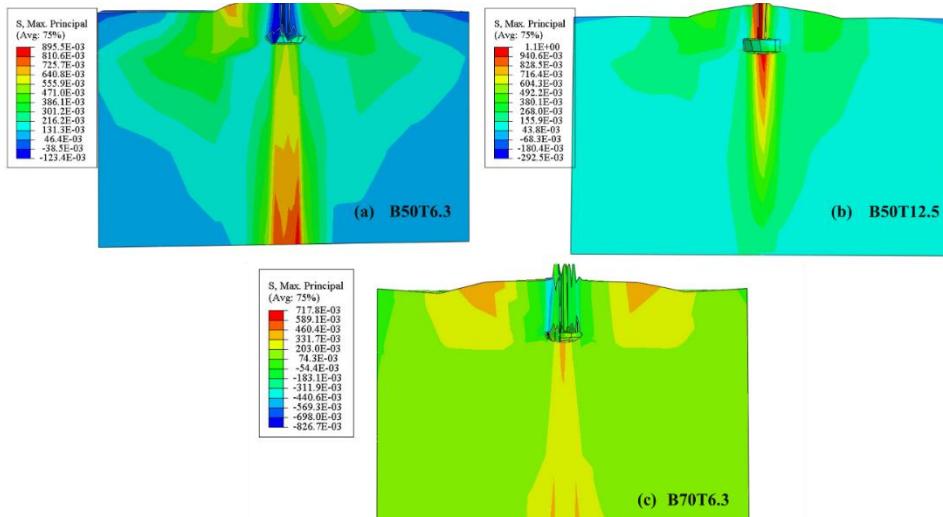
A partir da zona plástica, percebe-se um maior espaçamento entre as curvas, predominando maiores valores de cargas para as curvas relativas ao ângulo de dilatação de 36°. Em todos os casos, há uma tendência de crescimento linear de deslocamento do conector devido ao arrancamento. Verificou-se em alguns casos, nas curvas carga-deslocamento vertical (Figuras 5.7-b e 5.8-c), dois ou mais picos de resistência, entretanto, de acordo com Silva (2018), Costa (2016) e Lima (2019) apud Santana (2020), que apresentam trabalhos com características semelhantes, é observado que a máxima resistência ao arrancamento desse tipo de ancoragem ocorre dentro do primeiro milímetro de deslizamento da cabeça do conector relativo ao concreto. Isto sugere, portanto, que o real pico de resistência do experimento seja o primeiro, ocorrendo antes de atingir o primeiro milímetro de deslizamento.

5.3.1.3. Análise das tensões principais e danos

A modelagem computacional desenvolvida neste trabalho mostra regiões danificadas à tração e é possível identificar semelhanças com o ensaio experimental em questão. Neste tópico será apresentado a propagação das tensões máximas principais nos blocos de GP, através do corte transversal nos modelos de todos os espécimes. As Figuras 5.10 a 5.12 apresentaram o

comportamento pós-ruptura dos modelos correspondentes aos modos de ruptura dos espécimes identificados na etapa experimental (ruptura pelo cone, fendilhamento e arrancamento da barra).

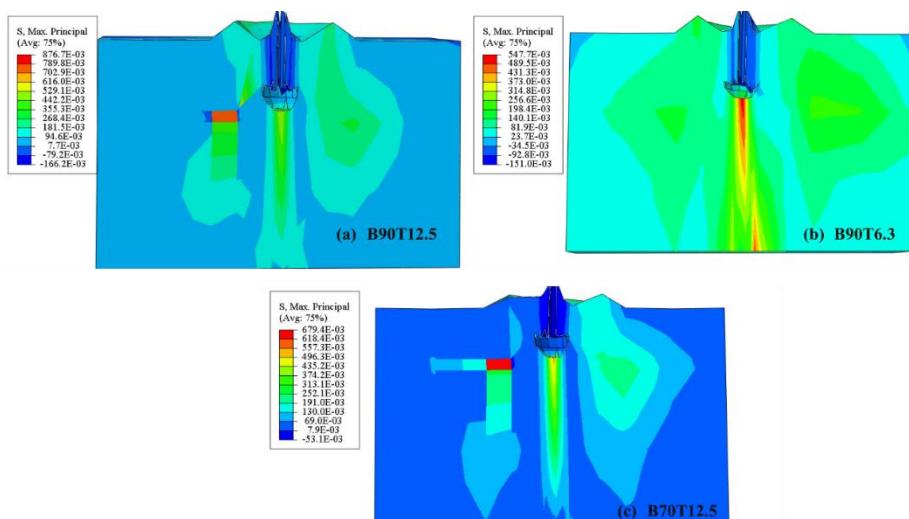
Figura 5.10 - Disposição das tensões principais no geopolímero: cone de ruptura



Fonte: (ABAQUS, 2022)

Conforme Figura 5.10, verifica-se uma atividade mais concentrada das tensões na região da cabeça de ancoragem dos pinos, devido a propagação do cone de ruptura, compatível nesses blocos com o modo de ruptura identificado na etapa experimental (B50T6.3, B50T12.5 e B70T6.3).

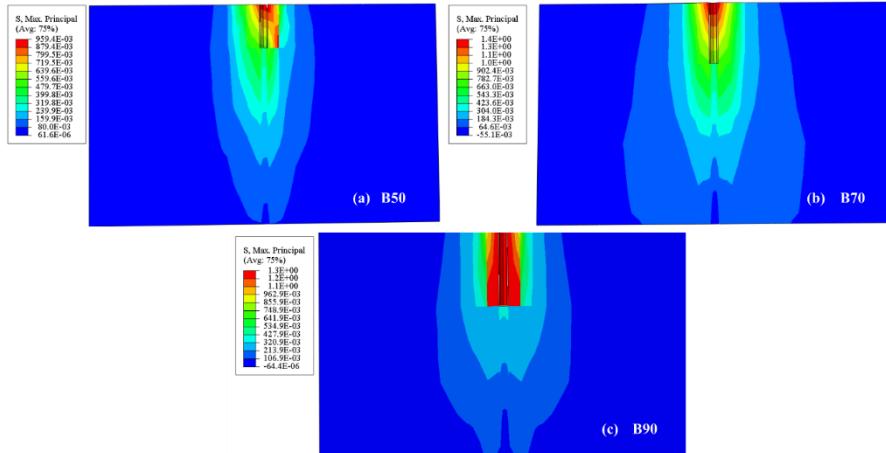
Figura 5.11 - Disposição das tensões principais no geopolímero: fendilhamento



Fonte: (ABAQUS, 2022)

A Figura 5.11 realça uma maior atividade das tensões, de forma mais distribuída. Nesses pinos ocorreu ruptura mista, com fissuras provenientes de flexão, prevalecendo o modo de ruptura do tipo fendilhamento, compatível com os blocos B7012.5, B90T6.3 e B90T12.5.

Figura 5.12 - Disposição das tensões principais no geopolímero: deslizamento do pino



Fonte: (ABAQUS, 2022)

Na Figura 5.12 verifica-se uma atividade das tensões mais concentrada na interface aço-concreto, compatível para os pinos sem cabeça, conforme foi demonstrado na etapa experimental, nesses casos o modo de ruptura ocorreu por deslizamento do pino e pode ser confrontada com o modo de ruptura dos blocos B50, B70 e B90, respectivamente.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1. Conclusões

6.1.1. Aspectos do ensaio de arrancamento com geopolímero

Pode-se concluir que assim como no concreto convencional, as cargas de ruptura dos pinos embutidos em blocos de GP, variaram de acordo com h_{ef} (50 mm, 70 mm e 90 mm) e t_h , sendo que este último parâmetro não está contemplado em nenhum dos métodos apresentados neste trabalho. Quanto ao modo de ruptura, pode-se verificar que h_{ef} influenciou de forma significativa. O cone de ruptura ocorreu de forma regular nos pinos de menor h_{ef} (B50T6.3, B70T6.3 e B50T12.5), demonstrados através das Figuras 4.3 a 4.5. A partir do aumento da h_{ef} para 90 mm, por exemplo (B90T6.3, B90T12.5), ocorreu um modo de ruptura misto, tendendo para o fendilhamento, onde este tipo de falha pode ter sido induzido por fissuras de flexão (NILFOROUSH *et al.*, 2017). Em todos os blocos houve ganho de N_{u0} com o aumento da cabeça. Entre os pinos sem cabeça e aqueles com cabeça de maior espessura ($t_h = 12,5$ mm), houve ganhos da ordem de 147%, 33% e 21%, respectivamente para h_{ef} de 50 mm, 70 mm e 90 mm, na carga última de ruptura. Contudo, observou-se que à medida que h_{ef} aumenta, t_h fica mais ineficaz. Todos os pinos estiveram no regime elástico durante todo o ensaio e para todos os sem cabeça ocorreu ruptura por deslizamento.

6.1.2. Métodos de cálculo

Ao analisar os resultados da Tabela 4.1 e 4.2, a relação $\left(\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,TEO}}\right)$ serviu para avaliar a eficiência dos métodos analíticos abordados neste trabalho, assim como a sua aplicabilidade no mecanismo de arrancamento de conectores embutidos no CGP, submetidos a tração direta. Através da relação entre as cargas últimas, percebeu-se que nos pinos com cabeça, dentre os métodos de cálculo estudados, apenas o CEB Bulletin Nº 233 (CEB, 1997) demonstrou ser apropriado para utilização em GP, pois nas situações estudadas, foi quem assinalou o melhor desempenho, atingindo um erro médio de 26% na relação $\left(\frac{N_{u0,EXP}}{N_{u0,TEO}}\right)$. Por outro lado, Farrow e Klingner (1995) atingiram a maior discrepância, da ordem de 69%. Já na avaliação para os pinos sem cabeça, a NBR 6118 (ABNT, 2014) / EC2 (CEN, 2004) atingiram o melhor

desempenho, com erro médio de apenas 13%, enquanto os valores propostos pelo CEB Bulletin N° 233 (CEB, 1997) apontaram a maior discrepância, com erro médio de 41%.

Dentre os métodos estudados nesse trabalho, o de Farrow e Klingner (1995) é o único que considera um ângulo de inclinação do tronco de cone de ruptura variável entre 28° e 45° , condição essa que foi confirmada nos ensaios realizados. Esse ângulo varia de acordo com a altura efetiva do pino e pode ser comprovado nos espécimes B70T6.3 e B50T6.3, com ângulos de aproximadamente 30° (dentro da faixa) e 26° (apenas 7% abaixo da faixa), respectivamente (Figura 4.2 a-b). Comportamento semelhante foi observado por Oliveira *et al.*, 2018.

Na análise da aderência dos pinos sem cabeça, assim como Araújo *et al.* (2013) observaram para o CCP, neste trabalho pode-se, de maneira análoga, concluir que a ACI 318 (ACI, 2008) é mais conservadora, propondo comprimentos de ancoragem mais altos do que os estipulados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) / EC2 (CEN, 2004). Estas, por outro lado, apresentam comprimentos de ancoragem mais próximos aos valores utilizados no ensaio, isto é, 50, 70 e 90 mm ($5\varnothing$, $7\varnothing$ e $9\varnothing$). Além disso, a resistência de aderência recomendada pela NBR 6118 (ABNT, 2014) / EC2 (CEN, 2004), encontra-se mais próxima dos valores da tensão de aderência obtidos dos ensaios de arrancamento. Para os pinos relativos aos blocos B50, obteve-se uma diferença de 18% a mais e os relativos aos blocos B70 e B90, uma diferença de 20% e 22% a menos, respectivamente. A ACI 318 (ACI, 2008) é mais conservadora também nesse quesito, propondo tensão de aderência mais baixa.

6.1.3. Modelagem Computacional

O modelo constitutivo de dano plástico CDP, escolhido e empregado na modelagem dos espécimes para representação do ensaio *pull-out*, foi capaz de simular o comportamento carga-deslocamento dos conectores com e sem cabeça. O modelo, quando bem calibrado e alimentado com todos os dados experimentais, obtém-se bons resultados na representação do complexo comportamento não linear do concreto quando submetido ao mecanismo do arrancamento. Contudo, pode-se concluir que os parâmetros implementados para CCP são compatíveis para o CGP.

Na análise de variação do ângulo de dilatação realizada nesta pesquisa (13° , 20° e 36°), houve variações significativas nos valores das cargas últimas, onde observou-se uma melhor acurácia para o ângulo de dilatação igual a 13° , para os pinos com cabeça. Essa análise foi concordante com o estudo de Vermeer e Borst (1984) *apud* Santana (2020), em que propôs o intervalo de 12° até 20° como satisfatório para arrancamento de pinos embutidos em concreto.

Quanto aos pinos sem cabeça, o melhor resultado ocorreu para o ângulo de 36° , mais compatível com a recomendação de Pavilovic *et al.* (2013), pois estes recomendaram em seu trabalho $\psi=36^\circ$.

De acordo Santana (2020), os elementos finitos do tipo C3D8R, utilizados nesta pesquisa, quando aplicados na região central do elemento em estudo, ficam sujeitos a deformações excessivas devido a maior flexibilidade por conta da integração reduzida e por ser a região potencializada pelas tensões. Estas deformações excessivas geram códigos de erro durante a análise, encerrando o processo de simulação. Por consequência, este fato pode não ter contribuído para uma maior aproximação entre as curvas computacionais e experimentais.

6.2. Sugestões para Trabalhos Futuros

Visando um avanço nos conhecimentos sobre o comportamento de conectores embutidos em elementos estruturais de concreto geopoliméricos a nível experimentais e/ou computacionais da modelagem em elementos finitos, pode-se pensar nos seguintes itens:

- Explorar outros métodos de modelagem que podem melhorar os resultados obtidos, por exemplo a técnica ABAQUS/*Explicit*;
- Do ponto de vista experimental, pode-se avaliar *studs* submetidos a outros efeitos diferentes daqueles estudados nesta pesquisa, tipo, efeito de borda ou efeito de grupos, além de desenvolver um novo método incluindo o parâmetro t_h ;
- Pode-se desenvolver um estudo com adições ao GP, como fibra de aço, escória de alto forno ou outro aluminossilicato;
- Desenvolver um estudo comparativo entre o CGP e o CCP, levando em consideração o mecanismo de arrancamento de pinos embutidos em concreto, abordando os diversos parâmetros da literatura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALTAAN, S.; AL-JAFFAL, A. **Tensile capacity of short headed anchor bolts embedded in high strength fibrous concrete.** International Journal of Applied Engineering Research. 6. 235-247, 2011.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318:** Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-19). Farmington Hills, MI, USA, 2019.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318M-08:** Building code requirements for structural concrete. Farmington Hills, 2008.
- ARAUJÓ, D. L. A.; DANIN, A. R.; MELO, M. B.; RODRIGUES, P. F. "Influência da adição de fibras de aço na tensão de aderência de barras de aço retilíneas." Revista IBRACON De Estruturas E Materiais 6.2 (2013): 307-38. Web.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 5738:** concreto - procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015. 9 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - **NBR 5739:** concreto - ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - **NBR 6118:** projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - **NBR 7222:** argamassa e concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7480:** aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - especificação. Rio de Janeiro, 2007. 13 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - **NBR 8522:** concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBRNM 248:** agregados – determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2011. 6 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBRNM 30:** agregado miúdo – determinação da absorção de água. Rio de Janeiro, 2001. 3 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBRNM 45:** agregados - determinação da massa unitária, massa unitária compactada e seca e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006. 8 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBRNM 46:** agregados - determinação do material fino que passa através da peneira 75 micrometros, por lavagem. Rio de Janeiro, 2003. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBRNM 52:** agregado miúdo – determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBRNM 53:** agregado graúdo - determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009. 8 p.

AZEVEDO, A. F.M. **Método dos elementos finitos.** Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, v. 1, n. 7, 2003.

AZEVEDO, A. G. de S.; STRECKER, K.; LOMBARDI, C. T. **Produção de geopolímeros à base de metacaulim e cerâmica vermelha.** Cerâmica [online]. 2018, v. 64, n. 371 [Acessado 30 Maio 2022], pp. 388-396. Disponível em: <<https://doi.org/10.1590/0366-69132018643712420>>. ISSN 1678-4553. <https://doi.org/10.1590/0366-69132018643712420>.

BEZERRA, I. M. T.; COSTA, D. L.; VITORINO, J. P. M.; NEVES, G. A. **Influência da proporção do ativador alcalino nas propriedades mecânicas de materiais ativados alcalinamente.** Revista eletrônica de materiais e processos, v. 8, n. 2, p. 101-105, 2013.

BRACKMANN, G. D.; RODRIGUEZ, R. Q.; LIMA, R. C. A.; SANTOS NETO, A. B. S. (2021). Calibração dos parâmetros do modelo de plasticidade do dano no programa ABAQUS para análise em elementos finitos de lajes lisas protendidas. **XII congresso brasileiro de pontes e estruturas.** Junho, 2021.

CEB – COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETÓN. CEB-FIP MODEL CODE 1990. **Design Code**, Thomas Telford, London, 1998.

CEB BULLETIN D'INFORMATION nº 233, **Design of Fastenings in Concrete – Design Guide –Parts 1 to 3**, Thomas Telford Services Ltda., January, 1997.

CHAUHAN, Harjasdeep Singh. **Numerical simulation of anchor group effects on concrete breakout strength within steel fiber reinforced concrete.** 2021. Tese de Doutorado. The University of Texas at Arlington.

COMITÊ ACI 318. **Requisitos do código de construção para concreto estrutural:** (ACI 318-19); e Comentário (ACI 318R-19). Farmington Hills, MI: American Concrete Institute, 2019.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. Eurocode 2: **Design of concrete structures.** European Prestandard, Brussels, Belgium, 2004.

COSTA, D. L.; BEZERRA, I. M. T.; MENEZES, R. R.; NEVES, G. A. **Estudo da adição de alumina em corpos geopoliméricos a base de metacaulim.** Revista Eletrônica de Materiais e Processos, v. 8, p. 96-100, 2013.

COSTA, H. D. **Resistência à tração de conectores de aço embutidos em elementos de concreto armado.** Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, PA, 124p. 2016.

DAHOU, Z.; CASTEL, A.; NOUSHINI, A. "Prediction of the steel-concrete bond strength from the compressive strength of Portland cement and geopolymers concretes." Construction and Building Materials, vol. 119, 30 Aug. 2016, pp. 329+. Gale Academic

OneFile.link.gale.com/apps/doc/A458680173/AONE?u=capes&sid=bookmarkONE&xid=363f58ac. Accessed 26 Mar. 2022.

DAVIDOVITS, J. **Anos de sucessos e fracassos em aplicações de eopolímeros. Tendências de mercado e avanços potenciais.** In: Conferência Geopolímero 2002. Saint-Quentin, França; Melbourne, Austrália: Geopolymer Institute, 2002. p. 29.

DAVIDOVITS, J. **Aplicação de geopolímero à base de cálcio com escória de alto-forno, uma revisão.** 1978

DAVIDOVITS, J. **Properties of Geopolymer Cements.** SRIBM, Kiev. 1. 131-149. 1994.

DE VRIES, R. A.; JIRSA, J. O.; BASHANDY, T. **Anchorage capacity in concrete of headed reinforcement with Shallow embedments,** ACI Structural Journal, v. 96, n. 5, p.728–736, Sep.-Oct., 1999.

DUXSON, P.; FERNANDEZ-JIMENEZ, A.; PROVIS, J. L.; LUKEY, G. C.; PALOMO, A.; VAN DEVENTER, J. S. J. "Geopolymer Technology: The Current State of the Art : Advances in Geopolymer Science." Journal of Materials Science 42.9 (2007): 2917-933. Web.

ELATY, M. A. A. A.; GHAZY, M. F.; HAMEED, M. F. A. "Optimization of geopolymer concret by principal componente analysis." ACI Materials Journal 114.2 (2017): 253. Web.

ELIGEHAUSEN, R.; SAWADE, G. **Uma descrição baseada em mecânica da fratura do comportamento de arrancamento de pinos embutidos em concreto.** 1989.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **fib Bulletin 58:** Design for anchorages in concrete. Lausanne, Switzerland, ISSN 1562-3610, 2011.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **fib Model Code 2010:** for concrete structures. Berlin, Germany, ISBN: 978-3-433-03061-5, 2013.

FREITAS, S. M. B. A. **Adição de geomanta e tecido não tecido de polipropileno em cimentos geopoliméricos de pega rápida.** 2008. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

FUCHS, W.; ELIGEHAUSEN, R.; BREEN, J. E. **Concrete Capacity Design (CCD) approach for fastening to concrete.** ACI Structural Journal, v. 92, p. 73 – 94, ISSN 794-802, 1995. <https://doi.org/10.14359/1533>

GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. Análise por elementos finitos de lajes de concreto armado com armadura de punçoamento. **Journal of Structural Engineering**, v. 142, n. 12, pág. 04016129, 2016.

GHARZOUNI, A.; VIDAL, L.; ESSAIDI, N.; JOUSSEIN, E.; ROSSIGNOL, S. **Recycling of geopolymer waste: Influence on geopolymer formation and mechanical properties, materials & design,** Volume 94, 2016, Pages 221-229, ISSN 0264-1275, <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2016.01.043>.

GOLDONI, A. G. **Resistência à flexão e compressão em geopolímero com incorporação de nanotubos de carbono.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina. 2014.

GUIMARÃES, P. V. C. **Estudo da aderência de concretos ativados alcalinamente à base de cinza da casca de arroz e metacaulim.** Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual Paulista. 2019.

HASSAN, A.; ARIF, M.; SHARIQ, M. **Use of geopolymmer concrete for a cleaner and sustainable environment – A review of mechanical properties and microstructure,** Journal of Cleaner Production, Volume 223, 2019, Pages 704-728, ISSN 0959-6526, <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.03.051>.
[\(https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0959652619307401\)](https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0959652619307401)

JAF, D.; AZIZ, S. Q. **Geopolymer Concrete: Properties, durability and applications-review.** 22. 63-75. 10.5937/ror2201063J. 2022.

KHAFAJI, A. A. AL. **Investigação experimental dos efeitos do grupo de ancoragem na resistência à ruptura do concreto em concreto reforçado com fibras.** 2020. Tese de Doutorado. A Universidade do Texas em Arlington.

KLINGNER, R. E.; MENDONCA J. A. **Tensile capacity of short anchor bolts and welded studs:** A Literature Review, ACI Structural Journal, v. 79, n. 27, p.270–279, Jul.-Aug., 982. Prestandard, Brussels, Belgium, 2004.

MAURY, M. B.; BLUMENSCHINE, R. N. **Produção de cimento: impactos à saúde e ao meio ambiente. Sustentabilidade em Debate,** Brasília, v. 3, n. 1, p. 75-96, jan/jun 2012. Disponível em:

NILFOROUSH, R.; NILSSON, M.; ELFGREN, L. **Experimental evaluation of tensile behaviour of single cast-in-place anchor bolts in plain and steel fibre-reinforced normal-and high-strength concrete.** Engineering Structures. 147. 195-206. 10.1016/j.engstruct.2017.05.062. 2017.

NZAMBI, A. K. L.; NTUKU, J. B.; OLIVEIRA, D. R. C. Efeito do Adesivo através de Ensaios Piloto de Extração em Pernos com Cabeça Artesanal Pós-Instalados em Concreto de Fibra de Aço. **Periódico de Prática em Projeto Estrutural e Construção,** v. 26, n. 4, pág. 05021005, 2021.

OBAYES, O.; GAD, E.; LEE, J.; POKHREL, T.; ABDOUKA, K. **Performance of Cast-in and Post-installed Anchors in Early Age Concrete.** 2021.

OLIVEIRA, D. R. C.; OLIVEIRA, A. M.; COSTA, V. G. **Pull-out tests on handcrafted headed studs.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings, (), 1–7. doi:10.1680/jstbu.17.00177, 2018.

OZBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R. **Elementos de fixação em estruturas de concreto - simulações numéricas.** 1993.

PAVLOVIĆ, M.; MARKOVIĆ, Z.; VELJKOVIĆ, M.; BUDEVAC, D. Comportamento de conectores de cisalhamento aparafusados versus pinos com cabeça em testes push-out. **Journal of Constructional Steel Research ,** v. 88, p. 134-149, 2013.

PELISSER, F.; SILVA, B. V.; MENGER, M. H.; FRASSON, B. J.; KELLER, T. A.; TORII, A. J.; LOPEZ, R. H. Análise estrutural do compósito de concreto geopolimérico à base de metacaulim. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais,** v. 11, p. 535-543, 2018.

PINHEIRO, B. F. S. **Influência da temperatura de cura na resistência à compressão dos geopolímeros.** 2017. Tese de Doutorado. Universidade de Coimbra.

PINTO, A. T. **Introdução ao estudo dos geopolímeros.** Universidade De Trás-Os-Montes E Alto Douro: Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, 2006.

PORTO, A. B. R.; FANJAS, A. V. L.; OLIVEIRA, M. A. B.; MONTEIRO, S. N.; SILVA, A. C. R. **Produção de concreto de cimento geopolimérico com substituição parcial do metacaulim por escória de alto forno.** p. 1787-1798. In: *74º Congresso Anual da ABM*, São Paulo, 2019. ISSN: 2594-5327 , DOI 10.5151/2594-5327-33511

PROVIS, J. L.; YONG, C. Z.; DUXSON, P.; VAN DEVENTER, J. S. J. "Correlating mechanical and thermal properties of sodium silicate-fly Ash geopolymers." *Colloids and Surfaces. A, Physicochemical and Engineering Aspects* 336.1 (2009): 57-63. Web.

SANTANA, P. F. M. **Análise numérica de ancoragens tipo conector com cabeça embutidos em membros de concreto armado sob tração.** Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília.2020.

SILVA, W. V.; SOBRINHO, B. E.; SIQUEIRA, J. P. A.; MACEDO, T. A.; BESSA, M. A. S.; SANTOS, J. C. **Estudo experimental e numérico de conectores de cisalhamento do tipo stud bold em vigas mistas.** 2016.

SOARES, J. C.; DIAS, D. P.; GARCIA, S. L. G. **Aço-concreto geopolimérico: correlação entre tensão de aderência e comprimento de ancoragem.** Universidade Estadual do Norte Fluminense, 2006.

SOARES, M. M. P. **Influência da proximidade de borda, da altura efetiva, do comprimento aderente e do diâmetro da haste na resistência de pinos de ancoragem.** Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, Goiânia. 2007. Dissertação de Mestrado—Universidade Federal de Goiás. Escola de Engenharia Civil.

SOFI, M.; DEVENTER, J. S. J. V.; MENDIS, P. A.; LUKEY, G. C. **Engineering properties of inorganic polymer concretes (IPCs), Cement and Concrete Research**, Volume 37, Issue 2, 2007, Pages 251-257, ISSN 0008-8846, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.10.008>.

TANG, C. W. **Modelagem do comportamento tensão-deslizamento de ligação uniaxial de barras de armadura embutidas em concreto com diferentes resistências.** Materiais, v. 14, n. 4, pág. 783, 2021.

TÓTH, M.; BOKOR, B.; SHARMA, A. Anchorage in steel fiber reinforced concrete – **concept, experimental evidence and design recommendations for concrete cone and concrete edge breakout failure modes.** *Engineering Structures.* 181. 60-75. 10.1016/j.engstruct.2018.12.007. 2019.

TÓTH, M.; BOKOR, B.; SHARMA, A. **Comprehensive literature review on anchorages in steel fibre reinforced concrete.** 2021.

VASSALO, E. A. S. **Obtenção de geopolímero a partir de metacaulim ativado.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais. 2013.

VÁZQUEZ, D. E.; RODRÍGUEZ, L. E. R. **Análisis experimental y simulacion numérica de ensayos pull-out.** Universidade da Coruña Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Proyecto Técnico. 2018

VIDYARANYA, K. K. **Experimental investigation of concret breakout strength of anchor in tension within fiber reinforced.** Master of Science in Civil Engineering. The University of Texas at Arlington. 2019.

ZHANG, P.; ZHENG, Y.; WANG, K.; ZHANG, J. **A review on properties of fresh and hardened geopolymers mortar, Composites Part B: Engineering,** Volume 152, 2018, Pages 79-95, ISSN 1359-8368, <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.06.031>. (<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1359836818311648>)